

Biblioteka Główna i OINT  
Politechniki Wrocławskiej



100100165900

Antoni Biegus



# Stalowe budynki halowe

Arkady







Antoni Biegus

# Stalowe budynki halowe

Arkady

NS 143092

Opiniodawcy:

**Prof. dr hab. inż. Bronisław Gosowski**

**Prof. dr inż. Wojciech Włodarczyk**

Redaktor naukowy

**Mgr inż. Janusz Panas**

Opracowanie techniczne

**Iwona Malicka**

Projekt okładki i stron tytułowych

**Andrzej Pilich**

Korekta

**Katarzyna Łańcucka**

© Copyright by Wydawnictwo „Arkady” Sp. z o.o., Warszawa 2003, 2004, 2006, 2008

Wszystkie prawa zastrzeżone

Kopiowanie lub reprodukcja jakiegokolwiek fragmentu tej książki

wymaga pisemnej zgody wydawcy



334558L/1

ISBN 978-83-213-4314-3

Alc 2008/05101K

# Spis treści

<b>Przedmowa</b> .....	<b>9</b>
<b>1. Kształtowanie ustrojów nośnych hal</b> .....	<b>12</b>
1.1. Wiadomości ogólne o konstrukcjach hal stalowych .....	12
1.2. Wymiary geometryczne hal .....	14
1.3. Dylatacje konstrukcji hal .....	18
1.4. Budowa strukturalna i kształtowanie szkieletu nośnego hal stalowych .....	21
1.5. Kształtowanie poprzecznych ustrojów nośnych hal stalowych .....	24
1.6. Kształtowanie stężeń hal stalowych .....	39
1.6.1. Wprowadzenie .....	39
1.6.2. Stężenia połaciowe poprzeczne dachów hal .....	42
1.6.3. Stężenia połaciowe podłużne dachów hal .....	46
1.6.4. Stężenia pionowe podłużne kratowych dachów hal .....	49
1.6.5. Pionowe stężenia podłużne słupów hal .....	52
1.6.6. Stężenia poziome ścian szczytowych i podłużnych .....	55
1.7. Rysunki hali o konstrukcji stalowej .....	57
1.7.1. Wprowadzenie .....	57
1.7.2. Rysunki schematyczne .....	58
1.7.3. Rysunki zestawieniowe i montażowe .....	60
1.7.4. Rysunki robocze .....	62
1.8. Wybrane przykłady systemowych rozwiązań konstrukcji hal stalowych .....	68
<b>2. Obciążenia budynków halowych</b> .....	<b>79</b>
2.1. Ocena bezpieczeństwa w metodzie stanów granicznych .....	79
2.2. Częściowe współczynniki bezpieczeństwa obciążeń .....	82
2.3. Zestawienie, zebranie i kombinacja obciążeń .....	85
2.4. Obciążenia stałe .....	88
2.5. Obciążenie śniegiem .....	90

2.6. Obciążenie wiatrem .....	92
2.7. Obciążenie suwnicami .....	94
<b>3. Obudowa ścian i dachów hal .....</b>	<b>103</b>
3.1. Wprowadzenie .....	103
3.2. Blachy fałdowe .....	104
3.3. Płyty warstwowe .....	118
3.4. Świetliki .....	125
<b>4. Konstrukcje wsporcze obudowy ścian i dachu hali .....</b>	<b>136</b>
4.1. Wprowadzenie .....	136
4.2. Płatwie .....	137
4.3. Konstrukcje nośne ścian .....	154
<b>5. Obliczenia statyczne ustrojów nośnych hal .....</b>	<b>167</b>
5.1. Wprowadzenie .....	167
5.2. Nośność graniczna elementów krytycznych i konstrukcji .....	168
5.2.1. Nośność graniczna przekrojów prętów .....	168
5.2.2. Ścieżki równowagi granicznej prętów .....	172
5.2.3. Ścieżki równowagi granicznej węzłów .....	174
5.2.4. Ścieżki równowagi granicznej konstrukcji prętowych .....	180
5.3. Wyznaczenie sił wewnętrznych i przemieszczeń głównych ustrojów nośnych hal .....	186
5.4. Wyznaczenie sił wewnętrznych w stężeniach .....	195
5.4.1. Wprowadzenie .....	195
5.4.2. Obliczenia statyczne stężeń połączeniowych poprzecznych .....	196
5.4.3. Obliczenia statyczne stężeń połączeniowych podłużnych .....	203
5.4.4. Obliczenia statyczne pionowych podłużnych stężeń dachów .....	205
5.4.5. Obliczenia statyczne pionowych stężeń podłużnych słupów hal ....	208
5.4.6. Obliczenia statyczne stężeń wiatrowych ścian .....	211
<b>6. Wymiarowanie i konstruowanie słupowo-kratowych układów poprzecznych hal .....</b>	<b>212</b>
6.1. Płaskie kratownice dachowe .....	212
6.1.1. Wprowadzenie .....	212
6.1.2. Kształtowanie parametrów geometrycznych kratownic .....	216
6.1.3. Określenie sił wewnętrznych w prętach kratownicy .....	221
6.1.4. Długości wybożeniowe i smukłości prętów kratownicy .....	224
6.1.5. Przekroje poprzeczne prętów kratownic .....	230
6.1.6. Sprawdzenie stanu granicznego nośności i użytkowania kratownic .	235
6.1.7. Konstruowanie węzłów i styków kratownic płaskich .....	237
6.2. Słupy główne układów poprzecznych hal .....	250
6.2.1. Wprowadzenie .....	250
6.2.2. Schematy statyczne słupów .....	251
6.2.3. Kształtowanie geometryczne słupów głównych hal .....	254
6.2.4. Długości wybożeniowe i smukłości słupów głównych hal .....	259



6.2.5. Sprawdzenie stanu granicznego nośności trzonu słupów .....	264
6.2.6. Konstruowanie słupów głównych hal .....	268
6.3. Konstrukcja stężeń dachów i słupów hal .....	292
<b>7. Wymiarowanie i konstruowanie pełnościennych układów poprzecznych hal .....</b>	<b>298</b>
7.1. Wprowadzenie .....	298
7.2. Pełnościenne rygle dachowe .....	299
7.2.1. Kształtowanie poprzeczne i podłużne rygli pełnościennych .....	299
7.2.2. Sprawdzanie stanu granicznego nośności pełnościennego rygla dachowego .....	303
7.2.3. Sprawdzenie stanu granicznego użytkowania pełnościennego układu poprzecznego .....	313
7.3. Naroża ram pełnościennych .....	315
7.3.1. Wytyżenie naroży ram pełnościennych .....	315
7.3.2. Konstrukcje naroży ram pełnościennych .....	319
7.4. Śrubowe styki montażowe ram pełnościennych .....	323
7.4.1. Wprowadzenie .....	323
7.4.2. Obliczanie śrubowych styków doczołowych i zakładkowych .....	324
7.4.3. Konstruowanie śrubowych styków montażowych ram pełnościennych .....	332
<b>Bibliografia .....</b>	<b>339</b>



# Przedmowa

W książce omówiono zagadnienia kształtowania, obliczania i konstruowania hal o stalowym szkielecie nośnym. Są to budynki jednokondygnacyjne, w których dach i ściany zamykają pewną przestrzeń i zapewniają dużą powierzchnię użytkową. Znajdują one zastosowanie w wielu gałęziach przemysłu (hale produkcyjne), w rolnictwie, budownictwie, handlu (hale składowe, magazynowe, inwentarskie, targowe) oraz jako obiekty masowej obsługi i użyteczności publicznej (hale dworcowe, sportowe, wystawowe, widowiskowe itp.). Należy odnotować, że monograficzna książka na temat projektowania takich obiektów autorstwa Tadeusza Krzyśpiaka „Konstrukcje stalowe hal” została wydana przez „Arkady” w 1976 r. Jednak wiedza w niej zawarta, zwłaszcza w części dotyczącej obliczania, wymiarowania, kształtowania, rozwiązań materiałowych i konstrukcyjnych zdezaktualizowała się, gdyż w minionych 30 latach zaszły istotne zmiany w stosowaniu, wytwarzaniu i projektowaniu budowlanych konstrukcji stalowych. Stały się one nowoczesnymi wyrobami przemysłowymi o wysokich walorach użytkowych i ekonomicznych. Rozwój i postęp był możliwy dzięki ustaleniu podstaw naukowych w tej dziedzinie i wprowadzeniu znaczących zmian technologicznych w procesie wytwarzania konstrukcji stalowych. Między innymi stosuje się elementy o przekrojach cienkościennych, rury o przekrojach prostokątnych, liny, blachy fałdowe, nowoczesne łączniki (śruby o wysokiej wytrzymałości, gwoździe wstrzeliwane, wkręty samowierzące, nity jednostronne), a przy produkcji elementów wysyłkowo-montażowych wykorzystuje się mechanizację i półautomatyzację.

Przy tworzeniu podstaw naukowych projektowania konstrukcji stalowych wyjaśniono i uściślono wiele zagadnień dotyczących identyfikacji ich modeli obliczeniowych, a współczesna technika komputerowa umożliwia dokładniejszą niż dawniej analizę rzeczywistego zachowania się i ocenę nośności ustroju.

Techniki komputerowe zmieniły technologię projektowania. Inna jest rola i zadania projektanta w kształtowaniu, obliczaniu i konstruowaniu obiektu. Wspomaganie komputerowe projektowania sprawiło, iż łatwiejsze stało się wariantowanie i prowadzenie analiz optymalizacyjnych konstrukcji, a projektant został odciążony od wykonywania żmudnych obliczeń statyczno-wytrzymałościowych ustroju nośnego obiektu. Jednak komputer jest tylko nowoczesnym narzędziem wykonującym polecenia projektanta, wyłącza człowieka przy wykonywaniu pracochłonnych procedur obliczeniowych. Aby zatem racjonalnie korzystać z możliwości, jakie dają techniki komputerowe, projektant musi wykazać się gruntowną wiedzą w zakresie naukowych podstaw projektowania konstrukcji. Stąd też w książce zwrócono szczególną uwagę na wyjaśnienie i identyfikację modeli fizycznych i obliczeniowych projektowania stalowych budynków halowych. Rozumienie funkcji statycznej i wytrzymałościowej elementów składowych oraz wyťaženia (pracy) całego ustroju nośnego, a także przyjęcie właściwych modeli szacowania nośności konstrukcji jest podstawą do racjonalnego korzystania z programów komputerowych i optymalnego projektowania budowli.

Książka jest adresowana do osób, które mają podstawową wiedzę dotyczącą projektowania konstrukcji stalowych zgodnie z postanowieniami PN-90/B-03200. Tworząc obiekt, jakim jest hala o konstrukcji stalowej, należy właściwie operować wiadomościami z zakresu teorii konstrukcji metalowych, mechaniki budowli, wytrzymałości materiałów, budownictwa ogólnego, fizyki budowli, fundamentowania oraz znać metody realizacji budowli. Ponieważ umiejętność syntezy wiedzy z różnych dziedzin odgrywa istotną rolę w procesie projektowania, autor zamieścił w książce odpowiednie wskazówki w tej kwestii.

Książkę poświęcono głównie tematyce hal stalowych o płaskich układach poprzecznych, połączonych w ustrój przestrzenny stężeniami oraz konstrukcją wsporcą obudowy ścian i dachów. Płaskie układy poprzeczne są stosowane w formie ustrojów słupowo-wiązarowych bądź ramowych. Omawiane w książce hale stalowe są obecnie wznoszone najczęściej, choć rozwiązań stalowych budynków halowych jest dużo więcej (o ustrojach nośnych w postaci np.: prętowych struktur przestrzennych, powłok prętowych, kopuł, konstrukcji ciągnowych). W halach przemysłowych płaskie poprzeczne ustroje nośne stanowią konstrukcję wsporcą belek podsuwnicowych. W książce omówiono zagadnienia związane z obciążeniem układów poprzecznych pracą suwnic oraz konstrukcję słupów, na których opierają się belki podsuwnicowe. Pominięto natomiast sprawy związane z projektowaniem belek podsuwnicowych, gdyż ta tematyka jest przedmiotem kilku monograficznych publikacji bądź wypełnia obszerne rozdziały w innych książkach dostępnych zainteresowanym.

Układ merytoryczny książki odpowiada tokowi postępowania w projektowaniu hal o konstrukcji stalowej. W kolejnych jej rozdziałach omówiono zagadnienia kształtowania ustroju nośnego, obciążeń hali, projektowania osłon ścien-

nych i dachowych obiektu, obliczania sił wewnętrznych w prętach ustroju nośnego oraz wymiarowania i konstruowania elementów konstrukcji hali. Książka ma pomóc w wyborze najwłaściwszego rozwiązania konstrukcyjnego ze względu na jego funkcję w obiekcie, bezpieczeństwo, nośność i warunki eksploatacji przy optymalnych nakładach inwestycyjnych. W opracowaniu zaprezentowano też współcześnie stosowane wyroby i materiały do budowy hal, m.in. konstrukcje cienkościenne ustrojów nośnych, płatwie z kształtowników giętych, obudowy z blach fałdowych, kasety ściennie, płyty warstwowe, nowoczesne łączniki, lekkie świetliki itp. Zwrócono ponadto szczególną uwagę na przybliżenie Czytelnikowi naukowych podstaw obliczania konstrukcji stalowych z wykorzystaniem metod komputerowych oraz zasad kształtowania ustroju nośnego i konstruowania jego elementów. Książka będzie przydatna tak dla studentów wydziałów budownictwa wyższych uczelni technicznych, jak i dla projektantów konstrukcji stalowych.

Autor pragnie podziękować Panom Profesorom Bronisławowi Gosowskiemu i Wojciechowi Włodarczykowi za trafne i ważne uwagi merytoryczne zawarte we wnikliwych i rzeczowych recenzjach książki, a także za wskazanie sposobów wprowadzenia zmian, co przyczyniło się niewątpliwie do ulepszenia treści dzieła.

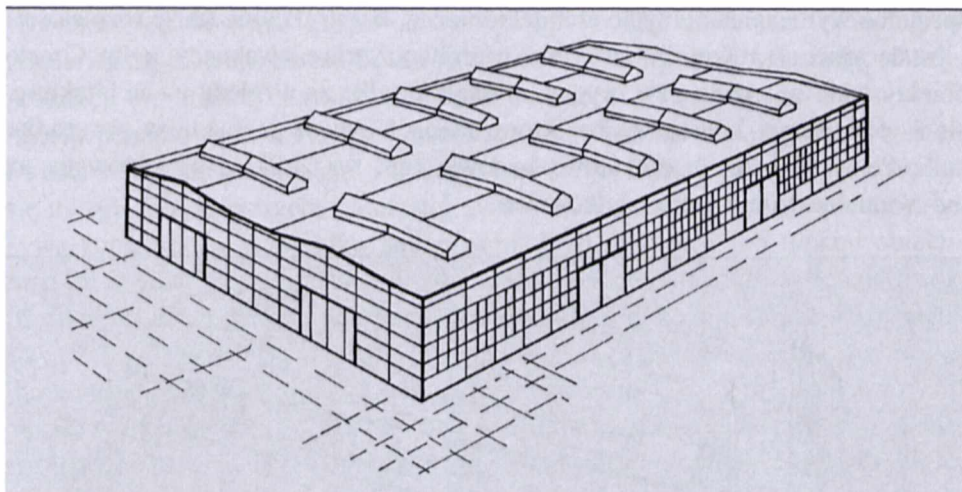
## Kształtowanie ustrojów nośnych hal

### 1.1. Wiadomości ogólne o konstrukcjach hal stalowych

Halami nazywa się budynki parterowe jedno- lub wielonawowe, najczęściej niepodpiwniczone, których cechą charakterystyczną jest brak wewnętrznych ścian poprzecznych i podłużnych. W takich obiektach dach i zewnętrzne ściany zamykają pewną przestrzeń, chroniąc dużą powierzchnię użytkową przed wpływami atmosferycznymi (śniegiem, deszczem, wiatrem, temperaturą, pyłem itp.). Niektóre fragmenty hal parterowych mogą być ukształtowane jako wielokondygnacyjne. Z uwagi na rodzaj obudowy można wyróżnić hale ze ścianami zewnętrznymi ocieplonymi lub nieocieplonymi oraz wiaty bez ścian (przegród) zewnętrznych.

O kształcie i wielkości budynku halowego decydują wymagania eksploatacyjne obiektu. Z uwagi na przeznaczenie takich budynków rozróżnia się hale [65]: przemysłowe, użyteczności publicznej, obsługowe i składowe.

Hale przemysłowe (rys. 1.1) są to budynki przeznaczone do realizacji określonego celu produkcyjnego. Może w nich odbywać się bezpośrednia produkcja, montaż lub magazynowanie materiałów i wytworzonych wyrobów lub mogą stanowić tzw. zaplecze produkcyjne (kotłownie, maszynownie itp.). Konstrukcja hali powinna być dostosowana do założonego, pierwotnego przeznaczenia obiektu, zapewniając optymalne i prawidłowe jego użytkowanie. Równocześnie w projektowaniu należy brać pod uwagę możliwość zmian technologicznych, potrzebę rozbudowy i modernizacji, a także zmian branży produkcji i odmiennego użytkowania obiektu w przyszłości.



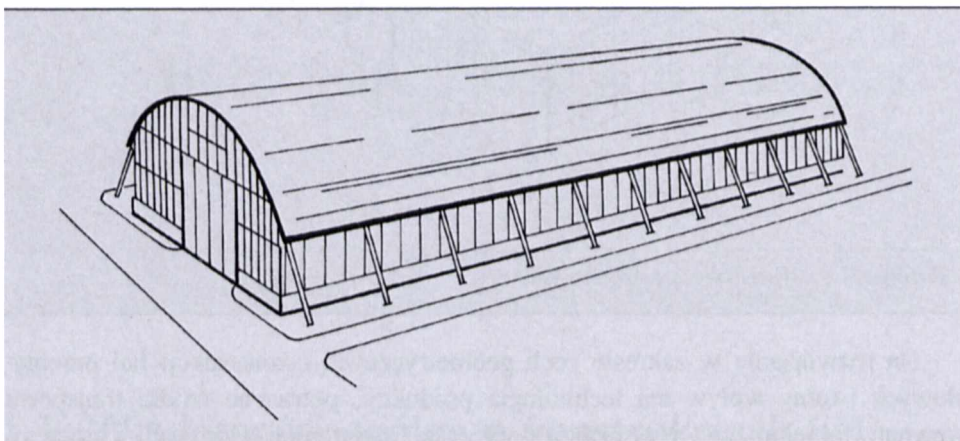
Rysunek 1.1. Aksonometria hali przemysłowej

Na rozwiązania w zakresie cech geometrycznych i konstrukcji hal przemysłowych istotny wpływ ma technologia produkcji, potrzebne środki transportu wewnątrz obiektu oraz wymagania dotyczące oświetlenia, wentylacji i izolacyjności termicznej. Hale przemysłowe są wyposażone w stałe lub ruchome urządzenia technologiczne (maszyny, suwnice, podnośniki, ciągi transportowe i instalacyjne), które zapewniają prawidłowy przebieg produkcji. Konstrukcje nośne hal charakteryzują się dużą powtarzalnością elementów i zespołów konstrukcyjnych, co sprzyja unifikacji i wprowadzaniu rozwiązań systemowych. Projektuje się je na ogół z płaskich układów poprzecznych, które przenoszą obciążenia technologiczne (np. od suwnic) i klimatyczne przekazywane z dachu i ścian obiektu. Poprzeczne układy nośne, rozmieszczone prostopadle do osi podłużnej budynku, są połączone elementami podłużnymi (ryglami, płatwiami) oraz stężeniami.

Hale składowe są obiektami magazynowymi (niskiego lub wysokiego składowania) niezwiązanymi z zakładem przemysłowym, lecz z transportem, handlem, rezerwami wojskowymi lub państwowymi itp. Są one zazwyczaj wyposażone w urządzenia dźwigowo-transportowe i przenośnikowe. Większość takich obiektów ma często ustroje nośne o konstrukcjach stosowanych w halach przemysłowych (płaskie układy poprzeczne połączone w przestrzenny ustrój stężeniami, płatwiami i ryglami ściennymi). Konstrukcję hali magazynowej może również stanowić jednolity układ przestrzenny w postaci np. prętowej kopuły lub struktury prętowej (przestrzennej kratownicy o regularnej budowie geometrycznej).

Hale użyteczności publicznej (sportowe, widowiskowe, wystawowe), a także masowej obsługi (handlowo-usługowe, dworce kolejowe, autobusowe, lotnicze, hangary, zajezdnie, stacje obsługi samochodów itp.) mają bardzo zróżnicowane rozwiązania konstrukcyjne ustrojów nośnych. Funkcje tych obiektów narzucają

specjalne wymagania nie tylko architektoniczne, konstrukcyjne (duże rozpiętości) i instalacyjne, ale również akustyczne, przeciwpożarowe, ewakuacyjne itp. Często obiekty takie wyróżniają się oryginalnością nie tylko ze względu na architekturę, ale i rozwiązania konstrukcyjne, które na ogół bywają inne niż w przypadku hal przemysłowych. Te unikatowe budowle (np. rys. 1.2) są projektowane na indywidualne zamówienie użytkownika.



Rysunek 1.2. Aksonometria hali sportowej o łukowej konstrukcji nośnej dachu [37]

## 1.2. Wymiary geometryczne hal

Główne wymiary hali to rozpiętość ustroju nośnego oraz długość i wysokość obiektu. Hale przemysłowe, składowe, a także duża część hal masowej obsługi mają rzuty prostokątne.

Powierzchnia hali wynika z funkcji lub sposobu jej użytkowania, którą określa architekt i technolog. Maszyny i urządzenia technologiczne oraz instalacje i ciągi transportowe przez swoje rozmieszczenie lub doprowadzenie do stanowisk roboczych wpływają na układ geometryczny hali. Niekiedy instalacje i ciągi transportowe mogą być ściśle powiązane z konstrukcją budynku co determinuje rozwiązania geometryczne układów konstrukcyjnych. Sytuacja jest korzystniejsza, gdy wyposażenie technologiczne nie jest powiązane z konstrukcją obiektu. Wtedy istnieje możliwość swobodnego kształtowania przestrzeni hali i ujednoczenia elementów jej konstrukcji nośnej. W halach o rzutach prostokątnych minimalną postulowaną powierzchnię obiektu koryguje się tak, by boki wydzielonej dylatacją jej części były wielokrotnością modułu poziomego konstrukcji  $30M = 3,00$  m (w uzasadnionych przypadkach połowy modułu, tj. 1,50 m). Do określenia wymiarów elementów takich jak okna, wrota, drzwi, a także wysokości słupów



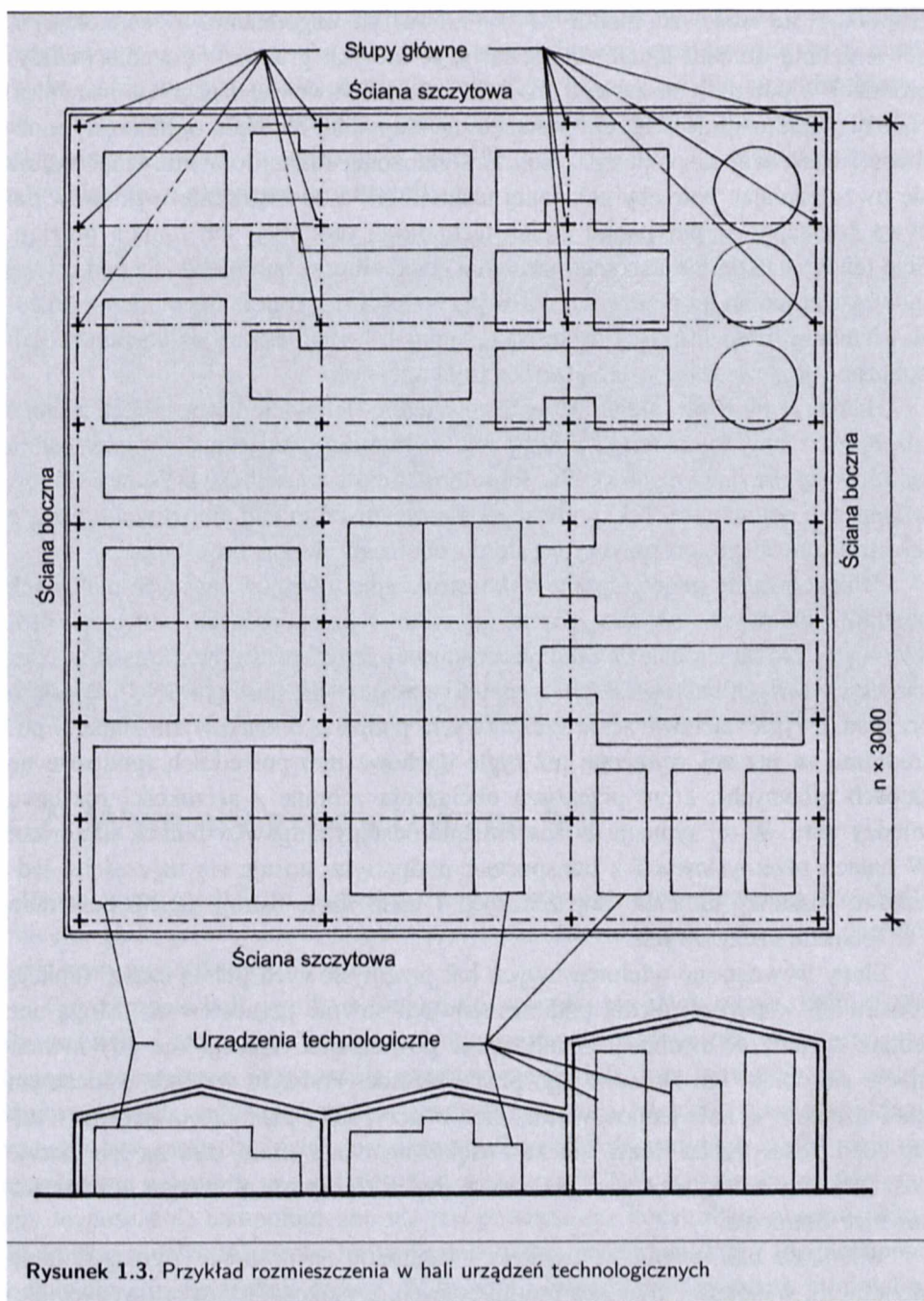
proponuje się stosować moduł  $M = 0,3$  m. Po uzgodnieniu z technologiem powierzchnię obiektu dzieli się na nawy, w których grupuje się stadia (działy) produkcji o potrzebnym zasięgu środków transportu wewnętrznego (np. suwnic). Należy ponadto sprawdzić, czy wewnętrzne słupy hali nie będą ograniczały możliwości właściwej eksploatacji i realizacji założonej funkcji obiektu. Hale buduje się uwzględniając potrzeby założonej technologii, a dostosowanie wymiarów hal bywa konieczne w przypadku zmian technologii produkcji lub funkcji obiektu. Stąd też w analizie ostatecznego ustalenia siatki słupów hali bierze się pod uwagę możliwości zmian jej przeznaczenia w przyszłości i dokonuje uzgodnień z przedstawicielami branż instalacyjnych. Na rysunku 1.3 z naniesioną siatką słupów hali pokazano rozmieszczenie urządzeń technologicznych.

Hale przemysłowe i składowe mogą być jedno- lub wielonawowe. Jeśli różnice rozpiętości naw są małe, to należy ich rozpiętości ujednoczyć (w przypadku wątpliwości przyjąć większą). Tak samo postępuje się, ustalając rozstawy słupów w kierunku podłużnym. Taki podział geometryczny rzutu hali umożliwia typizację jej ustroju nośnego, co przyczynia się do obniżenia kosztu inwestycji.

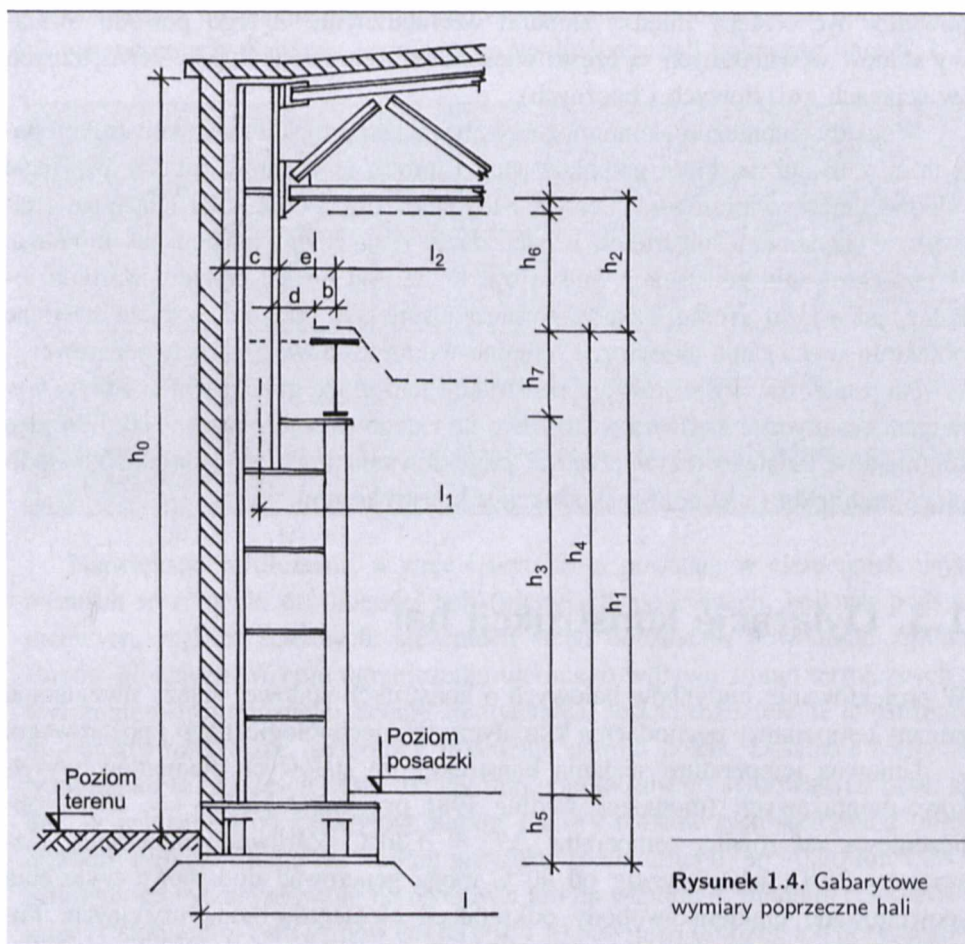
Zróżnicowanie geometryczne i konstrukcyjne ustrojów nośnych halowych obiektów stalowych powinno zdarzać się tylko w uzasadnionych sytuacjach projektowych. Do takich należy zaliczyć stosowanie innych ustrojów nośnych w ścianach szczytowych hal o płaskich ustrojach poprzecznych (por. rys. 1.15). W takim przypadku rygle dachowe ścian szczytowych, podparte dodatkowymi słupami pośrednimi, są inaczej wyęzione niż rygle dachowe ram pośrednich (podparte na słupach głównych), które przenoszą obciążenia zebrane z szerokości rozstawu między nimi. W tej sytuacji można zmienić odstępów słupów w polach skrajnych. W halach przemysłowych z transportem podpartym stosuje się najczęściej jednakowe rozstawy układów poprzecznych i takie same ustroje nośne pośrednie i w ścianach szczytowych.

Słupy wewnętrzne wielonawowych hal przemysłowych pełnią często funkcję konstrukcji wsporczej jezdni podsuwnicowych suwnic pomostowych. Mogą one jednak ograniczać swobodę kształtowania powierzchni, szczególnie gdy modernizuje się obiekt lub zmienia jego przeznaczenie. Pod tym względem idealnym rozwiązaniem są hale jednonawowe, choć w przypadku jednonawowych hal o dużej rozpiętości trzeba liczyć się ze zwiększonym zużyciem stali na ich ustroje nośne. Wtedy należy stosować jezdniowe środki transportu wewnątrz obiektu lub suwnice bramowe.

Wysokość hali wyznacza architekt i technolog na podstawie wymagań funkcjonalnych, wysokości urządzeń produkcyjnych, wysokości transportowanych elementów, gabarytów suwnic oraz przepisów bhp i Urzędu Dozoru Technicznego. Projektant konstrukcji stalowej powinien otrzymać lub sporządzić rysunek każdej nawy hali (mogą one być różnej wysokości). Na rysunku 1.4 pokazano przykładowo, które wymiary powinny być określone. W takiej hali na poziomie jezdni



podsuwnicowej znajdują się chodniki do obsługi technicznej suwnic. Ich szerokość nie powinna być mniejsza niż 500 mm na długości między słupami i 400 mm na przejściu przy słupach. W projektowaniu obiektów przemysłowych wysokości



hal często przyjmuje się z uwzględnieniem modułu pionowego  $12M = 1,20$  m (np.: 4,80 m, 6,00 m, 7,20 m, ...).

Przy doborze rozstawu słupów głównych (w kierunku osi podłużnej hali), rozpiętości naw i wysokości hali powinno się uwzględniać przede wszystkim wymagania związane z realizowaną w niej technologią produkcji lub jej funkcją, a także stopień wykorzystania powierzchni obiektu. Właściwe określenie tych parametrów geometrycznych powinno ponadto uwzględniać techniczno-ekonomiczne uwarunkowania budowy hali, tj. zapewnić łatwe wykonawstwo warsztatowe i montaż konstrukcji, małe zużycie stali i niski koszt inwestycji. W fazie ustalania szczegółowego przebiegu procesu technologicznego konstruktor powinien sugerować przyjęcie siatki słupów, która spełniałaby wymienione postulaty.

Z analiz wynika, że stopień wykorzystania powierzchni użytkowej hal wielonawowych zależy od gęstości siatki słupów wewnętrznych i gabarytów zainstalowanych urządzeń technologicznych. Im urządzenia będą większe, tym większe

powinny być odstępami między słupami wewnętrznymi. Z tego powodu rozstawy słupów wewnętrznych są często większe od rozmiarów słupów zewnętrznych (w ścianach szczytowych i bocznych).

Względy techniczno-ekonomiczne wpływają na projektowanie konstrukcji hali m.in. z uwagi na dobór gatunków stali i innych materiałów, a także przyjęcie odpowiednich wymiarów elementów i ich przekrojów, co z kolei wiąże się z łatwym wykonaniem konstrukcji w warsztacie i scaleniem jej podczas montażu. W projektowaniu konstrukcji muszą być brane pod uwagę ponadto warunki lokalne, jak rodzaj gruntu, szkody górnicze, istniejące budynki, a także stawiane obiektom wymagania akustyczne, ciepłno-wilgotnościowe i przeciwpożarowe.

Na ostateczny wybór rodzaju konstrukcji hali mogą mieć również wpływ wymagania estetyczne zarówno w stosunku do całego ustroju nośnego, jak i do jego fragmentów. Dlatego też w procesie projektowania jest pożądana ścisła współpraca architekta i technologa produkcji z konstruktorem.

### 1.3. Dylatacje konstrukcji hal

W projektowaniu budynków halowych o konstrukcji stalowej należy uwzględnić zmiany temperatury pochodzenia klimatycznego, technologicznego i pożarowego.

Umowną temperaturę scalania konstrukcji ze stalowych elementów wysyłkowo-montażowych (montażu) według [98] przyjmuje się  $T_0 = 10^\circ\text{C}$ , obliczeniową zaś różnicę temperatur  $\Delta T = \pm 30^\circ\text{C}$ . Zarówno temperatury niższe od  $-20^\circ\text{C}$ , jak i wyższe od  $40^\circ\text{C}$  mogą generować dodatkowe wyężenia spowodowane brakiem swobody odkształceń elementów konstrukcyjnych. Ponadto mogą one zmniejszyć parametry wytrzymałościowe i pogorszyć właściwości fizyczne stali.

W założeniach projektowych są wymagane niejednokrotnie duże wymiary rzutu poziomego budynków halowych. Hale produkcyjne i magazynowe mają często w planie kształty wydłużone ze względu na jednokierunkowy układ ciągów komunikacyjnych i produkcyjnych. Jeżeli długość lub szerokość hali są znaczne, istotny wpływ na wyężenie jej ustroju nośnego może mieć temperatura pochodzenia klimatycznego.

Wynikające z dobowych lub rocznych wahań temperatury  $\Delta T$  wydłużenie lub skrócenie konstrukcji można zapisać wzorem

$$\Delta l = \varepsilon_T l \Delta T \quad (1.1)$$

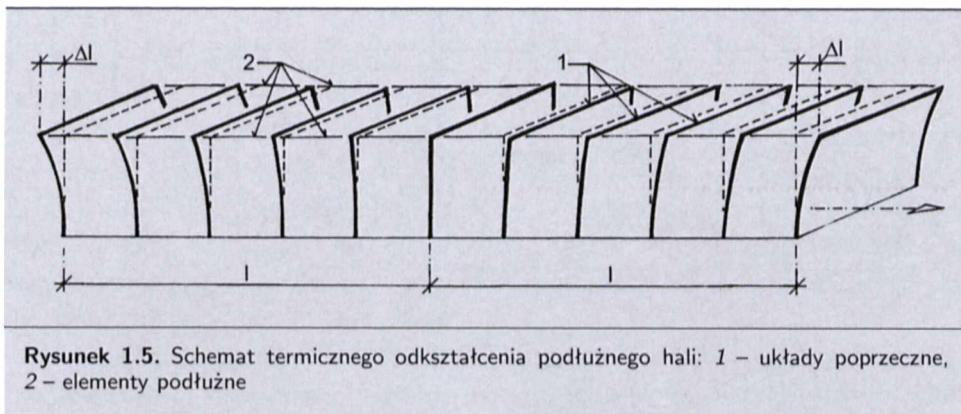
gdzie:

$\varepsilon_T$  — współczynnik liniowej rozszerzalności cieplnej stali,

$l$  — długość elementu,

$\Delta T$  — przyrost temperatury.

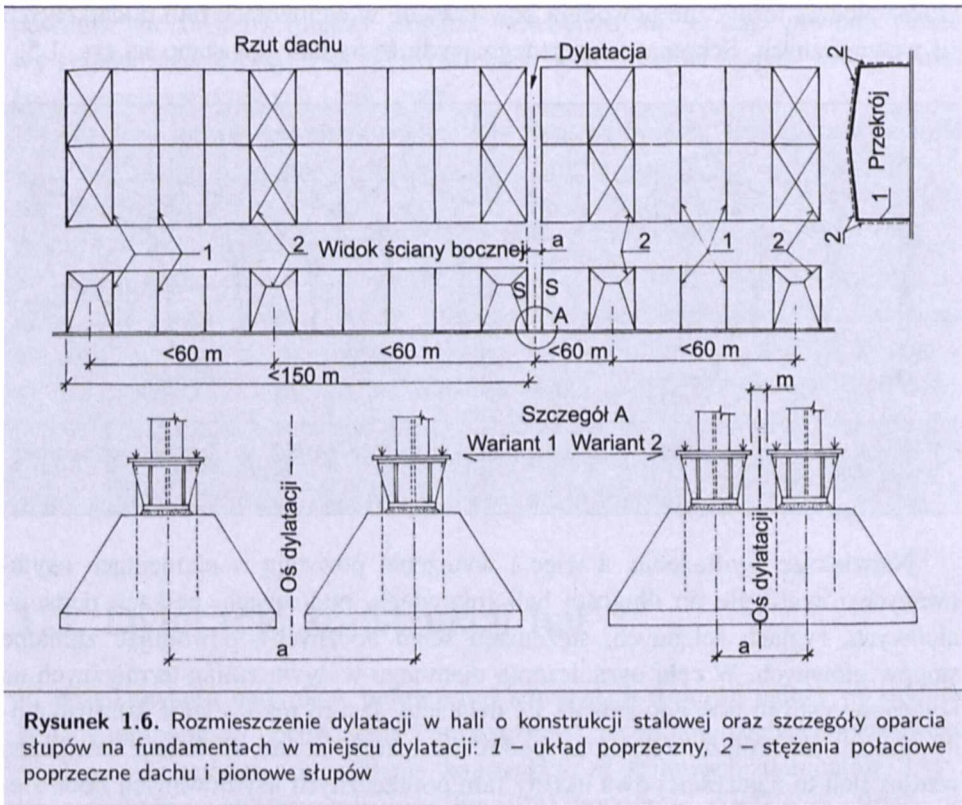
Odształcenia termiczne powodują powstawanie w elementach hali dodatkowych sił wewnętrznych. Schemat termicznego wydłużenia hali pokazano na rys. 1.5.



Największe wydłużenia, a więc i wyciężenia powstają w elementach usytuowanych równolegle do długości hali (płatwiach, podciągach, belkach podsuwnicowych, ryglach ściennych, stężeniach ścian bocznych), powodując zginanie słupów głównych. W celu ograniczenia ujemnego wpływu zmian termicznych na wyciężenie ustroju nośnego stosuje się dylatacje. Jest to rozdzielenie konstrukcyjne obiektu na krótsze, zespolone podłużnie ustroje nośne. Dylatacje termiczne wzdłuż hali to najczęściej dwa układy ram poprzecznych usytuowanych obok siebie. W zależności od gabarytów słupów osiowy rozstaw tych sąsiednich (niezależnych) ram przyjmuje się według przyrostu modularnego, np.: 0,90 lub 1,20 m. Słupy mogą być usytuowane na osobnych lub na wspólnym fundamencie. Odstęp między skrajniami tych słupów ( $m$  na rys. 1.6) powinien umożliwić ich oczyszczenie z brudu i rdzy oraz zabezpieczenie antykorozyjne. Odstęp zależy od głębokości, czyli wysokości kształtownika słupa  $h$ . Zgodnie z PN-EN ISO 12944-3:2001 może on wynosić nawet 300 mm, przy  $h \geq 700$  mm. Przykład rozmieszczenia dylatacji w hali o konstrukcji stalowej oraz szczegóły (w dwóch wariantach) oparcia słupów na fundamentach w miejscu dylatacji pokazano na rys. 1.6.

Projektując odpowiednio rozmieszczone dylatacje termiczne w obiektach parterowych, można w obliczeniach pominąć wpływ temperatur pochodzenia klimatycznego na wyciężenie ustroju. Zgodnie z postanowieniami normy [98] powinny być spełnione następujące warunki:

- długość obiektu lub jego oddylatowanej części (rozstaw dylatacji) nie może przekraczać w budynkach halowych 150 m, w estakadach 120 m,
- odległość między najdalszymi względem siebie podporami (stężeniami lub słupami) przenoszącymi siły poziome w rozpatrywanym kierunku, jak również odległość przerwy dylatacyjnej od najbliższego stężenia poziomego nie może przekraczać 60 m.



**Rysunek 1.6.** Rozmieszczenie dylatacji w hali o konstrukcji stalowej oraz szczegóły oparcia słupów na fundamentach w miejscu dylatacji: 1 – układ poprzeczny, 2 – stężenia połacie poprzeczne dachu i pionowe słupów

Jeżeli zastosowanie dylatacji nie jest możliwe i wymagania przytoczone według [98] nie mogą być spełnione, należy w obliczeniach ustroju nośnego uwzględnić wpływ zmian temperatury. Z analiz wynika [49], że wskutek działania temperatur pochodzenia klimatycznego w halach o znacznej długości skrajne słupy ustroju nośnego ulegają przeciążeniu, które sięga 15% ich nośności. Wpływ ten jest większy, gdy uwzględni się pogorszenie właściwości sprężysto-plastycznych niektórych gatunków stali w niskich temperaturach. Dotyczy to przede wszystkim elementów spawanych, które mają zwiększoną skłonność do kruchych pęknięć w niskich temperaturach [55].

Lokalne nagrzanie elementów konstrukcji może być związane z technologią (tzw. gorącą produkcją), gdy kolejne procesy produkcyjne zachodzą w warunkach wydzielania się dużej ilości ciepła. Może to powodować wyężenie konstrukcji, które należy uwzględnić w obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych.

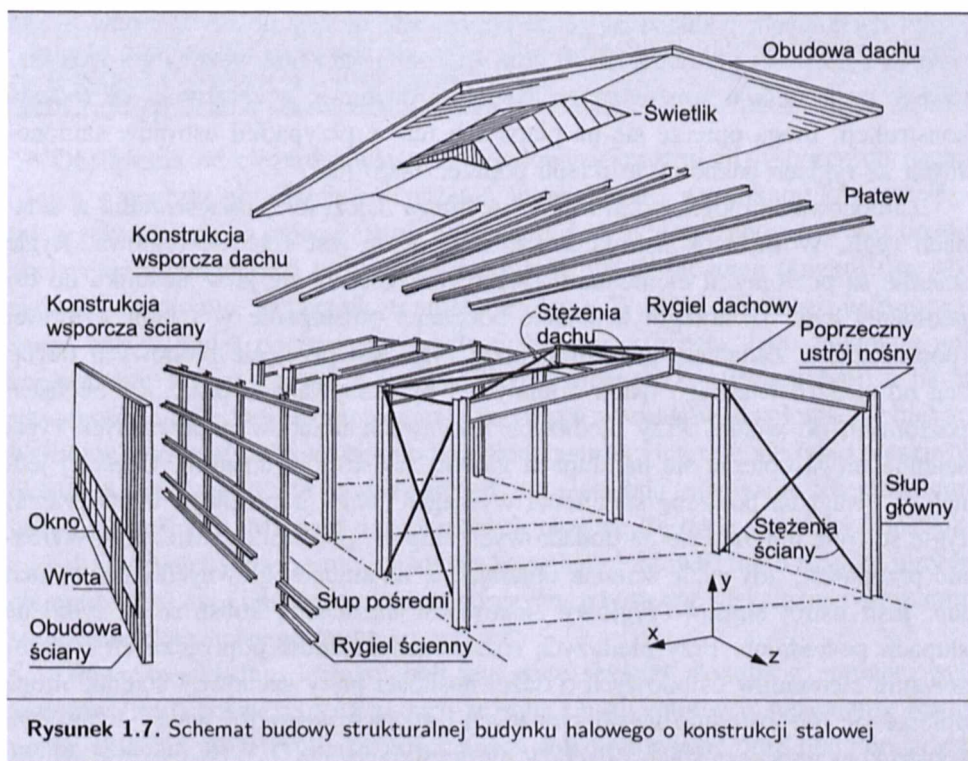
Dylatacje hal stosuje się również, gdy istnieje możliwość nierównomiernego osiadania podłoża gruntowego, np. przy posadowieniu obiektów na terenach eksploatacji górniczej. W takich sytuacjach projektowych dylatacje zapobiegają powstawaniu dodatkowych wyężen ustroju nośnego, wywołanych zmianami położenia fundamentów hali.

## 1.4. Budowa strukturalna i kształtowanie szkieletu nośnego hal stalowych

Pełnienie założonej funkcji technologicznej (produkcyjnej, eksploatacyjnej) oraz ochrona wnętrza przed wpływami otoczenia ma zasadniczy wpływ na budowę strukturalną i rodzaj ustroju nośnego budynku halowego. Wymagania odnoszące się do przegród (ich izolacyjności cieplnej, wilgotnościowej, akustycznej), oświetlenia i wentylacji, urządzeń transportowych, wyposażenia ochrony przeciwpożarowej, a także realizacja założonej funkcji obiektu, wpływają bezpośrednio na przyjmowane rozwiązania konstrukcyjno-materiałowe hali i jej poszczególnych elementów składowych.

Pod pojęciem budowy strukturalnej hali rozumie się rozmieszczenie jej elementów składowych (układ elementów tworzących stalowy budynek halowy) oraz zespół wzajemnych relacji między nimi.

Schemat budowy strukturalnej stalowego budynku halowego pokazano na rys. 1.7. W schemacie tym zestawiono typowe elementy takich obiektów w celu przedstawienia ich roli konstrukcyjnej lub związanej z wymaganiami użytkownika obiektu. Jest oczywiste, iż przedstawione na rys. 1.7 elementy składowe hali mogą mieć wiele rozwiązań wariantowych, dlatego rysunek ten należy traktować



Rysunek 1.7. Schemat budowy strukturalnej budynku halowego o konstrukcji stalowej

jako ideowy. Wyróżniono w nim elementy osłonowe dachu i ścian, ich konstrukcję wsporczą oraz główny ustrój nośny, w skład którego wchodzić poprzeczne układy nośne oraz stężenia. Każdy z tych elementów ma spełniać określone zadanie konstrukcyjne lub funkcjonalne. Równocześnie stosuje się rozwiązania konstrukcyjne hal, w których elementy składowe pełnią podwójną funkcję. I tak np. dachowe płyty faldowe służą jako osłona i stężenia połączenia dachu (por. rys. 1.27), płatwie są konstrukcją wsporczą płyt dachowych i równocześnie elementem nośnym stężenia połączeniowego (por. rys. 1.25), a łukowe blachy faldowe są osłoną i konstrukcją nośną obiektu (por. rys. 1.20).

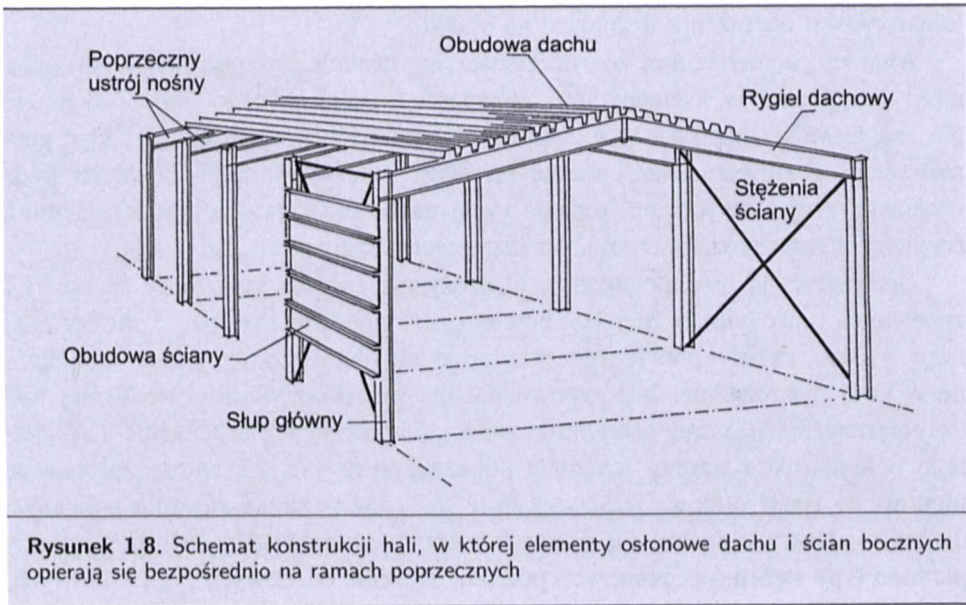
Zadaniem obudowy ścian (podłużnych i szczytowych) oraz dachu jest zabezpieczenie wnętrza hali przed wpływem czynników atmosferycznych (śniegu, deszczu, wiatru, temperatury) oraz pyłu, hałasu itp. Zasadniczymi elementami obudowy są płyty dachowe i ściennie, a także świetliki dachowe oraz okna, wrota i drzwi w ścianach. Te powierzchniowe elementy przejmują bezpośrednio obciążenia od śniegu i wiatru. Względę wytrzymałościowe sprawiają, iż wymagają one stosunkowo gęstej siatki linii podparć. Dlatego też najczęściej jest niezbędne zastosowanie odpowiedniej konstrukcji wsporczej powierzchniowych elementów osłonowych ścian i dachu.

Konstrukcję wsporczą płyt dachowych stanowią zazwyczaj płatwie. Są to elementy usytuowane równolegle do osi podłużnej hali. Przejmują one obciążenia z płyt dachowych, przekazując je na poprzeczne układy nośne. Rozstaw płatwi wynika z nośności płyt dachowych oraz np. rozmieszczenia węzłów górnych kratowego rygla układu poprzecznego. Świetliki dachowe, w zależności od rodzaju konstrukcji, mogą opierać się na płatwiach lub w przypadku ustrojów samonośnych na ryglach dachowych układu poprzecznego hali.

Zamocowanie okien, bram i drzwi wymaga najczęściej zastosowania w ścianach rygli. Wówczas konstrukcja wsporcza ścian jest słupowo-ryglowa. Rygle ściennie są poziomymi elementami prętowymi. Układają się one w stosunku do osi podłużnej hali: równolegle w ścianie bocznej i prostopadle w ścianie czołowej (poprzecznej). Zadaniem konstrukcyjnym rygli jest przejście pionowych obciążeń od ciężaru własnego osłon ściennych i przekazywanych przez nie obciążeń poziomych od wiatru. Przy niedużych rozstawach układów poprzecznych rygle ściennie mogą opierać się na słupach głównych ustrojów nośnych. Częściej jednak (z uwagi na potrzebę spełnienia wymagań stanu granicznego użytkowania) rygle ściennie opierają się na dodatkowych słupach pośrednich. Można tu wyróżnić przypadek, gdy rygle ściennie opierają się na słupach głównych i pośrednich lub, jeśli ustrój słupowo-ryglowy ściany jest niezależną konstrukcją, tylko na słupach pośrednich. Przy niedużych rozstawach układów poprzecznych i zastosowaniu elementów osłonowych o dużej nośności płyty dachowe i ściennie mogą opierać się bezpośrednio na poprzecznych ustrojach nośnych i wtedy dodatkowa konstrukcja wsporcza ścian i dachów nie występuje.



Na rysunku 1.8 pokazano schemat konstrukcji hali, w której powierzchniowe elementy osłonowe dachu i ścian bocznych opierają się bezpośrednio na ramach poprzecznych. Jako płyty dachowe w tym przypadku zastosowano stalowe blachy fałdowe tzw. trzeciej generacji [6], na ściany — kasety ściennie, w których układa się izolację termiczną (por. rys. 3.11b). Wówczas wręgi (żebra) kaset ściennych pełnią rolę rygli, do których mocuje się zewnętrzną blachę fałdową.



**Rysunek 1.8.** Schemat konstrukcji hali, w której elementy osłonowe dachu i ścian bocznych opierają się bezpośrednio na ramach poprzecznych

Obciążenia od ciężarów własnych obudowy i konstrukcji wsporczych dachu i ścian, a poprzez nie również obciążenia spowodowane warunkami klimatycznymi, przekazują się na główny ustrój nośny hali. Ustrój ten przenosi również często obciążenia wynikające z technologii produkcji lub eksploatacji obiektu (np. obciążenia od suwnic, wciągarek, temperatury itp.). W skład głównego ustroju nośnego hali wchodzi poprzeczne układy nośne oraz stężenia. Jego zadaniem jest zapewnienie wytrzymałości i stateczności elementom konstrukcji hali, a także sztywności niezbędnej do zapewnienia żądanych warunków eksploatacji obiektu. Należy w tym miejscu wyraźnie podkreślić konstrukcyjną rolę nie tylko płaskiego układu poprzecznego, ale również stężeń, co uzasadnia nazywanie ich głównymi ustrojami nośnymi. Mianem drugorzędnych nazywa się takie elementy konstrukcji hali, których usunięcie nie powoduje katastrofy budowli. Są to między innymi elementy obudów i ich konstrukcji wsporczych, gdy są one niezależne od systemu stężeń szkieletu nośnego budynku.

Głównym układem nośnym hali jest więc szkielet złożony z poprzecznych ustrojów (ram) nośnych, połączonych ze sobą i usztywnionych stężeniami. Ramy nośne składają się z rygli (pełnościennych lub kratowych) oraz podpierających

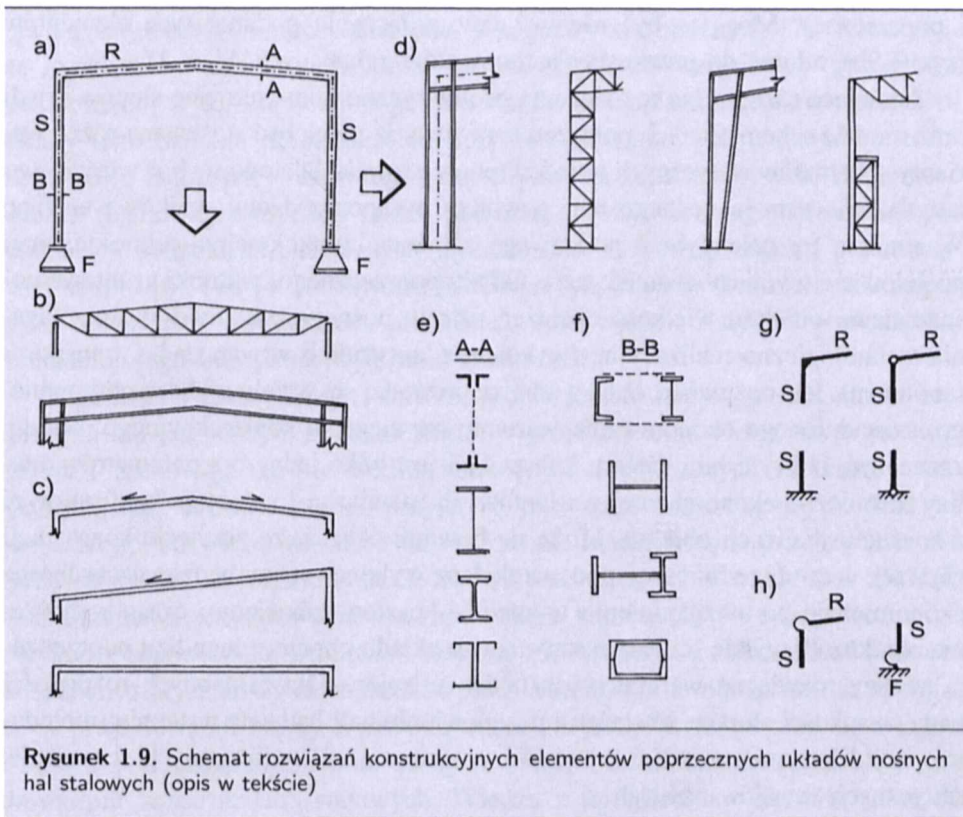
je słupów (pełnościennych lub kratowych). Każda konstrukcja nośna budynku musi spełniać warunki geometrycznej niezmienności ustroju w przestrzeni trójwymiarowej. Na budynek hali działają obciążenia pionowe (od ciężaru własnego, śniegu, suwnic) oraz poziome prostopadłe i równoległe do osi podłużnej obiektu (od wiatru, suwnic, temperatury). Ustroje poprzeczne i stężenia (tworzące razem ustrój geometrycznie niezmienny w przestrzeni trójwymiarowej) są jednakowo ważnymi elementami konstrukcji nośnej hali, gdyż przejmują one wspólnie wielokierunkowe obciążenia działające na obiekt.

Analiza geometrycznej niezmienności konstrukcji jest podstawowym zadaniem projektanta w kształtowaniu głównego ustroju nośnego hali. Zadanie to nie jest łatwe, szczególnie w nietypowych sytuacjach projektowych. Układ geometryczny, rozmieszczenie i rodzaj tężników zależy od indywidualnych warunkowań projektowych, np. rodzaju rygla dachowego (kratowy, pełnościenny), rozpiętości nawy, rozstawu ram, obciążeń technologicznych itp.

Geometryczną niezmienność w płaszczyźnie  $xy$  hali pokazanej na rys. 1.7 zapewniają ramy poprzeczne. Jest bowiem oczywiste, że złożone ze słupów oraz rygli płaskie układy poprzeczne przyjmuje się jako geometrycznie niezmiennie w swej płaszczyźnie. Nie zapewniają one jednak sztywności podłużnej hali (w płaszczyźnie  $yz$ ) oraz sztywności połączenia dachowej (w płaszczyźnie  $xz$ ). Dlatego w konstrukcji według schematu pokazanego na rys. 1.7 należy zastosować pionowe stężenia słupów (w płaszczyźnie  $yz$ ) oraz poziome stężenia połączeniowe dachu (w płaszczyźnie  $xz$ ). Oprócz tych usztywnień konstrukcji hali mogą wystąpić inne typy stężeń (np. pionowe i poziome stężenia dachowych rygli kratowych, wiatrowe stężenia ścian szczytowych). W celu zapewnienia warunków pewnego i dogodnego montażu konstrukcji stosuje się niekiedy stężenia montażowe. Zasady kształtowania stężeń hal omówiono obszerniej w p. 1.6.

## 1.5. Kształtowanie poprzecznych ustrojów nośnych hal stalowych

W budynkach halowych o rzucie w kształcie wydłużonego prostokąta stosuje się najczęściej poprzeczne ustroje nośne, które są rozmieszczone prostopadłe do osi podłużnej obiektu (rys. 1.9). Mimo iż jest to budowla przestrzenna, takie ukształtowanie konstrukcji umożliwia w wielu przypadkach obliczanie jej jako ustroju płaskiego na podstawie analizy wytyżenia powtarzalnego nośnego układu poprzecznego. Uzyskuje się w ten sposób wystarczająco dokładne informacje o wytyżeniu ustroju, bez konieczności analizy sił wewnętrznych przestrzennej konstrukcji hali. W uzasadnionych przypadkach, np. gdy jest celowe uwzględnienie współdziałania ustrojów sąsiednich w przenoszeniu obciążeń, należy siły



wewnętrzne wyznaczać, przyjmując przestrzenny schemat konstrukcji hali. Taką analizę umożliwiają współcześnie dostępne programy komputerowe. Stosowanie płaskich układów nośnych w halach jest najbardziej rozpowszechnione ze względu na jednorodność wytwarzania elementów ich konstrukcji, a także łatwość montażu i transportu. Rozwiązania takie stosuje się zarówno w obiektach jedno-, jak i wielonawowych o jednakowych i różnych wysokościach naw.

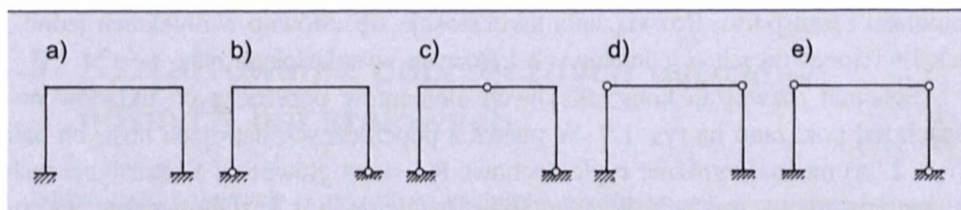
Schemat rozwiązań konstrukcyjnych elementów poprzecznych układów nośnych hal pokazano na rys. 1.9. W płaskich poprzecznych ustrojach nośnych hali (rys. 1.9a) można wyróżnić rygle dachowe R i słupy główne S. Konstrukcje tych elementów mogą być pełnościenne (blachownicowe i z kształtowników walcowanych na gorąco lub giętych na zimno), a także kratownicowe (rys. 1.9a, b, d, e, f). Rygle dachowe ustrojów nośnych mogą być jedno- lub dwuspadkowe, a w przypadku dachów szedowych — bez spadków (rys. 1.9c). Słupy główne hal mogą być o stałej lub zmiennej liniowo albo skokowo sztywności (rys. 1.9d). W obiektach wielonawowych wysokości słupów mogą być takie same lub różne.

Rygle R ze słupami S oraz słupy S z fundamentami F mogą być połączone (rys. 1.9g) w sposób sztywny (przenosząc momenty zginające  $M$  nie mniejsze niż nośność łączonych elementów  $M_R$ ) lub przegubowy (przenosząc siły osiowe

i poprzeczne). Mogą to być również tzw. połączenia podatne tych elementów (rys. 1.9h), zdolne do przenoszenia momentów zginających  $M < M_R$ .

Istniejące różnorodne rozwiązania geometryczno-konstrukcyjne słupów i rygli oraz modele schematów ich połączeń sprawiają, iż mogą być stosowane różne warianty schematów statycznych układów poprzecznych. Dlatego wybór właściwego rozwiązania ustroju nośnego hali powinien być poprzedzony wnikliwą analizą. W analizie tej należy brać pod uwagę założenia funkcjonalno-technologiczne, postulowane wymiary geometryczne układu poprzecznego, warunki gruntowe posadowienia obiektu, wielkość obciążeń ustroju nośnego, możliwości i wymagania technologiczno-realizacyjne (wykonania konstrukcji w warsztacie, transportu i montażu). Jest oczywiste, iż taką analizę prowadzi się w celu wyboru optymalnego, uzasadnionego ekonomicznie wariantu rozwiązania konstrukcyjnego. Należy zaznaczyć, iż kryterium ciężaru konstrukcji jest tylko jednym z parametrów analizy techniczno-ekonomicznej wariantowych rozwiązań i należy je konfrontować z kosztami realizacji obiektu. Może się bowiem okazać, że przyjęcie konstrukcji cięższej, lecz dogodniejszej pod względem wykonawczym będzie uzasadnione ekonomicznie po uwzględnieniu w analizie kosztów robocizny i czasu wznoszenia obiektu. Przyjęcie schematu statycznego układu poprzecznego hali poprzedzają analizy rozwiązań wariantowych takich ustrojów. Dla założonych rozpiętości naw, wysokości słupów, obciążeń i posadowienia hali bada się wstępnie (metodami przybliżonymi) wartości wytyżeń i przemieszczeń wariantowych schematów statycznych ustrojów nośnych.

Przykłady schematów statycznych układów poprzecznych hal jednonawowych pokazano na rysunku 1.10. Należy je traktować jako schematy rodzajów stosowanych połączeń elementów (słupów z fundamentami i rygli ze słupami), gdyż zarówno słupy, jak i rygle mogą być o przekrojach pełnościennych lub kratowych.



**Rysunek 1.10.** Schematy statyczne układów poprzecznych jednonawowych hal stalowych (opis w tekście)

W kształtowaniu schematów statycznych układów poprzecznych hal przyjmuje się sztywne lub przegubowe połączenia prętów ze sobą lub z fundamentem. Z uwagi na duże przemieszczenia układów przechyłowych (jakim są ramy poprzeczne hal) o węzłach podatnych takich rozwiązań się nie stosuje (rys. 1.9h). Jednak możliwe jest wykorzystanie w analizach statyczno-wytrzymałościowych

pewnej sztywności zamocowania tzw. przegubów technicznych [7]. Rzeczywiste rozwiązania konstrukcyjne połączeń uważanych za przegubowe (przegubów technicznych) wykazują bowiem pewien stopień utwierdzenia pręta w węźle. Dowiodły tego badania doświadczalne połączeń przegubowych (przegubów technicznych) o najczęściej stosowanych rozwiązaniach konstrukcyjnych. Znajomość ścieżek równowagi statycznej takich połączeń umożliwia uwzględnienie ich podatności w schematach statycznych wyznaczania sił wewnętrznych i przemieszczeń ustroju [6], [7], [40]. Przyjęcie takich precyzyjniejszych modeli obliczeniowych opisujących sztywności i przemieszczenia węzłów i styków prowadzi do dokładniejszego określenia wyężenia konstrukcji.

Zagadnienie identyfikacji i odwzorowania konstrukcyjnego schematów statycznych hal jest jednym z ważniejszych w projektowaniu. Konstrukcja jest wyężona i zachowuje się nie według założonych i obliczonych schematów statycznych, lecz odpowiednio do przyjętych rozwiązań konstrukcyjnych. Stąd też jest szczególnie ważne właściwe odwzorowanie konstrukcyjne przyjętych teoretycznych modeli obliczeniowych. Jednym z podstawowych warunków w zakresie bezpieczeństwa projektowania jest zapewnienie konstrukcji (w tym połączeniom i stykom) odpowiedniej nośności i sztywności, zgodnych z założeniami oraz obliczeniami statyczno-wytrzymałościowymi. Wymagania te nie zawsze są spełniane w projektowaniu złączy z powodu braku znajomości zachowania się węzłów i styków pod obciążeniem oraz oceny nośności i zasad doboru połączeń w budowlanych konstrukcjach stalowych. Wiedza z tej dziedziny jest niezbędna do poprawnego obliczania i konstruowania szkieletów nośnych hal.

Przy sztywnych połączeniach słupów z fundamentami hal zachodzi konieczność skonstruowania tych połączeń tak, aby przenosiły one prognozowane, ekstremalne momenty zginające  $M$ , siły osiowe  $N$  i poprzeczne  $V$ . Konstrukcja takich połączeń wymaga odpowiedniego ukształtowania zarówno podstawy słupa (z odpowiednimi żebrami i usztywnieniami), jak i zakotwienia w fundamencie (otwory na kotwy, elementy zaczepowe, kotwy). Przeniesienie momentów zginających ze słupów na grunt wymaga zazwyczaj dużych wymiarów fundamentów. Dlatego nie jest zalecane stosowanie sztywnych połączeń słupów z fundamentami w przypadku posadowienia hali na słabych gruntach. Sztywne zamocowanie słupa w fundamencie jest często przedsięwzięciem złożonym konstrukcyjnie i technologicznie (w porównaniu z połączeniem przegubowym), co wiąże się z większym kosztem inwestycji. Takie rozwiązania stosuje się między innymi przy projektowaniu hal przemysłowych obciążonych suwnicami pomostowymi (z tzw. transportem podpartym), gdy występują korzystne warunki posadowienia, a także obiektów, w których należy ograniczyć przemieszczenia poziome.

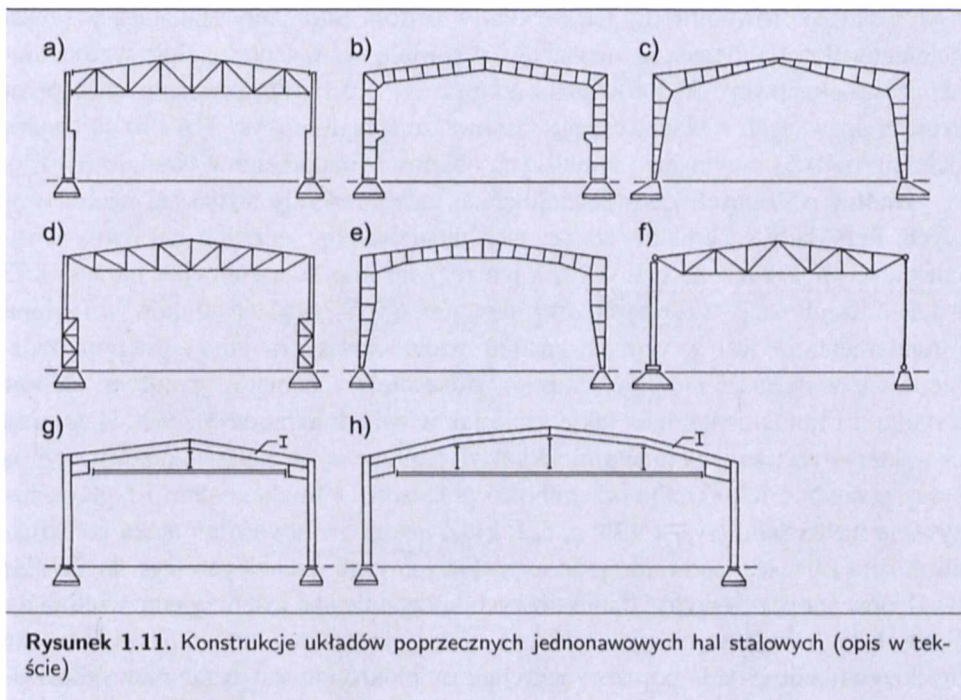
Przegubowe połączenia słupów z fundamentami są rozwiązaniami stosunkowo prostymi pod względem konstrukcyjnym i technologicznym. Ponadto można wówczas przyjąć mniejsze wymiary fundamentu w rzucie. Stąd też realizacja

takich połączeń jest tańsza niż wykonanie sztywnych połączeń słupów z fundamentami (mniejszy zakres robót ziemnych i betonowych).

Słupy i rygle układów poprzecznych hal mogą być pełnościenne lub kratowe, a ich połączenia przegubowe lub sztywne. Najczęściej stosuje się rozwiązania konstrukcyjne: słupy i rygle pełnościenne, słupy i rygle kratowe, słupy pełnościenne w części nadsuwnicowej i kratowe w części podsuwnicowej oraz rygle kratowe, słupy pełnościenne i rygle kratowe. Oprócz układów poprzecznych o konstrukcji stalowej spotyka się rozwiązania o stalowo-żelbetowych ustrojach nośnych. Słupy hali są wówczas zazwyczaj żelbetowe, rygle dachowe zaś o stalowej konstrukcji pełnościennej lub kratowej. Rozwiązanie takie może być korzystne w obiektach o zaokrąglonych wymaganiach przeciwpożarowych. W takich sytuacjach projektowych najczęściej przyjmuje się przegubowe połączenia żelbetowych słupów z ryglami dachowymi o konstrukcji stalowej.

Płaskie układy poprzeczne hal dzieli się ze względów transportowych na prętowe elementy montażowe w postaci słupów i rygli. Stąd też połączenie słupa z rygłem jest najczęściej stykiem montażowym układu poprzecznego. Ze względów konstrukcyjnych i wykonawczych prostsze jest przegubowe połączenie słupa z rygłem. Korzystniejsze wyężenie ustroju uzyskuje się w układach poprzecznych o sztywnych połączeniach słupów z ryglami. Takie rozwiązanie ma zastosowanie w odniesieniu do rygli przede wszystkim pełnościenne, a także kratowych. Należy zaznaczyć, iż sztywne połączenia słupów z ryglami dachowymi (szczególnie o przekrojach pełnościenne) są bardziej złożone konstrukcyjnie, a przy ich realizacji powinni być zatrudnieni pracownicy o wysokich kwalifikacjach (zarówno w warsztacie, jak i na montażu).

Ustroje nośne o słupach głównych utwierdzonych w fundamentach oraz połączonych z rygłem dachowym (kratowym lub pełnościenne) w sposób sztywny (rys. 1.10a) lub przegubowy (rys. 1.10d) są stosunkowo często stosowane w halach przemysłowych. Takie układy poprzeczne hal charakteryzuje dość duża sztywność ustroju, która zapewnia prawidłową eksploatację suwnic. Cechuje je również prosty montaż, gdyż najczęściej nie są wymagane tymczasowe roztraczenia (usztywnienia montażowe). Ustroje o takich schematach statycznych nie powinny być stosowane w przypadku hal przemysłowych z ciężkimi suwnicami posadowionych na słabych gruntach. Wówczas bowiem obrót słupa wraz z fundamentem (wskutek działania momentu utwierdzenia) ma znaczny wpływ na przemieszczenia torów suwnic. Układy konstrukcyjne o sztywnych połączeniach słupa z rygłem i z fundamentem (rys. 1.11a, b) cechuje duża sztywność ustroju i korzystny rozkład sił wewnętrznych, wpływający na zmniejszenie zużycia materiału. Wadą tych schematów układów poprzecznych hal (por. rys. 1.10a) jest konieczność stosowania dużych fundamentów, zapewniających bezpieczne przeniesienie momentów zginających od utwierdzenia słupa w fundamencie.



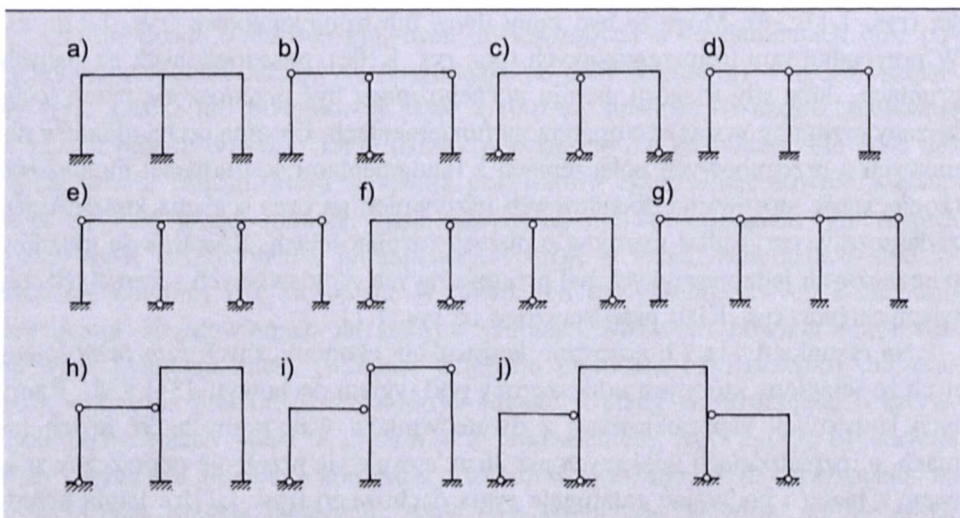
**Rysunek 1.11.** Konstrukcje układów poprzecznych jednonawowych hal stalowych (opis w tekście)

Poprzeczne układy nośne o słupach połączonych przegubowo z fundamentem stosuje się najczęściej w halach wysokich, o pełnościennych przekrojach słupów i rygli (por. rys. 1.10b i c). Przekroje poprzeczne słupów są najczęściej dwuteowe lub skrzynkowe, a pręty ram o stałej lub zmiennej wysokości na ich długości (rys. 1.11c, e). Mogą to być ramy dwu- lub trójp przegubowe (rys. 1.11c, e). W przypadku ram trójp przegubowych (por. rys. 1.10c), posadowionych na słabych gruntach, duże siły rozporu ustroju nośnego mogą być przenoszone przez ściągi łączące przeguby w miejscu oparcia na fundamentach. Ujemną cechą układów ramowych o przegubowych połączeniach z fundamentami są trudności montażowe (konieczność stosowania dodatkowych usztywnień na czas scalania konstrukcji), zwłaszcza w przypadku ustrojów o dużych rozpiętościach. Konstrukcje układów poprzecznych jednonawowych hal przemysłowych o omawianych schematach statycznych (por. rys. 1.10) przedstawiono na rys. 1.11.

Na rysunku 1.11g i h pokazano konstrukcje ekonomicznych ram pełnościennych ze ściągiem, który jest umieszczony pod rynną dachową [34], [35]. Ramy tych konstrukcji zaprojektowano z dwuteowników walcowanych. W takich ramach, o rozpiętościach większych niż 36 m, stosuje się przekroje poprzeczne spawane z blach i podwójne załamania rynn dachowego (rys. 1.11h). Istotą przedstawionych rozwiązań konstrukcyjnych jest wprowadzenie ściągi na wysokości narożnych węzłów ram oraz odpowiednie ukształtowanie (lokalne wzmocnienie) przyokapowej części rynn dachowego. Umożliwia to zmniejszenie sił wewnętrz-

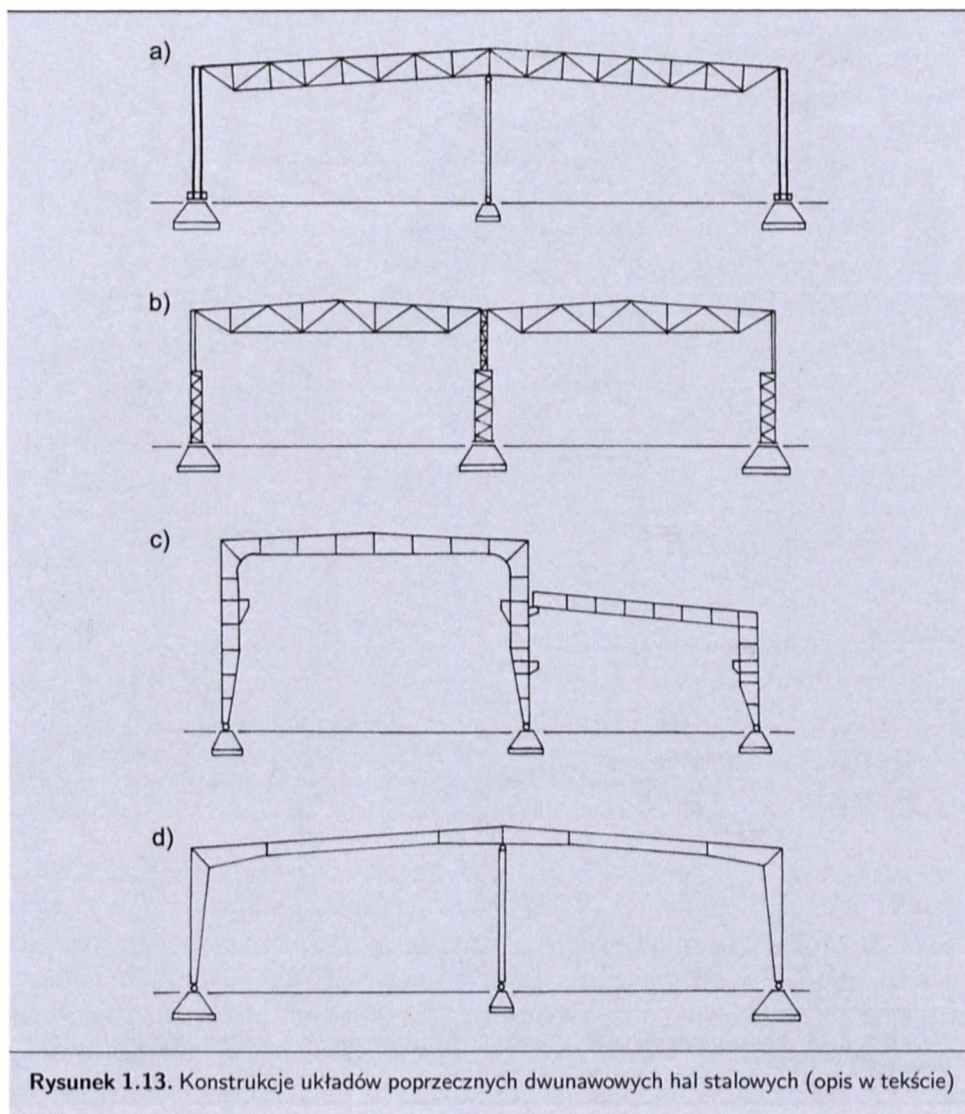
nych i bardziej równomierny ich rozkład w ustroju (momenty zginające w części kalenicowej rygla ulegają zmniejszeniu, wzrastają zaś w jego lokalnie wzmocnionej części okapowej). W porównaniu do tradycyjnych ram pełnościennych, o przekrojach spawanych z blach, ustroje ramowe ze ściągami (rys. 11g i h) są lżejsze (średnio o 40%) i wymagają mniejszych objętości fundamentów (średnio o 70%).

Według podobnych zasad kształtuje się główne układy nośne hal wielonawowych. Przykłady schematów statycznych układów poprzecznych hal dwu- i trójnawowych pokazano na rys. 1.12, a ich rozwiązanie konstrukcyjne na rys. 1.13 i 1.14. Kombinacji sztywnych oraz przegubowych połączeń słupów z ryglami i fundamentami jest w tym przypadku wiele, zwłaszcza gdy występują zróżnicowane wysokości naw hali. Zasady stosowania schematów połączeń słupów z ryglami i fundamentami są takie same jak w halach jednonawowych. Natomiast charakterystycznymi elementami układów poprzecznych hal wielonawowych są słupy pośrednie lub skrajne przegubowo połączone z fundamentem i rygłem, nazywane wahaczami (rys. 1.12b, c, e, f, h). Z uwagi na łatwość montażu konstrukcji można zalecać stosowanie jednoprzęsłowych rygli dachowych (rys. 1.12g). Ze względów statyczno-wytrzymałościowych korzystniejsze jest przyjęcie wieloprzęsłowych rygli dachowych (rys. 1.12e, f). Należy jednak stwierdzić, iż wielokrotne przesztywnienie układu poprzecznego hali (wielokrotnie statycznie niewyznaczalnego) nie przynosi oczekiwanych korzyści w postaci zmniejszenia zużycia stali. Trzeba wówczas stosować dość skomplikowane konstrukcyjnie i technologicznie węzły montażowe, co skutkuje wzrostem pracochłonności wykonania konstrukcji w wytwórni oraz przy montażu na budowie, a to z kolei wpływa na zwiększenie



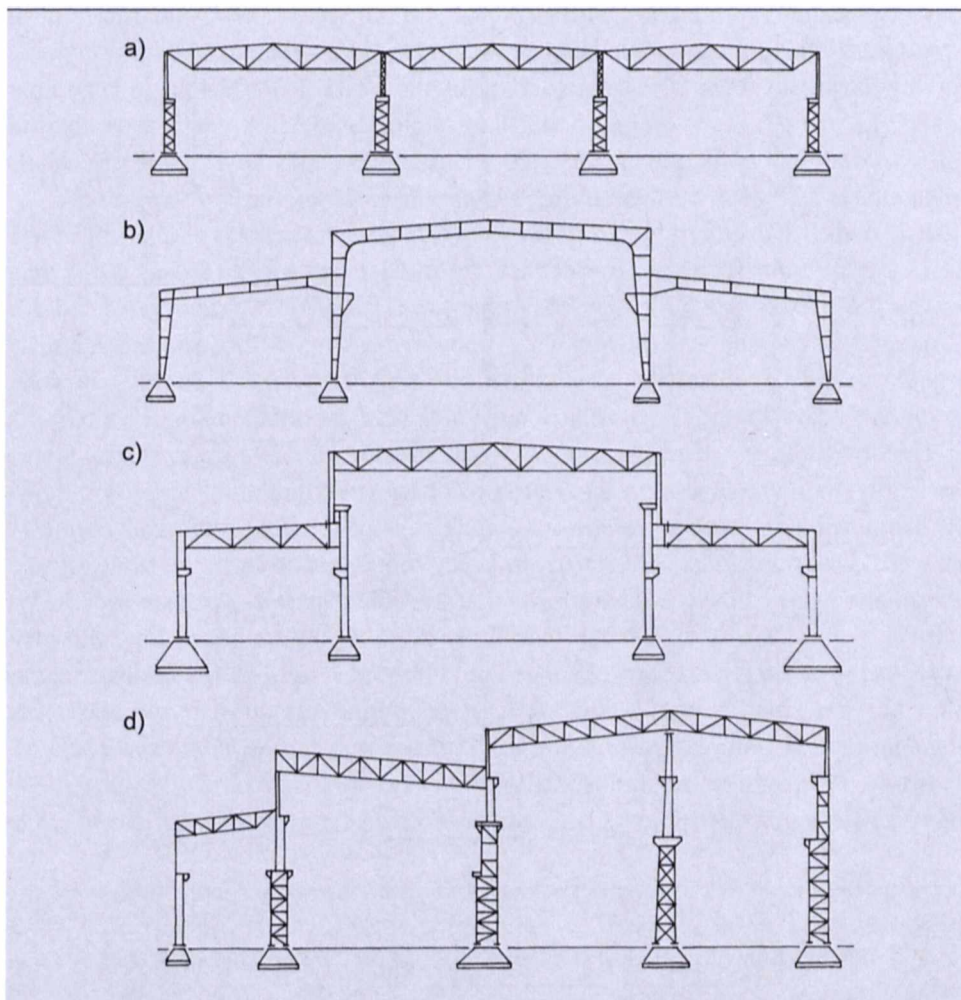
Rysunek 1.12. Schematy statyczne układów poprzecznych wielonawowych hal stalowych (opis w tekście)





kosztu inwestycji. Wtedy na ogół zysk związany ze zmniejszeniem zużycia stali (w wyniku zmian przekroju poprzecznego na długości słupów i rygli dachowych) jest niwelowany przez straty spowodowane większą pracochłonnością.

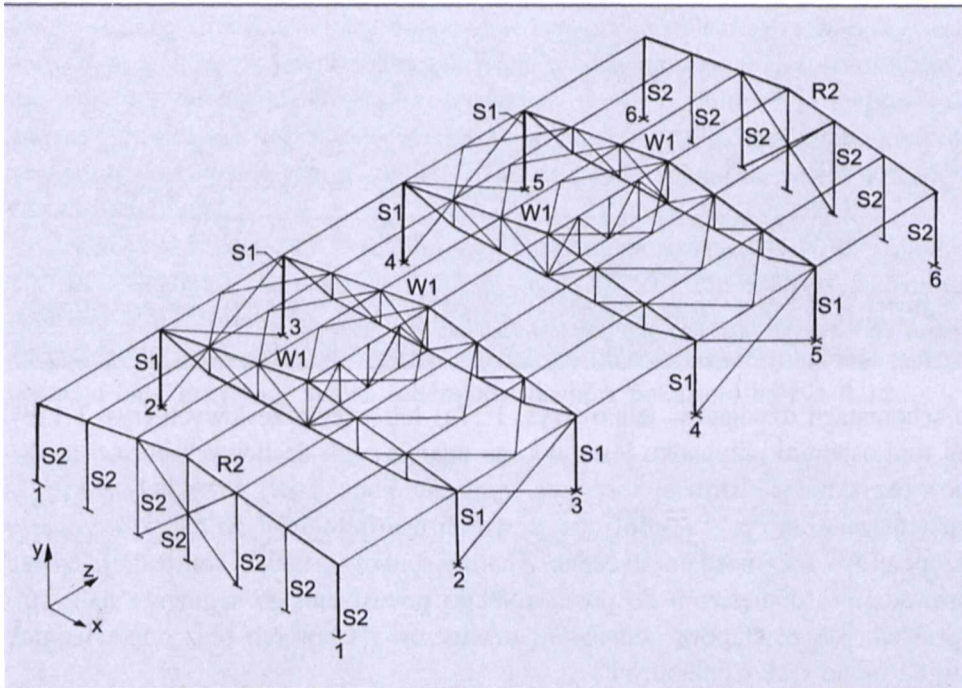
Korzystne jest ukształtowanie wielonawowego układu poprzecznego w wyniku usytuowania nawy dużej rozpiętości w środku, a naw mniejszych po jednej lub drugiej stronie hali (tzw. przybudówki; rys. 14b, c). Nawy w halach przemysłowych z suwnicami typu lekkiego mają często słupy takiej samej wysokości i rygle dachowe jednakowej rozpiętości, przy czym wówczas stosuje się z reguły jednoprzęsłowe rygle kratowe. Słupy są w takich przypadkach utwierdzone



**Rysunek 1.14.** Konstrukcje układów poprzecznych wielonawowych hal przemysłowych (opis w tekście)

w fundamentach we wszystkich nawach lub tylko w niektórych. W halach o dużej liczbie naw, w których istotne znaczenie ma obciążenie termiczne, korzystniejsze jest stosowanie zewnętrznych słupów wahliwych (połączonych przegubowo z fundamentem i ryglem dachowym). Szczególnie sztywne poprzeczne układy nośne są wymagane w halach z suwnicami pomostowymi usytuowanymi na kilku poziomach. Schematy takich hal pokazano na rys. 1.14c i d.

W halach z suwnicami mostowymi belki podsuwnicowe opiera się na wspornikach słupów układów poprzecznych hali. Wówczas w osiach ścian szczytowych daje się takie same nośne układy poprzeczne jak w polach pośrednich, mimo że ich obciążenia są mniejsze. Jeżeli nie jest konieczne oparcie belek podsuwni-

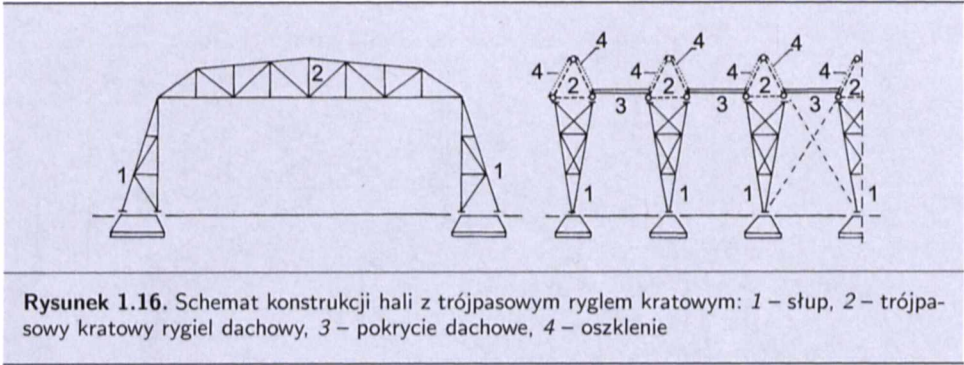


**Rysunek 1.15.** Schemat konstrukcji hali z szczytową ścianą spełniającą rolę poprzecznego układu nośnego: S1 – słup układu poprzecznego, W1 – rygiel dachowy układu poprzecznego, S2 – słup ściany szczytowej, R2 – rygiel dachowy w osi ściany szczytowej

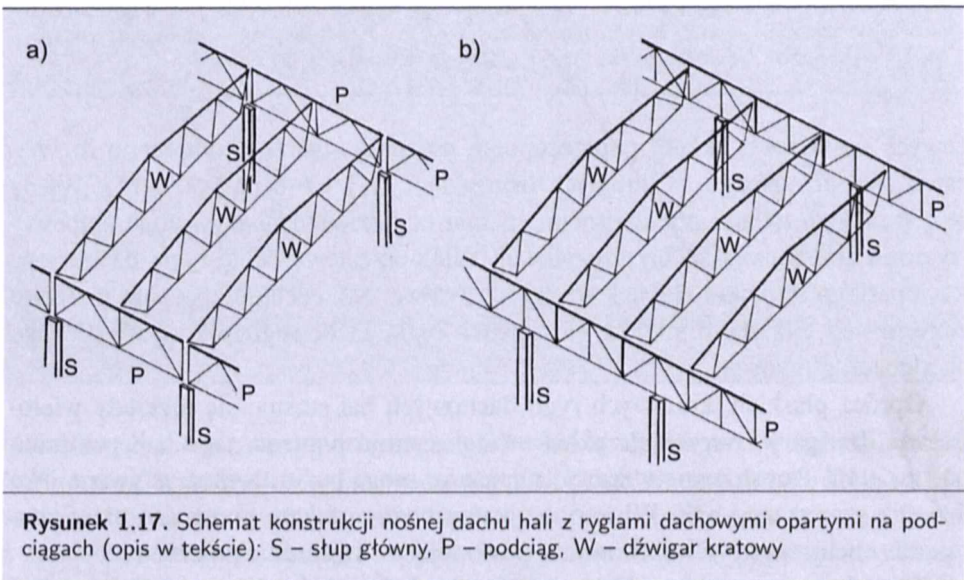
cowych na słupach układu poprzecznego, można zastosować odmienne rozwiązanie ustroju nośnego w skrajnych osiach hali (1-1 i 6-6 na rys. 1.15). Wtedy rolę skrajnego układu poprzecznego spełnia odpowiednio usztywniona słupowo-ryglowa konstrukcja ściany szczytowej. Wieloprzęstową belkę rygla dachowego R2, opartego na wielu słupach ściany szczytowej S2, cechuje znacznie mniejsze zużycie stali, niż ma to miejsce w wypadku rygla dachowego W1, opartego tylko na słupach głównych.

Oprócz płaskich, kratowych rygli dachowych hal stosuje się niekiedy wielopasowe dźwigary kratowe. Przykład takiego ustroju poprzecznego hali pokazano na rys. 1.16. Przestrzenne wiązary trójpasowe mogą być tu wykorzystywane jako świetlik poprzeczny hali. Wiazary trójkątne bardzo dobrze przenoszą nierównomierne obciążenia rygli dachowych, powodujące skręcanie elementów.

Dotychczas omawiano układy poprzeczne hal, w których rozpiętości naw były zdecydowanie większe od rozstawów ustrojów nośnych wzdłuż osi podłużnej budynku. Jeżeli rozpiętości naw i rozstawy poprzeczne układów nośnych hali są podobne, stosuje się między innymi podciąg (pełnościenne lub kratowe — które są usytuowane równoległe do osi podłużnej budynku), opierające się na słupach głównych hali i pełniące funkcję konstrukcji wsporczej rygli dachowych. Są one



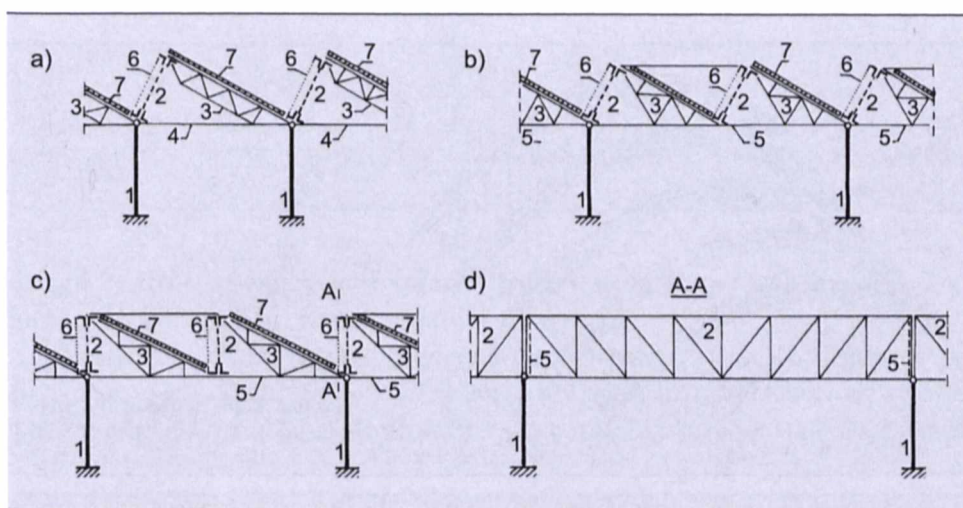
o schematach dźwigarów jedno- (rys. 1.17a) lub wieloprzęsłowych (rys. 1.17b). W tym ostatnim przypadku jest zalecane oparcie rygli dachowych poza osią słupów (uzyskuje się bardziej korzystne wyężenie podciągów). Przykłady konstrukcji pokazane na rys. 1.17 dotyczą głównych ustrojów nośnych hal, które należy uzupełnić o odpowiednie stężenia. Analizę statyczną takich konstrukcji należy prowadzić w odniesieniu do powtarzalnego przestrzennego segmentu hali, który składa się ze słupów, podciągów, dźwigarów dachowych oraz odpowiednich stężeń pionowych i poziomych.



Podobne możliwości uzyskania dużych rozstawów słupów w kierunku podłużnym hali stwarzają dachy szedowe (nazywane również pilastymi). Ich pionowe lub skośne przeszklone płaszczyzny, na całej długości ustroju poprzecznego hali, zapewniają dość równomierne oświetlenie wnętrza obiektu (rys. 1.18). Dachy szedowe umożliwiają dwukierunkowe prowadzenie instalacji lub podwieszenie

ciągów transportowych, co jest dogodnie w przypadku obiektów bogato wyposażonych w urządzenia technologiczne. Wadą takich konstrukcji jest ich obciążenie workami śnieżnymi, co — po uwzględnieniu w obliczeniach — wpływa na zwiększone zużycie stali. Dachy szedowe wymagają ponadto skutecznego odprowadzenia wód opadowych, gdyż np. długie zaleganie śniegu na dachu powoduje często zaciekanie.

Dachy hal szedowych kształtuje się jako kratowe segmenty (bardzo rzadko jako pełnościenne). Opierają się one zwykle na słupach utwierdzonych dwukierunkowo w fundamentach. Uzyskuje się w ten sposób, przy braku stężeń w rzędach słupów (wewnętrznych i zewnętrznych), geometryczną niezmiennosć ustroju nośnego hali. Przykłady takich schematów dachów pokazano na rys. 1.18.



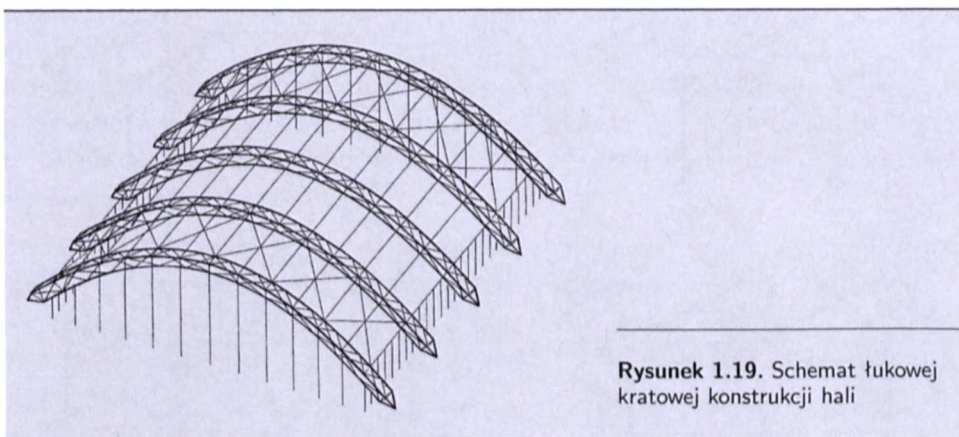
**Rysunek 1.18.** Schematy szedowych konstrukcji nośnych dachu hali (opis w tekście): 1 – słup, 2 – dźwigar kratowy, 3 – płatek kratowy, 4 – rygiel podłużny, 5 – podciąg, 6 – przeszklecie, 7 – pokrycie dachowe

Dźwigary dachowe (rygle kratowe) w halach szedowych mogą być ustawione pionowo (rys. 1.18c) lub skośnie (rys. 1.18a i b), na słupach (rys. 1.18a) lub pomiędzy nimi (rys. 1.18b i c). Kratowe dźwigary mają pasy równoległe (rys. 1.18d). Płatwie takich dachów są najczęściej kratowe (z powodu znacznej rozpiętości) i opierają się skośnie jednym końcem na pasie górnym, a drugim na pasie dolnym sąsiednich dźwigarów kratowych. Przy większych rozstawach słupów można projektować układy szedowe podwójne. Wówczas jest konieczne stosowanie podciągów kratowych, których ustrój nośny tworzy się przez połączenie prętem wierzchołków płatwi (rys. 1.18b i c).

Oprócz słupowo-ryglowych układów poprzecznych stosuje się niekiedy (np. w budynkach magazynowych) łukowe i przestrzenne kratowe układy nośne hal.

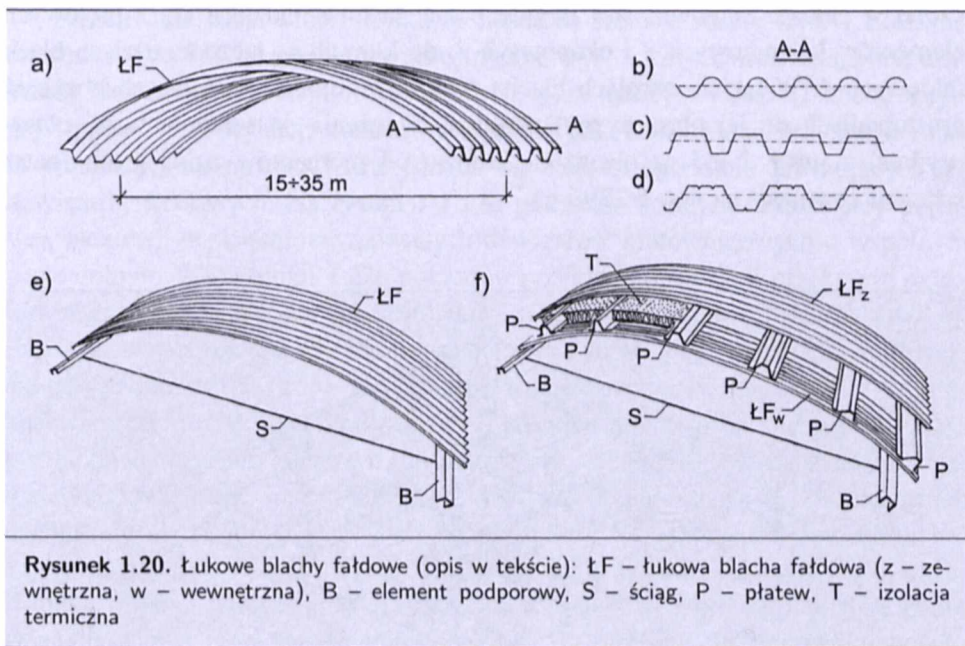
Łukowe ustroje nośne hal mogą być prętowe lub powierzchniowe (łukowe blachy fałdowe). Stosując łukowe poprzeczne układy nośne, można zwiększyć rozpiętości i zmniejszyć zużycie stali (w porównaniu do ustrojów ramowych).

Prętowe, łukowe ustroje nośne mogą być płaskie (pełnościennie bądź kratowe) lub przestrzenne (kratowe). Płaskie, pełnościennie łukowe ustroje nośne hal kształtuje się jako blachownice spawane lub dźwigary gięte z dwuteowników walcowanych, a także quasi-łuki złożone z kilku prostoliniowych elementów składowych. W przypadku łuków kratowych (zarówno płaskich, jak i przestrzennych) węzły ustroju są usytuowane na krzywiznie łuku, ich pręty zaś są proste. Najczęściej stosuje się schematy statyczne łuków dwuprzegubowych oraz dwuprzegubowych ze ściągiem. Przykład konstrukcji nośnej hali z trójpasowymi łukami kratowymi pokazano na rys. 1.19.



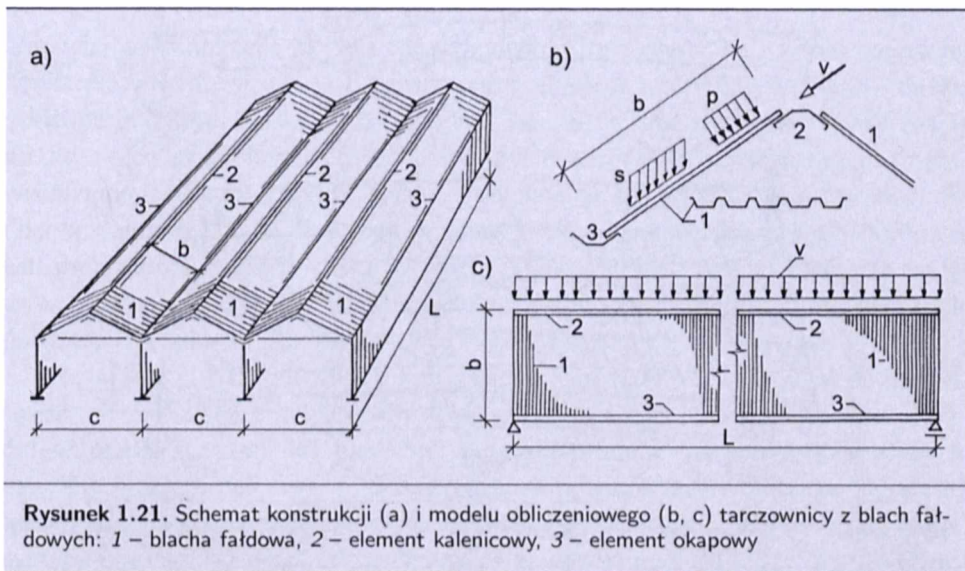
**Rysunek 1.19.** Schemat łukowej kratowej konstrukcji hali

Łukowe blachy fałdowe (rys. 1.20a) są samonośnymi dźwigarami spełniającymi zarówno funkcję osłonową, jak i konstrukcji nośnej budynku. W takich metalowych sklepieniach walcowych wykorzystuje się nośność blach fałdowych na ściskanie i zginanie. Te powierzchniowe dźwigary metalowe są profilowane dwukierunkowo z blach. Wzdłuż osi podłużnej dachu ich przekrój poprzeczny (rys. 1.20b, c, d) jest ukształtowany w taki sposób, aby zwielokrotnić moment bezwładności w stosunku do blachy płaskiej (przekrój falisty, fałdowy). Wzdłuż osi poprzecznej są najczęściej formowane w kształcie łuków walcowych, kołowych. Stosuje się je jako ustroje nośne dachów lub do tworzenia konstrukcji dachu i ścian obiektu. Łukowe blachy fałdowe mogą być jednowarstwowe nieocieplone (rys. 1.20e), jednowarstwowe z natryskową izolacją wewnętrzną lub dwuwarstwowe przedzielone izolacją termiczną (rys. 1.20f). Opierają się one na podłużnych ścianach murowanych bądź na belkach stalowych lub żelbetowych. Jeśli nośność konstrukcji, na której opiera się łukowe sklepienie, jest niewystarczająca do przeniesienia sił rozporu przekazywanych przez dźwigar, stosuje się

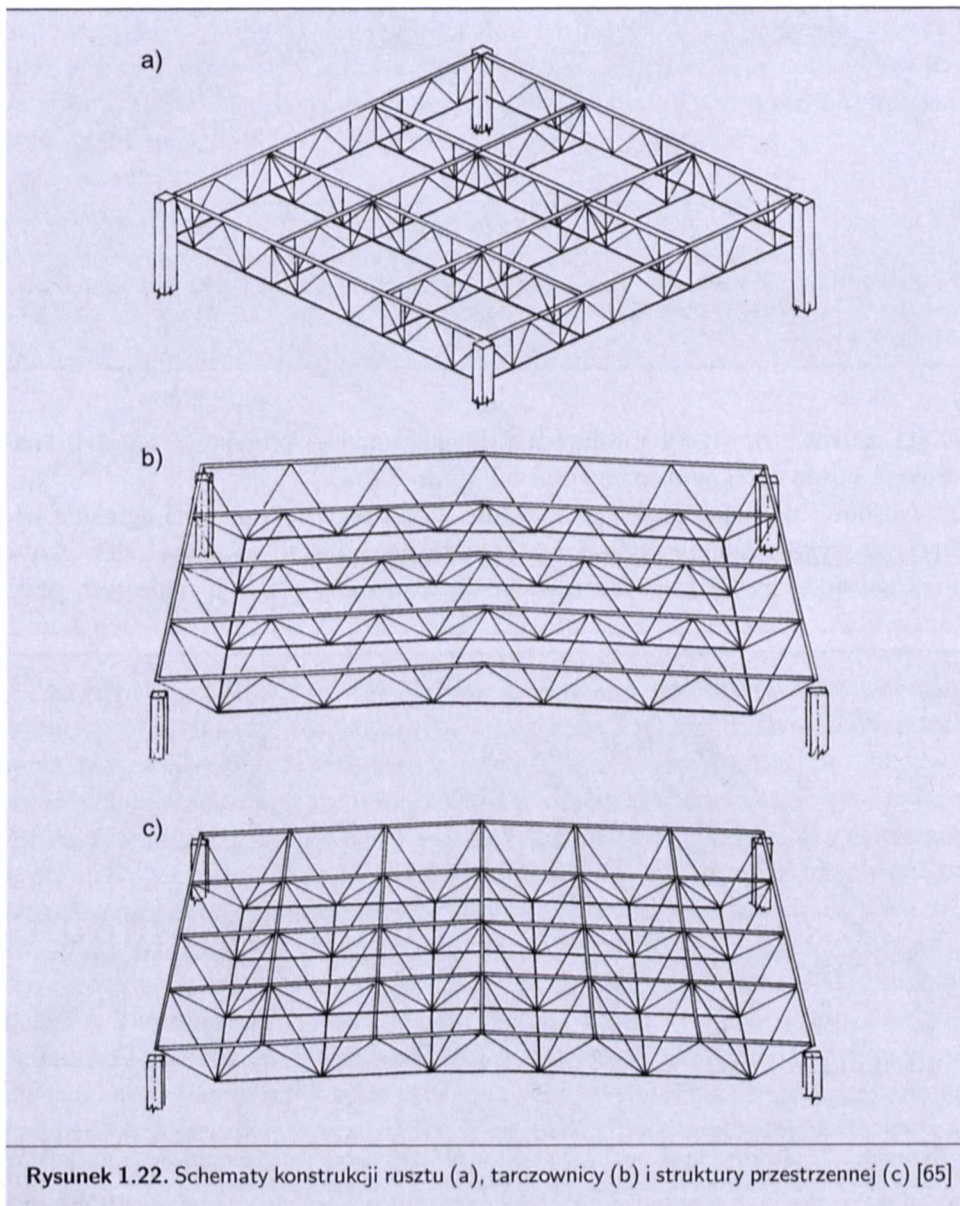


ściąg. Łukowe dźwigary profilowane dwukierunkowo projektuje się jako konstrukcje nośne dachów o rozpiętości od 15 do 35 m.

Nośność blach fałdowych na ścinanie w ich płaszczyźnie i na zginanie poprzeczne wykorzystuje się również w konstrukcjach tarczowniczych dźwigarów pokazanych na rys. 1.21a. Tarczownice są to zespoły przepon fałdowych połą-



czone w całość. Stanowią one zwykle połąć dachu składającą się z prętowych elementów kalenicowych 2 i okapowych 3, do których są łączone arkusze blach fałdowych 1. W takich ustrojach blacha fałdowa 1 (oprócz zginających obciążeń prostopadłych do jej płaszczyzny) przenosi wyężenia od ścinania w jej płaszczyźnie, a pręty 2 i 3 są obciążone osiowo od momentów zginających (patrz schemat statyczny na rys. 5.22b i c).



Rysunek 1.22. Schematy konstrukcji rusztu (a), tarczownicy (b) i struktury przestrzennej (c) [65]



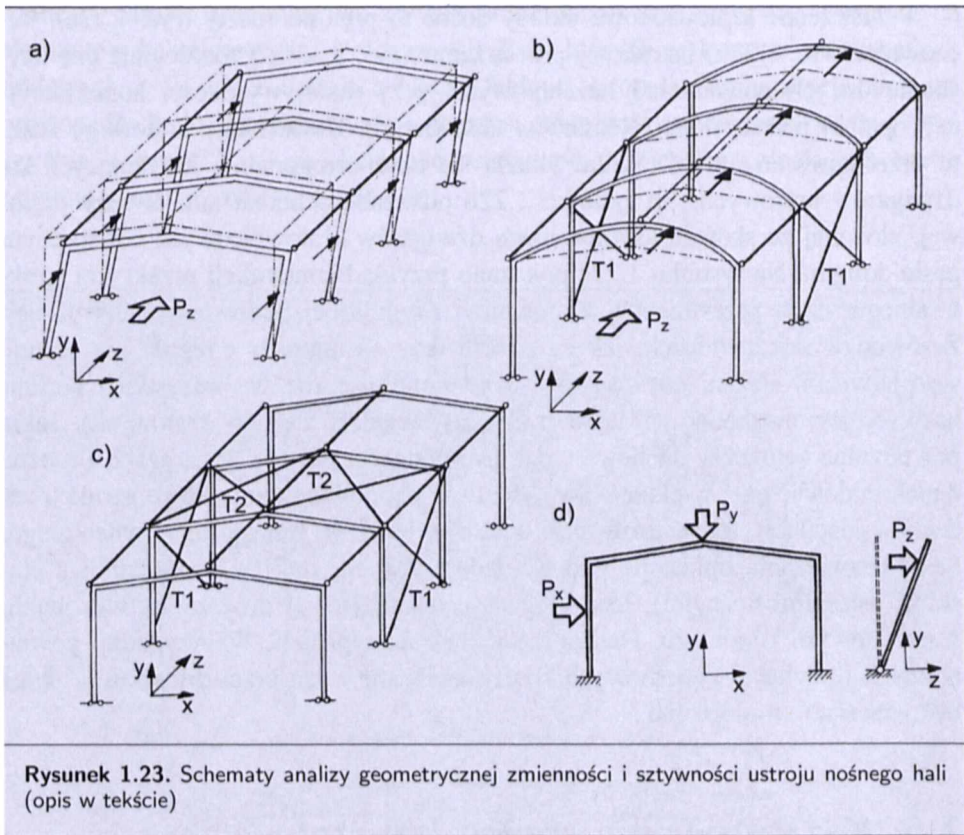
Przestrzenne kratownicowe układy nośne to prętowe ruszty (rys. 1.22a), tarczownice (rys. 1.22b) i struktury przestrzenne (rys. 1.22c). Umożliwiają one użycie dużych powierzchni bezsłupowych, przy małej wysokości konstrukcyjnej i pełnej prefabrykacji elementów składowych. Konstrukcję kratowego rusztu przedstawiono na rys. 1.22a. Składa się on z ortogonalnie krzyżujących się dźwigarów kratowych. Na rysunku 1.22b pokazano schemat tarczownicy prętowej, złożonej ze skośnie usytuowanych dźwigarów kratownicowych o wspólnym pasie dolnym. Na rysunku 1.22c pokazano przykład konstrukcji przekrycia strukturalnego, czyli przestrzennej kratownicy o regularnej budowie geometrycznej. Zarówno w tarczownicach, jak i rusztach oraz strukturach z reguły nie stosuje się płatwi ani stężeń, gdyż są to ustroje samostateczne we wszystkich kierunkach (co jest niezbędne w klasycznych rozwiązaniach dachów kratowych). Takie powtarzalne segmenty dachowe mogą być podparte jedynie w narożach i można z nich budować hale wielonawowe. Możliwe jest podwieszanie do konstrukcji ich dachów instalacji, torów jezdnych i urządzeń lekkiego transportu wewnętrznego. Są to rozwiązania opłacalne pod względem zużycia stali (w porównaniu z płaskimi ustrojami nośnymi), lecz mogą być trudniejsze (i droższe) w wykonaniu warsztatowym i montażu. Nadają się jednak do typizacji. W przypadku powtarzalnych rozwiązań systemowych koszty związane z ich pracochłonnością mogą być znacząco zmniejszone.

## 1.6. Kształtowanie stężeń hal stalowych

### 1.6.1. Wprowadzenie

Omawiając ogólną charakterystykę i budowę strukturalną hal, wskazywano na konstrukcyjną rolę stężeń jako bardzo ważnego elementu nośnego przestrzennego szkieletu budynku. Płaskie układy poprzeczne hal są samostateczne i wystarczająco sztywne w swej płaszczyźnie. Spełniają one warunek geometrycznej niezmienności oraz sztywności na obciążenia działające w ich płaszczyźnie (prostopadłe do osi podłużnej hali). W przeciwieństwie do układu poprzecznego podłużne ustroje nośne hal są z reguły o węzłach i połączeniach przegubowych. Dotyczy to zarówno połączeń układów poprzecznych z fundamentami, jak i połączeń rygli dachowych i słupów głównych tychże z płatwiami i ryglami ściennymi.

Na rysunku 1.23 pokazano konstrukcję hali stalowej o ramowych (pełnościennych) układach poprzecznych. Geometryczną niezmienność i sztywność budynku w płaszczyźnie  $xy$  zapewnia przyjęty schemat statyczny poprzecznych ustrojów nośnych hali (rys. 1.23d). Przestrzenny ustrój nośny budynku halowego jest jednak geometrycznie zmienny w płaszczyźnie  $yz$  (podłużnych ścian bocznych — rys. 1.23a) oraz odkształcalny w płaszczyźnie  $xz$  (połaci dachowej ha-



**Rysunek 1.23.** Schematy analizy geometrycznej zmienności i sztywności ustroju nośnego hali (opis w tekście)

li — rys. 1.23b). Dlatego też w celu zapewnienia geometrycznej niezmienności i sztywności całej konstrukcji zarówno w trakcie jej montażu, jak i podczas eksploatacji jest niezbędne zastosowanie odpowiednich stężeń T1 w płaszczyźnie ścian podłużnych i T2 w płaszczyźnie połączenia dachu (rys. 1.23c).

Przedstawiona analiza ma charakter uproszczony i często uzyskanie właściwej sztywności i stateczności konstrukcji wymaga dodatkowych stężeń. Dotyczy to np. hal z kratowymi ryglami dachowymi. Należy wtedy zastosować dodatkowe stężenia dźwigarów kratowych, których zadaniem jest zapewnienie skutecznego przeciwdziałania zmianom kształtu i położenia elementów układu konstrukcyjnego obiektu (rys. 1.23a, b, d). Stateczność układu konstrukcyjnego musi być zapewniona w warunkach realizacji, eksploatacji, przy rozbudowie, remontach i demontażu konstrukcji. Sprawdzenie stateczności położenia polega na wykazaniu, że konstrukcja (lub jej części), traktowana jako ciało sztywne, jest dostatecznie zabezpieczona przed przesunięciem, uniesieniem lub wywróceniem. Przez zastosowanie stężeń (nazywanych również tężnikami) we wszystkich płaszczyznach zamykających przestrzeń hali (w ścianach bocznych, szczytowych i dachu) tworzy się geometrycznie niezmienną konstrukcję (najczęściej tarczę prętową).

Stężenia, oprócz nadania stateczności całej konstrukcji lub jej elementom, przenoszą obciążenia poziome od wiatru i urządzeń transportowych w kierunku prostopadłym do płaszczyzny obciążeń nośnych układów poprzecznych hal. Uzyskuje się w ten sposób współdziałanie w przenoszeniu wyteżeń między różnymi częściami szkieletu nośnego w przestrzeni budynku (przestrzenne wyteżenie ustroju nośnego hali).

Stateczność i dostateczna nośność konstrukcji budowli powinna być zapewniona nie tylko w fazie eksploatacji, ale również w trakcie transportu i montażu oraz podczas rozbudowy i remontu. Stąd też obok stężeń stałych stosuje się stężenia tymczasowe (np. na czas montażu konstrukcji). W halach o konstrukcji stalowej występują najczęściej stężenia prętowe. Funkcję usztywnień mogą spełniać również tarcze betonowe, ceramiczne (stropy, ściany), a także obudowa ścian i dachów z kaset ściennych lub blachy falistej bądź fałdowej (por. rys. 1.27).

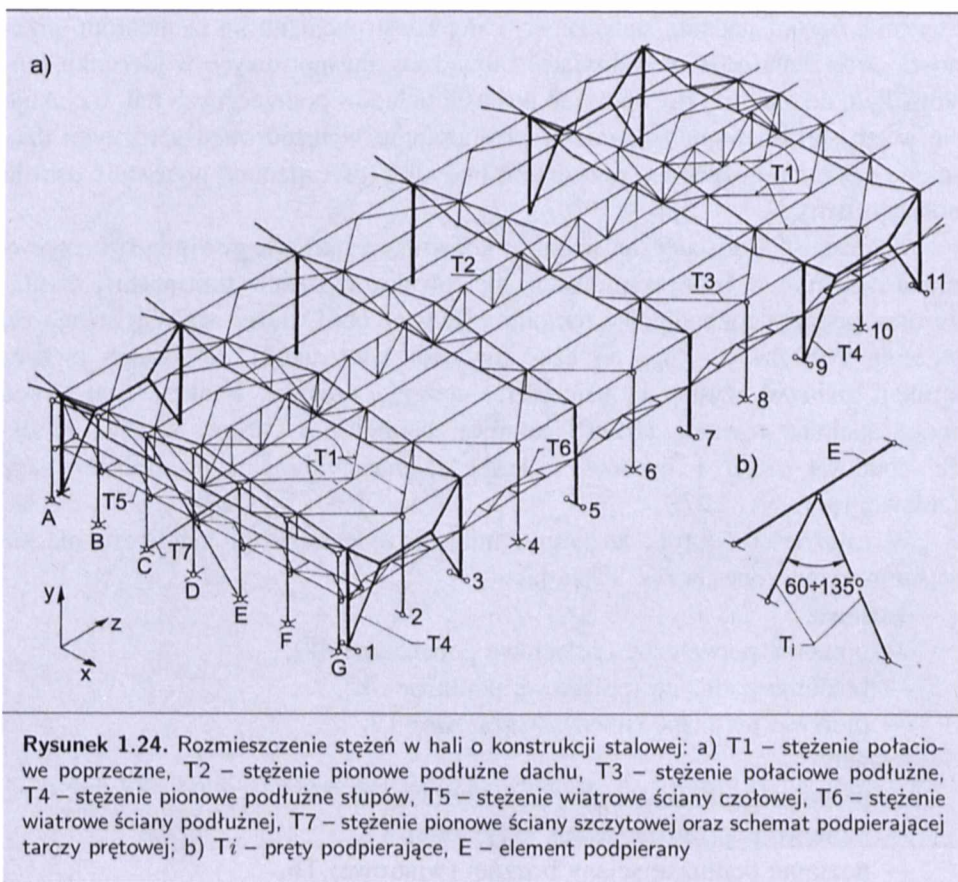
W zależności od roli, kształtu i miejsca w konstrukcji hali rozróżnia się stężenia (oznaczone na rys. 1.24a jako  $T_i$ ):

- dachowe:
  - poziome poprzeczne (połaciowe poprzeczne) T1,
  - poziome podłużne (połaciowe podłużne) T3,
  - pionowe podłużne (międzywiązarowe) T2,
- ścienne:
  - pionowe podłużne słupów (międzysłupowe) T4,
  - pionowe poprzeczne ściany szczytowej T7,
  - poziome podłużne ściany bocznej (wiatrowe) T6,
  - poziome poprzeczne ściany szczytowej (wiatrowe) T5.

Na rysunku 1.24a pokazano schemat konstrukcji nośnej hali z oznaczeniem poszczególnych rodzajów tężników. Ich zadania konstrukcyjne oraz zasady kształtowania omówiono w kolejnych punktach tego rozdziału.

Dobór niezbędnych stężeń budynku zależy od rozwiązań konstrukcyjnych ustroju nośnego oraz obciążeń hali. W związku z tym nie wszystkie wymienione oraz pokazane na rys. 1.24a stężenia muszą być zawsze zastosowane. Rodzaj niezbędnych stężeń szkieletu nośnego hali ustala się na podstawie analizy geometrycznej niezmienności i sztywności budynku w płaszczyznach połączenia dachu oraz ścian podłużnych i szczytowych.

Element można uważać za nieprzesuwnie podparty w płaszczyźnie prostopadłej do swej osi, jeśli jest on połączony z tarczą (prętową lub pełnościenną), która ma zapewnioną stateczność. W przypadku tarcz prętowych  $T_i$  tworzą je co najmniej dwa pręty, których osie przecinają się na osi elementu podpieranego, tworząc kąt zawarty w granicach od  $60^\circ$  do  $135^\circ$  (rys. 1.24b). Muszą one być połączone z punktami stałymi, które w wyniku działania obciążeń nie zmieniają swego położenia więcej niż o wartości granicznych dla nich przemieszczeń



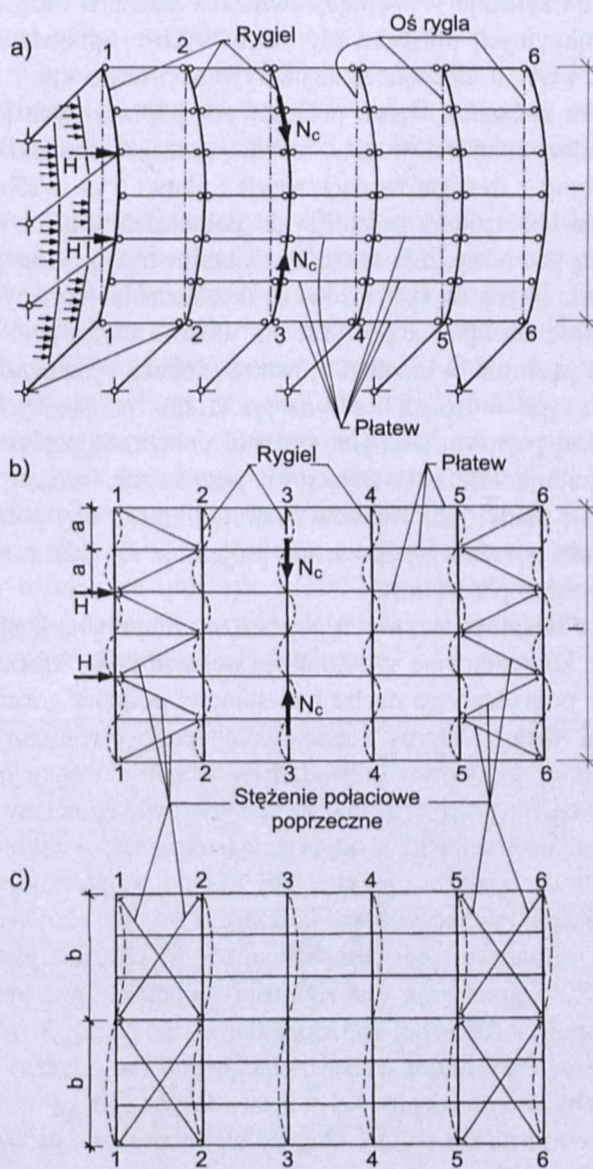
**Rysunek 1.24.** Rozmieszczenie stężeń w hali o konstrukcji stalowej: a) T1 – stężenie połaciowe poprzeczne, T2 – stężenie pionowe podłużne dachu, T3 – stężenie połaciowe podłużne, T4 – stężenie pionowe podłużne słupów, T5 – stężenie wiatrowe ściany czołowej, T6 – stężenie wiatrowe ściany podłużnej, T7 – stężenie pionowe ściany szczytowej oraz schemat podpierającej tarczy prętowej; b)  $T_i$  – pręty podpierające, E – element podpierany

(ugięć, wychyleń, osiadań). Wymaga się ponadto, aby nośność prętów podpierających oraz ich połączeń była większa niż 0,01 maksymalnej siły w elemencie podpieranym (usztywnianym).

### 1.6.2. Stężenia połaciowe poprzeczne dachów hal

Stężenia połaciowe poprzeczne dachów hal są poziomymi kratownicami umieszczonymi najczęściej między ryglami sąsiednich układów poprzecznych. Projektuje się je w celu przeniesienia sił poziomych od wiatru, działającego na ścianę szczytową i świetliki, a także od sił hamowania suwnic podwieszonych. Są to więc obciążenia prostopadłe do płaszczyzny układów poprzecznych hal, które działają w płaszczyźnie połaci dachu.

Schemat wytyżenia konstrukcji połaci dachu pokazano na rys. 1.25. Konstrukcja dachu składa się z rygli dachowych oraz połączonych z nimi przegubowo płatwi. Rygle dachowe są dźwigarami o dużej rozpiętości. Mała sztywność ich przekroju względem osi pionowej powoduje, iż połać dachu mogłaby przemiesz-



**Rysunek 1.25.** Schematy możliwych deformacji elementów konstrukcji w płaszczyźnie połaci dachu bez stężeń (a) i ze stężeniami (b i c)

czać się wzdłuż osi podłużnej hali (rys. 1.25a). W takim przypadku długość wybożenia w płaszczyźnie połaci dachu pasów górnych dachowych rygli kratowych byłaby np. równa rozpiętości układu poprzecznego  $l_{e2} = l$ , gdyż płatwie przegubowo połączone z ryglem nie tworzą geometrycznie niezmienniej poziomej

tarczy. Taka sama sytuacja występuje również w dachach bezpłatwiowych, gdy brak jest konstrukcyjnych połączeń płyt dachowych o odpowiedniej sztywności lub zastosowano płyty o niedostatecznej sztywności tarczowej.

Podstawowym zadaniem stężeń połączeniowych poprzecznych jest zapewnienie geometrycznej niezmienności w płaszczyźnie połączenia dachu układowi konstrukcyjnemu złożonemu z dźwigarów dachowych i płatwi (rys. 1.25b i c). Pręty wykratowania stężeń połączone z pasami rygli (pełnościennych lub kratowych) oraz płatwiami tworzą geometrycznie niezmienną kratownicę poziomą. Takie kratownice (w polach skrajnych na rys. 1.25b) są dostatecznie sztywnymi elementami, zdolnymi przenieść obciążenia poziome od wiatru, hamowania suwnic itp. Ich przemieszczenia poziome są nieduże. Również nieduże będą przemieszczenia poziome kolejnych rygli w osiach 3 i 4 na rys. 1.25b, połączonych (przegubowo) płatwiami z tarczą prętową, jaką jest stężenie połączeniowe poprzeczne (w polach skrajnych). Projektując stężenia połączeniowe poprzeczne, można wykorzystywać konstrukcyjną rolę płatwi jako słupków poziomej kratownicy połączeniowej. Niekiedy jednak stężenia połączeniowe poprzeczne projektuje się jako konstrukcję niezależną (niepołączoną z płatwiami).

Zastosowanie stężeń połączeniowych poprzecznych sprawia, iż spełniają one dodatkowe funkcje konstrukcyjne w szkielecie nośnym hali. Pozioma tarcza stężenia połączeniowego poprzecznego dachu hali stanowi podporę górną słupów ściany szczytowej. Brak takiej podpory i ewentualnie przyjęcie wspornikowego schematu słupów ściany szczytowej prowadziłyby w konsekwencji do zastosowania materiałów chłonnych (ciężkich) rozwiązań konstrukcyjnych ściany szczytowej.

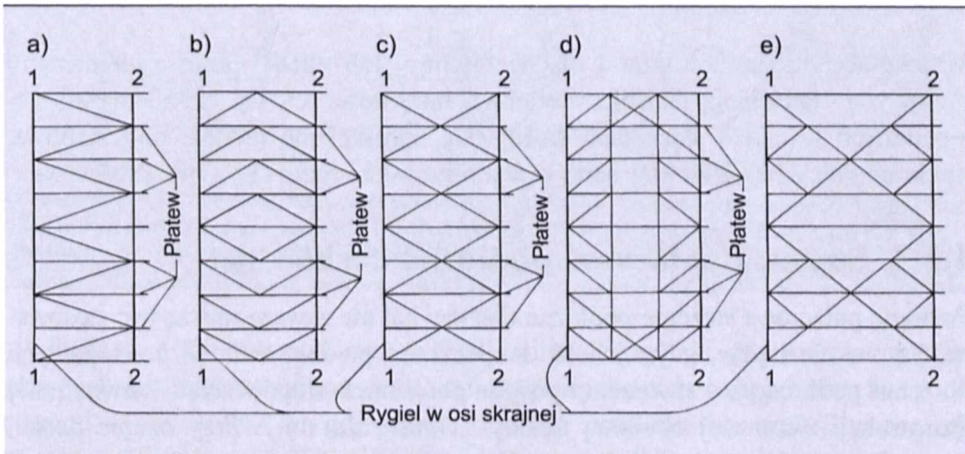
Poprzeczne stężenia połączeniowe odgrywają istotną rolę w zakresie zapewnienia stateczności rygla dachowego z płaszczyzny układu poprzecznego hali. Skracają one bowiem długości wyboczeniowe ściskanych prętów pasów rygli kratowych lub zwichrzenia zginanych rygli pełnościennych. W dachu z płatwiami pokazanym na rys. 1.25b ograniczają one długości wyboczeniowe pasów ściskanych w płaszczyźnie połączenia dachowej (prostopadłej do wiązara) do rozstawu między płatwiami  $l_{e1} = a$ . Przy braku stężeń połączeniowych (rys. 1.25a) ta długość wyboczeniowa byłaby równa rozpiętości wiązara kratowego  $l_{e2} = l$ . Jeżeli stosuje się stężenie pokazane na rys. 1.25c, długość wyboczeniowa pasów z płaszczyzny dźwigara będzie równa odległości między punktami nieprzesuwnego przytrzymania  $l_{e3} = b$ .

Poprzeczne stężenia połączeniowe dachów hal odgrywają bardzo ważną rolę konstrukcyjną i są niezbędnym elementem ustroju nośnego. Zgodnie z wymaganiami normy [98] stosuje się je na całej szerokości dachu, najczęściej między dwoma sąsiednimi dźwigarami, przy czym umieszcza się je w skrajnych lub przedskrajnych polach każdej części hali oddzielonej przerwą dylatacyjną, w tych polach, w których występują pionowe stężenia podłużne słupów. Stężenia połączeniowe poprzeczne oraz pionowe słupów łącząc dwa układy poprzeczne, tworzą bikonstrukcję,

tj. przestrzenny, geometrycznie niezmienny ustrój; „dołączone” do niego kolejne układy poprzeczne tworzą stateczny szkielet nośny hali.

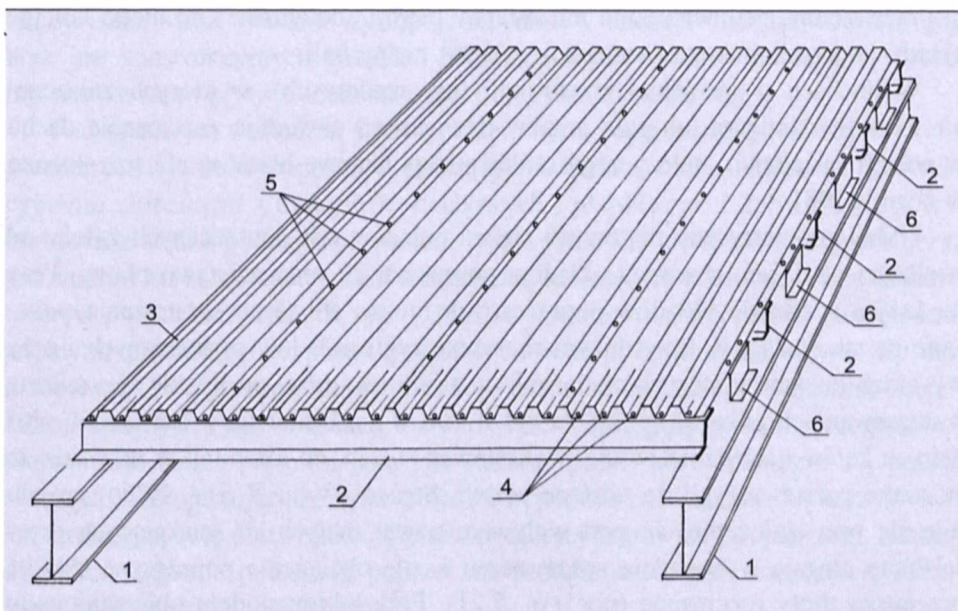
W dachach o specjalnej konstrukcji (np. szedowych), w których zniszczenie jednego dźwigara lub pola między dźwigarami powoduje zniszczenie dachu w polach sąsiednich, należy zagęścić tężniki połaciowe bardziej niż to zalecono w normie [98].

Układ geometryczny prętowych stężeń połaciowych poprzecznych zależy od wielkości obciążeń, rozstawu układów poprzecznych oraz rozstawu płatwi. Przy niedużym rozstawie układów poprzecznych można stosować skratowanie pokazane na rys. 1.26a, b. Przy dużym rozstawie rygli układów poprzecznych i przy wysokich halach, w których obciążenie wiatrem jest duże, projektuje się stężenia o skratowaniach pokazanych np. na rys. 1.26c, d i e. Unika się w ten sposób zbyt ostrych kątów nachylenia prętów wykratowań stężeń, co ma miejsce przy dużym stosunku rozstawu rygli do odstępów płatwi. Stężenia typu X (rys. 1.26c) projektuje się przy założeniu, że pod wpływem nawet małych sił ściskających pręty ściskane ulegają wyboczeniu sprężystemu i całe obciążenie poprzeczne tężnika przenoszą pręty rozciągane (por. rys. 5.21). Przy takim modelu obliczeniowym stężenia krzyżowego (typu X) zużycie materiału jest mniejsze niż w przypadku tężnika, którego pręty przenoszą siły ściskające.



**Rysunek 1.26.** Przykłady schematów geometrycznych skratowań tężników połaciowych poprzecznych dachu hali (opis w tekście)

Jako tężniki połaciowe poprzeczne dachu hali można wykorzystać blachy fałdowe stanowiące osłony dachowe. Blachy fałdowe wraz z płatwiami i ryglami oraz innymi uzupełniającymi elementami tworzą tarcze zdolne przenosić obciążenia poziome w płaszczyźnie połaci dachu. Schemat konstrukcji tarczy usztywniającej z blach fałdowych pokazano na rys. 1.27, model obliczeniowy zaś na rys. 5.22.



**Rysunek 1.27.** Schemat konstrukcji tarczy usztywniającej z blach fałdowych: 1 – rygiel dachowy, 2 – płatek, 3 – blacha fałdowa, 4 – łączniki główne blachy fałdowej, 5 – łączniki uszczelniające, 6 – elementy pośrednie

Współpracę między arkuszami blachy fałdowej lub między nimi a elementami prętowymi zapewniają łączniki o odpowiedniej nośności. Do określenia sił wewnętrznych w takich stężeniach stosuje się uproszczone modele obliczeniowe, np. kratownicy lub wysokiej belki o średniku fałdowym [18], [19], [80].

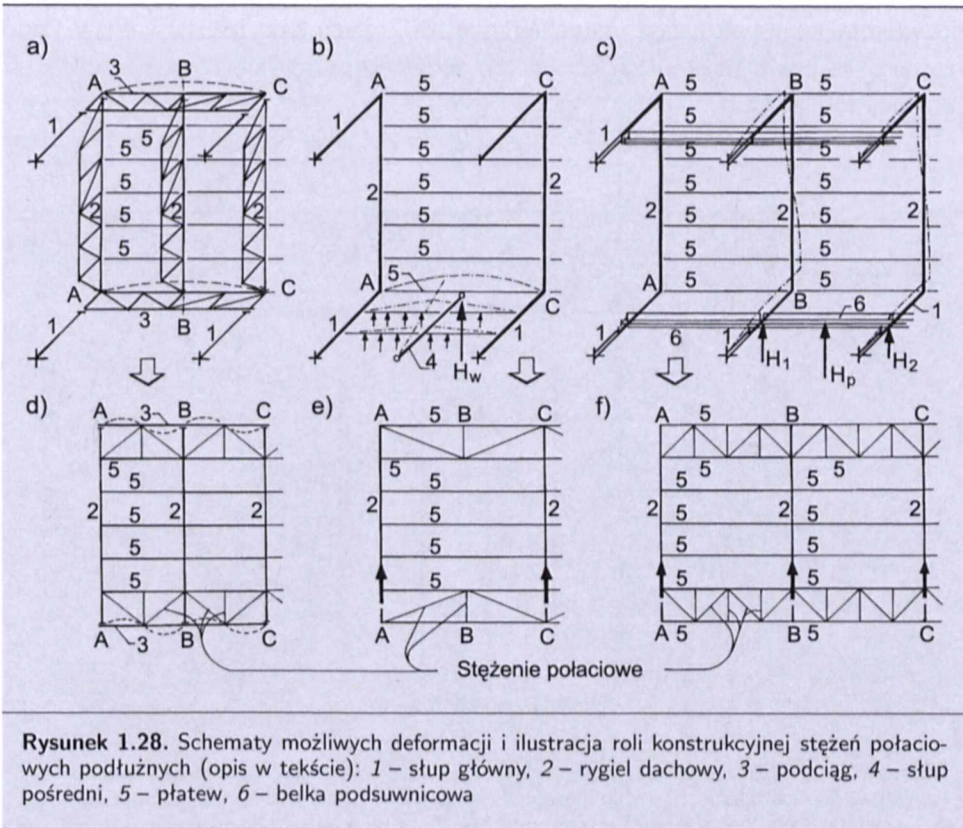
### 1.6.3. Stężenia połaciowe podłużne dachów hal

Poziome połaciowe stężenia podłużne dachów hal nie zawsze muszą być stosowane. Są one niezbędne, gdy zachodzi konieczność przeniesienia sił prostokątnych do ścian podłużnych i stworzenia podpór pośrednich słupów ściany zewnętrznej (konstrukcji wsporczej obudowy ściany). Umieszcza się je przy okapie dachu. Pręty skratowań tych stężeń wraz z dwiema przyokapowymi płatkami tworzą poziomą kratownicę podłużną w dachu hali. Kratownice te łącząc się z tężnikiem połaciowym poprzecznym, kształtują tarczę (zamkniętą ramę) zapewniającą dobre przenoszenie obciążeń poziomych, a także umożliwiają traktowanie szkieletu nośnego hali jako układu przestrzennego.

Przestrzenne wytyżenie szkieletu nośnego hali może być wykorzystane, gdy występują duże siły poziome lub pionowe (działające na mimośrodkach) od suwnic pomostowych. Wówczas stężenia połaciowe podłużne pełnią rolę elementów rozkładających obciążenie na kilka układów poprzecznych. W przypadku ich braku,

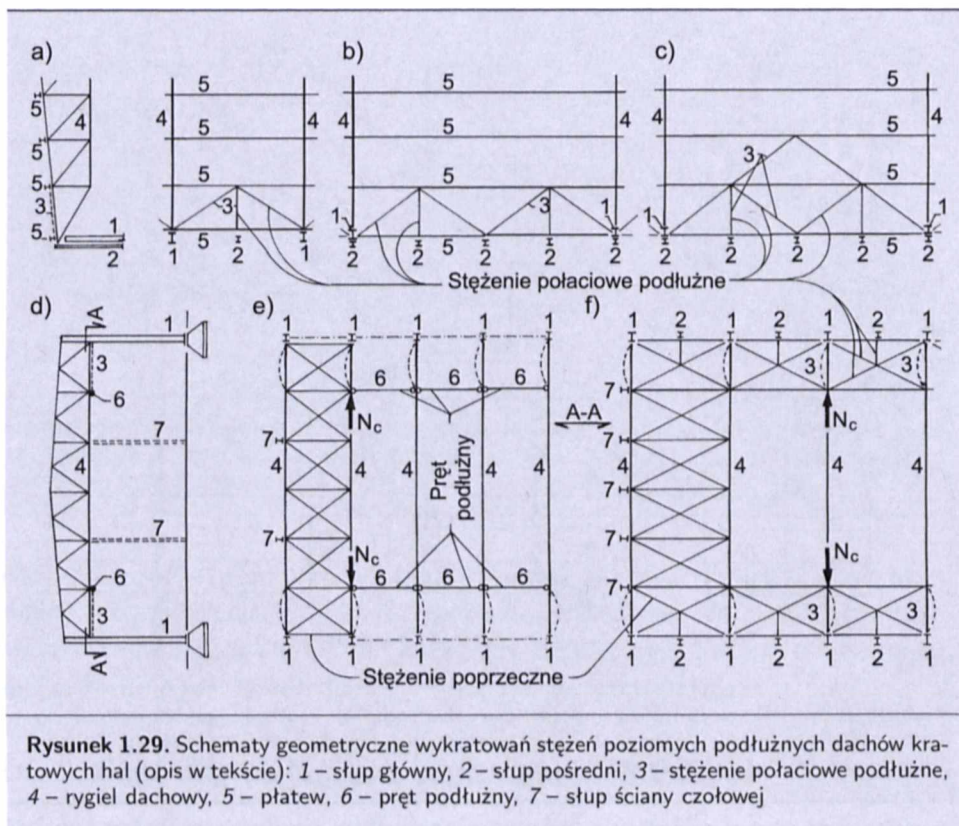


co pokazano na rys. 1.28c, np. siła pozioma  $H_p$  od hamowania suwnicy przekazuje się przez belkę podsuwnicową na najbliższe słupy w postaci reakcji  $H_1$  i  $H_2$ . Gdy występują stężenia połaciowe podłużne (rys. 1.28f), oddziaływania poziome od suwnicy przekazują się również na sąsiednie układy poprzeczne.



Stężenia połaciowe podłużne dachów hal projektuje się, gdy rozstaw słupów głównych jest większy od rozstawu rygli dachowych (w ustrojach nośnych z podciągami — rys. 1.28a) lub gdy stosuje się słupy pośrednie konstrukcji wsporczej obudowy ścian (rys. 1.28b). W pierwszym przypadku stężenia te zmniejszają długości wyboczeń pasa górnego podciagu między słupami głównymi (por. długości wyboczeń konstrukcji bez tężnika — rys. 1.28a i z tężnikiem — rys. 1.28d). W drugim przypadku zadaniem konstrukcyjnym stężeń połaciowych podłużnych jest stworzenie podparcia wahlwych słupów konstrukcji wsporczej obudowy ściany podłużnej, co pokazano na rys. 1.28b i e. Wówczas słup pośredni, przejmujący obciążenie poziome od wiatru (działającego na ściany boczne), przekazuje je za pośrednictwem połaciowego stężenia podłużnego na słupy główne układu poprzecznego (rys. 1.28b).

Kształty geometryczne wykratowań stężeń poziomych podłużnych dachów kratowych hal pokazano na rys. 1.29a, b, c, e, f. Stężenia poziome podłużne dachów hal mogą być usytuowane w płaszczyźnie połaci (pasów górnych rygli dachowych) — rys. 1.29a, b i c lub w poziomie pasa dolnego rygla układu poprzecznego — rys. 1.29d, e i f.

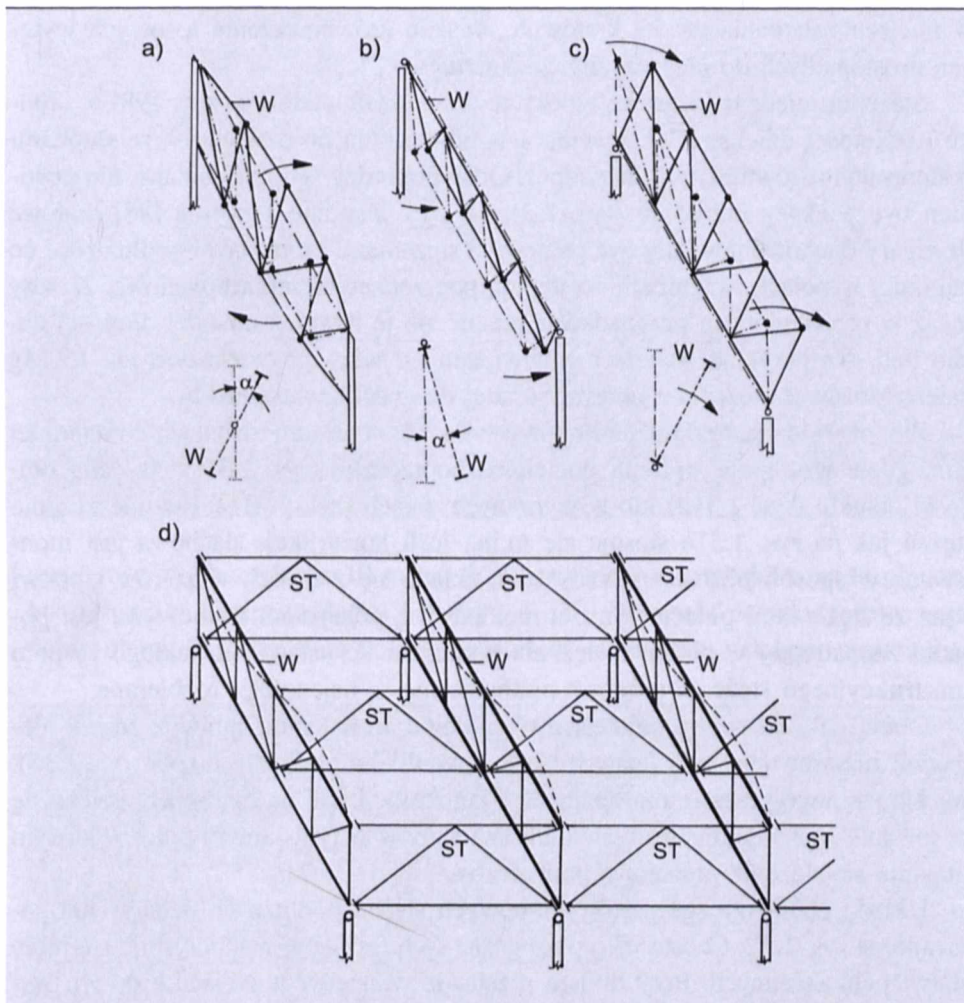


**Rysunek 1.29.** Schematy geometryczne wykratowań stężeń poziomych podłużnych dachów kratowych hal (opis w tekście): 1 – słup główny, 2 – słup pośredni, 3 – stężenie połaciowe podłużne, 4 – rygiel dachowy, 5 – płatek, 6 – pręt podłużny, 7 – słup ściany czołowej

W układach poprzecznych, gdzie występują sztywne połączenia słupów z ryglami kratowymi, w strefie przypodporowej ich pasy dolne są ściskane. Przy braku stężeń międzywiązarowych i poziomych w płaszczyźnie pasów dolnych wiązarów długość wyboczeniowa pasów dolnych z płaszczyzny ustroju jest równa rozpiętości kratownicy. Wówczas umieszczenie stężenia poziomego podłużnego i odpowiedniego stężenia poprzecznego w płaszczyźnie pasa dolnego rygla zabezpiecza go przed utratą stateczności ogólnej (skraca jego długość wyboczeniową z płaszczyzny kratownicy) — rys. 1.29d÷f. W przypadku braku słupów pośrednich w ścianie podłużnej w celu skrócenia długości wyboczeniowej ściskanych pasów dolnych wiązara można zastosować pręty podłużne połączone ze stężeniem poprzecznym w polu skrajnym — rys. 1.29e.

### 1.6.4. Stężenia pionowe podłużne kratowych dachów hal

Pionowe stężenia podłużne dachów hal stosuje się przede wszystkim wtedy, gdy rygiel układu poprzecznego jest kratownicą. Takie kratowe dźwigary dachowe mają bardzo małą sztywność giętą ze swojej płaszczyzny oraz skrętną, a ponadto — w przypadku przegubowego połączenia ze słupami — są podatne na obrót wzdłuż ich osi podłużnej. Głównym zadaniem konstrukcyjnym pionowych stężeń podłużnych jest zabezpieczenie dźwigarów kratowych przed skrzyśnięciem się (rys. 1.30a), pochyleniem (rys. 1.30b) lub wywróceniem (rys. 1.30c) zarówno w trakcie montażu, jak i podczas eksploatacji obiektu.



**Rysunek 1.30.** Schematy możliwych deformacji poprzecznych dźwigarów kratowych (opis w tekście): W – wiązary, ST – stężenia

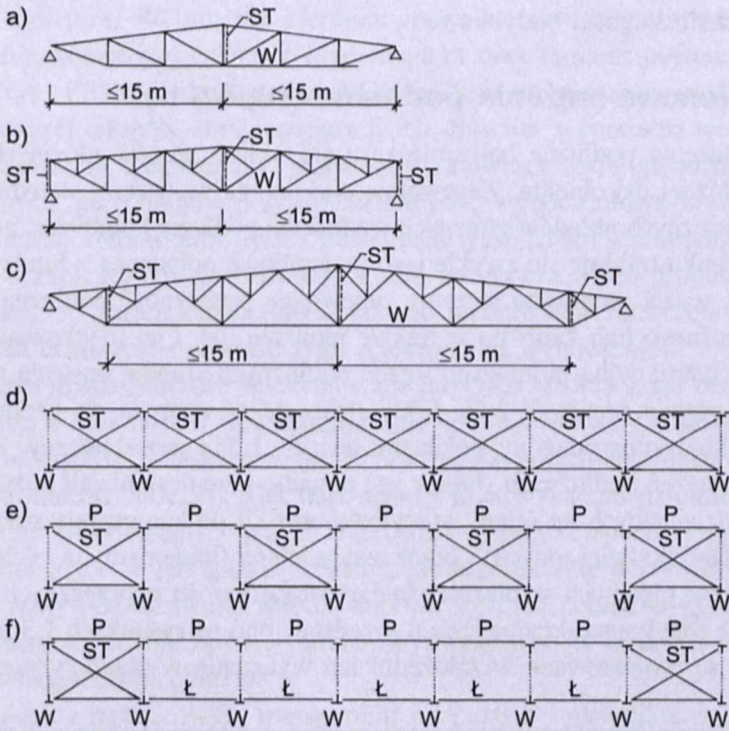
Stężenia pionowe dachów kratowych stosuje się jako skratowania ST (rys. 1.30d) między sąsiednimi wiązarami. Stąd też nazywa się je również stężeniami międzywiązarowymi. Pełnią funkcję stabilizująco-usztywniającą przestrzenny układ kratowy dachu hali w kierunku podłużnym. Tężniki pionowe służą przede wszystkim do zapewnienia prawidłowego, wzajemnego ustawienia wiązarów podczas montażu (uniemożliwiają skręcenie, przechylenie i wywrócenie). Zadaniem pionowych tężników dachowych może być również zabezpieczenie konstrukcji dachu przed wpływem drgań i poziomych przemieszczeń pasów dolnych wiązarów podczas pracy suwnic i wciągników. Spełniają one także funkcję usztywnień zapewniających potrzebną długość wyboconiową ściskanych części rygła dachowego, co pokazano na rys. 1.30d. Zaleca się je również stosować w miejscu załamania pasów kratownic, w celu zrównoważenia losowych wyżeń prostopadłych do płaszczyzny dźwigara.

Stężenia międzywiązarowe należy rozmieszczać według normy [98] w środku rozpiętości dźwigara lub gęściej, a w odniesieniu do dźwigarów ze słupkami podporowymi również w linii podpór. Odstęp między tymi stężeniami nie powinien być większy niż 15 m (rys. 1.31a, b i c). Zgodnie z normą [98] kratowe dźwigary dachowe powinny być połączone stężeniami pionowymi podłużnymi co najmniej w polach, w których występują poprzeczne stężenia połaciowe. Znaczy to, iż w uzasadnionych przypadkach stosuje się je również na całej długości dachu hali. Na przykład w halach z suwnicami o udźwigu większym niż 15 Mg należy stosować stężenia pionowe na całej długości dachu obiektu.

Pionowe stężenia podłużne kratowych dachów hali umieszcza się co najmniej tam, gdzie występują stężenia połaciowe poprzeczne (rys. 1.31f), na całej długości obiektu (rys. 1.31d) lub w wybranych polach (rys. 1.31e). Rozmieszczenie stężeń jak na rys. 1.31e stosuje się m.in., jeśli konstrukcja dachowa jest montowana w sposób blokowy. Każdy blok składa się z dwóch wiązarów i płatwi wraz ze stężeniami połaciowymi, a niekiedy i z pokryciem dachowym, jest ponadto zaopatrzone w pionowe stężenia podłużne. Po ustawieniu takiego zespołu konstrukcyjnego stężenia pionowe podłużne nie są najczęściej rozbierane.

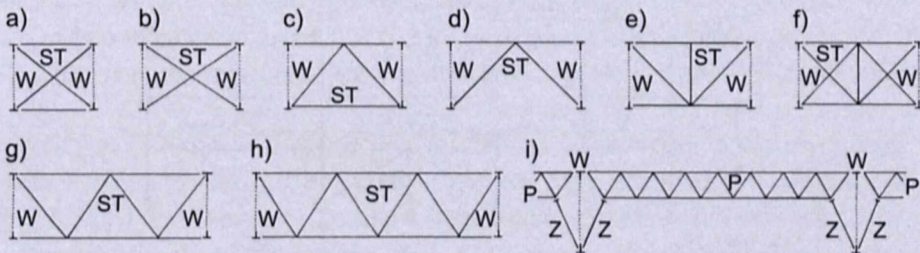
Obciążenie od wiatru działające równoległe do kalenicy sprawia, że jest niezbędne zastosowanie niezależnych stężeń świetlików podłużnych (por. rys. 1.35). W celu prostego przekazania obciążeń z konstrukcji hali na fundament zaleca się stosowanie stężeń podłużnych świetlików i słupów w tym samym polu, w którym znajduje się stężenie połaciowe poprzeczne.

Układy geometryczne prętów pionowych stężeń podłużnych dachów hal pokazano na rys. 1.32. Często jako pasy górne tych tężników wykorzystuje się pręty płatwi pełnościennych. Przy małym rozstawie wiązarów w stosunku do ich wysokości stosuje się rozwiązania podane na rys. 1.32a, b. Aby uniknąć ostrych kątów wykratowań prętów tężników, jako usztywnienia podłużne dachów stosuje się kratownice pokazane na rys. 1.32c÷h. Płatwie kratowe (używa się ich do



**Rysunek 1.31.** Zasady rozmieszczania pionowych stężeń podłużnych dachów kratowych hal (opis w tekście): W – wiązar, P – płatew, ST – stężenie międzywiązarowe, ł – pręt podłużny

rozpiętości większych niż 10 m) są często wykorzystywane jako część pionowego stężenia podłużnego dachu hali (rys. 1.32i). Wówczas przypodporowe węzły dolne płatwi kratowych są połączone prętem-zastrzałem z dolnym pasem rygla



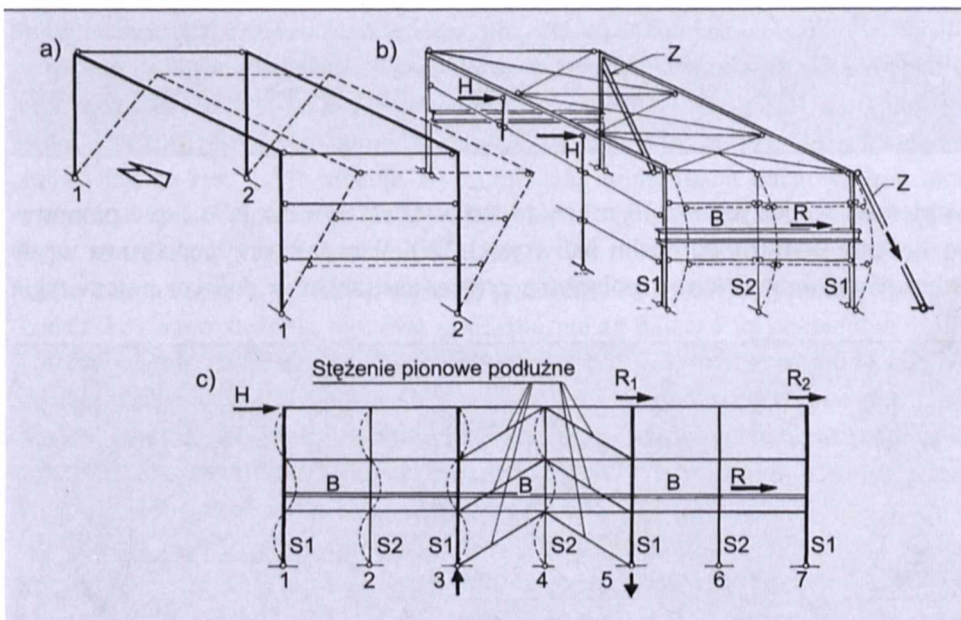
**Rysunek 1.32.** Przykłady pionowych stężeń podłużnych dachów hal (opis w tekście): W – wiązar, ST – stężenie pionowe podłużne (międzywiązarowe), Z – zastrzał, P – płatew kratowa

kratowego. Tworzy się wtedy rama kratowa, zwłaszcza gdy tężnik pionowy jest ciągły na całej długości budynku.

### 1.6.5. Pionowe stężenia podłużne słupów hal

Pionowe stężenia podłużne hal umieszcza się w linii słupów głównych, w kierunku podłużnej osi obiektu. Zapewniają one przede wszystkim stateczność płaskich poprzecznych układów głównych wzdłuż osi podłużnej budynku, gdyż słupy w tym kierunku traktuje się zwykle jako przegubowo połączone z fundamentami. W tym też sensie omawiane stężenia zapewniają stateczność podłużną i ogólną szkieletu nośnego hali zarówno w trakcie montażu, jak i jej użytkowania.

Rolę konstrukcyjną pionowych stężeń podłużnych słupów ilustrują rys. 1.33a i b. Zastosowanie prętów Z (rys. 1.33b) jako stężeń sprawia, że geometrycznie zmienny układ konstrukcyjny pokazany na rys. 1.33a jest stateczny. Zadaniem pionowych stężeń podłużnych słupów jest ponadto przeniesienie sił poziomych od wiatru  $H$  działających na ściany szczytowe oraz sił od hamowania suwnic natorowych  $R$  (lub podwieszonych) i przekazanie ich na fundamenty, a także usztywnienie słupów głównych w płaszczyźnie prostopadłej do poprzecznych układów nośnych. Tę rolę konstrukcyjną stężeń przedstawiono na rysunkach 1.33b i c. Słupy główne są projektowane w założeniu ich wyłączenia w płaszczyźnie układów



**Rysunek 1.33.** Schematy możliwych deformacji i ilustracja roli konstrukcyjnej pionowych stężeń podłużnych słupów hal (opis w tekście): S1 – słupek główny, S2 – słupek pośredni, B – belka podsuwnicowa

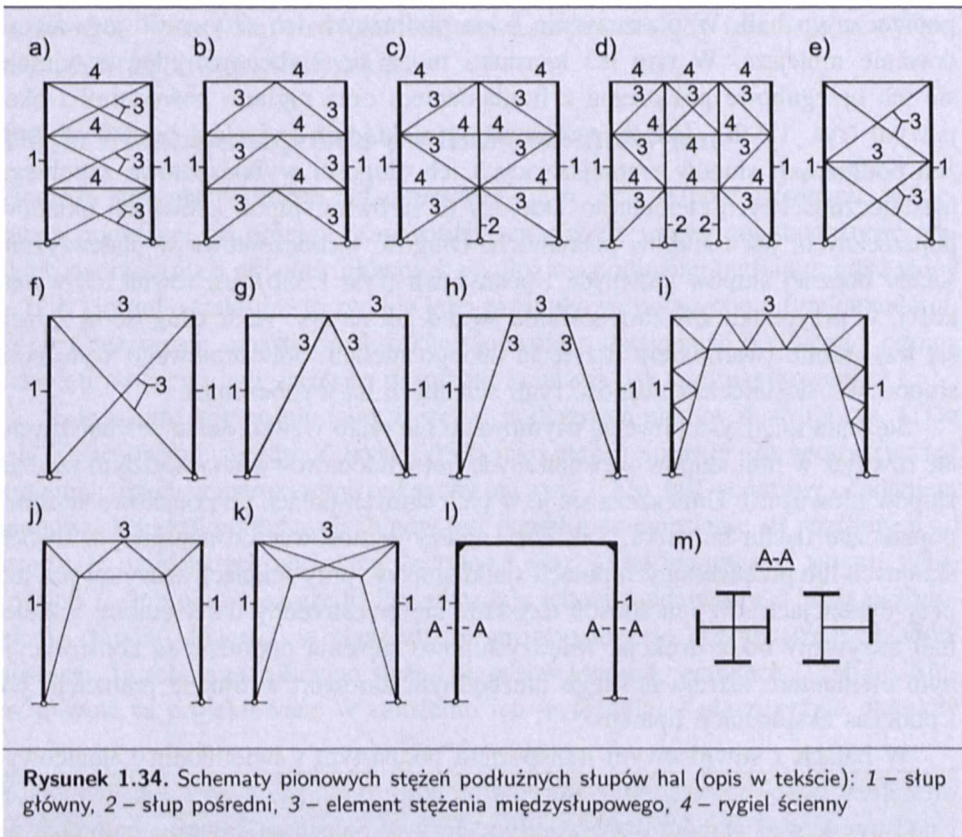
poprzecznych hali. W płaszczyźnie ścian podłużnych ich sztywność jest zdecydowanie mniejsza. W tym też kierunku mogą się wyboczyć, gdyż przyjmuje się ich przegubowe połączenia z fundamentem oraz ryglami pośrednimi i okapowym (rys. 1.33b). Jednak zastosowanie niektórych rodzajów pionowych stężeń podłużnych słupów zmniejszających ich długości wyboczeniowe zapobiega niestateczności tych elementów. Dotyczy to zarówno słupów głównych układów poprzecznych, jak i słupów pośrednich. Długość wyboczeniowa w płaszczyźnie ściany bocznej słupów głównych i pośrednich (rys. 1.33b) jest równa ich wysokości, w przypadku zaś zastosowania stężeń jak na rys. 1.33c długość ta skraca się trzykrotnie (warunkiem przyjęcia takiego modelu obliczeniowego wyężenia słupów jest dostateczna nośność rygli ściennych na wyboczenie).

Stężenia międzysłupowe są usytuowane nie tylko wzdłuż ścian zewnętrznych, ale również w linii słupów wewnętrznych hal wielonawowych (w każdym rzędzie słupów głównych). Umieszcza się je w tych samych polach co połączeniowe stężenia poprzeczne dachu budynku. Tak więc należy je stosować co najmniej w dwóch skrajnych lub przedskrajnych polach siatki słupów (przy ścianach szczytowych lub przy dylatacjach). W ten sposób uzyskuje się przestrzenny usztywniony szkielet hali nazywany bikonstrukcją. Międzysłupowe stężenia podłużne są konstrukcyjnym elementem ustroju nośnego niezbędnym zarówno w trakcie realizacji, jak i podczas eksploatacji obiektu.

W halach z suwnicowym transportem podpartym i świetlikami kalenicowymi należy stosować oddzielnie stężenia pionowe podłużne części podsuwnicowej i nadsuwnicowej słupów oraz świetlika. Jeśli w halach są suwnice natorowe na dwóch poziomach (por. rys. 1.14c), to tężniki pionowe międzysłupowe w kierunku podłużnej osi budynku umieszcza się ponadto między belkami podsuwnicowymi. Często belkę podsuwnicową wykorzystuje się jako element stężenia części dolnej słupów i ściany podłużnej. Wówczas stężenie pionowe podłużne górnej części nadsuwnicowej słupa nie leży w tej samej płaszczyźnie co stężenie części podsuwnicowej słupa.

Schematy pionowych stężeń podłużnych słupów hal pokazano na rys. 1.34. Międzysłupowe stężenia pionowe podłużne hal stosuje się jako kratowe (rys. 1.34a÷f), ramowo-kratowe (rys. 1.34g÷k), rzadziej jako ramowe (rys. 1.34l). Stężenia kratowe umieszcza się zwykle między pasami słupów. Elementami tych kratownic są pasy sąsiednich słupów, krzyżulce, a niekiedy również rygle ściennie jako słupki (rys. 1.34a÷d). W konstrukcji usztywnień podłużnych hali pokazanych na rys. 1.34a i b wykorzystuje się rygle ściennie, a w pokazanych na rys. 1.34c i d – słupy pośrednie i rygle jako elementy nośne stężeń. Są one stosowane w halach bez suwnic lub z suwnicami o małym udźwigu.

W halach wysokich, a także z suwnicami o dużych udźwigach stosuje się stężenia portalowe (rys. 1.34h÷k). Mają one również zastosowanie wtedy, gdy w ścianach podłużnych występują bramy lub w ciągach komunikacyjnych między



**Rysunek 1.34.** Schematy pionowych stężeń podłużnych słupów hal (opis w tekście): 1 – słup główny, 2 – słup pośredni, 3 – element stężenia międzysłupowego, 4 – rygiel ścienny

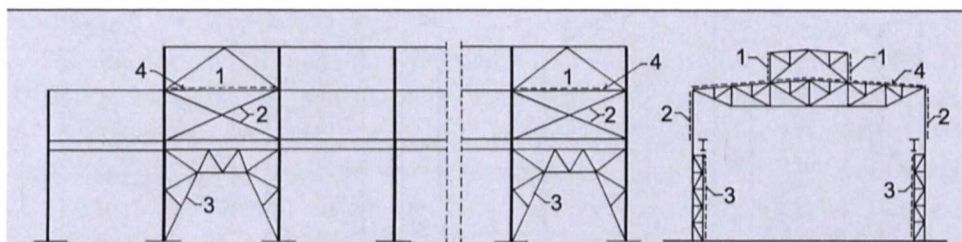
ramami wzdłuż osi poprzecznej w halach wielonawowych. Stwarza się wówczas możliwość swobodnego wykorzystania przestrzeni między słupami. Stężenia pionowe podłużne słupów hal, pokazane na rys. 1.34e÷k, są niezależnymi konstrukcjami usztywniającymi budynek. Jeżeli zastosowano tężniki ramowe (rys. 1.34l), słupy główne, stanowiące jednocześnie ich elementy nośne, mają odpowiednio ukształtowany przekrój poprzeczny (rys. 1.34m).

Stężenia typu X (rys. 1.34a, e, f) wykonuje się z wiotkich prętów, w założeniu iż będą one tylko rozciągаныmi elementami stężenia (w przypadku obciążeń ściskających ulegną sprężystemu wyboczeniu). Schemat portalowego stężenia z prętami uwzględnianymi w analizie jako wyłącznie rozciągane pokazano w rozdziale 5. na rys. 5.29.

W halach z podłużnymi świetlikami i suwnicami natorowymi stosuje się niezależne stężenia tych elementów. Obciążenia od wiatru działającego równoległe do kalenicy sprawiają, że jest niezbędne zastosowanie stężeń świetlików wzdłuż osi podłużnej hali. W przypadku hal z transportem podpartym obciążenie suwnic natorowych od hamowania mostu (równoległe do toru jezdny)  $H_r$  jest przekazywane przez belkę podsuwnicową na słupy. To obciążenie jest skierowane



prostopadle do płaszczyzny układów poprzecznych i musi być przejęte przez stężenie podłużne w linii słupów hali. W takich sytuacjach projektowych często stosuje się w linii słupów górne stężenie podłużne, przejmujące obciążenie z dachu, i dolne stężenie, które — oprócz oddziaływań stężenia dolnego — przejmuje obciążenia od hamowania suwnicy. Wówczas stężenia dolne dają się w osi belki podsuwnicowej. Na rysunku 1.35 pokazano przykład rozmieszczenia stężeń



**Rysunek 1.35.** Rozmieszczenie stężeń pionowych podłużnych w hali ze świetlikami podłużnymi i suwnicą natorową: 1 – stężenie świetlika, 2 – stężenie słupów w części nadsuwnicowej, 3 – stężenie słupów w części podsuwnicowej, 4 – stężenie połaciowe poprzeczne

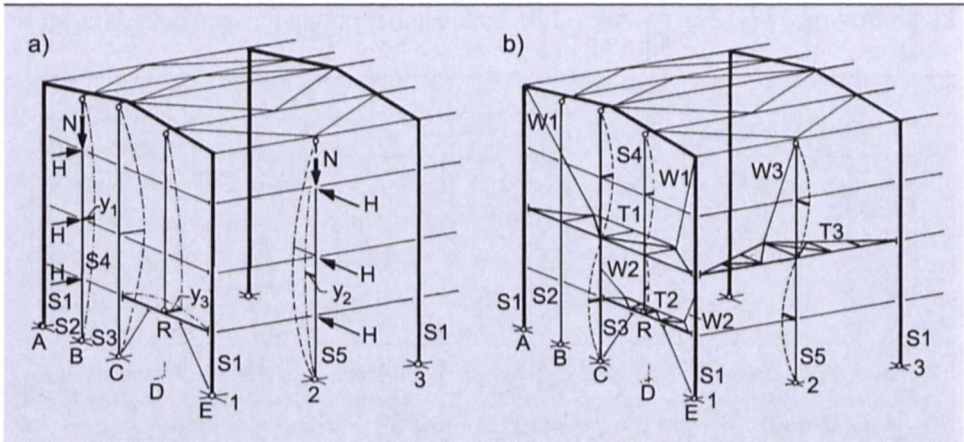
w hali ze świetlikami podłużnymi i suwnicą natorową. W celu prostego przekazania obciążenia z konstrukcji hali na fundament zaleca się stosowanie stężeń podłużnych, świetlików 1, słupów w częściach nadsuwnicowej 2 i podsuwnicowej 3 w tym samym polu, gdzie znajdują się stężenia połaciowe poprzeczne 4.

### 1.6.6. Stężenia poziome ścian szczytowych i podłużnych

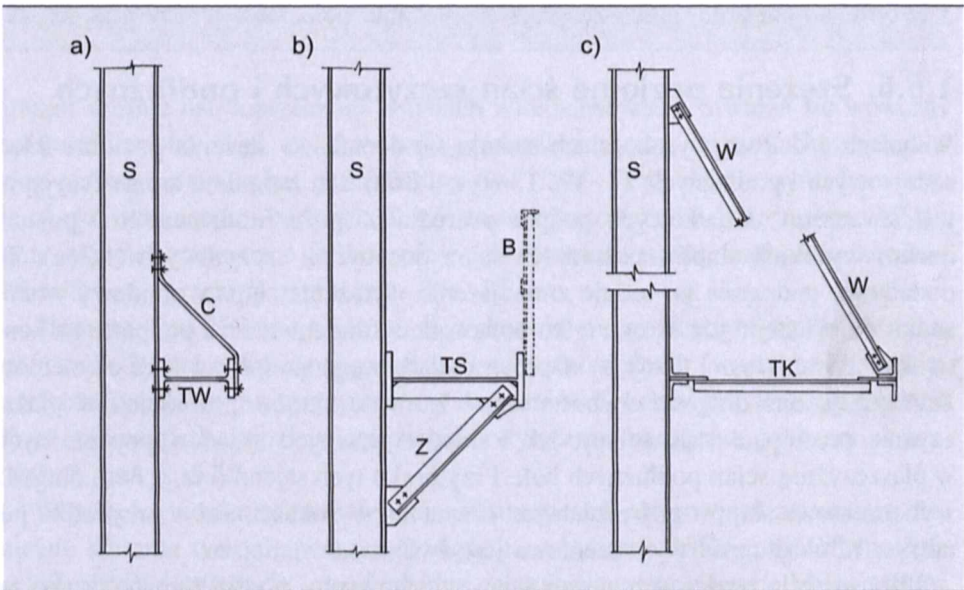
W halach o dużych wysokościach stosuje się dodatkowe stężenia poziome ścian szczytowych i podłużnych T1, T2, T3 (rys. 1.36b). Ich zadaniem konstrukcyjnym jest stworzenie dodatkowych podpór pośrednich (poza fundamentem i połączy dachu) wysokich słupów pośrednich ścian bocznych i szczytowych (1.36a). To dodatkowe podparcie powoduje zmniejszenie wyężenia słupów obudowy w stosunku do sytuacji, gdy są one tylko połączone z fundamentem i podparte na konstrukcji dachu (rys. 1.36a i b). Oprócz dodatkowego podparcia tych elementów zmniejszają one długości wybozeniowe zarówno słupów pośrednich w płaszczyźnie prostopadłej do ściany, jak i słupów głównych układów poprzecznych w płaszczyźnie ścian podłużnych hali. Przy braku tych stężeń (rys. 1.36a) długość wybozeniowa słupów pośrednich jest równa ich wysokości, zaś w przypadku jak na rys. 1.36b długość wybozeniowa jest dwukrotnie mniejsza.

Konstrukcje poziomych stężeń ścian szczytowych i podłużnych pokazano na rysunku 1.37. Tężniki poziome ścian projektuje się jako pełnościennie o przekrojach z dwuteowników walcowanych TW (rys. 1.37a), spawanych TS (rys. 1.37b), a przede wszystkim jako ustroje kratowe TK (rys. 1.37c). Przegubowymi podpora-

mi tężników są słupy główne układu poprzecznego S. Z uwagi na małą sztywność tężników względem osi poziomej oraz przegubowe połączenia ze słupami pośrednimi (w celu zapobieżenia ich skręcaniu) należy ich pasy wewnętrzne usztywnić prętami: cięgnami C, wieszakami W lub zastrzałami Z (rys. 1.37).



**Rysunek 1.36.** Schematy możliwych deformacji i ilustracja roli konstrukcyjnej stężeń poziomych ścian szczytowych i podłużnych (opis w tekście): S1 – słup główny, S2÷S5 – słupy pośrednie, T1÷T3 – poziome stężenia wiatrowe ścian, W1÷W3 – wieszaki



**Rysunek 1.37.** Rozwiązania konstrukcyjne poziomych stężeń ścian (opis w tekście): S – słup, TW – tężnik z dwuteownika walcowanego, TS – tężnik o blachownicowym przekroju dwuteowym, TK – tężnik kratowy, C – cięgno, Z – zastrzał, W – wieszak

## 1.7. Rysunki hali o konstrukcji stalowej

### 1.7.1. Wprowadzenie

Dokumentacja techniczna hali o konstrukcji stalowej w odniesieniu do jej części budowlanej zawiera: opis techniczny, obliczenia statyczno-wytrzymałościowe oraz część rysunkową projektu. Tematem tego rozdziału są rysunki budynku halowego o konstrukcji stalowej.

Zasady sporządzania rysunków konstrukcji budowlanych są podane w PN-B-01040:1994 „Rysunek konstrukcyjny budowlany. Zasady ogólne” [83]. Zasady sporządzania rysunków konstrukcji stalowych są zawarte w PN-64/B-01043 „Rysunek konstrukcyjny budowlany. Konstrukcje stalowe” [84]. W odniesieniu do rysunków roboczych elementów i szczegółów konstrukcji stalowych można się posługiwać dodatkowo międzynarodową normą uzupełniającą PN-ISO 5261 „Rysunek techniczny dla konstrukcji metalowych” z grudnia 1994 r. [85]. W wymienionych normach określono rodzaje rysunków, szczegółowe zasady przedstawiania i wymiarowania elementów w rzutach, widokach i przekrojach, podano oznaczenia graficzne wyrobów hutniczych, łączników, otworów na śruby i nity, przykłady wykazów materiałowych, kodowanie elementów itp.

W ogólnych zasadach wykonywania rysunków konstrukcji stalowych wyróżniono rysunki schematyczne, robocze oraz zestawieniowe i montażowe.

Na etapie projektowym kształtowania ustroju nośnego obiektu sporządza się rysunki schematyczne. Są one prezentacją graficzną systemu konstrukcyjnego, którą wykorzystuje się w analizach statyczno-wytrzymałościowych oraz w trakcie sporządzania rysunków zestawieniowych. Do bezpośredniej realizacji budynku halowego służą rysunki robocze (warsztatowe) oraz zestawieniowe i montażowe. Na ich podstawie można w wytwórni konstrukcji stalowych wykonać elementy składowe ustroju, tzw. elementy wysyłkowe, połączyć je w podzespoły i układy na placu budowy oraz zmontować w całość konstrukcji obiektu budowlanego.

Elementem wysyłkowym nazywa się podzespół montażowy, tj. fragment konstrukcji wykonany w wytwórni i dostarczony na budowę transportem drogowym, kolejowym lub wodnym. Przez zespół montażowy należy rozumieć fragment konstrukcji przygotowany do montażu przez scalenie kilku podzespołów (elementów wysyłkowych) na placu budowy. Przestrzenna, wielkogabarytowa konstrukcja hali już w projekcie powinna być podzielona na elementy wysyłkowe, o wymiarach dogodnych do celów transportowych. Dokonując podziału ustroju nośnego hali, należy dążyć do tego, aby skomplikowane prace konstrukcyjne zostały wykonane w wytwórni, na budowie zaś odbywał się tylko montaż. Elementy wysyłkowe oznacza się symbolami literowo-cyfrowymi, np. słupy S1, S2, więzary W1, W2 itp. Gdy element konstrukcyjny składa się z kilku elementów wysyłkowych, wówczas oznacza się je kodem utworzonym z liter łańcuchowych i dwóch cyfr arabskich.

Na przykład w przypadku kratownicy o dużej rozpiętości jej elementy wysyłkowe oznacza się symbolami W1-1, W1-2, W1-3. Wszystkie elementy wysyłkowe muszą być trwale oznaczone odpowiednimi symbolami.

Rysunek zestawieniowy jest zbiorczym zestawieniem elementów wysyłkowych, które tworzą konstrukcję hali.

Dla każdego elementu wysyłkowego sporządza się rysunek roboczy (warsztatowy), który przedstawia szczegółowy sposób jego wykonania w wytwórni konstrukcji stalowej. Element wysyłkowy składa się z pozycji, tj. odpowiednio przyciętych i obrobionych wyrobów stalowych (kształtowników, blach), oznaczonych numerami (cyframi arabskimi).

Podział konstrukcji hali na elementy wysyłkowe powinien być dokonany już we wczesnej fazie projektowania, gdyż może to mieć wpływ na przyjęcie odpowiedniego schematu statycznego elementu konstrukcyjnego. Tak np. odpowiednio dokonany podział ciągłej płatwi może sprawić, że wykonawczo i montażowo konstrukcja będzie niewiele bardziej pracochłonna i skomplikowana niż zespół belek swobodnie podpartych. Uzyskać to można przez lokalizację styków w miejscu występowania małych momentów zginających. Uprości to konstrukcję płatwi, a w wyniku ograniczenia liczby typów elementów wysyłkowych i unifikacji styków ułatwi ich wykonanie (dzięki powtarzalności czynności montażowych).

Elementy wysyłkowe lub zespoły elementów połączonych trwale bądź tylko na okres transportu muszą mieć wymiary dostosowane do gabarytów środków transportowych. Transportem kolejowym można przewozić elementy, których wymiary nie powinny przekraczać: długości 18 m, szerokości 3,0 m, wysokości 3,24 m. W transporcie drogowym dopuszcza się elementy długości 18 m, szerokości 2,5 m i wysokości 3,2 m.

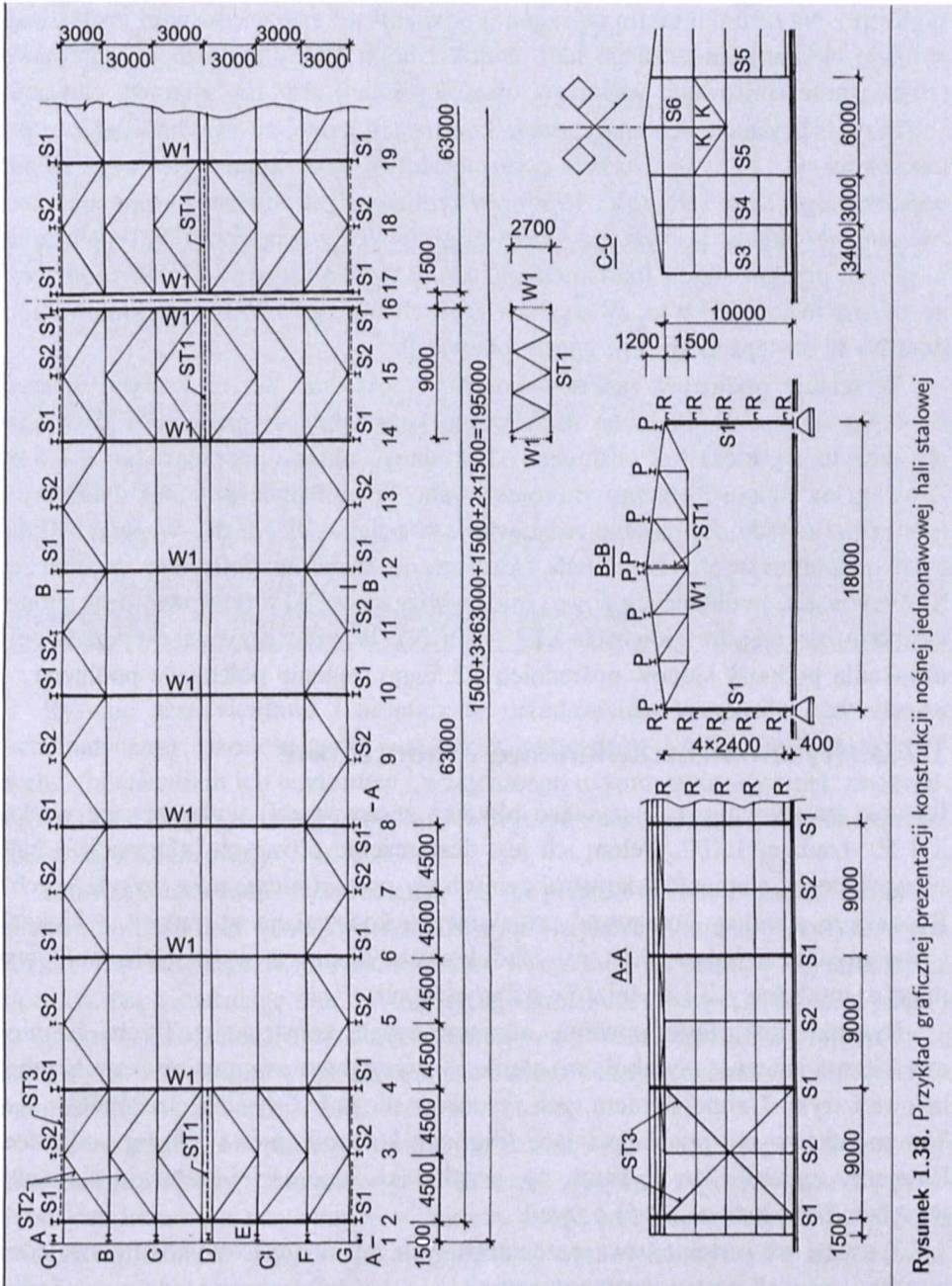
Istnieje możliwość przewozu elementów przekraczających skrajnie ładunkowe, ale wymaga to specjalnych uzgodnień i nietypowych środków transportowych. Skrajnie ładunków wagonowych podano w [15]. Praktycznie ustalając szerokość elementu wysyłkowego, zaleca się odjąć jeszcze 100 mm od dopuszczalnych gabarytów transportowych. Przy ustalaniu wysokości elementu wysyłkowego należy uwzględnić podkładki grubości 150 mm.

Coraz powszechniej rysunki konstrukcji stalowych wykonuje się techniką komputerową, wykorzystując systemy graficzne CAD (Computer Aided Design) z nakładkami do projektowania konstrukcji stalowych i tworzenia wykazów stali. W Polsce między innymi są dostępne programy komputerowe wyposażone w nakładki: CAD, Mega CAD i Robo CAD [65].

### 1.7.2. Rysunki schematyczne

Graficznym podsumowaniem kształtowania ustroju nośnego hali jest sporządzenie rysunku schematycznego jej konstrukcji, co ma na celu podanie ogólnych

informacji o konstrukcji hali. Jest to rysunek ideowy, w skali 1:200 lub 1:100, na którym jedną linią pokazuje się zasadnicze elementy konstrukcji hali (bez połączeń, węzłów) oraz schematycznie oznacza się suwnice, dźwigi i inne elementy wyposażenia obiektu związane z konstrukcją. Na takim rysunku należy pokazać



Rysunek 1.38. Przykład graficznej prezentacji konstrukcji nośnej jednonawowej hali stalowej

wszystkie, istotne z punktu widzenia bezpieczeństwa, elementy składowe ustroju nośnego hali (układ poprzeczny, stężenia), a także konstrukcję wsporczą obudowy ściennej i dachowej (słupy pośrednie, rygle ścienne, płatwie, wiatrowe stężenia ścienne). Oprócz topologii układu geometrycznego prętów szkieletu nośnego hali należy podać wszystkie wymiary hali (siatkę geometryczną, rozstawy płatwi, rygli itp.). Na rysunku takim najczęściej pokazuje się rzut konstrukcji dachu, konstrukcję układu poprzecznego hali, widok z boku ściany podłużnej i szczytowej (rozwiązanie konstrukcji wsporczej obudowy ścian) oraz np. fragment elewacji.

Przykład rysunku schematycznego konstrukcji jednonawowej hali stalowej pokazano na rys. 1.38. Jest to hala o rozpiętości osiowej słupów głównych układu poprzecznego 18 m i długości 195 m. W tym rozwiązaniu zastosowano słupowo-wiązarowe układy poprzeczne, których słupy S1 z wiązarami W1 połączono w sposób przegubowy, z fundamentami zaś w sposób sztywny. Układy poprzeczne są rozstawione co 9 m. W węzłach górnych wiązarów W1 (z wykratowaniem typu N) w odstępach co 3 m oparto płatwie P.

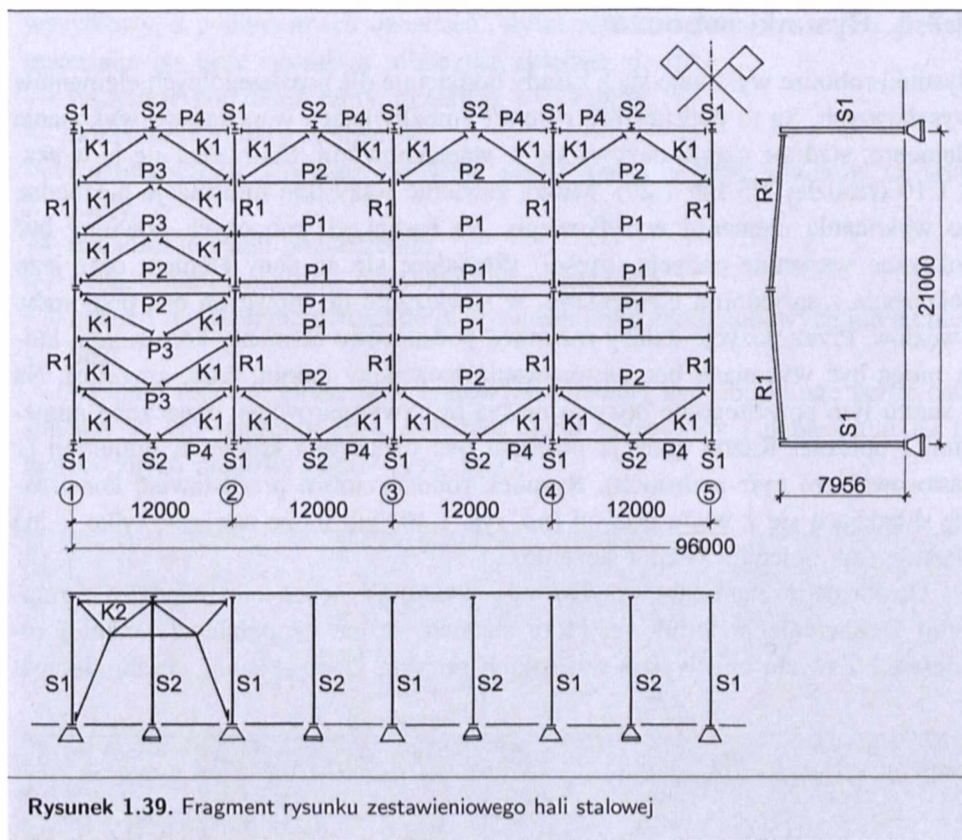
W ścianie podłużnej zastosowano słupy pośrednie S2, na których opierają się rygle ścienne R. Podobne rozwiązanie konstrukcyjne przewidziano w ścianie szczytowej, która jest odsunięta od skrajnego układu poprzecznego o 1,5 m. Z uwagi na długość obiektu zaprojektowano w nim dwie przerwy dylatacyjne (podwójne układy poprzeczne rozstawione w odległości 1,5 m). W polach skrajnych oddylatowanych części hali zastosowano stężenia: połaciowe poprzeczne ST2 (typu K), podłużne pionowe, międzywiązarowe ST1 (kratowe) oraz pionowe podłużne słupów głównych ST3 (typu X). W polu przyokapowym, w celu uzyskania podpory słupów pośrednich S2, dano stężenie połaciowe podłużne.

### 1.7.3. Rysunki zestawieniowe i montażowe

Rysunki zestawieniowe (nazywane również zestawczymi) wykonuje się w skali 1:50, rzadziej 1:100. Celem ich jest dostarczenie bliższych informacji o hali, w aspekcie jej elementów konstrukcyjnych (w postaci elementów wysyłkowych). Rysunki te powinny obrazować projektowaną konstrukcję w rzutach, widokach i przekrojach, z pokazaniem osi modułowych, rzędnych wysokościowych, wymiarów modułowych i wymiarów gabarytowych.

Rysunki montażowe powinny obrazować całą konstrukcję. Trzeba na nich uwidocznić i nazwać (symbolami) elementy wysyłkowe, ewentualne zespoły montażowe i styki. Uzupełnieniem tych rysunków mogą być rysunki szczegółów styków montażowych, przedstawiające fragment konstrukcji w większej podziałce. Elementy związane ze stykami, np. przykładki, najczęściej stanowią elementy wysyłkowe złożone z jednej pozycji.

Z uwagi na podobieństwa prezentowanych treści często wykonuje się jeden wspólny rysunek zestawczo-montażowy.



Rysunek 1.39. Fragment rysunku zestawieniowego hali stalowej

Rysunki zestawieniowe i montażowe przedstawiają w sposób uproszczony (schematyczny) rozmieszczenie wszystkich elementów i zespołów konstrukcyjnych, z określeniem ich poziomów i wzajemnego usytuowania. Rysunek zestawieniowy może dotyczyć całego obiektu lub wydzielonego układu konstrukcyjnego, np. bloku montażowego (rys. 1.39).

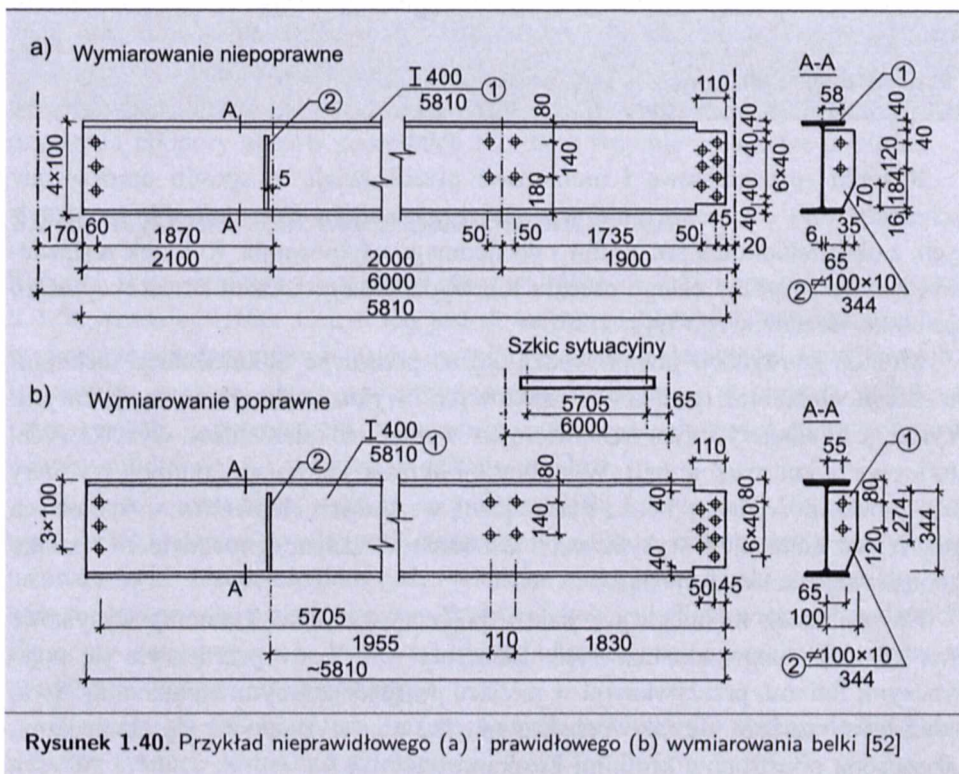
Montaż konstrukcji przeprowadza się na podstawie dokumentacji technologicznej montażu oraz rysunków montażowych i wykazu elementów wysyłkowych. Wykaz jest tabelarycznym zestawieniem wszystkich elementów wysyłkowych, które tworzą konstrukcję hali. W tabelicy tej określa się: nazwę, symbol, wymiary gabarytowe, ilość, masę 1 szt., masę łączną wszystkich elementów wysyłkowych hali. Wykaz elementów wysyłkowych jest bardzo ważnym uzupełnieniem rysunku montażowego konstrukcji hali.

Na rysunkach montażowych należy pokazać wszystkie elementy wysyłkowe oraz miejsca styków montażowych. Elementy wysyłkowe przedstawia się pojedynczymi liniami, przerywanymi w miejscu połączeń z innymi elementami. Styki montażowe oznacza się jako przerwę między obu stykającymi się elementami, zakończoną obustronnie krótkimi kreskami (rys. 1.39).

### 1.7.4. Rysunki robocze

Rysunki robocze wykonuje się z zasady oddzielnie dla poszczególnych elementów wysyłkowych. Są to podstawowe rysunki umożliwiające warsztatowe wykonanie elementu, stąd też często nazywa się je warsztatowymi. Sporządza się je w skali 1:10 (rzadziej 1:5 lub 1:20). Muszą zawierać wszystkie informacje niezbędne do wykonania elementu wysyłkowego. Na rysunkach roboczych powinny być pokazane wszystkie pozycje (części) składające się na dany element oraz jego połączenia z sąsiednimi elementami, w nawiązaniu do głównych osi, poziomów i węzłów. Przez pozycje należy rozumieć podstawowe elementy konstrukcji, które mogą być wykonane bez zastosowania łączników (spoin, śrub, zgrzelin). Na rysunku tym poszczególne pozycje muszą być zwymiarowane, oznaczone numerami i opisane. Każda pozycja powinna być oznaczona kolejnym numerem (z zastosowaniem cyfr arabskich). Rysunek roboczy może przedstawiać konstrukcję składającą się z wielu pozycji (np. rys. 1.40) lub może zawierać tylko jedną pozycję (np. pojedynczy pręt stężenia).

Do każdego elementu wysyłkowego wykonuje się na odpowiednim formularzu zestawienie materiałowe, które stanowi istotne uzupełnienie rysunku roboczego. Zawiera ono wykaz wszystkich pozycji, które składają się na element

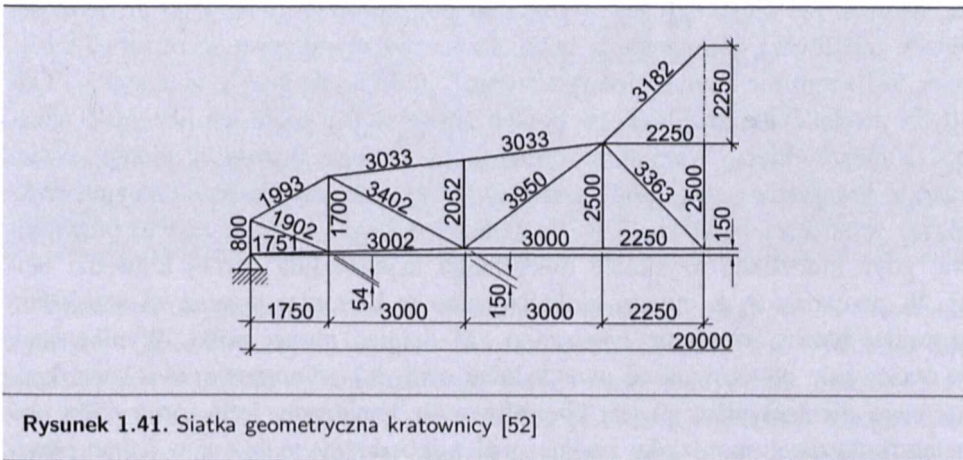




wysyłkowy, z podaniem ich oznaczeń, wymiarów, masy oraz rodzaju i gatunku materiału. Na treść rysunków roboczych składają się [65]:

- wszystkie potrzebne rzuty, przekroje i szczegóły,
- dokładne wymiary elementów,
- rozmieszczenie i oznaczenie śrub, nitów, spoin, a także otworów na śruby i nity,
- oznaczenie stanu powierzchni,
- oznaczenie elementów (zespołów) wysyłkowych,
- uwagi i wyjaśnienia potrzebne w wytwórni konstrukcji stalowych lub na montażu.

Rysunki robocze elementów kratowych powinny być objaśnione przez narysowanie w zmniejszeniu geometrycznej siatki kratownicy i naniesieniu na nią teoretycznych długości prętów (rys. 1.41).



Rysunek 1.41. Siatka geometryczna kratownicy [52]

Rysunki robocze wymagają szczególnie starannego wykonania oraz dokładnego i przejrzystego wymiarowania. Przy opracowaniu i wymiarowaniu rysunków warsztatowych trzeba uwzględnić współczesną technologię wytwarzania konstrukcji stalowych. Każdy wymiar należy umieszczać tam, gdzie jest niezbędny ze względu na kolejność poszczególnych czynności produkcyjnych.

W odniesieniu do rysunków roboczych w normie [84], a także w [52] sformułowano podane niżej zasady ogólne wymiarowania. Są to:

- **Zasada wymiarów koniecznych.** Należy podać wymiary konieczne i tylko konieczne do zobrazowania przedmiotu.
- **Zasada niepowtarzania wymiarów.** Wymiar należy podać tylko jeden raz w miejscu, w którym jest on najbardziej zrozumiały i potrzebny.
- **Zasada niezamykania wymiarów.** Łańcuch wymiarowy nie powinien być zamknięty i należy pominąć wymiar najmniej ważny. Przyjęto, że wymiar

ze znakiem  $\sim$  nie zamyka łańcucha i może być stosowany, jeśli zachodzi potrzeba, np. do określenia długości całkowitej elementu.

- **Zasada wymiarów oczywistych.** Nie podaje się wymiarów oczywistych (np. kąta prostego, wysokości dwuteownika walcowanego).

Przy wymiarowaniu pozycji i elementów konstrukcyjnych należy pamiętać o odchyłkach od wymiarów teoretycznych, które powstają w trakcie produkcji wyrobów walcowanych (tzw. odchyłki hutnicze) i obróbce warsztatowej. W wyniku niezamykania ciągów wymiarowych odchyłki te, wynoszące najczęściej kilka lub kilkanaście milimetrów, znajdują się na odcinku „otwartym”, który musi być w związku z tym odpowiednio dobrany (por. rys. 1.40a i b, rys. 1.42a i b oraz rys. 1.43a i b).

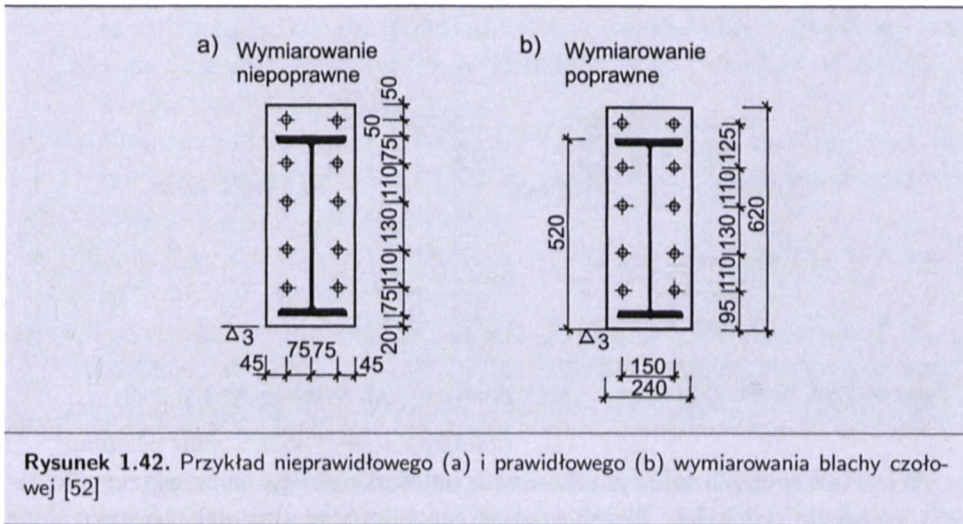
Rysunki 1.40a i b [52] pokazują ten sam fragment konstrukcji, przy czym z punktu widzenia produkcji wymiarowanie na rys. 1.40a jest błędne, na rys. 1.40b zaś poprawne. Na rysunku 1.40b podstawą wymiarową jest prawa krawędź belki, wymiar zaś 5705 mm jest wymiarem podstawowym i od jego dokładności zależy możliwość zmontowania belki. Łańcuchy wymiarowe są otwarte, a wymiar 5810 mm nie zamyka ich (pośrednio), gdyż występuje ze znakiem  $\sim$ . Odchyłki produkcyjne znajdują się w polach „otwartych”, gdzie ich obecność uznano za nieszkodliwą. Wszystkie wymiary lokalizujące otwory w pionie powiązane z krawędzią jednej półki (górnej), przez co odchyłka produkcyjna (hutnicza) wysokości belki znajdzie się poniżej dolnego otworu. Jest to prawidłowe, gdyż umożliwi uzyskanie dokładnego usytuowania górnej krawędzi belki. W przekroju A-A otwory zlokalizowano w kierunku poziomym względem krawędzi blachy, w pionie nawiązano zaś do lica górnej półki. Wynika stąd, że trasowanie otworów musi uwzględniać odchyłki wymiarowe wysokości konkretnego dwuteownika, co jest kłopotliwe, ale konieczne, jeśli górne półki obu belek (pokazanej na rysunku i połączonej z żeberkiem) mają być w jednej płaszczyźnie. Położenie belki względem osi modułowych przedstawiono na szkicu sytuacyjnym (rys. 1.40b).

Na rysunku 1.40a podano długość całkowitą belki (5810 mm), osie otworów zaś powiązano wymiarowo z końcami belki. Można zatem spodziewać się, że najpierw zostanie ucięta belka, a następnie po odmierzeniu od końców 45 i 60 mm zostaną wywiercone otwory. Bardzo ważna odległość między otworami będzie w wyniku kilku operacji obciążona kilkoma odchyłkami: trasowania długości, cięcia, trasowania otworów i wiercenia. W przypadku prawidłowego wymiarowania według rys. 1.40b wystąpią tylko odchyłki trasowania i wiercenia otworów, niedokładności trasowania zaś i cięcia belki zostaną „zepchnięte” do nieistotnego wymiaru 60 mm (nieuwidocznionego na rysunku).

Na rysunku 1.40a wymiary pionowe są zamknięte i nie wiadomo, który z nich jest ważny. Przy trasowaniach otworów losowa odchyłka produkcyjna dwuteownika w najlepszym razie zostanie rozdzielona proporcjonalnie do wymiarów, co nie

jest właściwe. Tamże niepotrzebnie dwa razy określono położenie grup otworów dla śrub pośrednich i położenie blachy łącznikowej.

Na rysunku 1.42 pokazano nieprawidłowe (rys. 1.42a) i prawidłowe (rys. 1.42b) wymiarowanie blachy czołowej [52]. Na rysunku 1.42b przyjęto jako podstawę wymiarową frezowaną krawędź blachy i od niej zwymiarowano położenie belki i rozstaw otworów. Błędnie zwymiarowany rys. 1.42a nie wymaga omówienia.

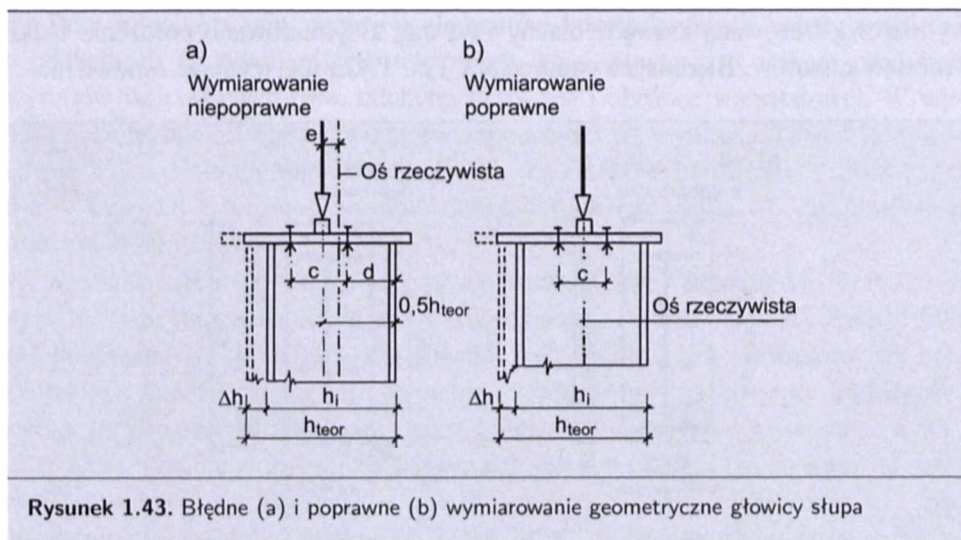


Pomijanie w projektowaniu i rysowaniu konstrukcji metalowych losowych wymiarów geometrycznych elementów oraz losowych odchyłek wymiarowych powstających w trakcie wykonawstwa (to znaczy trasowania, cięcia, nawiercania) oraz podczas łączenia za pomocą spoin, śrub, zgrzewania jest często spotykanym błędem. Może on być przyczyną obniżenia jakości oraz zmniejszenia nośności konstrukcji; jest znanych wiele przykładów awarii spowodowanych niewłaściwą prezentacją graficzną konstrukcji przez projektanta na rysunkach budowlanych. Nieuwzględnienie odchyłek wymiarowych w sporządzaniu rysunków warsztatowych może mieć niepożądane reperkusje montażowe.

Zagadnienie będzie analizowane na przykładzie rysunku głowicy słupa o przekroju dwuteowym, na który, za pośrednictwem elementu centrującego, należy przekazać ściskające obciążenie osiowe (rys. 1.43). Dopuszczalne losowe odchyłki produkcyjne (hutnicze) wysokości dwuteownika walcowanego  $\Delta h$  wynoszą  $\pm 2,0 \div \pm 4,0$  mm [15].

Zgodnie z rys. 1.43a żądanie dotrzymania przez wykonawcę usytuowania elementu centrującego w odległości połowy wysokości teoretycznej  $h_{teor}$  walcowanego lub spawanego przekroju dwuteowego, obciążonego losową odchyłką hutniczą  $\Delta h$ , spowoduje nieosiowe przekazanie obciążenia. W konsekwencji nastąpi zmniejszenie nośności słupa, gdyż będzie on wówczas zginany mimośro-

dowo (czego nie zakładano w modelu obliczeniowym). Ponadto w wyniku zaistniałej sytuacji pojawią się kłopoty montażowe, gdyż otwory na śruby służące do połączenia słupa z belką będą przesunięte względem położenia teoretycznego.



Właściwe sporządzanie rysunków warsztatowych polega na przestrzeganiu zasady „gubienia” odchyłek. Wymiarowanie geometryczne omawianego styku słupa z belką, pokazane na rys. 1.43a, jest błędne. Poprawny sposób zwymiarowania głowicy słupa przedstawiono na rys. 1.43b. Nie podając wymiaru usytuowania elementu centrującego na blasze poziomej głowicy słupa (rys. 1.43b), żąda się od wykonawcy symetrycznego ułożenia tego elementu, otwory na śruby zaś wymiaruje się względem wytrasowanej rzeczywistej osi słupa o losowej wysokości przekroju poprzecznego.

Na hierarchię ważności wymiarów należy zwracać baczną uwagę podczas sporządzania rysunków. Przestrzeganie zasad geometrycznego wymiarowania konstrukcji umożliwi poprawne wytrasowanie, wykonanie oraz zmontowanie konstrukcji i zminimalizowanie skutków losowych odchyłek wymiarowych kształtowników stalowych.

Uwzględniając budowlany charakter omawianych konstrukcji stalowych, w [52] sformułowano kilka zaleceń dotyczących ich wymiarowania.

- Sposób wymiarowania powinien uwzględnić fakt istnienia odchyłek wymiarowych wyrobów hutniczych, a także odchyłek powstałych przy produkcji konstrukcji stalowej.
- Rozróżnia się 3 typy wymiarów:
  1. Wymiary modułowe — teoretyczne wymiary nawiązujące do siatki modułowej obiektu; są potrzebne, ale nie zawierają informacji niezbędnych

do wykonania elementu w warsztacie. Celowe jest pokazanie lokalizacji elementu względem osi modułowych na oddzielnym szkicu sytuacyjnym (który może być wykonany bez skali), umieszczonym na rysunku warsztatowym. Tamże należy podać wymiar podstawowy niezbędny w celu zrozumienia położenia elementu (patrz rys. 1.40b).

2. Wymiary podstawowe mające decydujący wpływ na montażowe dopasowanie danego elementu; określają np. odległość skrajnych otworów śrub mocujących belki lub, w przypadku belek z blachami czołowymi, całkowitą długość belki łącznie z grubościami blach. Wymiary te niekiedy są zaznaczone ramką lub gwiazdką.
  3. Wymiary szczegółowe określające położenie otworów, obróbkę końca belki lub pręta kratownicy, kształt blachy węzłowej itp., a także rozmieszczenie pozycji w elemencie wysyłkowym.
- Wymiary podstawowe i szczegółowe w zasadzie nie powinny występować w jednym ciągu wymiarowym.
  - Ciągi wymiarowe muszą nawiązywać do podstaw wymiarowych, które powinny mieć w zasadzie charakter materialny i znajdować się na elemencie lub na pozycji, np. lico, krawędź. Podstawą wymiarową nie powinna być oś niematerialna leżąca poza elementem.
  - Ze względu na zmechanizowane wytwarzanie konstrukcji unika się obecnie wprowadzania teoretycznych osi drugorzędnych, takich jak oś grupy otworów na śruby, a wymiar rozstawu tych otworów wplata się w ciąg wymiarów szczegółowych (co dawniej uchodziło za wymiarowanie nieprawidłowe). W takich przypadkach może być niekiedy celowe oznaczenie wymiaru rozstawu śrub gwiazdką, gdyż dla połączenia jest to wymiar podstawowy (np. wymiar 100 mm na rys. 1.40b).
  - Należy zawsze podawać zewnętrzne wymiary pozycji (długość belki, długość i szerokość blachy). Jeżeli nie chce się pośrednio zamykać tymi wymiarami innych otwartych ciągów wymiarowych, stosuje się znak  $\sim$ .
  - Wymiary o kierunku poprzecznym do długości pozycji należy odnosić jednostronnie do podstawy wymiarowej, którą może być oś lub jedna z krawędzi. Dobór podstawy zależy od zamierzonej lokalizacji elementu w zmontowanym obiekcie. I tak:
    1. Wymiary określające położenie linii otworów w kątownikach odnosi się tylko do krawędzi naroży.
    2. W przypadku dwuteowników lub ceowników walcowanych opartych na dolnej półce, a także połączeń podporowych, jako podstawę przyjmuje się dolną krawędź.
    3. W przypadku wiązarów lub belek zakończonych blachami czołowymi, które mają frezowaną dolną krawędź, rozmieszczenie otworów na śruby w tych

blachach odnosi się do dolnej krawędzi, dodając wymiar lokalizujący w pionie blachę czołową względem belki lub pasa wiązara (na rys. 1.42b wymiar 520 mm odniesiono do wierzchu belki).

## 1.8. Wybrane przykłady systemowych rozwiązań konstrukcji hal stalowych

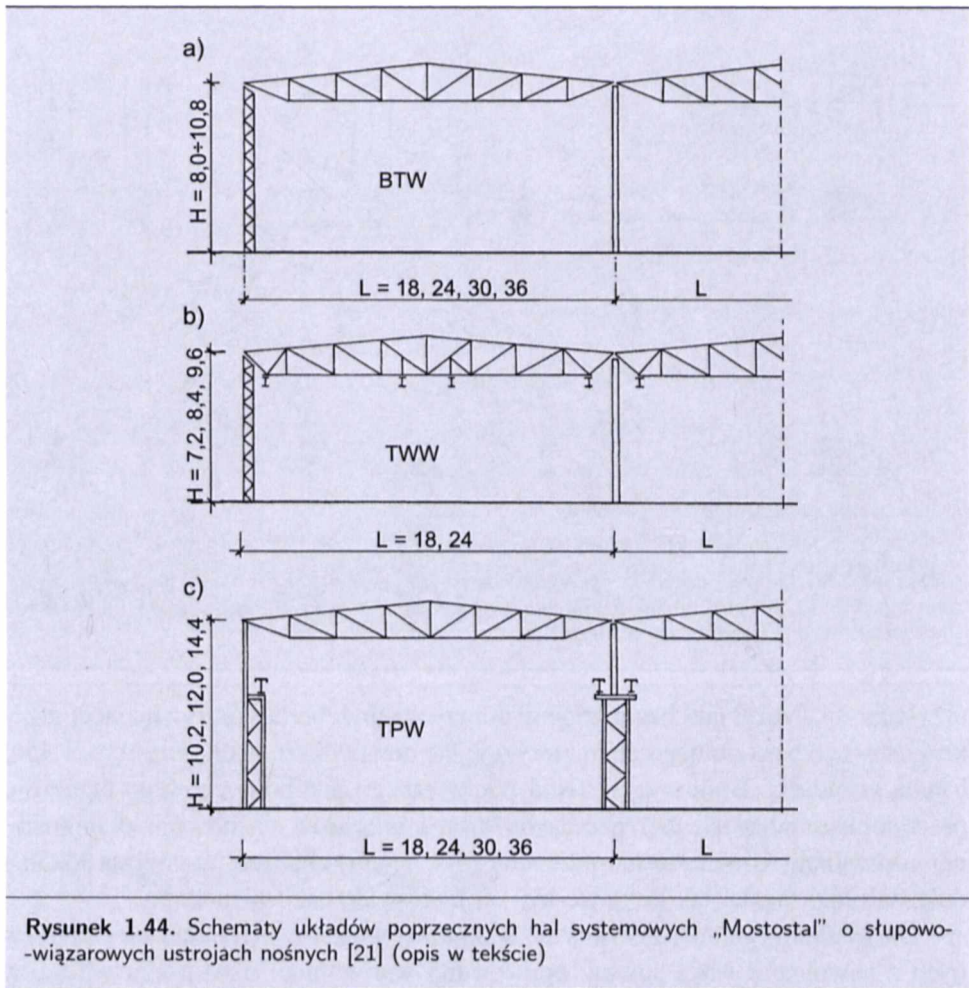
Omawiając zasady kształtowania hal, zwrócono uwagę na potrzebę ujednoczenia kształtów elementów i ich połączeń, tak aby była zapewniona duża powtarzalność części składowych oraz detali konstrukcyjnych. W przypadku hal przemysłowych magazynowych, handlowych, rolniczych itp. ich wymagania funkcjonalne (technologiczne, transportowe itp.) dają się schematyzować. Wówczas taka sama konstrukcja nośna hali może być zastosowana do obiektów o różnych funkcjach. Te przesłanki użytkowe i konstrukcyjne są podstawą opracowania systemowych rozwiązań ustrojów nośnych hal, w których elementy obudowy i konstrukcji nośnej są wzajemnie zintegrowane, wymienne i powtarzalne. Zarówno elementy konstrukcji nośnej, jak też elementy obudowy takich hal mogą być wytwarzane fabrycznie na zmechanizowanych liniach produkcyjnych. Sprzyja to dużej wydajności pracy w wytwórni i umożliwia dostarczanie konstrukcji przy krótkich terminach zamówienia. Jest oczywiste, iż rozwiązania systemowe konstrukcji hal powinny charakteryzować się najlepszymi walorami technicznymi, ekonomicznymi, technologicznymi i montażowymi. Ich opracowanie poprzedzają wnikliwe analizy teoretyczne, a często również badania doświadczalne.

Wobec istnienia różnorodnych rozwiązań konstrukcyjnych hal stalowych niżej zaprezentowano niektóre rozwiązania systemowe zrealizowane w kraju, w których zastosowano ważniejsze rodzaje układów nośnych.

W latach 1970-1990 w Centralnym Ośrodku Badawczo-Projektowym Konstrukcji Metalowych „Mostostal” opracowano kilkanaście systemów hal o konstrukcji stalowej i lekkiej obudowie [32].

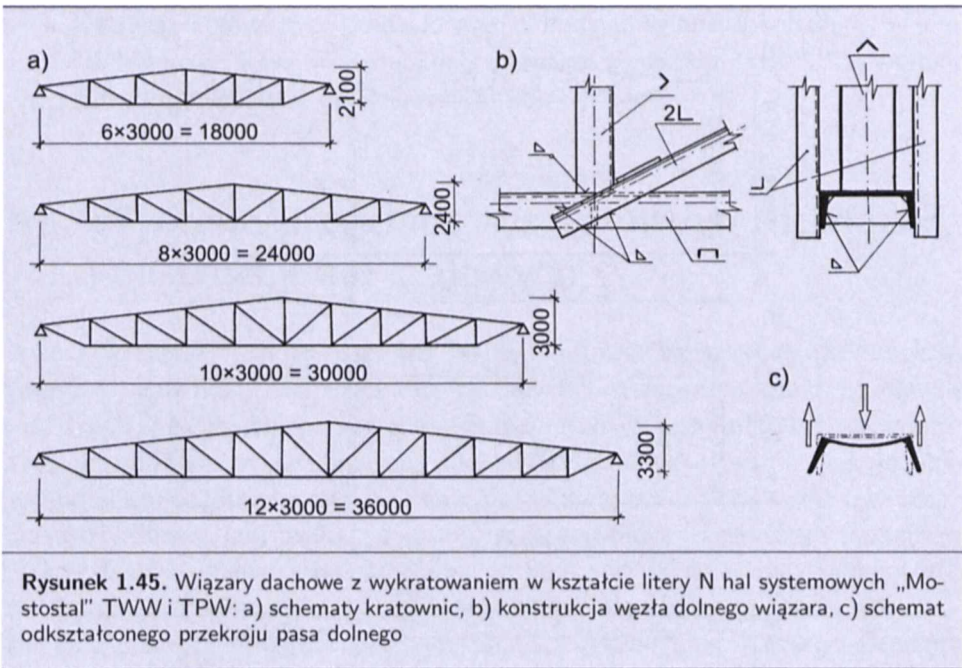
Hale systemowe „Mostostal” o płaskich układach poprzecznych (słupowo-wiązarowych lub ramowych) umożliwiają budowę obiektów jednonawowych, wielonawowych (o dowolnych długościach), bez suwnic, z suwnicami natorowymi lub podwieszonymi.

Na rysunku 1.44 przedstawiono przekroje układów poprzecznych hal systemowych „Mostostal” o słupowo-wiązarowych ustrojach nośnych. Mogą to być hale bez suwnic BTW (rys. 1.44a), z suwnicami podwieszonymi TWW (rys. 1.44b) lub suwnicami natorowymi TPW (rys. 1.44c). Rozpiętości naw hal BTW oraz TPW wynoszą: 18, 24, 30 i 36 m, hal TWW: 18 i 24 m. Wysokości hal TPW wynoszą: 10,8, 12,0, 13,2 oraz 14,4 m, hal TWW: 7,2, 8,4 oraz 9,6 m, hal BTW: od



6,0 do 10,8 m. Rozstaw układów poprzecznych hal BTW, TWW i TPW wynosi 6,0 m. W przypadku tych hal przewidziano pokrycie bezpłatwowe lub z płatwiami o rozpiętości 6,0 m, z pokryciem blachą fałdową lub płytami warstwowymi. Systemowe hale „Mostostal” o słupowo-wiązarowych układach poprzecznych można stosować przy obciążeniu śniegiem w strefach od I do IV i przy obciążeniu wiatrem w strefach od I do III.

Na rysunku 1.45 pokazano więzary dachowe hal TWW i TPW z wykratowaniem w kształcie litery N. Pas górny tych kratownic wykonuje się jako skrzynkowy, spawany z dwóch ceowników ekonomicznych, pas dolny z pojedynczego ceownika ekonomicznego, a skratowanie z kątowników. Na pasy więzarów zastosowano stal S355JR (18G2A), a na skratowanie stal S235JR (St3SX). Konstrukcję węzłów dolnych tych dźwigarów dachowych pokazano na rys. 1.45b. Siły z krzyżulców i słupków są przekazywane na pas dolny bez blach węzłowych w złączu



**Rysunek 1.45.** Wiązary dachowe z wykratowaniem w kształcie litery N hal systemowych „Mostostal” TWW i TPW: a) schematy kratownic, b) konstrukcja węzła dolnego wiązara, c) schemat odkształconego przekroju pasa dolnego

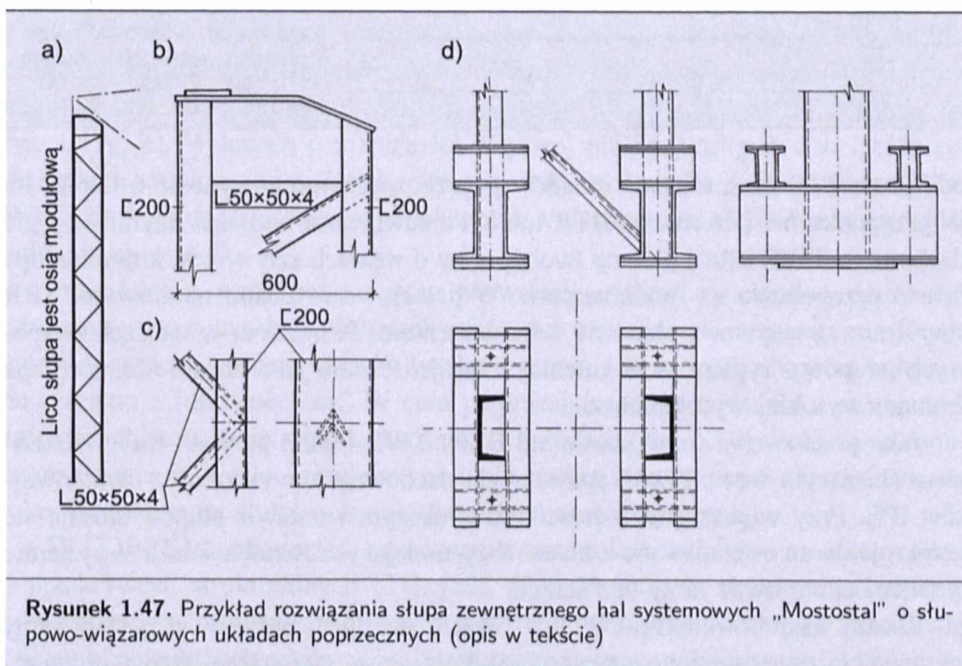
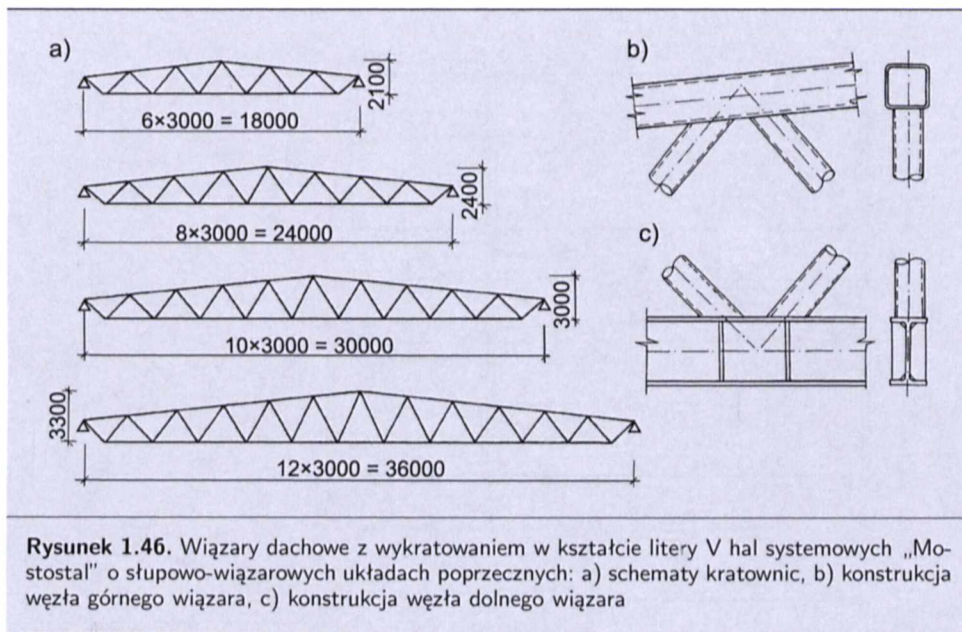
przylgowym. Węzeł taki bez przepony poprzecznej (żeberka) usztywniającej przekrój ceowego pasa dolnego charakteryzuje się dużą odkształcalnością (rys. 1.45c) i małą nośnością. Brak usztywnienia poprzecznego przeponą ceowego przekroju pasa dolnego w węźle był przyczyną awarii wiązarów dachowych o omawianej konstrukcji. Umieszczenie przepony (rys. 1.45b) znacznie zmniejsza lokalne odkształcenie węzła, tak że może być on traktowany jako niepodatny.

Dla systemowych hal „Mostostal” o słupowo-wiazarowych układach poprzecznych z suwnicami i bez suwnic opracowano wariantowe rozwiązania wiązarów dachowych (rys. 1.46). Są to kratownice ze skratowaniem w kształcie litery V. Na pasy górne przyjęto rury prostokątne, na pasy dolne dwuteowniki IPE lub HEB, a na skratowania rury okrągłe (rys. 1.46b). Przy większych rozpiętościach przewidziano stosowanie wyrobów ze stali S355JR (18G2A), a przy mniejszych ze stali S235JR (St3SX). Mała pracochłonność wykonania tych wiązarów wynika między innymi z zastosowania węzłów bez blach węzłowych.

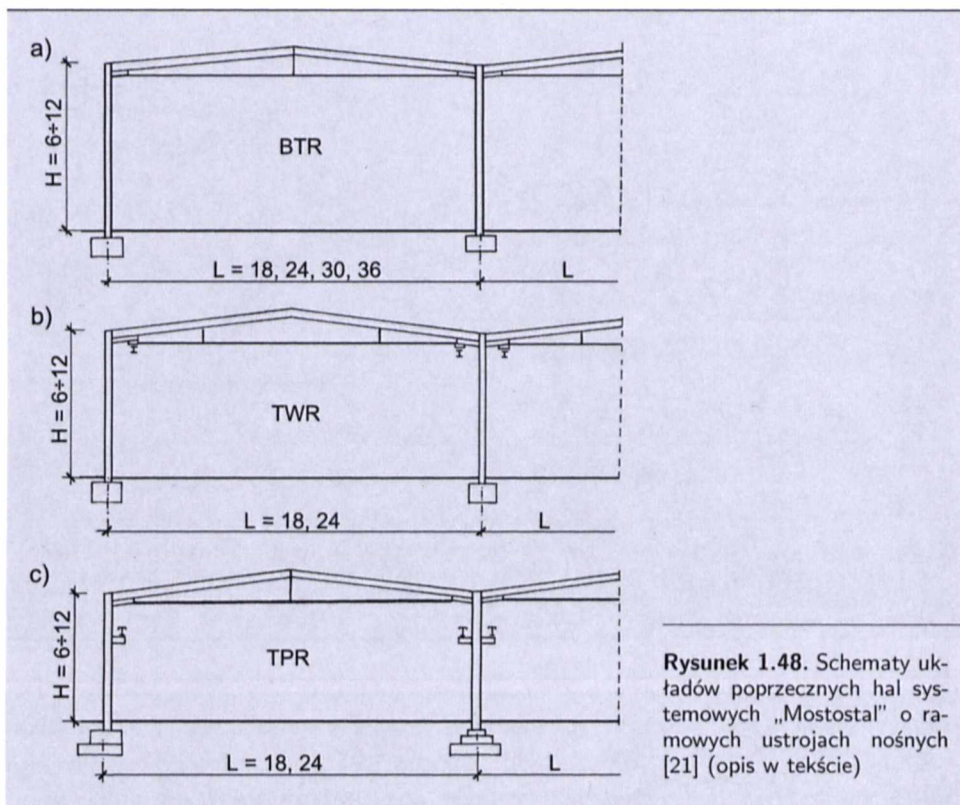
Przykład słupa zewnętrznego systemowych hal „Mostostal” o słupowo-wiazarowych układach poprzecznych przedstawiono na rys. 1.47. W tym rozwiązaniu zastosowano słupy dwugałęziowe z ceowników walcowanych połączonych skratowaniem z pojedynczych kątowników (rys. 1.47b i c). Stopy tych słupów są dwudzielne (rys. 1.47d).

Zintegrowany system hal „Mostostal” zawiera rozwiązanie hal o ramowych układach poprzecznych [32]. Przekroje poprzeczne tych hal pokazano na rys. 1.48. Mogą to być obiekty jedno- lub wielonawowe bez suwnic BTR (rys. 1.48a), z suw-





nicami podwieszonymi TWR (rys. 1.48b) lub z suwnicami natorowymi TPR (rys. 1.48c). Rozpiętości naw hal TPR i TWR wynoszą 18 i 24 m, natomiast hal BTR 18, 24, 30 i 36 m. W tych systemowych rozwiązaniach słupy są wysokości

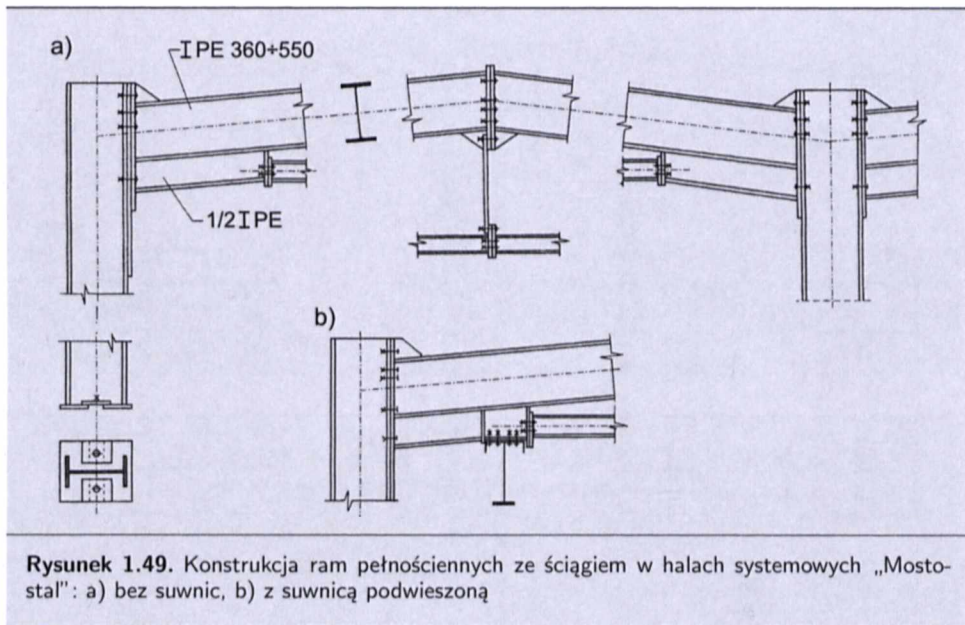


**Rysunek 1.48.** Schematy układów poprzecznych hal systemowych „Mostostal” o ramowych ustrojach nośnych [21] (opis w tekście)

od 7,2 do 12,0 m, a rozstaw układów poprzecznych może wynosić 6 lub 12 m. W przypadku hal bez suwnic BTR lub hal z suznicami podwieszonymi do ryglu dachowego TWR urządzenie główne tworzą ramy o węzłach sztywnych, których słupy oparto przegubowo na fundamentach. W halach z suznicami natorowymi TRR słupy ram są sztywno połączone z fundamentem. Połączenia w węzłach okapowych (słupów z ryglami) i w kalenicy zaprojektowano jako doczołowe, sprężane śrubami wysokiej wytrzymałości.

Jako podstawowe rozwiązanie hal BTR, TWR i TPR przyjęto ramy ze ściągiem (łączącym węzły przyokapowe ryglu dachowego), wykonane z dwuteowników IPE. Przy większej rozpiętości lub większym rozstawie słupów stosuje się przekroje dwuteowe spawane z blach. Przy mniejszych rozpiętościach w systemie tym można stosować ramy bez ściągu.

Zasady kształtowania hal BTR i TWR o ustrojach nośnych w postaci ramy ze ściągiem przedstawiono na rys. 1.49. Połączenia montażowe tych ram zaprojektowano jako doczołowe, sprężane. Aby zlikwidować losowe odchyłki długości ryglu, w węzle okapowym przewidziano przekładki dystansowe. W przypadku hal TWR z podwieszonymi suznicami belki podsuwnicowe daje się w miejscu połączenia ściągu z rygłem (rys. 1.49b).



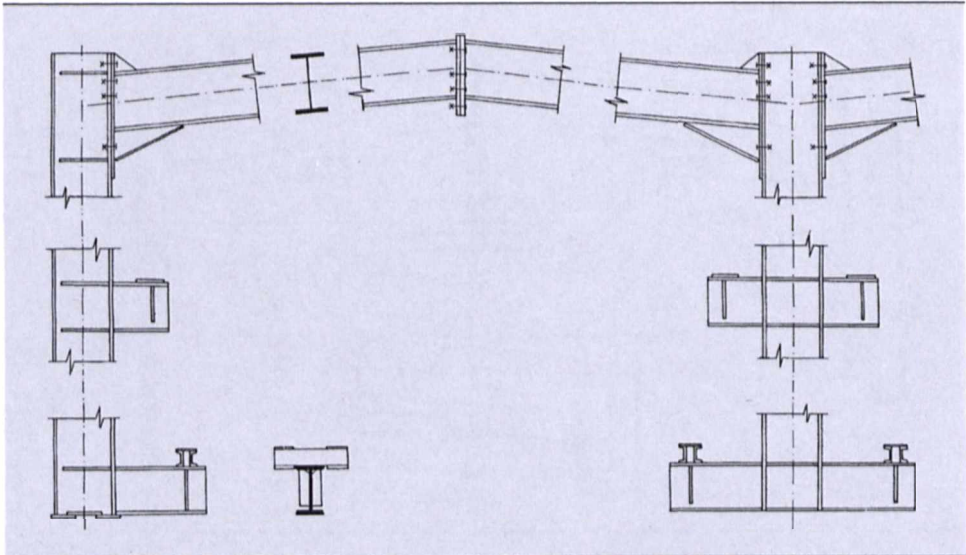
**Rysunek 1.49.** Konstrukcja ram pełnościennych ze ściągiem w halach systemowych „Mostostal”: a) bez suwnic, b) z suwnicą podwieszoną

Bardzo oszczędne zużycie stali w systemowych halach „Mostostal” BTR, TWR i TPR o ramowych urządzeniach nośnych ze ściągiem jest wynikiem korzystnego rozkładu sił wewnętrznych (dobrze przemyślanego schematu statycznego) oraz odpowiedniego ukształtowania konstrukcyjnego (patrz komentarz do rys. 1.11g, h). W halach o rozpiętości większej niż 36,0 m (por. rys. 1.11h) rygiel takich ram kształtuje się jako łamany, zbliżony kształtem do płaskiego łuku. Wówczas ściągi łączący węzły przyokapowe wpływa na zmniejszenie momentów zginających w ryglu.

Pełnościennie ramy bez ściągnięć pozwalają uzyskać zwiększoną przestrzeń użytkową we wnętrzu hali. W halach ramowych z suwnicami natorowymi główny ustrój poprzeczny tworzą ramy o węzłach sztywnych, których słupy są połączone sztywno z fundamentami. W celu przeniesienia dużych wartości momentów zginających stosuje się rygle ze skosami w narożach (rys. 1.50). Połączenia montażowe rygla w węzle kalenicowym i okapowym (ze słupem) zaprojektowano jako doczołowe na śruby o wysokiej wytrzymałości, sprężane.

W COBPKM „Mostostal” opracowano system konstrukcyjno-montażowy hal o przekryciach strukturalnych [21], [32], [53]. Przekrycia strukturalne znalazły powszechne zastosowanie w budownictwie ogólnym i przemysłowym. Umożliwiają one uzyskanie dużych powierzchni bezsłupowych, przy małej wysokości konstrukcyjnej ustroju nośnego i pełnej jego prefabrykacji. Wśród obiektów o przekrojach strukturalnych typu „Mostostal” można wyróżnić:

- hale jedno- lub wielonawowe, o segmentach opartych w narożach na słupach, które są rozmieszczone na siatce  $12 \times 18$ ,  $18 \times 18$ ,  $18 \times 24$  i  $24 \times 24$  m,



Rysunek 1.50. Konstrukcja ram pełnościennych hal systemowych „Mostostal”

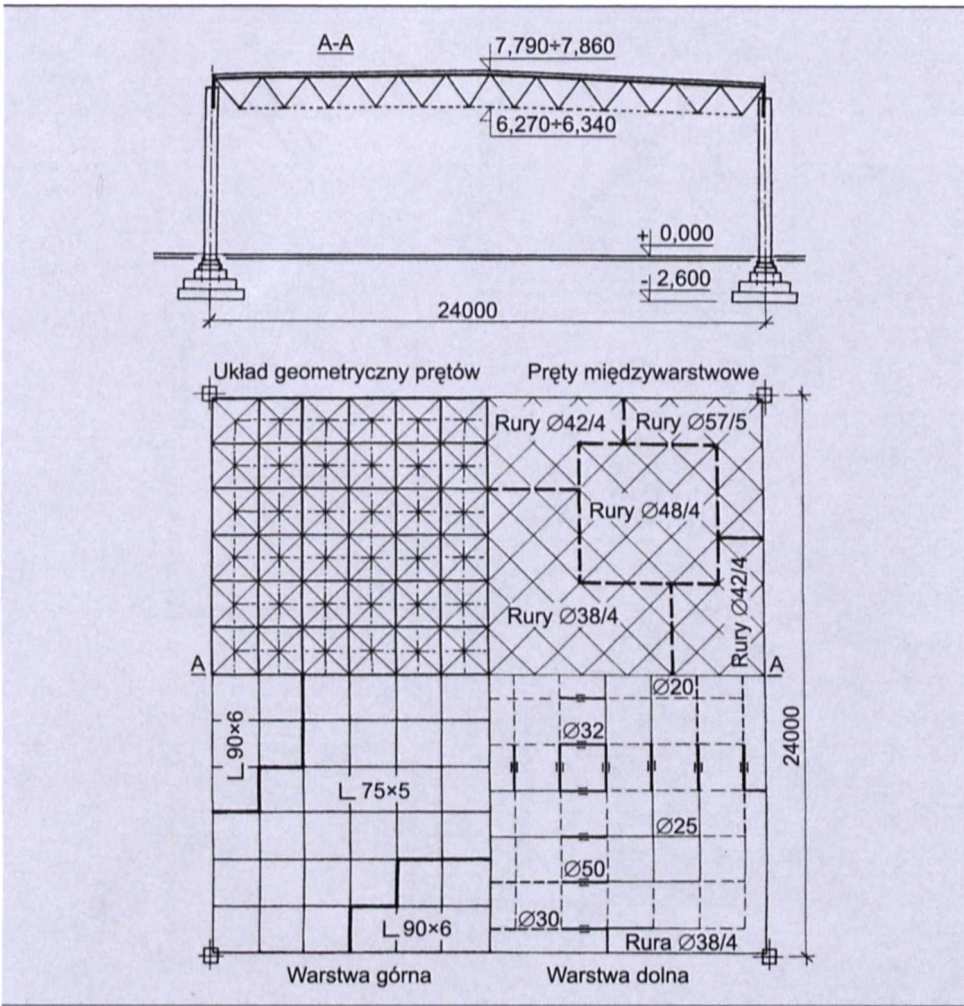
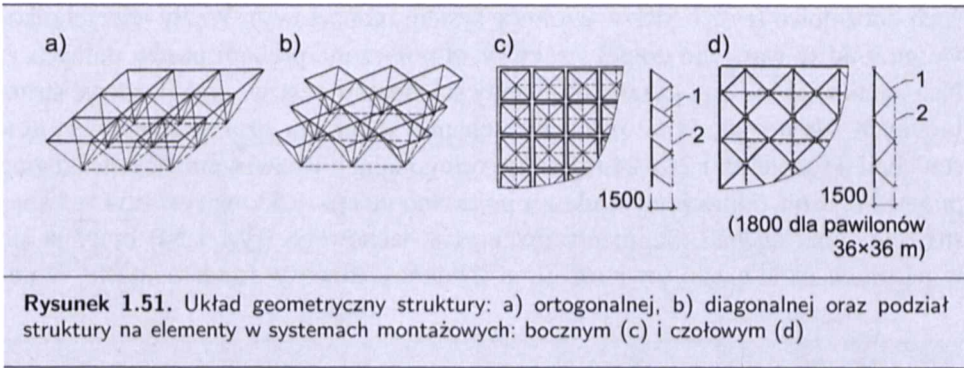
— pawilony o wymiarach boków w rzucie  $30 \times 30$  i  $36 \times 36$  m, które są oparte na obwodzie hali.

Hale systemowe o przekryciach strukturalnych są przeznaczone głównie dla przemysłu niewymagającego wewnętrznego transportu suwnicowego. Natomiast pawilony są stosowane głównie na obiekty handlowe, usługowe, sportowe. Przekrycia strukturalne „Mostostal” zaprojektowano na obciążenia śniegiem i wiatrem, które występują w I i II strefie klimatycznej wg [91], [92], oraz równomiernie rozłożone obciążenie technologiczne  $0,5 \text{ kN/m}^2$ .

W strukturalnych systemach przekryć „Mostostal” przyjęto dwa typy geometrycznego przestrzennego ustroju prętowego: strukturę o siatce ortogonalnej (rys. 1.51a) — w przypadku segmentów opartych w narożach, oraz strukturę o siatce diagonalnej (rys. 1.51b) — w przypadku pawilonów.

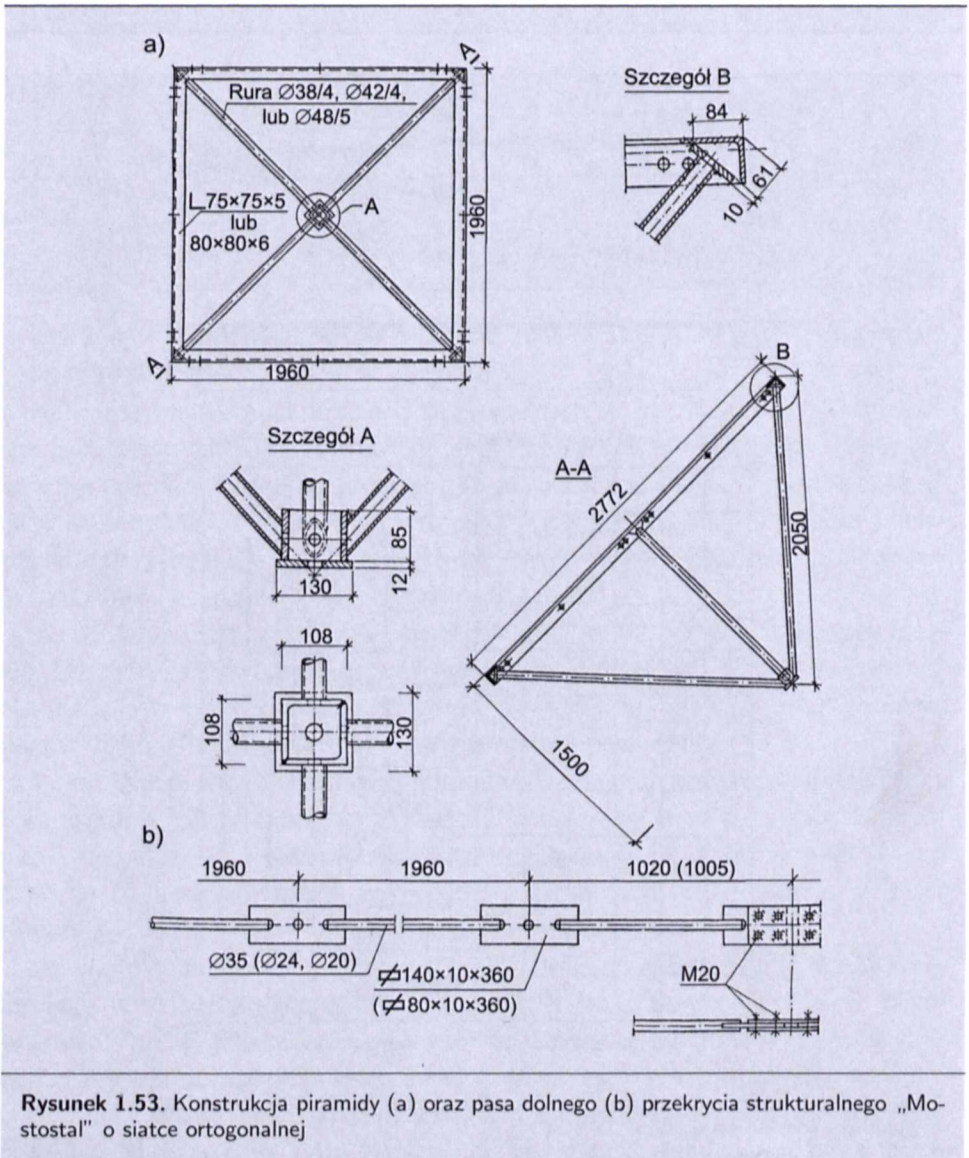
W strukturze ortogonalnej pasy górne i dolne (o tym samym wymiarze oczka  $a \times a$ ) są przesunięte w rzucie względem siebie o połowę wymiaru oczka. W strukturze diagonalnej pasy górne (o wymiarze oczka  $a \times a$ ) są obrócone o  $45^\circ$  w stosunku do konturu przekrycia; pasy dolne (o wymiarze oczka  $\sqrt{2}a \times \sqrt{2}a$ ) są ortogonalnie usytuowane względem konturu przekrycia.

Strukturalne przekrycia „Mostostal” podzielono na przestrzenne i liniowe prefabrykaty wysyłkowo-montażowe. Kratownicę przestrzenną tworzy się z kratowych ostrosłupów (piramid), których wierzchołki są umieszczone w warstwie dolnej, ta zaś jest wykonana z liniowych elementów (prętów pasów dolnych) wzajemnie krzyżujących się (rys. 1.51c i d). Prefabrykaty ostrosłupowe  $l$  w warstwie górnej są łączone przylgowo (rys. 1.51c — boczny system montażowy) lub w naro-

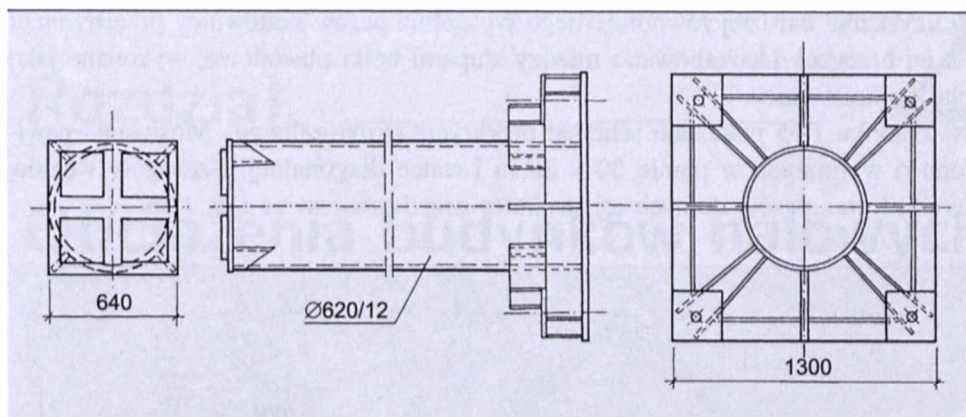


**Rysunek 1.52.** Schemat konstrukcji hali z przekryciem strukturalnym „Mostostal” o siatce ortogonalnej i wymiarach w rzucie 24 × 24 m

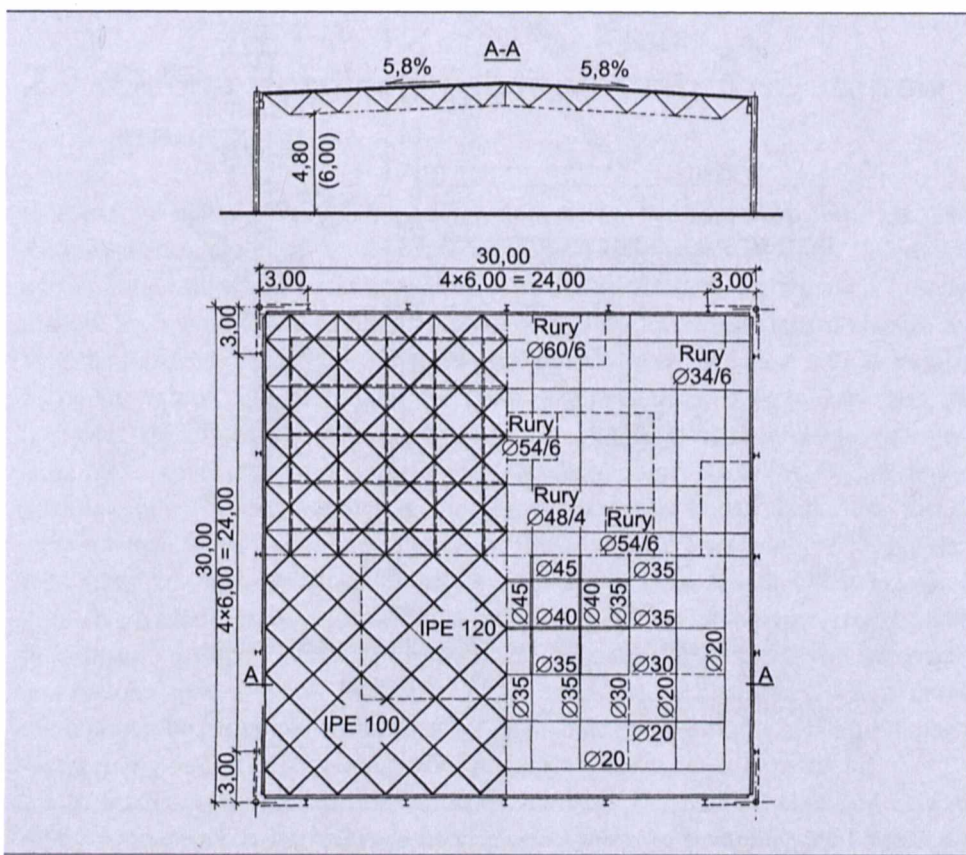
żach doczołowo (rys. 1.51d — czołowy system montażowy). Węzły wierzchołkowe piramid w warstwie dolnej struktury są połączone prętami pasów dolnych 2. Na rysunku 1.51c i d pokazano fragmenty schematów zestawczych przekryć strukturalnych. Na rysunku 1.52 pokazano schemat segmentu strukturalnego „Mostostal” hali o rozpiętości  $24 \times 24$  m i siatce ortogonalnej. Rozwiązania konstrukcyjne piramid i pasów dolnych tej struktury pokazano na rys. 1.53, na rys. 1.54 zaś konstrukcję słupa tej hali. Segmenty przekrycia dachowego (rys. 1.54) opierają się w narożach na słupach, utwierdzonych dwukierunkowo w fundamentach. W ce-



**Rysunek 1.53.** Konstrukcja piramidy (a) oraz pasa dolnego (b) przekrycia strukturalnego „Mostostal” o siatce ortogonalnej



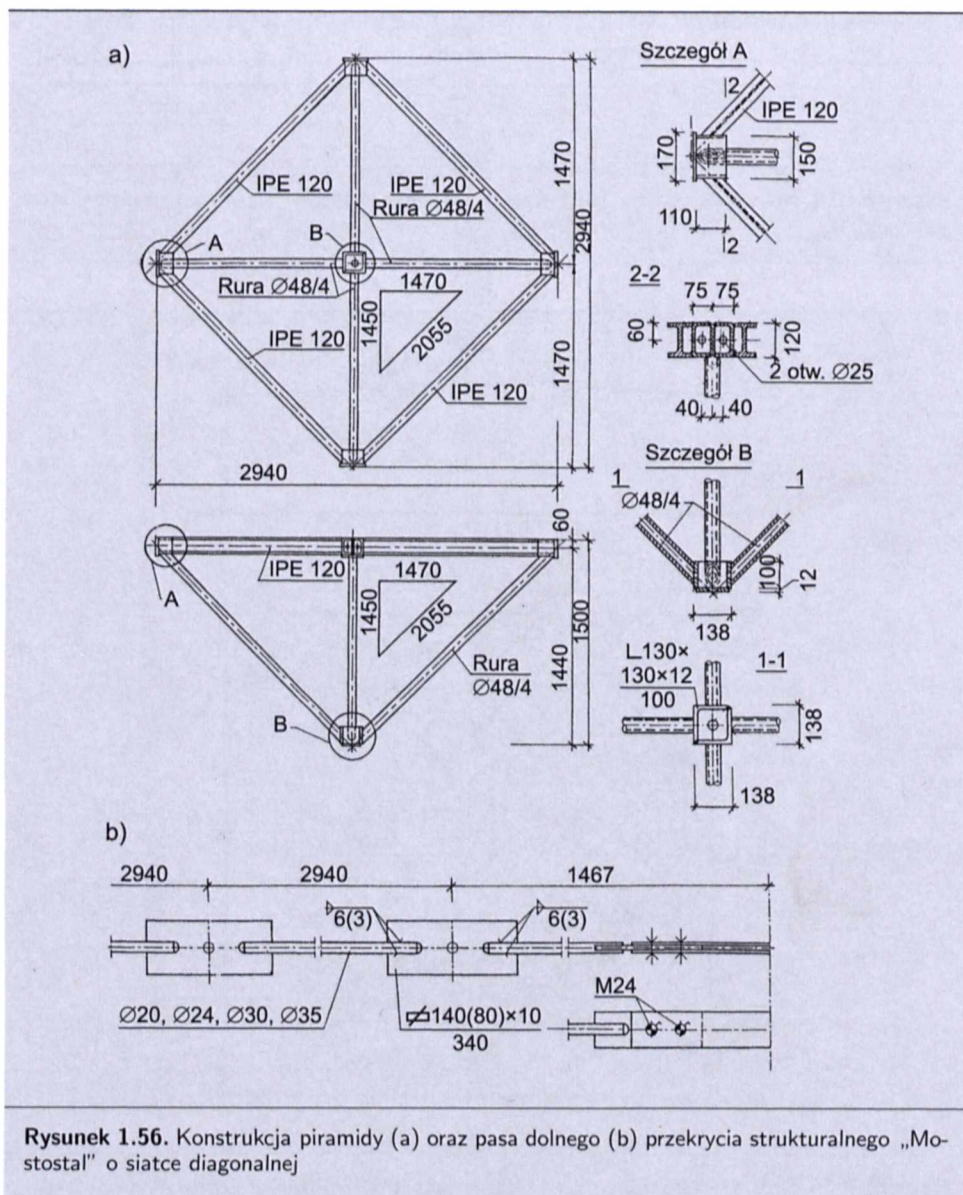
Rysunek 1.54. Konstrukcja słupa hali z przekryciem strukturalnym „Mostostal” o siatce ortogonalnej



Rysunek 1.55. Schemat konstrukcji hali z przekryciem strukturalnym „Mostostal” o siatce diagonalnej i wymiarach w rzucie 30 × 30 m

lu uzyskania bardziej równomiernego wyężenia pasów kratownicy przestrzennej na jej brzegach ukształtowano między słupami belki obwodowe, wykonane jako płaskie kratownice.

Na rysunku 1.55 pokazano schemat przekrycia strukturalnego „Mostostal” pawilonu o wymiarach w planie 30 × 30 m i siatce diagonalnej. Szczegóły węzłów piramid oraz pasów dolnych tej struktury przedstawiono na rys. 1.56.





# Obciążenia budynków halowych

## 2.1. Ocena bezpieczeństwa w metodzie stanów granicznych

Konstrukcje nośne obiektów budowlanych powinny być zaprojektowane tak, żeby z odpowiednim stopniem niezawodności mogły się oprzeć działaniom (między innymi obciążeniom), które mogą zaistnieć w czasie budowy, eksploatacji i modernizacji, zachowując swe parametry użytkowe. Zawodność jest stanem konstrukcji, w którym przestaje ona spełniać wymagania projektowe związane z funkcjonowaniem. Zawodność jest rozumiana nie tylko jako katastrofa (w formie wyczerpania nośności, utraty stateczności, sztywności), ale obejmuje także sytuacje, gdy przestają być spełniane wymogi użytkowe (np. deformacje, drgania). Podstawowym postulatem w projektowaniu jest więc bezpieczeństwo konstrukcji. Jest ono determinowane przez dwa zasadnicze parametry: nośność konstrukcji  $R$ , rozumianą jako graniczna wytrzymałość lub sztywność ustroju, oraz działające obciążenie  $S$ , których efektem jest wyłączenie konstrukcji (powstanie sił wewnętrznych, ugięć, deformacji, drgań). Obecnie przyjętą metodą oceny bezpieczeństwa konstrukcji jest metoda stanów granicznych [9]. W tej metodzie bezpieczeństwo i użytkowanie budowli bez zakłóceń sprawdza się, analizując spełnienie w stanie granicznym wyłączenia i odkształcenia warunków nośności i sztywności konstrukcji.

Konstrukcja spełnia warunek nośności, gdy efekty działań obciążeń obliczeniowych  $S_d$  w postaci sił wewnętrznych w elementach ustroju  $N_w(S_d)$  są mniejsze od ich nośności obliczeniowej  $R_d$  (wytrzymałości), czyli

$$N_w(S_d) < R_d \quad (2.1)$$

gdzie:

$N_w(S_d)$  — siły wewnętrzne w elemencie ( $M, N, V$ ) wyznaczone dla obciążenia obliczeniowego  $S_d$ ,

$R_d$  — nośność obliczeniowa elementu (z uwzględnieniem niestateczności:  $\varphi N_R, \varphi_L M_R, V_R$ ).

Nierówność (2.1) jest warunkiem wytrzymałościowym (nośności) w metodzie stanów granicznych.

Wymóg zachowania sztywności konstrukcji wyraża się jako żądanie zapewnienia nieprzekroczenia granicznych (dopuszczalnych) przemieszczeń poziomych i pionowych ustroju  $y_{gr}$ , w stosunku do tych, które mogą wystąpić pod działaniem obciążeń charakterystycznych  $S_k$ . Można zatem zapisać

$$y(S_k) < y_{gr} \quad (2.2)$$

gdzie:

$y(S_k)$  — przemieszczenie lub ugięcie ustroju wyznaczone dla obciążeń charakterystycznych  $S_k$ ,

$y_{gr}$  — graniczne przemieszczenie lub ugięcie ustroju według wymagań norm lub odpowiednich przepisów (umożliwiający użytkowanie obiektu zgodnie z przeznaczeniem).

W celu określenia prognozowanego wyężenia i odkształcenia konstrukcji budowlanych jest niezbędna identyfikacja obciążeń  $S_i$ . Należy rozpatrzyć obciążenia, które mogą oddziaływać na budowlę nie tylko w trakcie jej użytkowania, ale również podczas montażu, rozbudowy czy remontu. Efekty działań obciążeń bada się dla stanu granicznego nośności i wówczas przyjmuje się do analiz (2.1) obciążenie obliczeniowe  $S_d$  oraz dla stanu granicznego użytkowania i wtedy w obliczeniach (2.2) uwzględnia się obciążenie charakterystyczne  $S_k$ .

W analizie stanów granicznych konstrukcji należy sprawdzić wszystkie możliwe i właściwe sytuacje obliczeniowe oraz obciążenia, wykazując, iż żaden z właściwych stanów granicznych nie jest przekroczony. Potrzebne do wykonania takiej analizy parametry obciążeń charakterystycznych  $S_{k,i}$  ustala się na podstawie norm obciążeń [86]÷[95] lub np. biorąc pod uwagę wymiary elementów i ciężary objętościowe poszczególnych materiałów bądź według danych producenta.

Sprawdzając stan graniczny nośności na podstawie polskich norm [86]÷[95], siły wewnętrzne w ustroju wyznacza się od obciążeń obliczeniowych ze wzoru

$$S_d = \gamma_n \sum_{i=1}^n S_{k,i} \gamma_{f,i} \psi_i \alpha_i \quad (2.3)$$

w którym:

$S_{k,i}$  — obciążenie charakterystyczne,

$\gamma_{f,i}$  — współczynnik obciążenia (tabl. 2.1),

$\psi_i$  — współczynnik jednoczesności obciążeń zmiennych (tabl. 2.2),

$\alpha_i$  — współczynnik redukcji obciążeń zmiennych,

$\gamma_n$  — współczynnik konsekwencji zniszczenia.

**Tablica 2.1. Współczynniki obciążenia  $\gamma_{f,i}$  wg norm polskich**

Normy		$\gamma_{f,i}$ gdy obciążenie działa	
Numer normy	Rodzaj obciążenia	niekorzystnie	korzystnie
PN-82/B-02001	ciężar własny konstrukcji, obciążenie gruntem rodzimym	1,1	0,9
	siły na skutek tarcia <sup>1)</sup> , obciążenie gruntem nasypowym	1,2	0,8
	ciężar betonów lekkich, materiałów izolacyjnych i wykończeniowych wykonanych w warunkach fabrycznych	1,2	0,9
	jak wyżej, lecz wykonanych na placu budowy	1,3	0,8
PN-82/B-02003	ciężary własne urządzeń i inne obciążenia technologiczne	1,2	0
	obciążenia użytkowe stropów do 2 kN/m <sup>2</sup>	1,4	0
	obciążenia użytkowe stropów od 2,0 do 5,0 kN/m <sup>2</sup>	1,3	0
	obciążenie użytkowe stropów ponad 5,0 kN/m <sup>2</sup>	1,2	0
PN-86/B-02005	obciążenia pionowe i poziome od działania suwnic	1,1÷1,2 <sup>2)</sup>	0
	ciężar suwnic pomostowych, wciągarek i wciągników	1,1	0
PN-82/B-02004	ciężar wózków podnośnikowych o udźwigu ponad 50 kN	1,1	0
	ciężar wózków podnośnikowych o udźwigu do 50 kN	1,2	0
	ciężar pojazdów samochodowych o masie ponad 5 Mg	1,2	0
	ciężar pojazdów samochodowych o masie do 5 Mg	1,3	0
PN-86/B-02015	wpływ zmian temperatury	1,2	0
PN-77/B-02011	obciążenie wiatrem	1,3	0
PN-80/B-02010	obciążenie śniegiem	1,4	0

<sup>1)</sup> Według PN-82/B-02003.    <sup>2)</sup> W zależności od natężenia pracy suwnicy.

**Tablica 2.2. Współczynniki jednoczesności działania obciążeń zmiennych wg PN-82/B-02000**

Lp.	Znaczenie obciążenia zmiennego	$\psi_i$
1	podstawowe	1,0
2	drugie	0,9
3	trzecie	0,8
4	wszystkie pozostałe	0,7

Zgodnie z założeniami metody stanów granicznych efekty działania losowych obciążeń na budowlę uwzględnia się jako sumę ich iloczynów i odpowiednio wykalibrowanych współczynników obciążeń, z uwzględnieniem jednoczesności ich występowania oraz konsekwencji zniszczenia ustroju. Współczynniki  $\gamma_{f,i}$ ,  $\psi_i$ ,  $\alpha_i$ ,  $\gamma_n$  nazywa się cząstkowymi (lub częściowymi) współczynnikami bezpieczeństwa obciążeń.

## 2.2. Częściowe współczynniki bezpieczeństwa obciążeń

Współczynniki obciążenia  $\gamma_{f,i}$  nazywa się również współczynnikami przeciążenia, a ich wartości według norm polskich podano w tabl. 2.1. Uwzględniają one możliwość niekorzystnych odchyłeń od wartości charakterystycznych oraz niepewność modelu teoretycznego obciążenia.

Prognozowane efekty oddziaływań na konstrukcje wyznacza się dla najniekorzystniejszego układu obciążeń ustroju. Ustalając obciążenia zmienne, należy zastosować współczynnik jednoczesności obciążeń  $\psi_i$ , uwzględniający prawdopodobieństwo jednoczesnego wystąpienia kilku różnych obciążeń o pełnych wartościach charakterystycznych. W przypadku więc jednoczesnego występowania dwóch lub więcej obciążeń (z wyjątkiem obciążeń stałych, dla których  $\psi_i = 1$ ) należy przyjmować współczynniki jednoczesności obciążeń zmiennych  $\psi_i$  (tabl. 2.2) według PN-82/B-02000 [86].

Oprócz współczynników jednoczesności w wyznaczaniu obliczeniowych obciążeń są przyjmowane współczynniki redukcji obciążeń zmiennych  $\alpha_i$ . Uwzględniają one prawdopodobieństwo wystąpienia wartości charakterystycznych jednego obciążenia w pełnej jego wartości na dużej powierzchni jednego stropu lub na kilku poziomach jednego ustroju nośnego.

Współczynnik konsekwencji zniszczenia ustroju  $\gamma_n$  jest przyjmowany w metodzie stanów granicznych w celu dodatkowego zwiększenia lub zmniejszenia bezpieczeństwa konstrukcji, w zależności od stopnia zagrożenia życia ludzkiego i wielkości strat gospodarczych. Uwzględnianie w obliczeniach współczynników konsekwencji zniszczenia ustroju dotyczy między innymi budynków wysokich, budynków użyteczności publicznej i obiektów przemysłowych o dużym znaczeniu społecznym lub gospodarczym (na przykład elektrowni atomowych). Współczynniki konsekwencji zniszczenia konstrukcji należy traktować jako mnożnik obciążeń charakterystycznych, podobnie jak inne współczynniki obciążenia.

Według normy [86] przewiduje się następujące wartości współczynników konsekwencji zniszczenia:

- w budowlach, których zniszczenie pociągnęłoby katastrofalne skutki materialne i społeczne (na przykład zapory wodne, wieżowce),  $\gamma_n > 1,0$ ,
- w budowlach nieprzeznaczonych na stały pobyt ludzi  $\gamma_n < 1,0$ ,
- we wszystkich pozostałych przypadkach  $\gamma_n = 1,0$ .

W Eurokodzie 3 [80] i w większości norm zachodnioeuropejskich (np. niemieckiej [76], brytyjskiej [75]) obciążenia obliczeniowe wyznacza się ze wzorów:

$$S_d = \gamma_{G,EC} \sum_i G_{k,i} + \gamma_{Q,EC} \sum_{j=1} Q_{k,j} \quad (2.4)$$

$$S_d = \gamma_{G,EC} \sum_i G_{k,i} + \psi_i \gamma_{Q,EC} \sum_{j>1} Q_{k,j} \quad (2.5)$$

w których:

- $G_{k,i}$  — stałe obciążenie charakterystyczne,
- $Q_{k,j}$  — zmienne obciążenie charakterystyczne,
- $\gamma_{G,EC}$  — współczynnik obciążenia stałego,
- $\gamma_{Q,EC}$  — współczynnik obciążenia zmiennego.

W normach zachodnioeuropejskich przyjęto jednakowe wartości współczynników dla wszystkich obciążeń stałych  $\gamma_G = 1,35$  i jednakowe wartości dla wszystkich obciążeń zmiennych  $\gamma_Q = 1,50$  z redukcją dla kombinacji obciążeń ( $\psi_i = 0,9$ ), jeśli uwzględnia się więcej obciążeń zmiennych ( $\psi_i \gamma_{Q,EC} = 0,9 \cdot 1,50 = 1,35$ ).

Porównanie współczynników obciążeń według norm polskich i zagranicznych podano w tabl. 2.3, a interpretację ich stosowania przy kombinacji obciążeń ustroju pokazano w tabl. 2.4.

**Tablica 2.3. Częściowe współczynniki bezpieczeństwa odnoszące się do obciążeń wg norm polskich PN [86] i zagranicznych: Eurokodu 3 [80], niemieckich DIN [76] i brytyjskich BS [75]**

Współczynnik częściowy	Symbol	Wartości liczbowe $\gamma_i$ w normach			
		PN	EC	DIN	BS
Obciążeń stałych	$\gamma_{G,inf}$	0,8÷0,9	1,00	1,00	1,00
	$\gamma_{G,sup}$	1,1÷1,3	1,35	1,35	1,35
Obciążeń zmiennych	$\gamma_Q$	1,2÷1,4	1,50	1,50	1,4÷1,6
Obciążeń zmęczeniowych	$\gamma_F$	1,00	1,00	1,00	1,00
Kombinacji obciążeń	$\psi_i$	0,7÷0,9	0,90	0,90	0,5÷0,7
$\gamma_{G,inf}$ – gdy obciążenie działa korzystnie, $\gamma_{G,sup}$ – gdy obciążenie działa niekorzystnie					

Sposób określenia współczynników obciążeń według norm zachodnioeuropejskich nie uwzględnia statystycznej zmienności poszczególnych obciążeń, a tak-

Tablica 2.4. Przykłady zestawienia obciążeń obliczeniowych wg Eurokodu 3 (EC) i PN

Schemat ustroju	Warianty obciążeń	Zastawienie obciążeń $S_d$	
		wg EC	wg PN
	1	$1,35g + 1,5g$	$(1,1 \div 1,3)g + (1,2 \div 1,4)q$
	2	$1,35g + 1,5s$	$(1,1 \div 1,3)g + 1,4s$
	3	$1,35(g + q + s)$	$(1,1 \div 1,3)g + (1,2 \div 1,4)q + +0,9 \cdot 1,4s$
	1	$1,35g + 1,5q$	$(1,1 \div 1,3)g + (1,2 \div 1,4)g$
	2	$1,35g + 1,5P$	$(1,1 \div 1,3)g + (1,2 \div 1,4)P$
	3	$1,35g + 1,5s$	$(1,1 \div 1,3)g + 1,4s$
	4	$1,35(g + q + +P + s)$	$(1,1 \div 1,3)g + (1,2 \div 1,4)q + +0,9 \cdot 1,4P + 0,8 \cdot 1,4s$
	1	$1,35g + 1,5w$	$(1,1 \div 1,3)g + 1,3w$
	2	$1,35g + 1,5q$	$(1,1 \div 1,3)g + (1,2 \div 1,4)q$
	3	$1,35g + 1,5s$	$(1,1 \div 1,3)g + 1,4s$
	4	$1,35(g + w + +q + s)$	$(1,1 \div 1,3)g + 1,3w + +0,9(1,2 \div 1,4)q + 0,8 \cdot 1,4s$
$g$ – ciężar własny, $q$ – obciążenie użytkowe, $s$ – obciążenie śniegiem, $w$ – obciążenie wiatrem			

że dokładności stosowanych modeli obliczeniowych konstrukcji o zróżnicowanej złożoności. Współczynniki obciążeń w polskich normach lepiej odwzorowują losową zmienność oddziaływań na konstrukcję i założenia metody stanów granicznych. Podsumowując analizę współczynników bezpieczeństwa odnoszących się do obciążeń, należy stwierdzić, iż normy zachodnioeuropejskie w porównaniu z normami polskimi nakazują przyjmować większe ich wartości.

Częstkowe współczynniki bezpieczeństwa odnoszące się zarówno do obciążeń, jak i nośności konstrukcji są różnie wyspecyfikowane w normach krajowych i zagranicznych. Dlatego też nie można przenosić zasad obliczania konstrukcji z jednych norm do drugich bez kompleksowej analizy współczynników bezpieczeństwa [45], [46]. Przenoszenie częściowych współczynników i zasad ustalania obciążeń bez rozpatrywania zasad ustalania nośności lub odwrotnie jest niedopuszczalne. Należy ponadto zwrócić uwagę, iż w różnych normach częściowe współczynniki bezpieczeństwa często występują w sposób niejawni.

W celu bezpiecznego zaprojektowania konstrukcji stalowej obliczonej według norm zachodnioeuropejskich (np. w przypadku weryfikacji projektu) zachodzi potrzeba wykonania pogłębionej analizy i syntezy jej niezawodności na podstawie polskich norm projektowania.

## 2.3. Zestawienie, zebranie i kombinacja obciążeń

Obciążenia hal wynikają z rodzaju materiałów zastosowanych do ich budowy, ukształtowania geometrycznego bryły budynku, warunków klimatycznych i sejsmicznych oraz oddziaływań wynikających z technologii i eksploatacji obiektu. Do najczęściej występujących zalicza się obciążenia:

- od ciężaru własnego elementów składowych konstrukcji nośnej oraz elementów osłonowych i izolacyjnych dachów, stropów i ścian hali,
- klimatyczne, przede wszystkim od śniegu i wiatru, które zależą od strefy klimatycznej oraz kształtu bryły budowli, a także jej wysokości,
- technologiczne, pochodzące od maszyn i urządzeń transportowych (np. suwnic) zainstalowanych w hali,
- termiczne, pochodzące od procesów technologicznych,
- sejsmiczne (w rejonach trzęsień ziemi) i parasejsmiczne (np. na terenach eksploatacji górniczej),
- od uderzeń (np. suwnic o kozły odbojowe, środków transportowych o słupy),
- niekonwencjonalne, np. obciążenia dachów pyłami, obciążenia wynikające z rodzaju transportu, montażu itp.

Obciążenia dachów pyłami są związane z technologią produkcji i spotyka się je w cementowniach, hutach stali, miedzi, cynku i aluminium. Przyjmuje się je np. według [52]. Niektórych rodzajów obciążeń budowli nie uwzględnia się w obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych, lecz są one brane pod uwagę zwłaszcza przy kształtowaniu konstrukcji. Do takich obciążeń można na przykład zaliczyć wpływ zmian temperatury pochodzenia klimatycznego (projektuje się dylatacje), wpływ eksploatacji górniczej czy też szkód górniczych (przyjmuje się odpowiednie schematy statyczne ustroju nośnego), obciążenia pożarowe (przyjmuje się rozwiązania konstrukcyjne gwarantujące potrzebną odporność ogniową).

Na konstrukcję hali może działać równocześnie kilka różnych rodzajów obciążeń. Są to obciążenia stałe (od ciężaru elementów konstrukcyjnych, izolacyjnych, instalacji, przegród itp.) oraz zmienne (od śniegu, wiatru, suwnic, temperatury). Obciążenia, których wartości, kierunki i położenie w czasie użytkowania budowli, jej montażu lub remontu pozostają niezmiennie, są obciążeniami stałymi, gdy zaś zmieniają swe parametry, są zmiennymi. Obciążenia zmienne należy rozpatrywać często w kilku wariantach (np. działanie wiatru od czoła, z lewej lub prawej strony obiektu).

Sporządzając obliczenia statyczno-wytrzymałościowe budowli, w pierwszej kolejności należy określić wartość każdego z występujących obciążeń osobno. Czynność tę nazywa się zestawieniem obciążeń całego obiektu. Z tak zestawionych informacji o obciążeniach korzysta się, obliczając prognozowane wyłączenie

poszczególnych elementów składowych konstrukcji budowli. W zestawieniu obciążeń hali należy ustalić wszystkie obciążenia, jakie powinny być uwzględniane, i sposób ich działania (siły skupione, obciążenia ciągłe).

Warianty obciążeń (zwane też schematami obciążeń) można graficznie przedstawić na szkicach, co ułatwia wykonywanie dalszych obliczeń. W zestawieniu tym należy wyznaczyć parametry obciążeń charakterystycznych  $S_k$  i obliczeniowych  $S_d$  każdego z występujących obciążeń osobno. Z przyczyn praktycznych zaleca się wykonanie oddzielnych zestawień obciążeń charakterystycznych i obliczeniowych, gdyż będą mogły być użyte niezależnie w sprawdzaniu stanów granicznych nośności, jak też do bezpośredniego wykorzystania w obliczeniach, np. ugięć, zmęczenia itp. Zestawione wszystkie możliwe obciążenia obiektu należy traktować jako bank informacji wyjściowych do dalszych analiz statycznych poszczególnych elementów konstrukcji hali. Dlatego zestawienie obciążeń budynku halowego należy wykonać szczególnie starannie i uzupełniać je w trakcie obliczeń (np. zamieszczać wartości reakcji elementów, które są przekazywane na kolejne podzespoły ustroju nośnego obiektu).

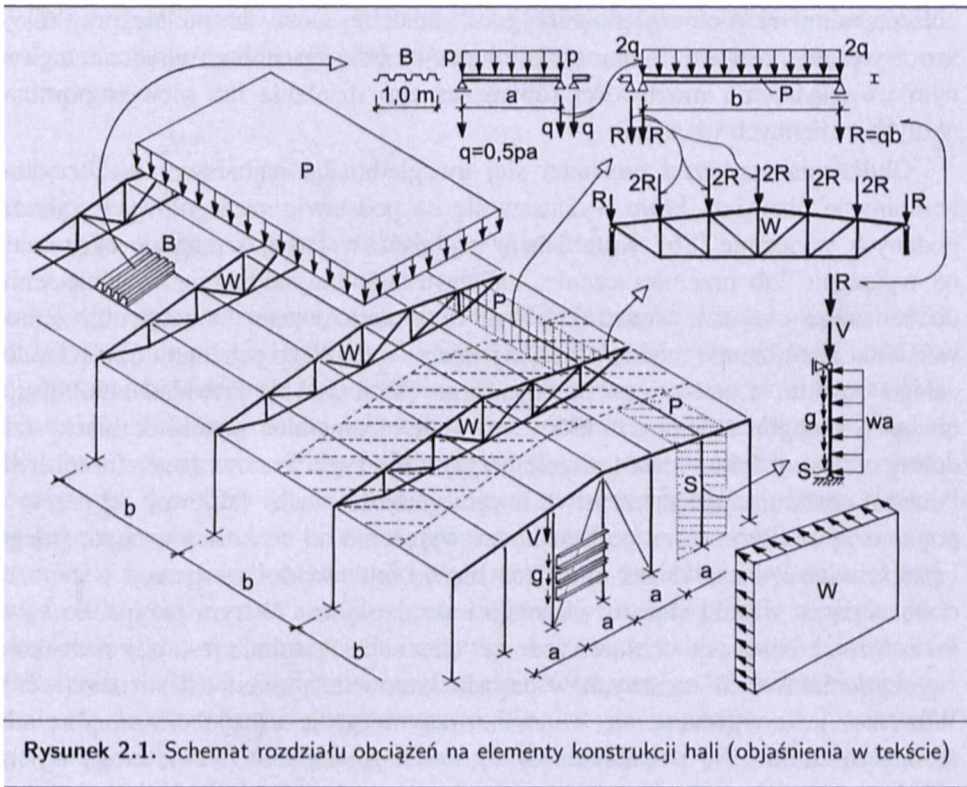
Przystępując do obliczeń statycznych elementu konstrukcji hali, należy ustalić schemat statyczny ustroju nośnego oraz schematy i parametry jego obciążeń. Wartości poszczególnych obciążeń ustroju określa się, zbierając obciążenia, które przenosi dany element. W tym celu analizuje się rozdział obciążeń przekazywanych na elementy ustroju nośnego budowli. Przykład zbierania (rozdziału) obciążeń na poszczególne elementy nośne hali pokazano na rys. 2.1.

Obciążenie  $p$  blachy fałdowej B zbiera się z szerokości 1 m pokrycia dachowego (gdyż m.in. tablice nośności blach fałdowych podają ich obciążenia graniczne dla płyt szerokości 1 m). Reakcje podporowe z blachy fałdowej  $2q$  są przekazywane na płatwie P. W przypadku jednoprzęsłowych blach fałdowych obciążenie płatwi P zbiera się z szerokości ich rozstawienia. Z kolei płatwie P przekazują swe reakcje  $R$  na dźwigary kratowe W. W przypadku wieloprzęsłowych blach fałdowych i płatwi reakcje ich podpór mogą być różne i należy ten fakt uwzględnić w obliczeniach statycznych. Podobnie zbiera się obciążenia przypadające na słup pośredni S w ścianie szczytowej. Jest on zginany obciążeniem przekazywanym przez kasety ścienne  $wa$  (zebrane z rozstawu  $a$  między słupami) oraz ściskany reakcją  $V$  płatwi i ciężarem własnym ściany  $g$ .

Na obiekt budowlany może działać równocześnie kilka obciążeń różnego rodzaju. Ze względu na odmienne sposoby działania niektórych obciążeń w czasie oraz niejednakowe parametry rozkładu poszczególnych obciążeń nie należy dokonywać prostego sumowania wszystkich możliwych oddziaływań. Dlatego, podobnie jak w przypadku zestawienia obciążeń, należy każde z działających na element obciążeń zebrać osobno.

Zazwyczaj występuje kilka schematów obciążeń elementu i kolejną czynnością w analizach statycznych jest ustalenie kombinacji najniekorzystniejszych





wariantów obciążeń. W takim też sensie należy rozumieć sumowanie obciążeń we wzorach (2.3), (2.4) i (2.5).

Konstrukcję hali oblicza się na maksymalne stany wyłączeń od sił wewnętrznych spowodowanych prognozowanymi obciążeniami ustroju. W tym celu w miarodajnych przekrojach ustroju wyznacza się ekstremalne siły wewnętrzne będące skutkiem działania kombinacji obciążeń (poszukiwanie maksimum-maksimum wyłączeń). Czynność ta polega na ustaleniu efektów występowania takiej kombinacji obciążeń konstrukcji, która wywołuje jej najniekorzystniejsze zachowanie się w stanie granicznym (np. największe ugięcie rygla lub przemieszczenie poziome ramy, maksymalną siłę osiową w pręcie ściskanym itp.). Tylko w nielicznych przypadkach jest wiadome, który układ obciążeń spowoduje najniekorzystniejszy stan wyłączenia konstrukcji. Do określenia maksymalnych wartości sił wewnętrznych dochodzi się drogą prób przez kojarzenie równoczesnego występowania obciążeń ustroju. Należy dokonać wyboru schematów różnych obciążeń, uwzględniając przy tym, że niektóre z nich mogą nie występować jednocześnie, zmieniać położenie, a także sprawdzić, czy są realne. Na przykład wiatr nie może równocześnie obciążać obiektu z prawej i lewej strony, a obciążenie od ciężaru własnego występuje zawsze w kombinacji ob-

ciężań, mimo iż nieuwzględnienie go w analizie może dawać niekorzystniejsze wyężenie ustroju. Realność kombinacji obciążeń polega więc na logicznym uwzględnieniu możliwości równoczesnego działania lub niewystępowania różnych zmiennych obciążeń.

Obliczenia statyczne prowadzi się, uwzględniając najbardziej niekorzystne kombinacje obciążeń, które wyznacza się na podstawie szczegółowych zaleceń podanych w normie [86]. Kombinację obciążeń, w której występuje ekstremalne wyężenie lub przemieszczenie, należy ustalić indywidualnie w odniesieniu do badanego elementu konstrukcji hali oraz analizowanej sytuacji obliczeniowej. Znaczy to, że nie można określić jednego wspólnego schematu obciążeń dla całego obiektu, a nawet jego pojedynczego elementu. Na przykład kombinacja obciążeń stałego i zmiennych, która wywołuje ekstremalne wyężenie blachy fałdowej obudowy ściany, jest inna niż przyjęta dla rygla kratowego dachu tej hali. Ponadto analizując bezpieczeństwo i wytrzymałość blachy fałdowej, jej przekrój poprzeczny dobiera się na podstawie np. wyężenia od ciężaru własnego, śniegu i parcia wiatru, łączniki zaś mocujące blachę fałdową do konstrukcji wsporczej oblicza się na siły od ciężaru własnego i ssania wiatru. W tym przypadku są to dwie różne kombinacje obciążeń jednego elementu. Podobnie jest, gdy poszukuje się ekstremalnych sił osiowych w prętach kratownicy:  $\max(+N)$  i  $\max(-N)$ . Wówczas, jeśli wyznacza się w analizowanym pręcie ustroju ekstremalną siłę ściskającą  $\max(-N)$  i maksymalną siłę rozciągającą  $\max(+N)$ , mogą wystąpić dwie różne kombinacje obciążeń kratownicy. Ponadto kombinacje obciążeń kratownicy do wyznaczenia  $\max(-N)$  i  $\max(+N)$  mogą być odmienne dla poszczególnych prętów dźwigara kratowego.

Podsumowując, należy stwierdzić, iż analizę występowania ekstremalnych efektów działania obciążeń na konstrukcję trzeba poprzedzić ustaleniem schematów i parametrów każdego z obciążeń osobno, a następnie dopiero przystąpić do określenia maksimum-maksimum wyężeń elementów.

## 2.4. Obciążenia stałe

Obciążenia stałe działające na konstrukcję pochodzą zarówno od elementów nośnych hali, jak i jej osłon oraz wyposażenia (płatwi, stężeń, rygli dachowych i ściennych, płyt ściennych i dachowych, okien, świetlików itp.). Parametry obciążeń stałych elementów nośnych można wstępnie oszacować, biorąc za podstawę inne wcześniej wzniesione hale o zbliżonej charakterystyce geometrycznej i wykonane z podobnych materiałów. Masę własną przegród, izolacji termicznych, przeciwpożarowych, przeciwwilgociowych oraz wyposażenia ustala się według PN-82/B-02001 [87] lub katalogów producentów tych wyrobów.

W przypadku pochylenia połaci dachu ciężar pokrycia dachowego (płyt osłonowych, izolacji termicznej i przeciwwilgociowej) sprowadza się na rzut poziomy według wzoru

$$g_p = \frac{g_{p,o}}{\cos \alpha} \quad (2.6)$$

gdzie:

$g_{p,o}$  — ciężar pokrycia dachowego w  $\text{kN/m}^2$ ,

$\alpha$  — kąt nachylenia połaci dachu.

Jeśli nie przeprowadza się szczegółowych obliczeń, ciężar własny płatwi i stężeń można wstępnie przyjąć  $0,06 \div 0,15 \text{ kN/m}^2$  rzutu hali (zależy to głównie od ciężaru płyt obudowy dachu). Jeśli korzysta się z rozwiązań systemowych konstrukcji wsporczych obudowy dachu lub ścian, ciężar płatwi i rygli ściennych (wraz ze stężeniami) przyjmuje się na podstawie katalogów dostarczanych przez producentów tych wyrobów (dane te nie ujmują masy stężeń ustroju nośnego hali).

Na przekroje poprzeczne płatwi w proponowanych rozwiązaniach systemowych stosuje się najczęściej kształtowniki gięte na zimno, a ich ciężar własny nie przekracza  $0,10 \text{ kN/m}^2$  rzutu hali. Znacznie cięższe są z reguły płatwie o przekrojach z kształtowników walcowanych i ażurowych, a ich masa zależy między innymi od obciążenia, rozstawu dźwigarów oraz schematu statycznego. Ciężar takich płatwi ustala się po ostatecznym przyjęciu przekroju, korygując wstępnie założoną masę własną. Orientacyjne ciężary własne płatwi kratowych na  $1 \text{ m}^2$  rzutu dachu podano w tablicy 2.5.

**Tablica 2.5. Ciężary własne płatwi kratowych w  $\text{kN/m}^2$  rzutu hali [31]**

Rozpiętość płatwi m	Ciężary własne płatwi w $\text{kN/m}^2$ rzutu hali przy ich równomiernym obciążeniu w $\text{kN/m}$			
	6,0	7,0	8,0	9,0
6,0	0,047	0,048	0,050	0,052
7,5	0,054	0,056	0,065	0,073
9,0	0,059	0,066	0,074	0,079
10,0	0,078	0,084	0,084	0,088

Ciężary własne rygli pełnościennych o rozpiętości do 30 m można wstępnie oszacować ze wzoru

$$g_r = (6,0 \div 9,0)l \quad (2.7)$$

gdzie:

$g_r$  — obciążenie zastępcze w  $\text{N/m}^2$  rzutu hali,

$l$  — rozpiętość teoretyczna rygla dachowego w m.

Jest oczywiste, iż rygle dachowe układów poprzecznych o większej rozpiętości lub dachów hal, które oprócz pokrycia przenoszą oddziaływanie suwnic, wciągarek itp., są cięższe ( $g_r \approx (8,0 \div 10,0)l$ ). W halach z lekkim pokryciem (np. blacha fałdowa ocieplona wełną mineralną lub styropianem), gdy rygle dachowe przenoszą tylko obciążenie od ciężaru własnego oraz obudowy dachu, można wstępnie przyjmować  $g_r \approx (6,0 \div 7,0)l$ .

W przypadku rygli kratowych o rozpiętości do 24 m ich ciężar własny można oszacować według propozycji zawartej w [87], przyjmując równomiernie rozłożone obciążenie  $g_w$  na 1 m<sup>2</sup> rzutu powierzchni dachu, obliczone ze wzorów:

— w odniesieniu do lekkich dźwigarów stalowych

$$g_w = 0,01 \left[ 2a^{-1} + 0,12(g_k + p_k) \right] l, \text{ kN/m}^2 \quad (2.8)$$

— w odniesieniu do ciężkich dźwigarów stalowych

$$g_w = 0,01 \left[ 3a^{-1} + 0,18(g_k + p_k) \right] l, \text{ kN/m}^2 \quad (2.9)$$

gdzie:

$g_w$  — charakterystyczne obciążenie stałe na 1 m<sup>2</sup> powierzchni rzutu dachu od ciężaru warstw pokrycia, izolacji, stężeń itp.,

$p_k$  — charakterystyczne obciążenie zmienne na 1 m<sup>2</sup> powierzchni rzutu dachu, np. od obciążenia śniegiem,

$a, l$  — rozstaw i rozpiętość dźwigarów kratowych.

Szacowanie ciężaru własnego układu poprzecznego jest zbyteczne w przypadku korzystania z niektórych programów komputerowych, które uwzględniają w analizach ciężar własny konstrukcji. Jeśli do wyznaczenia sił wewnętrznych zakłada się wstępnie masę własną konstrukcji, to po ostatecznym przyjęciu przekrojów elementów należy sprawdzić to założenie obliczeniowe.

## 2.5. Obciążenie śniegiem

Obciążenie śniegiem, które należy przyjmować w obliczeniach, jest przedmiotem PN-80/B-02010 „Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem” [91]. Wartości obciążenia śniegiem ustalono na podstawie długoletnich pomiarów opadów w poszczególnych regionach kraju i następnie modyfikowano w zależności od kształtu połaci dachowych. Dlatego w [91] wartości te są zależne od stref klimatycznych kraju i kształtu dachu.

Polska jest podzielona na cztery strefy klimatyczne, którym w normie przyporządkowano ciężary pokrywy śnieżnej  $Q_k$  na poziomie gruntu (np. dla strefy I  $Q_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$ ). Na terenach położonych powyżej 1000 m n.p.m. wartości  $Q_k$  pokrywy śnieżnej należy ustalić indywidualnie.

Obciążenie charakterystyczne od śniegu, odniesione do rzutu dachu na powierzchnię poziomą, oblicza się ze wzoru

$$S_k = Q_k C \quad (2.10)$$

gdzie:

$Q_k$  — ciężar pokrywy śnieżnej (zależy od strefy klimatycznej, w której znajduje się budowla),  $\text{kN/m}^2$ ,

$C$  — współczynnik (zależy od pochylenia i kształtu dachu).

W przypadku wiat i dachów nieocieplonych oraz w obiektach nieogrzewanych obciążenie charakterystyczne dachu należy zwiększyć o 20%.

Obliczeniowe obciążenie śniegiem dachu budowli oblicza się ze wzoru

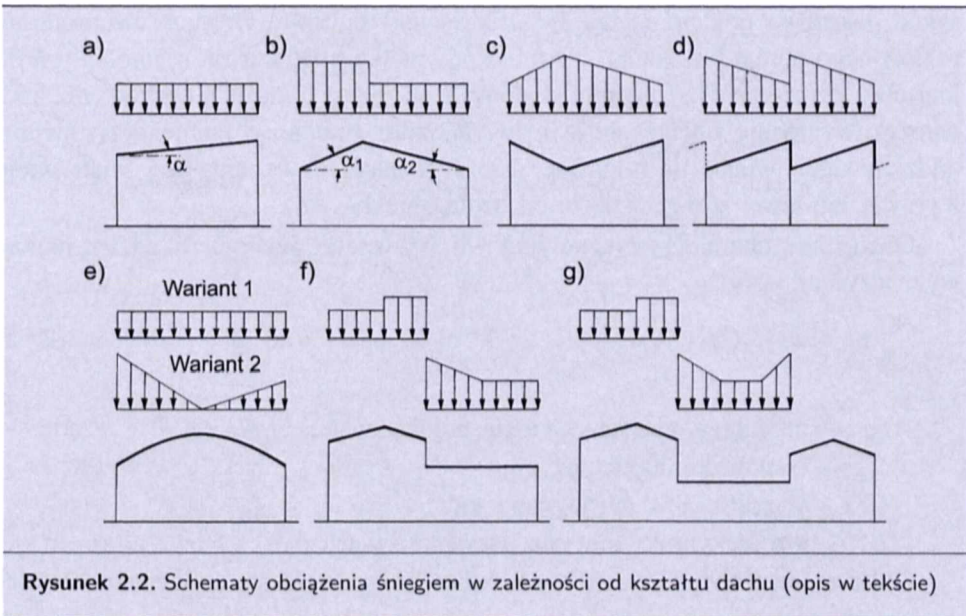
$$S_d = S_k \gamma_f \quad (2.11)$$

gdzie:

$S_k$  — obciążenie charakterystyczne obciążenia śniegiem według (2.10),

$\gamma_f$  — współczynnik obciążenia śniegiem;  $\gamma_f = 1,4$ .

Współczynniki kształtu dachu  $C$  wyznacza się według załącznika zamieszczonego w normie [91], a schematy obciążenia śniegiem przyjmuje się w zależności od kształtu dachu budynku (rys. 2.2).



Rysunek 2.2. Schematy obciążenia śniegiem w zależności od kształtu dachu (opis w tekście)

Przy bardziej skomplikowanych kształtach dachu (np. rys. 2.2c, d, f, g) współczynnik kształtu dachu  $C$  może być różny w poszczególnych częściach dachu, np. większy w miejscach, gdzie mogą tworzyć się worki śnieżne (w dachach

wklęsłych, przestrzeniach między świetlikami itp.). Współczynniki kształtu dachu budowli o parametrach geometrycznych wyraźnie odbiegających od podanych w normie należy określać na podstawie literatury lub modelowych badań aerodynamicznych. W takich przypadkach do określenia charakterystycznego obciążenia śniegiem przyjmuje się średni ciężar objętościowy śniegu  $\bar{R} = 2,45 \text{ kN/m}^3$ .

## 2.6. Obciążenie wiatrem

W obliczeniach statycznych obiektów budowlanych ich obciążenie wiatrem przyjmuje się według PN-77/B-02011 „Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem” [92]. Obciążenie budowli wiatrem zależy od wielu czynników takich jak region klimatyczny, podstawowa prędkość wiatru, wysokość budowli, jej kształt, ekspozycja obiektu na danym terenie, porywy wiatru i charakterystyka dynamiczna budowli. Wieloparametrowość oddziaływania wiatru na budynki halowe sprawia, iż określenie obciążenia wiatrem jest bardziej złożone niż np. ma to miejsce w przypadku obciążenia śniegiem.

Obciążenie obiektu budowlanego należy ustalić, zakładając, że wiatr wieje poziomo. Jego oddziaływanie jest skierowane prostopadle do powierzchni przeskód, jakimi są połączenia dachu, świetliki, ściany budowli. Oprócz równomiernie rozłożonego parcia lub ssania wiatru, w przypadku powierzchni równoległych do kierunku działania wiatru lub odchylonych od niego o kąt nie większy niż  $15^\circ$ , należy uwzględnić obciążenie styczne. Ponadto analizując najniekorzystniejsze oddziaływanie wiatru na budowlę, należy rozpatrzyć wariant, gdy wiatr wieje z prawej lub lewej strony, a także od czoła obiektu.

Obciążenie charakterystyczne budowli wywołane działaniem wiatru należy wyznaczyć ze wzoru

$$p_k = q_k C_e C \beta \quad (2.12)$$

gdzie:

- $q_k$  — charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru, Pa,
- $C_e$  — współczynnik ekspozycji,
- $C$  — współczynnik aerodynamiczny,
- $\beta$  — współczynnik działania porywów wiatru.

Obliczeniowe obciążenie wiatrem budowli wyznacza się ze wzoru

$$p_d = p_k \gamma_f \quad (2.13)$$

gdzie:

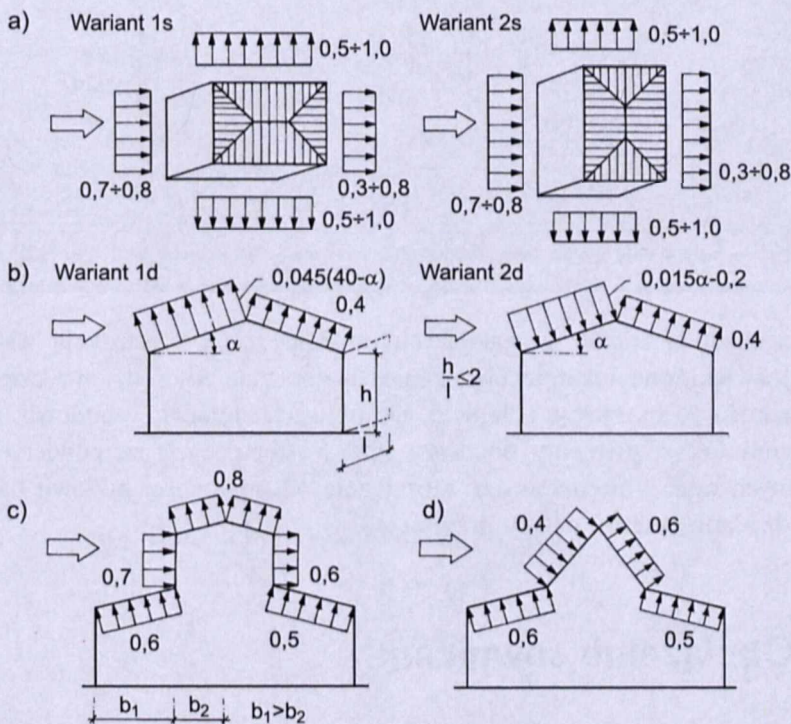
- $p_k$  — obciążenie charakterystyczne wiatrem według (2.12),
- $\gamma_f$  — współczynnik obciążenia;  $\gamma_f = 1,30$ .

Przyjęte w normie [92] charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru  $q_k$  zostało określone na podstawie wieloletnich pomiarów w poszczególnych regionach kraju. Wartość tego ciśnienia zależy od strefy klimatycznej kraju i poziomu odniesienia. Polska jest według [92] podzielona na 5 stref klimatycznych. Oznaczono je na mapie i podano wartości charakterystycznych ciśnień prędkości wiatru  $q_k$ .

Wpływ ukształtowania i zabudowy terenu, którym będzie wzniesiony budynek (rozdziela się trzy rodzaje terenu: A, B i C), oraz jego wysokość uwzględnia współczynnik ekspozycji  $C_e$  budowli na obciążenie wiatrem.

Współczynnik aerodynamiczny  $C$  (liczba niemianowana) określa wartości ciśnienia lub sił aerodynamicznych działających na budowlę lub elementy, w zależności od ich kształtu, proporcji wymiarów i kierunku usytuowania. Wartości te ustalono doświadczalnie na modelach lub przeprowadzając badania w naturze. W normie [92] podano je w załączniku, a przykładowe schematy obciążenia wiatrem budynku halowego pokazano na rys. 2.3.

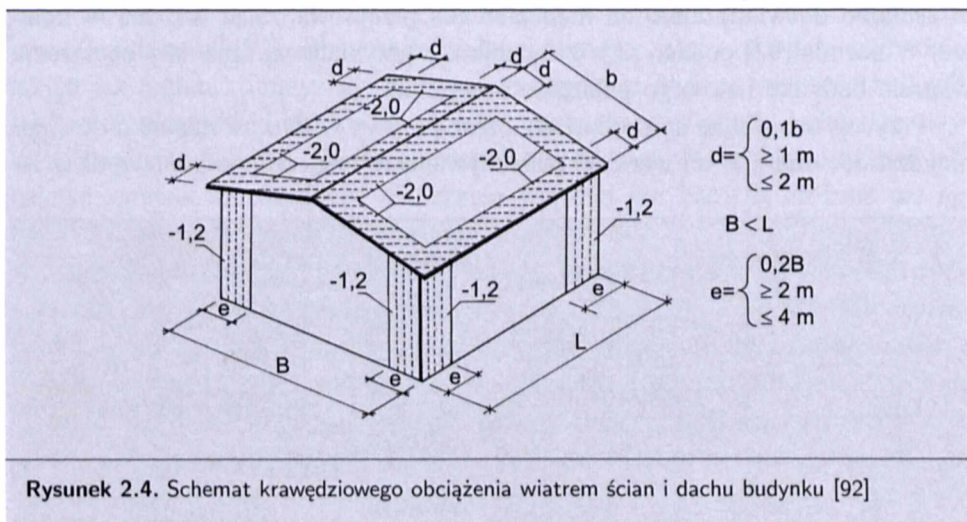
Przyrost obciążenia spowodowany przez porywy wiatru, w stosunku do średniej dziesięciominutowej wartości oddziaływania, uwzględnia współczynnik dzia-



**Rysunek 2.3.** Przykładowe schematy obciążenia wiatrem budynku halowego: a) ścian budynku, b) dachu dwuspadowego, c) dachu ze świetlikiem trapezowym, d) dachu ze świetlikiem trójkątnym

łania porywów wiatru  $\beta$ . Zależy on od podatności budowli na dynamiczne działanie wiatru. Budowle, które pod wpływem porywów wiatru mogą być wprowadzone w drgania, wywołujące wzrost wyężenia konstrukcji ponad poziom wynikający z obciążenia statycznego, uważa się za podatne. Wszystkie pozostałe budowle uważa się za niepodatne i według [92] przyjmuje się współczynnik  $\beta = 1,8$ . W normie [92] podano procedury obliczeniowe wyznaczania współczynnika działania porywów wiatru budowli podatnych ( $\beta > 1,8$ ).

Rozpatrując obciążenie wiatrem budynków halowych, szczególnie z tzw. lekką obudową dachów i ścian (o małej masie własnej), należy uwzględnić obciążenie krawędziowe obiektu, które pokazano na rys. 2.4. Problem ten jest ważny



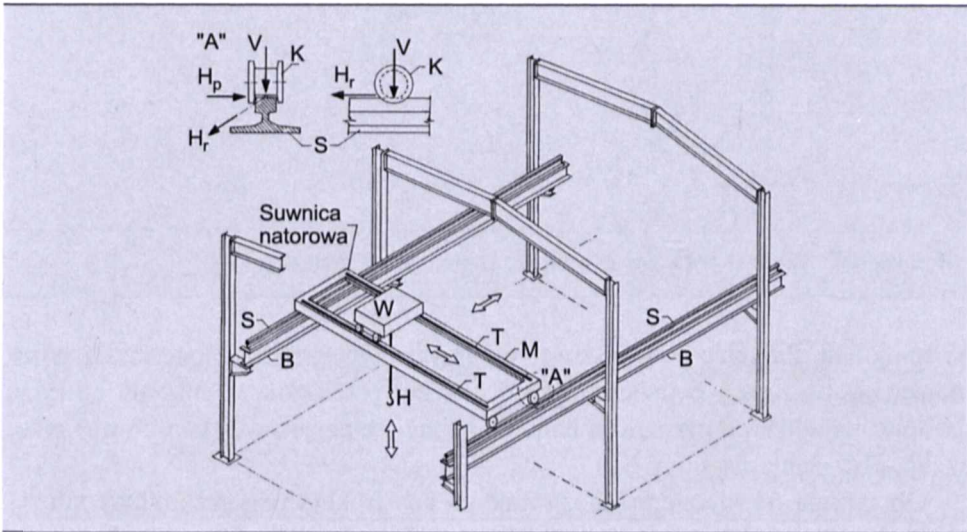
w obliczeniach łączników zespajających obudowę z jej konstrukcją wsporczą. Na takie zwiększone lokalnie obciążenie są narażone krawędziowe części budynku (naroża ścian, okapy, kalenice). Do obliczeń elementów budowli o małej powierzchni (okna, elementy obudowy itp.) występujących na powierzchniach wewnętrznych oraz krawędziowych, niezależnie od podatności budowli na dynamiczne działanie wiatru, należy przyjmować  $\beta = 2,2$ .

## 2.7. Obciążenie suwnicami

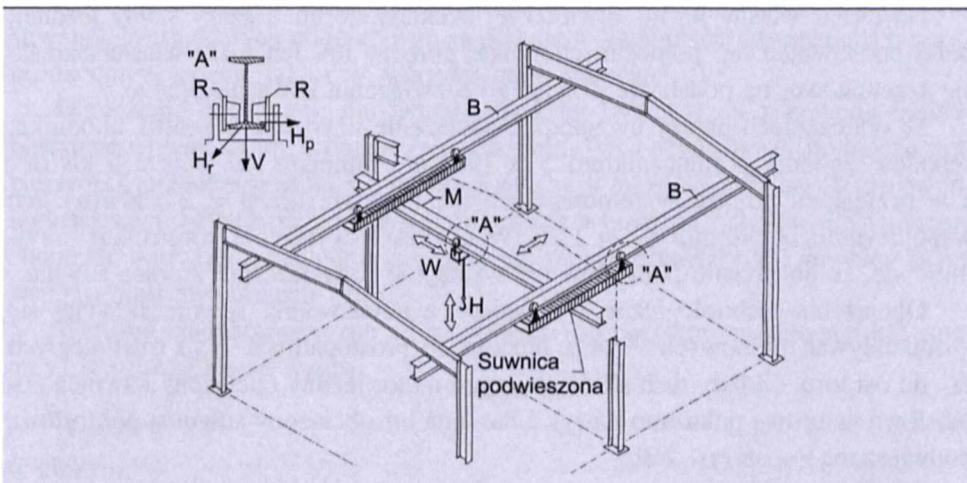
Zasady przyjmowania obciążeń przekazywanych na budowlę przez urządzenia transportowe podano w PN-86/B-02005 „Obciążenia budowli. Obciążenie suwnicami pomostowymi, wciągarkami i wciągnikami” [90]. Przemieszczanie ładunków w obrębie hali odbywa się najczęściej z zastosowaniem dźwignic, którymi



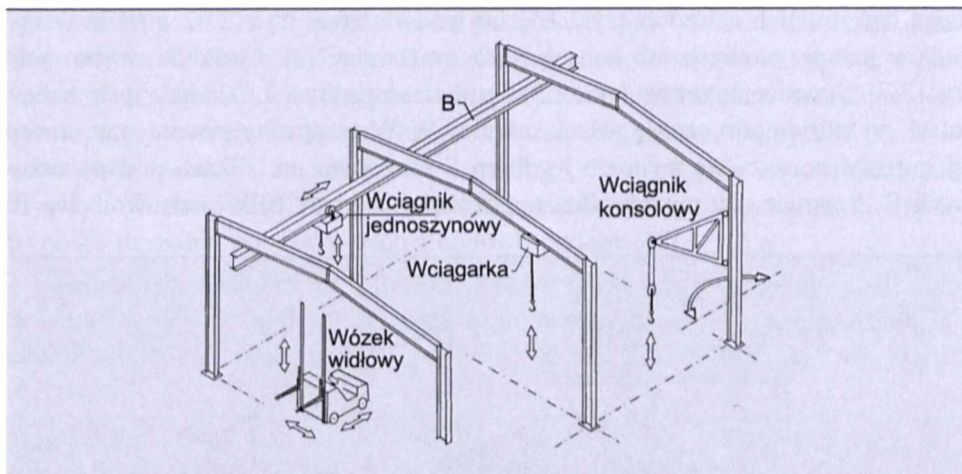
mogą być suwnice natorowe (rys. 2.5) lub podwieszane (rys. 2.6), a także wciągników jednoszynowych lub konsolowych oraz wciągarek i wózków widłowych (rys. 2.7). Suwnice natorowe (rys. 2.5) i podwieszane (rys. 2.6) składają się z mostu M, po którym porusza się wózek suwnicy W. W przypadku suwnicy natorowej jej most M porusza się po torze jezdny S ułożonym na belkach podsuwnicowych B. Suwnice natorowe przekazują obciążenia przez belki podsuwnicowe B



**Rysunek 2.5.** Schemat pracy suwnicy natorowej: B – belka podsuwnicowa, S – szyna jezdna, M – most suwnicy, T – tor wózka, W – wózek, H – hak suwnicy, K – koło suwnicy



**Rysunek 2.6.** Schemat pracy suwnicy podwieszanej: B – belka suwnicowa, M – most suwnicy, W – wózek, H – hak suwnicy, R – koło suwnicy



Rysunek 2.7. Schemat pracy wciągników, wciągarki i wózka widłowego

na słupy hali. Suwnice podwieszane, wciągarki i wciągniki jednoszynowe, poruszające się po torach podwieszonych do dachu, przekazują obciążenia na rygle dachowe układów poprzecznych hali. Wciągniki wspornikowe (konsolowe) przekazują obciążenia na słupy hali.

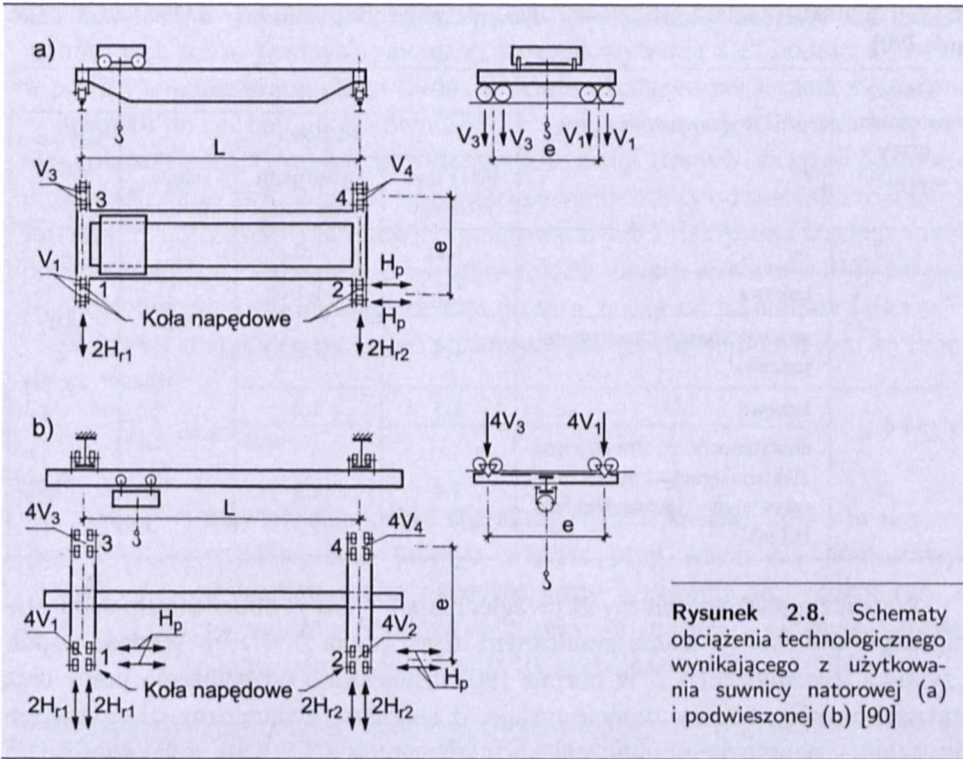
Obciążenia od suwnic przekazywane na konstrukcję wsporczą (słupy lub rygle dachowe) składają się z ciężaru własnego jezdni podsuwnicowej, obciążenia użytkowego pomostów i chodników oraz obciążenia technologicznego suwnicy (masy suwnicy i przemieszczanych ładunków). Schematy tych oddziaływań pionowych  $V$  oraz poziomych  $H_p$  i  $H_r$  pokazano na rys. 2.5 i 2.6.

Na ciężar własny jezdni suwnicowej składają się np. ciężary szyny jezdnej, belki podsuwnicowej, pomostu, chodnika, poręczy itp. Ich masę własną określa się szacunkowo, na podstawie przyjętego rozwiązania konstrukcyjnego.

W obliczeniach należy uwzględnić obciążenie użytkowe pomostu, chodnika, schodów zgodnie z załącznikiem 5 w [98] nie mniejsze niż  $p = 1,5 \text{ kN/m}^2$ , a w przypadku pomostów remontowych nie mniejsze niż  $p = 2,5 \text{ kN/m}^2$ . Ich współczynnik obciążenia  $\gamma_f = 1,20$ . W analizach wytrzymałości konstrukcji przyjmuje się, że obciążenie pomostów nie występuje równocześnie z pracą suwnic.

Obciążenia technologiczne wynikające z użytkowania suwnic składają się z oddziaływań pionowych  $V$  oraz poziomych prostopadłych  $H_p$  i równoległych  $H_r$  do osi toru. Układy tych sił działających na tor jezdny obciążony suwnicą pomostową natorową pokazano na rys 2.8a, a na tor obciążony suwnicą pomostową podwieszoną — na rys. 2.8b.

Oddziaływania pionowe suwnicy pochodzą od masy własnej dźwigni (mostu i wózka), zawiesia oraz podnoszonych ładunków. Zależą one od udźwigu suwnicy, jej rodzaju i rozpiętości mostu, położenia i masy ładunku. Oddziały-



**Rysunek 2.8.** Schematy obciążenia technologicznego wynikającego z użytkowania suwnicy natorowej (a) i podwieszanej (b) [90]

wania pionowe suwnic ustala się, przyjmując maksymalne zbliżenie wózka do belki podsuwnicowej, zgodnie z charakterystyką techniczną suwnicy. Powstają wówczas maksymalne  $P_{max}$  i minimalne  $P_{min}$  naciski kół suwnicy na tor jezdny suwnicy. Wartości tych oddziaływań są podane w katalogach dostarczanych przez producentów suwnic jako tzw. wartości quasi-statyczne.

Obciążenie suwnicami ma jednak charakter dynamiczny z powodu niejednostajnego podnoszenia i opuszczania ładunku (sił bezwładności podnoszonych ciężarów), przemieszczania się wózka i mostu, a także wynikający z nierównoległości szyn, belek oraz z niejednakowych ich wysokości i styków. Dynamiczny charakter obciążeń uwzględnia się, mnożąc pionowe naciski kół suwnicy przez współczynnik dynamiczny  $\beta$ .

Wartości charakterystyczne sił pionowych (od nacisków pionowych kół suwnicy) wyznacza się ze wzoru

$$V_{k,i} = \beta P_i \quad (2.14)$$

w którym:

$P_i$  — nacisk koła suwnicy, przyjmowany na podstawie katalogu lub dokumentacji technicznej,

$\beta$  — współczynnik dynamiczny, przyjmowany według tabl. 2.6 [90].

**Tablica 2.6. Wartości współczynnika dynamicznego  $\beta$  pionowych oddziaływań dźwignic [90]**

Grupa natężenia pracy suwnicy	Rodzaj suwnicy	$\beta$ w stanie granicznym			
		nośności			użytkowania
		belki toru jezdnego	konstrukcji wsporczej	fundamentów	
1 i 2	—	1,1	1,0	1,0	1,0
3 i 4	hakowa	1,2	1,1		
	ze sztywnym prowadzeniem ładunku	1,3	1,2		
5 i 6	hakowa	1,3	1,2		
	chwytakowa z chwytkiem elektromagnetycznym, ze sztywnym prowadzeniem ładunku	1,4	1,3		

Współczynnik dynamiczny  $\beta$  uwzględnia się tylko w obliczeniach stanu granicznego nośności (w stanie granicznym użytkowania  $\beta = 1,0$ ). Wartość współczynnika dynamicznego  $\beta$  w normie [90] uzależniono od natężenia pracy oraz rodzaju suwnicy. Należy zwrócić uwagę, iż charakter dynamiczny sił pionowych od suwnicy pomija się w obliczeniach fundamentów ( $\beta = 1,0$ ), a dla konstrukcji wsporczej jezdni podsuwnicowej (słupów, rygli) przyjmuje się wartości  $\beta$  mniejsze o 0,1 od przyjmowanych dla belki toru jezdnego dźwignicy.

**Uwaga.** W tablicach 2.6 i 2.8 podano wartości współczynników dynamicznego i obciążenia w zależności od grupy natężenia pracy suwnicy. W PN-86/B-02005 [90] grupę natężenia pracy suwnicy ustala się według już nieaktualnej PN-79/M-06503 „Dźwignice. Podział dźwignic na grupy natężenia pracy”, w której wyróżniono 6 grup natężenia pracy suwnic. Nowa klasyfikacja dźwignic zawarta w PN-ISO 4301-1:1998 „Dźwignice. Klasyfikacja. Postanowienia ogólne” wprowadza 8 klas dźwignic jako całości, ale bez jednoznacznego odniesienia do PN-79/M-06503 i PN-91/M06503. Zagadnienie jednoznacznej identyfikacji współczynników dynamicznego obciążenia w zależności od grupy natężenia pracy suwnicy powinno być wyjaśnione w zapowiadanych arkuszach krajowych PN-ISO-4301.

W obliczeniach przyjmuje się, że siły pionowe działają w punktach styku kół dźwignicy z szyną jezdnią (nie uwzględnia się losowych sił od poprzecznego przesunięcia kół względem szyn oraz odchyłek wykonawczych belek, torów jezdnych i dźwignicy). Siły poziome  $H_p$  prostopadłe do toru są spowodowane uderzeniami bocznymi i ukosowaniem suwnicy oraz siłami bezwładności podczas rozruchu i hamowania wciągarki (wózka) lub wciągnika na suwnicy. W trakcie eksploatacji

dźwignic natorowych i podwieszonych powstają losowe zmiany parametrów geometrycznych torów jezdnych suwnic („rozregulowywanie się” podtorza suwnic), w postaci np. nierównoległości torów. Wskutek skośnego poruszania się suwnicy w stosunku do osi hali po nierównoległych torach występuje klinowanie się suwnicy (ukosowanie). Powoduje to występowanie zwiększonych obciążeń poziomych prostopadłych do toru. Wartość tego oddziaływania zależy od stosunku rozpiętości suwnicy  $L$  do rozstawu kół suwnic natorowych lub rolek prowadzących suwnic podwieszonych  $e$ . Dlatego w przypadku takich suwnic w normie [90] przyjęto, że oddziaływanie poziome prostopadłe do toru zależy od parametru  $L/e$ .

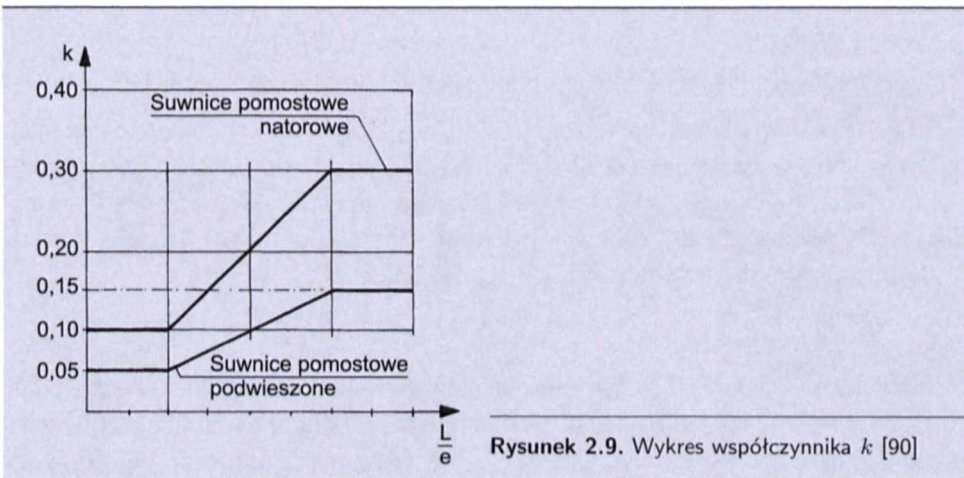
Wartości charakterystyczne sił poziomych prostopadłych do osi toru wyznacza się ze wzoru

$$H_{k,p} = kP_{\max} \quad (2.15)$$

gdzie:

$P_{\max}$  — największa wartość charakterystyczna nacisku koła suwnicy,

$k$  — współczynnik, którego wartość przy suwnicach pomostowych z mechanicznym napędem jazdy przyjmuje się według rys. 2.9 (w zależności od  $L/e$ ), a przy suwnicach z ręcznym napędem jazdy: natorowych  $k = 0,10$ , podwieszonych  $k = 0,05$ .



Rysunek 2.9. Wykres współczynnika  $k$  [90]

W obliczeniach obciążeń poziomych  $H_p$  nie uwzględnia się współczynnika dynamicznego  $\beta$ .

W przypadku suwnic pomostowych natorowych należy przyjmować, że siły poziome prostopadłe do osi toru działają na jedną belkę przez obrzeża kół lub poziome roleki prowadzące jednego naroża suwnicy (por. rys. 2.8a), w przypadku zaś suwnic pomostowych podwieszonych przyjmuje się, że siły poziome prostopadłe do toru działają na dwie belki toru (na każdą belkę przez obrzeża

kół jednego naroża suwnicy), przy czym siły te na obu belkach są skierowane w jedną stronę (por. rys. 2.8b).

Jeśli na wspólnym torze pracuje wiele suwnic, to wartości charakterystyczne obliczane według (2.15) w przypadku suwnic z napędem mechanicznym należy przyjmować tylko dla jednej suwnicy, najmniejkorzystnej oddziałującej na rozpatrywany tor jezdny lub konstrukcję wsporczą. W odniesieniu do pozostałych suwnic wartości te należy zmniejszyć o połowę, lecz nie więcej niż do  $0,1P_{\max}$  (suwnice natorowe) i  $0,05P_{\max}$  (suwnice podwieszane).

Siły poziome prostopadłe do toru wciągarek i wciągników działają na belki toru przez obrzeża wszystkich kół i są jednakowo skierowane. Uwzględniają one uderzenia boczne, ukosowanie wciągarek i wciągników oraz niepionowe podniesienie ładunku.

Wartości charakterystyczne sił poziomych, prostopadłych do toru, należy obliczać w przypadku wciągarek i wciągników:

— z mechanicznym napędem jazdy ze wzoru

$$H_{k,p} = \frac{F_Q}{10n} \quad (2.16)$$

gdzie:

$F_Q$  — siła ciężkości ładunku, o masie równej udźwigowi,

$n$  — liczba kół wciągarki lub wciągnika,

— z ręcznym napędem jazdy jako 50% wartości obliczonej według (2.16).

Siły poziome równoległe do toru  $H_r$  są wywoływane siłami bezwładności powstającymi w czasie rozruchu i hamowania mostu dźwignicy. Działają one wzdłuż toru w punktach styku wszystkich napędzanych kół dźwignicy. Najczęściej tylko połowa kół dźwignicy jest hamowana. Wartości charakterystyczne sił poziomych, równoległych do toru, należy obliczać ze wzoru

$$H_{k,ri} = 0,12P_i \quad (2.17)$$

w którym  $P_i$  — wartość charakterystyczna nacisku napędzanego koła suwnicy, przyjmowana jak w (2.14).

Podobnie jak w przypadku  $H_p$  w obliczeniach obciążeń poziomych równoległych nie uwzględnia się współczynnika dynamicznego  $\beta$ .

W obliczeniach wyężenia konstrukcji poddanej oddziaływaniom dźwignic należy uwzględnić jeden rodzaj obciążenia poziomego, a więc obciążenie prostopadłe lub równoległe do toru.

Oprócz obciążenia technologicznego występującego w czasie normalnej pracy dźwignicy na jej konstrukcję wsporczą może oddziaływać obciążenie wiatrem. Ma to miejsce w przypadku estakad (dźwignic znajdujących się w otwartej przestrzeni). Wtedy obciążenie wiatrem konstrukcji ustala się według [92].

Jako obciążenie wyjątkowe przyjmuje się występujące sporadycznie uderzenie dźwignicy o odbój. Jest to obciążenie równoległe do toru, którego wartość charakterystyczną przyjmuje się na podstawie katalogu lub dokumentacji technicznej dźwignicy.

Wartości obliczeniowe sił pochodzących od dźwignicy ustala się ze wzorów

$$V_{d,i} = V_{k,i}\gamma_f \quad (2.18)$$

$$H_{d,p} = H_{k,p}\gamma_f \quad (2.19)$$

$$H_{d,ri} = H_{k,ri}\gamma_f \quad (2.20)$$

w których:

$V_{k,i}$ ,  $H_{k,p}$ ,  $H_{k,ri}$  — obciążenia charakterystyczne według wzorów (2.14)÷(2.17),

$\gamma_f$  — współczynniki obciążenia.

Wartości współczynników obciążenia  $\gamma_f$  podano w tablicy 2.7. Należy zwrócić uwagę, iż są one zależne od natężenia pracy dźwignicy.

**Tablica 2.7. Wartości współczynnika obciążenia  $\gamma_f$**

Grupa natężenia pracy dźwignicy	$\gamma_f$ dla obciążenia				
	technologicznego	wiatrem	wyjątkowego	od ciężaru własnego	pomostu itp.
1. do 4.	1,10	1,30	1,00	1,10	1,20
5.	1,15				
6.	1,20				

Obciążenie pionowe dźwignic 5. i 6. grupy natężenia pracy traktuje się jako obciążenie zmienne długotrwałe. Obciążenia poziome oraz pionowe w innych grupach natężenia pracy dźwignicy traktuje się jako zmienne krótkotrwałe. Obciążenie zmienne pomostów chodników, schodów itp. uznaje się również za krótkotrwałe, natomiast uderzenie suwnicy o kozioł oporowy przyjmuje się jako obciążenie wyjątkowe.

Długotrwałą część obciążenia zmiennego suwnicami w kombinacji obciążeń długotrwałych w stanie granicznym użytkowania należy obliczyć, mnożąc siłę obliczoną według wzorów od (2.14) do (2.17) przez współczynnik  $\psi_d$ . I tak:

$\psi_d = 0,6$  przy suwnicach od 1. do 4. grupy natężenia pracy,

$\psi_d = 0,8$  przy suwnicach 5. i 6. grupy natężenia pracy.

Pozostałe obciążenia od suwnic (technologiczne i wyjątkowe) oraz obciążenie wiatrem należy uważać za obciążenia zmienne w całości krótkotrwałe ( $\psi_d = 0$ ).

Przy ustalaniu kombinacji obciążeń w stanie granicznym nośności, jeżeli w założeniach technologicznych nie określono inaczej, należy kierować się następującymi zasadami:

- a) obciążenia pionowe i poziome belek podsuwnicowych przyjmować od nie więcej niż dwóch najniekorzystniej oddziałujących suwnic,
- b) obciążenia pionowe i poziome konstrukcji wsporczych w budynkach jednonawowych z suwnicami pomostowymi natorowymi na jednym lub więcej poziomach przyjmować od nie więcej niż dwóch najniekorzystniej oddziałujących suwnic,
- c) obciążenia pionowe konstrukcji wsporczych w budynkach jednonawowych z suwnicami pomostowymi podwieszonymi, wciągarkami lub wciągnikami na kilku torach jezdnych przyjmować od nie więcej niż czterech, a obciążenia poziome od nie więcej niż dwóch najniekorzystniej oddziałujących dźwignic,
- d) obciążenia pionowe konstrukcji wsporczych w budynkach wielonawowych (jeżeli oddziaływania poszczególnych belek podsuwnicowych przenoszą się na cały budynek) przyjmować od nie więcej niż czterech, a obciążenia poziome od nie więcej niż dwóch najniekorzystniej oddziałujących dźwignic, przy uwzględnieniu zaleceń wg p. a), b) i c) w poszczególnych nawach hali,
- e) obciążenie suwnicy i ładunku wiatrem w stanie roboczym suwnicy przyjmować tylko od tych suwnic, od których uwzględnia się obciążenia pionowe,
- f) obciążenie suwnicy wiatrem w stanie spoczynkowym przyjmować od wszystkich dźwignic,
- g) obciążenie wyjątkowe przyjmować od jednej suwnicy, przy czym wówczas nie występują obciążenia poziome,
- h) obciążenia poziome przyjmować tylko od suwnic, od których uwzględnia się obciążenia pionowe, przy czym należy brać pod uwagę jedynie siły poziome prostopadłe lub siły poziome równoległe do toru,
- i) dwie suwnice o jednakowej lub różnej budowie, które według założeń technologicznych będą służyć do wspólnego transportu ładunku, należy traktować jako jedną suwnicę przy ustalaniu obciążeń torów jezdnych.

Przy ustalaniu kombinacji obciążeń w stanie granicznym użytkowania należy uwzględniać obciążenia suwnicami według zaleceń zawartych w p. od a) do d) oraz h) i i).



## Obudowa ścian i dachów hal

### 3.1. Wprowadzenie

Obudowy ścian zewnętrznych i dachów budynków halowych są przegrodami ograniczającymi i chroniącymi obiekt przed negatywnym oddziaływaniem czynników atmosferycznych (opadów, wiatru, temperatury) oraz np. pyłów. W skład obudów wchodzi oprócz płytowych elementów osłonowych także świetliki, okna, wrota i drzwi. W rozdziale tym omówiono rozwiązania konstrukcyjne pokryć dachowych, osłon ściennych oraz świetlików dachowych. Stosowane w halach okna, wrota i drzwi przyjmuje się według rozwiązań konstrukcyjnych producenta danych wyrobów. Ościeżnice tych elementów łączy się ze słupami i ryglami konstrukcji wsporczej ścian zewnętrznych, często za pośrednictwem dodatkowych belek i wsporników. W lekkich ścianach osłonowych muszą być stosowane dostatecznie sztywne i trwałe ościeżnice (najczęściej stalowe profilowane na zimno). Drzwi, a zwłaszcza bramy w budownictwie przemysłowym wymagają ościeżnic o specjalnej konstrukcji, dostosowanej do rozmiarów otworu, materiału konstrukcyjnego bramy, sposobu i kierunku otwierania. Współczesne rozwiązania konstrukcyjne bram podnoszonych (z aluminium i tworzyw sztucznych) umożliwiają optymalne wykorzystanie powierzchni, mechaniczne podnoszenie i opuszczanie bramy, dobrą izolacyjność termiczną i szczelność. Rodzaj stolarki okiennej i drzwiowej jest określony w projekcie architektonicznym.

Dobór materiału płyt osłonowych ścian i dachów oraz stolarki okiennej należy poprzedzić analizami cieplno-wilgotnościowymi oraz akustycznymi proponowanych przegród budowlanych. Trzeba w tym przypadku brać pod uwagę nie tylko oddziaływanie środowiska zewnętrznego, ale również technologię produk-

cji w projektowanym obiekcie. Dotyczy to również analizy oświetlenia wnętrza (dobór wymiarów okien i świetlików) w aspekcie wymagań funkcjonalnych hali.

We współcześnie projektowanych budynkach halowych na ściany i dachy jako elementy osłonowo-konstrukcyjne stosuje się przede wszystkim blachy fałdowe, a także kasety ściennie, płyty fasadowe oraz płyty warstwowe. Istnieje wiele rozwiązań konstrukcyjnych takich obudów (nieocieplone, ocieplone o różnych parametrach cieplno-wilgotnościowych). Warstwy obudowy projektuje się indywidualnie lub korzysta z typowych rozwiązań (proponowanych w katalogach dostarczanych przez producentów tych wyrobów).

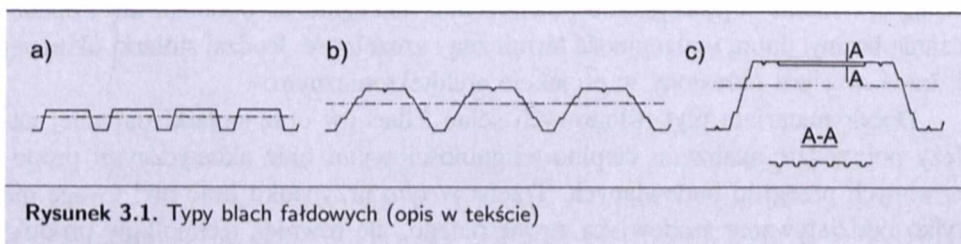
Płyty warstwowe są gotowymi prefabrykatami mocowanymi do konstrukcji wsporczej obudowy. Nie wymagają one żadnych dodatkowych warstw, np. izolacji przeciwwodnych, natomiast muszą być bardzo starannie montowane.

O powszechnym stosowaniu we współczesnym budownictwie stalowych blach fałdowych i płyt warstwowych zdecydowały głównie ich mały ciężar własny (co wpływa na obniżenie zużycia stali), walory estetyczne, krótki i łatwy montaż oraz walory technologiczne.

## 3.2. Blachy fałdowe

Blachami fałdowymi (rys. 3.1) nazywa się dźwigary powierzchniowe, wykonane z blach metalowych przez ich ukształtowanie w taki sposób, aby zwielokrotnić moment bezwładności przekroju (sztywność) w stosunku do blachy płaskiej. Jednocześnie powierzchnia użyteczna (w technicznym rozumieniu) takiego kształtownika pozostaje płaska. Te profilowane na giętarkach rolkowych wyroby są wykonane z cienkich blach stalowych lub aluminiowych, grubości najczęściej od 0,4 do 1,25 mm. Blachy są bardzo starannie zabezpieczone antykorozyjnie przez obustronne ocynkowanie, a następnie najczęściej powlekane lakierami poliestrowymi modyfikowanymi (lub niemodyfikowanymi) silikonem bądź epoksydowymi.

Kształty produkowanych metalowych płyt profilowanych jednokierunkowo są różnorodne, dostosowane do indywidualnych potrzeb projektowych. Chronologiczny rozwój takich konstrukcji pozwala wyróżnić trzy generacje (typy) tych wyrobów (rys. 3.1).



Rysunek 3.1. Typy blach fałdowych (opis w tekście)

Do dźwigarów profilowanych jednokierunkowo pierwszej generacji (rys. 3.1a) zaliczono blachy fałdowe (również faliste) bez usztywnień poprzecznych i podłużnych ścianek. Charakteryzują się one płaskimi środnikami i półkami (bez usztywniających przetłoczeń). Takie blachy fałdowe mają małą wysokość konstrukcyjną (do około 70 mm). Najczęściej stosuje się je jako osłonowe płyty ścienne lub dachowe, przy rozstawie podpór do 3,5 m.

Do drugiej generacji dźwigarów fałdowych zaliczono blachy fałdowe (rys. 3.1b), których ścianki są usztywnione podłużnie. Dzięki dodatkowym przetłoczeniom tworzą się quasi-żebra środników i półek, co znacznie zwiększa nośność (stateczność miejscową) ścianek. Taka zmiana kształtu płaskich ścianek blach fałdowych sprawia, iż ich środniki mogą być wyższe (do 150 mm) niż w przypadku kształtowników pierwszej generacji, zyskując przy tym na nośności. Dodatkowo zastosowanie stali o podwyższonej wytrzymałości sprawia, iż blachy fałdowe drugiej generacji mogą być stosowane do rozpiętości nawet około 10,0 m. Są one używane najczęściej jako osłonowe ustroje nośne dachów.

Blachy fałdowe trzeciej generacji mają usztywnienia podłużne i poprzeczne zarówno środników, jak i półek (rys. 3.1c). Dodatkowe przetłoczenia usztywniające zwiększają stateczność lokalną cienkich ścianek, a więc i nośność tych cienkościennych wyrobów. Takie panele dachowe umożliwiają uzyskanie dużych rozpiętości między ich podporami (do 15,0 m).

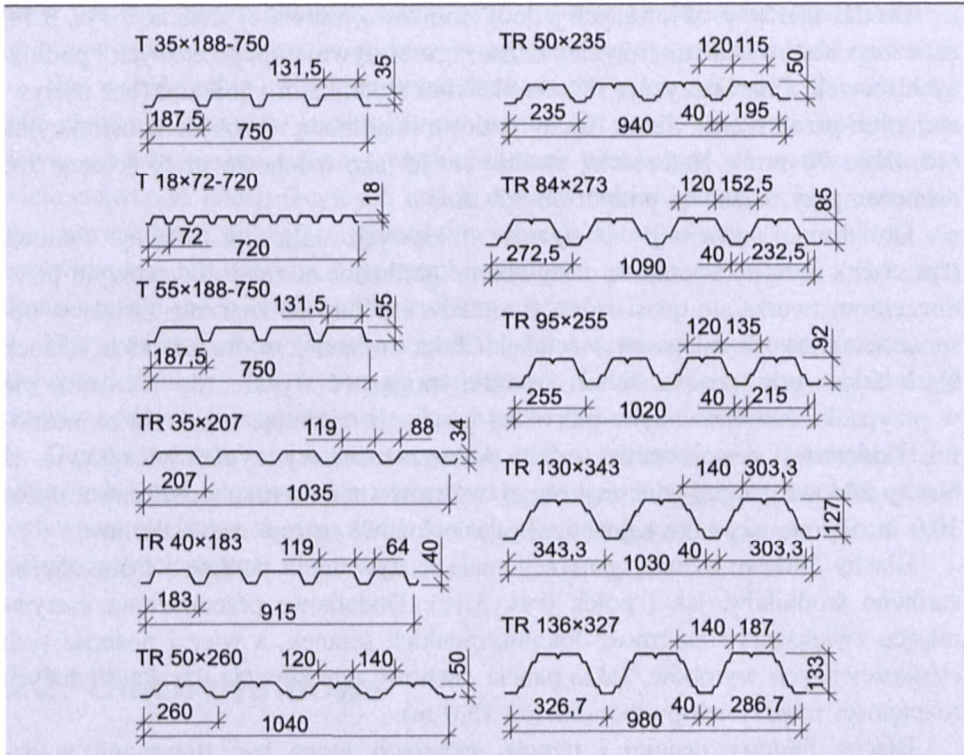
Blachy fałdowe drugiej i trzeciej generacji mogą być stosowane w dachach bezpłatwowych, o rozpiętościach przeszło od 6,0 do 12,0 m, gdzie opierają się bezpośrednio na pasach górnych wiązarów lub rygli pełnościennych. Znajdują one również zastosowanie w konstrukcjach stropów zespolonych stalowo-betonowych.

Przykłady kształtów blach fałdowych produkowanych w Polsce i oferowanych na naszym rynku pokazano na rys. 3.2 i 3.3.

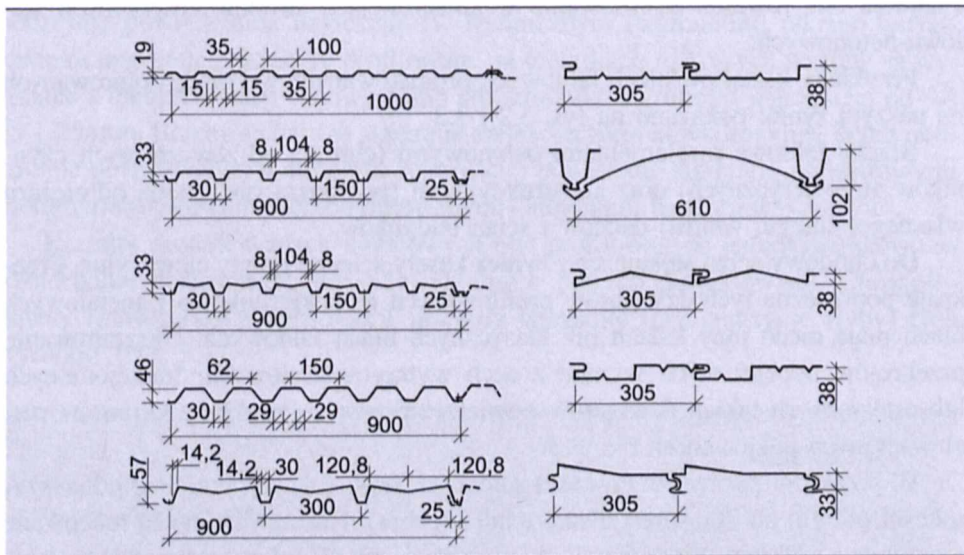
Blachy fałdowe są elementami osłonowymi (chronią od zewnętrznych czynników atmosferycznych) oraz konstrukcyjnymi (przenoszą obciążenia od ciężaru własnego, śniegu, wiatru) dachów i ścian budynków.

Do obudowy ścian stosuje się również kasety ścienne i płyty elewacyjne. Przekroje poprzeczne tych dźwigarów profilowanych jednokierunkowo z metalowych blach mają nieco inny kształt niż klasycznych blach fałdowych. Ukształtowanie przekrojów poprzecznych wynika z cech wytrzymałościowych, funkcjonalnych lub estetycznych takich dźwigarów powierzchniowych. Przykłady kształtów płyt elewacyjnych pokazano na rys. 3.3.

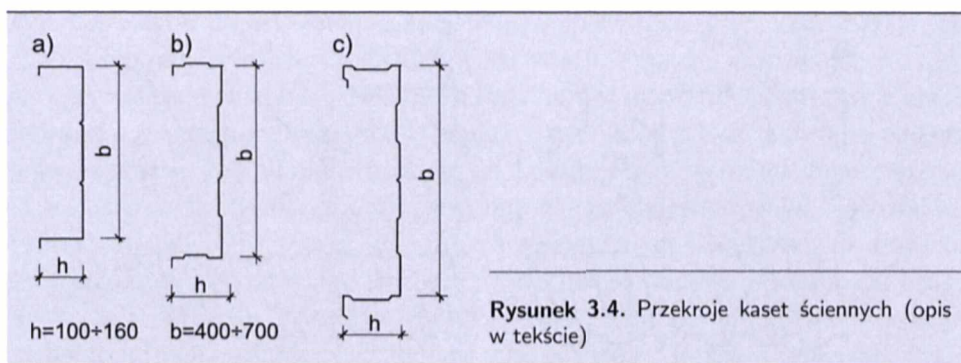
W przekroju poprzecznym kaset ściennych (rys. 3.4) wyróżnia się półkę szerokości od 400 do 700 mm i dwa środniki (żebra). Kasety ścienne są mocowane pionowymi półkami (środnikami) do słupów ścian. W takim przypadku w konstrukcji wsporczej ścian są zbyteczne rygle ścienne. Ich rolę spełniają środniki (żebra) kaset ściennych. Do żeber kaset ściennych mocuje się płyty elewacyjne.



Rysunek 3.2. Przykłady kształtów blach fałdowych produkowanych w Polsce [19]



Rysunek 3.3. Przykłady kształtów blach fałdowych (płyt elewacyjnych) produkcji szwedzkiej stosowanych na ściany [19]



Przestrzeń między kasetą ścienną a zewnętrzną płytą elewacyjną wypełnia się izolacją termiczną (por. rys. 3.11b).

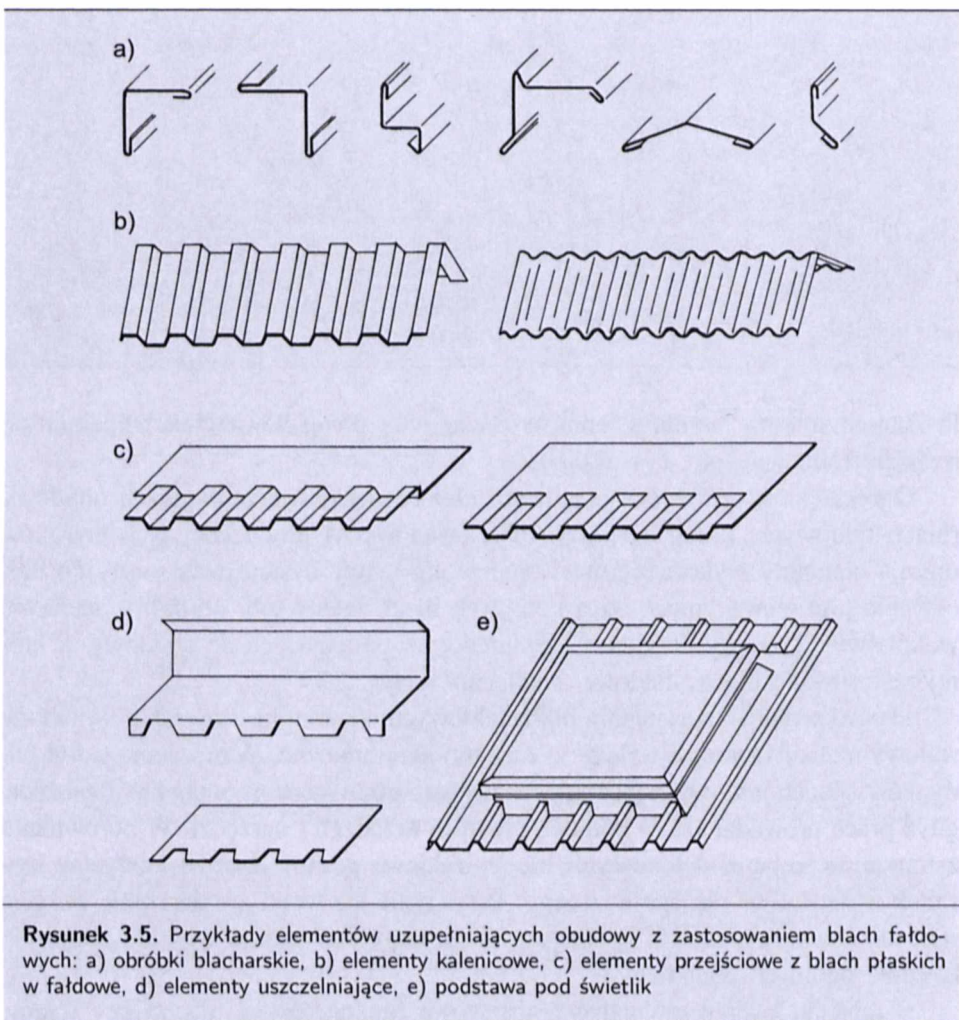
Oprócz podstawowego asortymentu elementów powierzchniowych obudowy (blach fałdowych, kaset ściennych, płyt fasadowych) producenci tych wyrobów oferują elementy wykończeniowe: opierzenia, listwy dystansowe, ruszty do mocowania płyt elewacyjnych i zewnętrznych blach fałdowych, obróbki systemowe wokół świetlików itp. Przykłady elementów uzupełniających do obudowy, w której zastosowano blachy fałdowe, pokazano na rys. 3.5.

O powszechnym stosowaniu blach fałdowych we współczesnym budownictwie stalowym zdecydowały względy techniczno-ekonomiczne. Wznoszenie osłon budynków z blach fałdowych jest łatwe i szybkie, a transport i montaż niekłopotliwe, gdyż prace prowadzi się za pomocą prostych urządzeń i narzędzi. W porównaniu z innymi wyrobami osłonowymi blachy fałdowe cechuje bardzo korzystny stosunek nośności do ciężaru własnego. Przyczynia się to do zmniejszenia zużycia stali na elementy szkieletu nośnego i fundamenty budynku, a więc do obniżenia kosztów ogólnych obiektu.

Blacha fałdowa wypełniając podstawową funkcję osłony dachu czy ściany, przenosi obciążenia poprzeczne od obciążeń stałych (ciężaru własnego i izolacji termicznych, przeciwwodnych) oraz zmiennych (śniegu i wiatru). Wówczas jest ona zginana i ścinana poprzecznie. W niektórych przypadkach może stanowić również tarczę usztywniającą, zapewniając stateczność budowli, np. w płaszczyźnie połączenia dachu (por. rys. 1.27). W takiej sytuacji blacha fałdowa włączając się do przestrzennej współpracy prętowego szkieletu nośnego, przenosi obciążenia ścinające, a także osiowe w swej płaszczyźnie [81].

Specyficzne właściwości cienkościennych kształtowników giętych z blach stalowych sprawiają, iż opracowano oddzielne przepisy ich projektowania [80]. Polska norma [101], dotycząca projektowania i wykonania takich kształtowników, jest wzorowana na normie [80].

W ocenie nośności blach fałdowych obciążonych poprzecznie przyjmuje się model cienkościennego pręta zginanego o przekroju pojedynczej fałdy. Do obli-



czeń nośności i sztywności ustroju przyjmuje się zastępczy przekrój poprzeczny fałdy. Jest on złożony ze ścianek ściskanych o zredukowanych szerokościach i ścianek rozciąganych o pełnej szerokości. Zredukowane (zastępcze, efektywne, współpracujące) szerokości ścianek ściskanych wyznacza się w zależności od kształtu geometrycznego fałdy (usztynień podłużnych), smukłości ścianki i stanu jej wyężenia. Odpowiednie wzory do wyznaczania szerokości współpracujących podano między innymi w [18], [80] i [101]. Obliczanie ich jest pracochłonne. Nośność przekroju na zginanie  $M_{R,red}$  i ścinanie  $V_{R,red}$  blach fałdowych poddanych obciążeniu prostopadłemu do ich powierzchni (jako belek) wyznacza się jak dla przekrojów klasy 4.

W projektowaniu blach fałdowych korzysta się najczęściej z katalogów nośności opracowanych przez producentów blach. Ułatwia to projektowanie, gdyż

unika się pracochłonnego obliczania efektywnych charakterystyk geometrycznych cienkościennych wyrobów o złożonych kształtach. Ponadto, poszukując rozwiązań optymalnych, w łatwy sposób można analizować alternatywne przekroje blach fałdowych. W katalogach do projektowania blach fałdowych są zazwyczaj podane dopuszczalne równomiernie rozłożone obciążenia płyt z warunku stanu granicznego nośności i użytkowania. Dotyczą one najczęściej schematów blach fałdowych jedno-, dwu- i trzyprzęsłowych przy pozytywnym i negatywnym ułożeniu płyty osłonowej. Na przykład jednoprzęsłowa blacha fałdowa jest ułożona pozytywnie, gdy opiera się na podporze półką węższą, a obciążenie ustroju powoduje ściskanie jej półki szerszej (negatywnie zaś, gdy półka ta jest rozciągana).

Dobór przekroju poprzecznego blachy fałdowej przeprowadza się na podstawie dowodu nośności i sztywności kształtownika. Należy wykazać, że ekstremalne obciążenia obliczeniowe i charakterystyczne ustroju są mniejsze od podanych w katalogach nośności blach fałdowych, mierzonych dopuszczalnym (granicznym) obciążeniem poprzecznym. Warunki nośności i sztywności blachy fałdowej mają następującą postać:

$$q_d < p_{dop,d} \quad (3.1)$$

$$q_k < p_{dop,k} \quad (3.2)$$

gdzie:

$q_d, q_k$  — obliczeniowe ( $d$ ) i charakterystyczne ( $k$ ) maksymalne obciążenie blachy fałdowej,

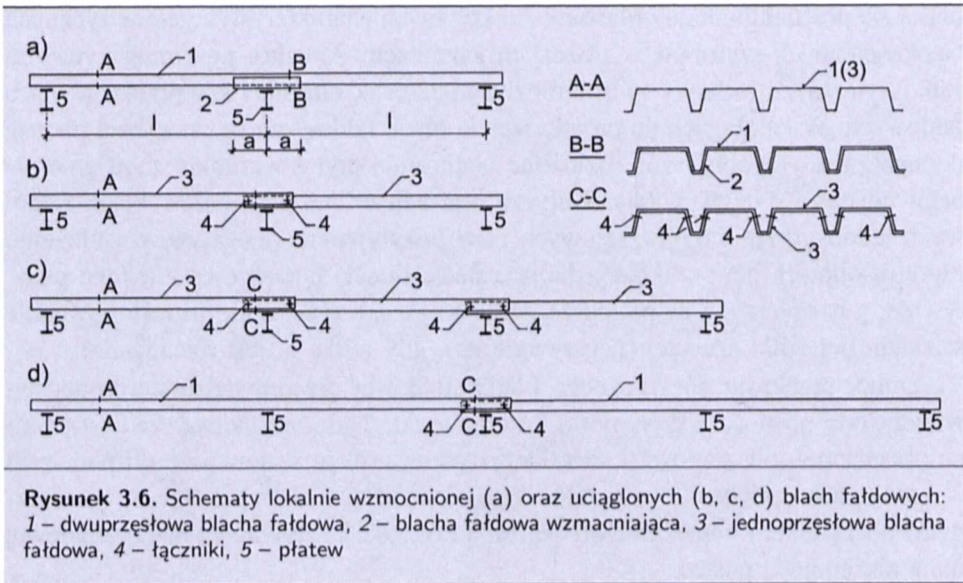
$p_{dop,d}, p_{dop,k}$  — katalogowe obciążenia graniczne dla stanu granicznego nośności ( $d$ ) i użytkowania ( $k$ ) blach fałdowych.

Według PN-90/B-03200 [98] ugięcia graniczne blachy fałdowej nie powinny przekraczać  $l/150$  (gdzie  $l$  — rozpiętość elementu).

W przypadku korzystania z katalogów blach fałdowych, których nośność została wyznaczona według przepisów zachodnioeuropejskich, należy wykonać pogłębioną analizę ich bezpieczeństwa w aspekcie polskich norm dotyczących zarówno obciążeń, jak i obliczania nośności. Częstkowe współczynniki bezpieczeństwa w metodzie stanów granicznych w normach zachodnioeuropejskich są inaczej określone niż w normach polskich [46] (patrz tabl. 2.3 i 2.4).

Dobierając blachy fałdowe obudowy hali, należy sprawdzić, czy są spełnione wymagania w zakresie minimalnej szerokości oparcia płyty na podporze. Wartości dopuszczalnych obciążeń granicznych blach fałdowych zależą bowiem od interakcyjnej nośności dociskowej na podporze, która jest funkcją szerokości oparcia. Podane w katalogach obciążenia graniczne są wyznaczone w zależności od minimalnej szerokości oparcia blachy fałdowej na podporze.

Jeśli nie może być spełniony warunek niezbędnej szerokości oparcia ustroju na podporze, można zastosować zdwojony przekrój blachy fałdowej w strefie



podporowej (rys. 3.6a) lub **uciągnąć** jednoprzęsłowe blachy fałdowe w konstrukcję wieloprzęsłową (rys. 3.6b, c). Przez uciągnięcie rozumie się zapewnienie nośności styku łączonych elementów nie mniejszej niż wytrzymałość blachy fałdowej. Wówczas, m.in. z powodu innej redystrybucji sił wewnętrznych, nośności ustrojów są zdecydowanie większe niż przed zastosowaniem proponowanych zabiegów konstrukcyjnych.

W celu zwiększenia nośności dociskowej blach fałdowych można je lokalnie wzmocnić w strefie podpór pośrednich (rys. 3.6a). Wzmocniająca blacha fałdowa 2 ma ten sam kształt przekroju poprzecznego co wzmocniana płyta 1. W takiej sytuacji dodatkowy (wzmocniający) arkusz blachy fałdowej wzmocnia nie tylko strefę największych wyężeń od zginania ustroju, ale zwiększa również nośność dociskową zdwojonego przekroju podporowego. Strefę podpory pośredniej można również wzmocnić, stosując jednoprzęsłowe blachy fałdowe ze zwiększonymi zakładami poprzecznymi (rys. 3.6b). Długość wzmocnienia z każdej strony podpory pośredniej można przyjmować  $a \approx 0,12l$  (gdzie  $l$  — rozpiętość przęsła).

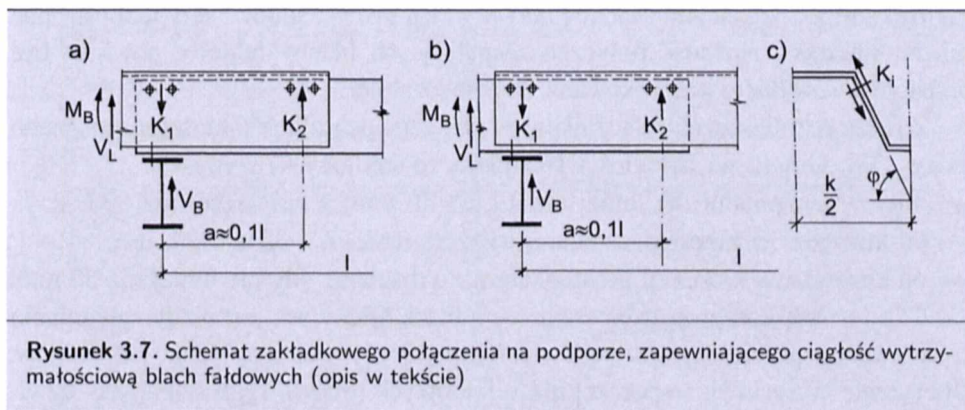
O doborze kształtownika jednoprzęsłowych blach, dla najczęściej występujących ich obciążeń i rozpiętości, decyduje kryterium ugięcia. W takiej sytuacji nośność ustroju nie jest w pełni wykorzystana, co prowadzi do zwiększonego zużycia stali. Bardziej efektywne jest wówczas stosowanie wieloprzęsłowych blach fałdowych, które spełniają równocześnie projektowe wymagania stanu granicznego nośności i użytkowania. Zbyt długie płyty osłonowe wymagają odpowiednich środków transportowych. Stąd też najczęściej są to ustroje dwu- lub trzyprzęsłowe.

Ostatnio projektuje się coraz częściej dachy bezpłatwiowe, w których blachy fałdowe tzw. drugiej i trzeciej generacji są mocowane bezpośrednio do dźwiga-



rów dachowych. Przy takich rozwiązaniach konstrukcyjnych i rozstawie podpór  $7,5 \div 12,0$  m transport np. dwuprzęsłowych blach fałdowych jest stosunkowo drogi. Wtedy proponuje się łączenie ze sobą na podporach jednoprzęsłowych blach fałdowych, tak aby zapewnić przenoszenie momentów zginających. Uzyskuje się w ten sposób zwiększoną nośność ustroju w wyniku jego uciąglenia (rys. 3.6b, c, d), a także zdwojony przekrój podporowy o większej nośności na docisk w strefie podpór pośrednich.

Taki zabieg konstrukcyjny można również przeprowadzić, gdy na części osłony budowli występuje zwiększone obciążenie (np. worki śnieżne, wiatrowe obciążenie krawędziowe). Są to lokalnie większe obciążenia połaci dachu, gdyż na pozostałej jej części występują mniejsze obciążenia blach fałdowych. Wówczas w celu zachowania na całej połaci jednakowej wysokości płyt dachowych istnieje potrzeba zastosowania blach fałdowych o zwiększonej grubości. Ze względów praktycznych stosuje się wtedy zwykle podwójne arkusze blach fałdowych, co nie jest rozwiązaniem poprawnym pod względem ekonomicznym. Potrzebną, zwiększoną nośność płyt osłonowych można jednak uzyskać przez uciąglenie jedno- (rys. 3.6b i c) lub dwuprzęsłowych (rys. 3.6d) blach fałdowych. W takich konstrukcjach występuje korzystniejszy rozkład sił wewnętrznych (mniejsze wartości momentów zginających) i mniejsze ugięcia oraz zwiększona nośność zdwojonych przekrojów na podporach pośrednich (większa wytrzymałość dociskowa blach fałdowych). W ustrojach uciąglonych łącznikami zespalającymi należy połączyć przede wszystkim środniki blach fałdowych, co pokazano na rys. 3.7. W takich połączeniach są one ścinane. Zastosowanie łączników zespalających półki blach fałdowych nie zapewnia wymaganej sztywności złącza z powodu odkształcalności cienkich ścianek.



Rysunek 3.7. Schemat zaktadkowego połączenia na podporze, zapewniającego ciągłość wytrzymałościową blach fałdowych (opis w tekście)

Obciążenie grupy łączników zespalających środniki blach fałdowych w styku, który przenosi podporowy moment zginający  $M_B$  i siłę poprzeczną  $V_L$ , wyznacza się ze wzorów

— w rozwiązaniu wg rys. 3.7a

$$K = \max K_i = \frac{M_B/a + V_L}{2 \sin \varphi} k \quad (3.3a)$$

— w rozwiązaniu wg rys. 3.7b

$$K = \max K_i = \frac{M_B}{2a \sin \varphi} k \quad (3.3b)$$

gdzie:

$M_B, V_L$  — moment zginający i siła poprzeczna w blasze fałdowej szerokości 1 m,

$k$  — osiowy rozstaw fałd,

$a$  — odległość między środkami ciężkości grupy łączników,

$\varphi$  — kąt nachylenia środka względem półki (rys. 3.7c).

Liczbę łączników  $n$  (o nośnościach na ścinanie  $S_{Rv}$  i docisk  $S_{Rb}$ ) przypadających na 1 średnik (rys. 3.7b) wyznacza się ze wzoru

$$n = \max \frac{K_i}{S_R} = \frac{M_B}{2aS_R \sin \varphi} k \quad (3.4)$$

gdzie  $S_R = \min(S_{Rv}, S_{Rb})$  — miarodajna nośność łącznika w połączeniu zakładkowym.

W połączeniach uciągających blachy fałdowe odległość między środkami ciężkości grupy łączników należy przyjmować  $a \geq 0,1l$  (gdzie  $l$  — rozpiętość przęsła blachy fałdowej). Każdy średnik blachy fałdowej trzeba połączyć tylko na 2 (uwzględniane w obliczeniach) łączniki z każdej strony złącza, usytuowane w pionie lub poziomo (łącznie 4 sztuki; patrz rys. 3.7). Połączenia, które mają przenosić momenty zginające, należy stosować w strefie podpór blach fałdowych. Łącznikami zespajającymi blachy fałdowe mogą być np. stalowe nity jednostronne lub nitonakrętki. Nośność połączeń zespajających blachy fałdowe powinna być przed zastosowaniem weryfikowana doświadczalnie.

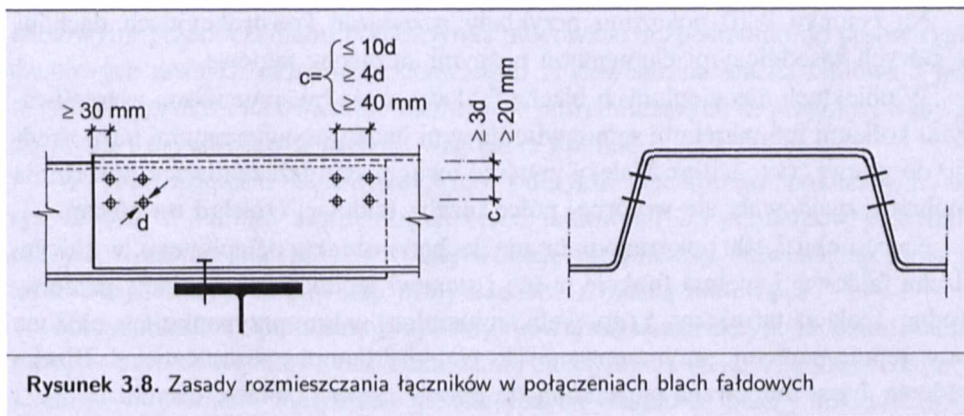
Zasady rozmieszczania łączników w połączeniach blach fałdowych pokazano na rys. 3.8. Graniczne odległości łączników (o średnicy  $d$ ) wynoszą:

— między łącznikami nie mniej niż  $4d$  lub 40 mm, a nie więcej niż 10d,

— od krawędzi w kierunku działania siły nie mniej niż  $3d$  lub 20 mm,

— od krawędzi w kierunku prostopadłym do działania siły nie mniej niż 30 mm.

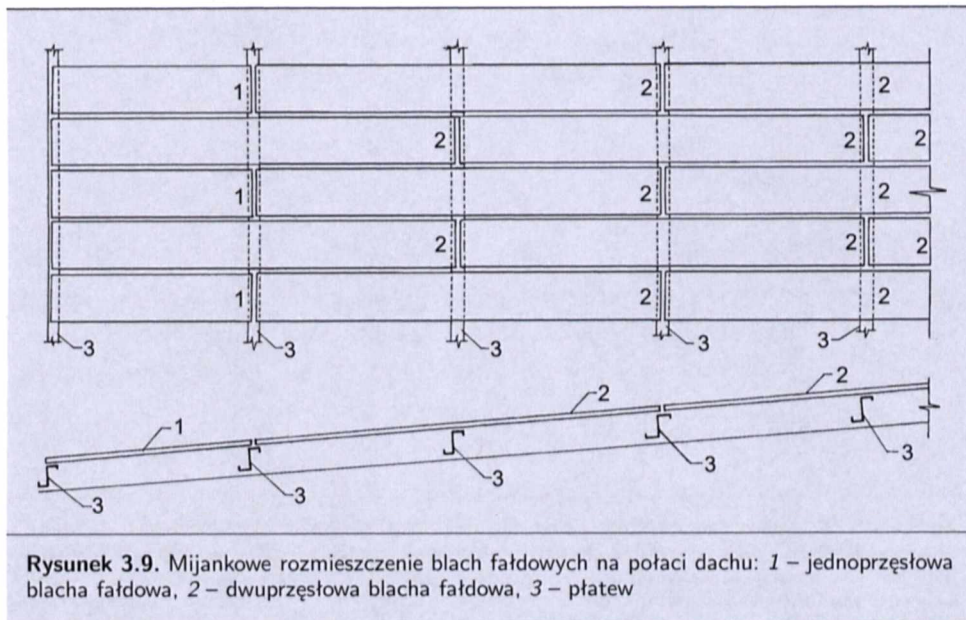
Częstym błędem projektów obudowy z blach fałdowych jest nieuwzględnianie konsekwencji przyjętych schematów statycznych płyt pokrycia ścian lub dachów. Obciążenie konstrukcji wsporczej blach fałdowych (płatwi, rygli ściennych, dźwi-garów dachowych, słupów) „zbiera” się z rozstawu między podporami, a więc jak dla ustrojów jednoprzęsłowych. W przypadku przyjęcia np. dwuprzęsłowych blach fałdowych ich reakcje na podpory pośrednie są o 25% większe niż w ustrojach jednoprzęsłowych. Jeśli styki tych blach fałdowych są usytuowane w jednej



Rysunek 3.8. Zasady rozmieszczania łączników w połączeniach blach fałdowych

linii, występuje przeciążenie co drugiej płatwi (rygla) wskutek zwiększonej o 25% reakcji podpory pośredniej płyty osłonowej.

Zbliżone wyłączenie konstrukcji wsporczej płyt osłonowych uzyskuje się, układając dwuprzęsłowe blachy fałdowe tak, aby ich styki były usytuowane mijankowo, w sposób pokazany na rys. 3.9. W takiej sytuacji należy dać w przęsłach skrajnych jednoprzęsłowe blachy fałdowe o odpowiedniej nośności (zmieniając przekrój albo rozpiętość przęsła lub uciągając je w płytę trójprzęsłową). W przypadku ułożenia styków płyt osłonowych w jednej linii (np. na jednej płatwi) i zastosowania wieloprzęsłowych blach fałdowych należy w analizach statyczno-wytrzymałościowych uwzględnić zróżnicowane obciążenie ich konstrukcji wsporczych.



Rysunek 3.9. Mijankowe rozmieszczenie blach fałdowych na potaci dachu: 1 – jednoprzęsłowa blacha fałdowa, 2 – dwuprzęsłowa blacha fałdowa, 3 – płatew

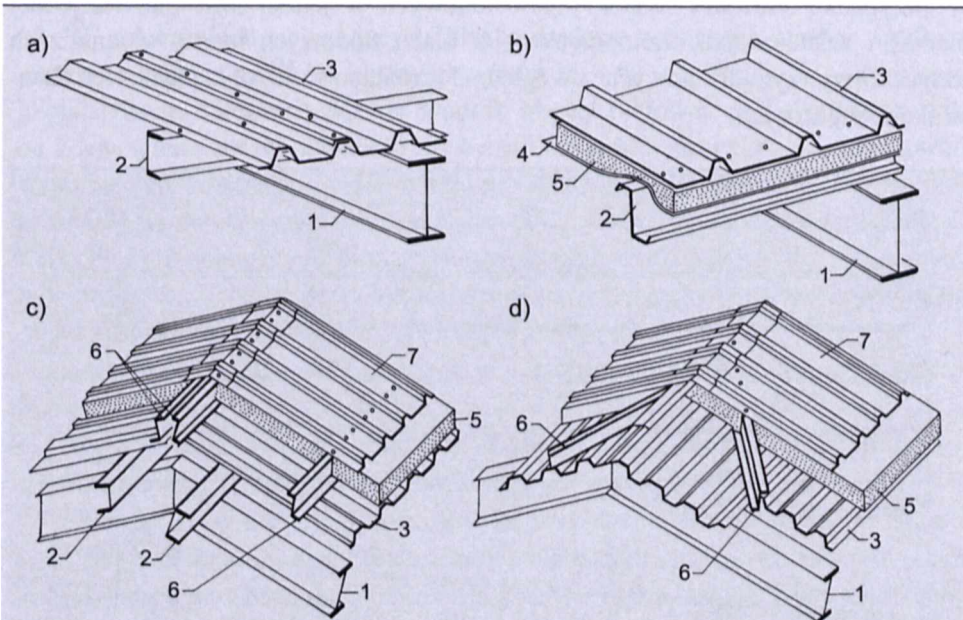
Na rysunku 3.10 pokazano przykłady rozwiązań konstrukcyjnych dachów, w których zasadniczymi elementami nośnymi są blachy fałdowe.

W obiektach nieocieplonych blacha fałdowa może być mocowana wstrzeliwanymi kołkami lub wkrętami samogwintującymi bądź samowiercącymi bezpośrednio do płatwi (rys. 3.10a). Należy zwrócić uwagę, aby uszczelniające połączenia podłużne znajdowały się w górnej półce blachy fałdowej (**zakład na górze**).

Na rysunku 3.10b pokazano pokrycie dachowe obiektu ocieplonego, w którym blacha fałdowa 3 spełnia funkcję nośną i stanowi jednocześnie izolację przeciwwodną. Izolacja termiczna 5 (np. wełna mineralna) w tym przypadku jest ułożona na wstępnie napiętej, przymocowanej do płatwi 2 tkaninie technicznej 4. Blacha fałdowa 3 jest mocowana łącznikami do płatwi 2 przez izolację termiczną 5.

W rozwiązaniu pokazanym na rys. 3.10c na nośnej blasze fałdowej 3 (mocowanej do płatwi 2) jest układana izolacja termiczna 5. W celu przymocowania zewnętrznej blachy fałdowej 7 należy zastosować elementy pośredniczące 6 przykręcane do blachy fałdowej 3. Zewnętrzna blacha fałdowa 7 jest w tym przypadku mocowana do elementów pośredniczących 6.

Na rysunku 3.10d pokazano rozwiązanie konstrukcyjne pokrycia dachu bezpłatwiowego. Stosuje się wówczas blachy fałdowe 3 tzw. drugiej generacji (z do-



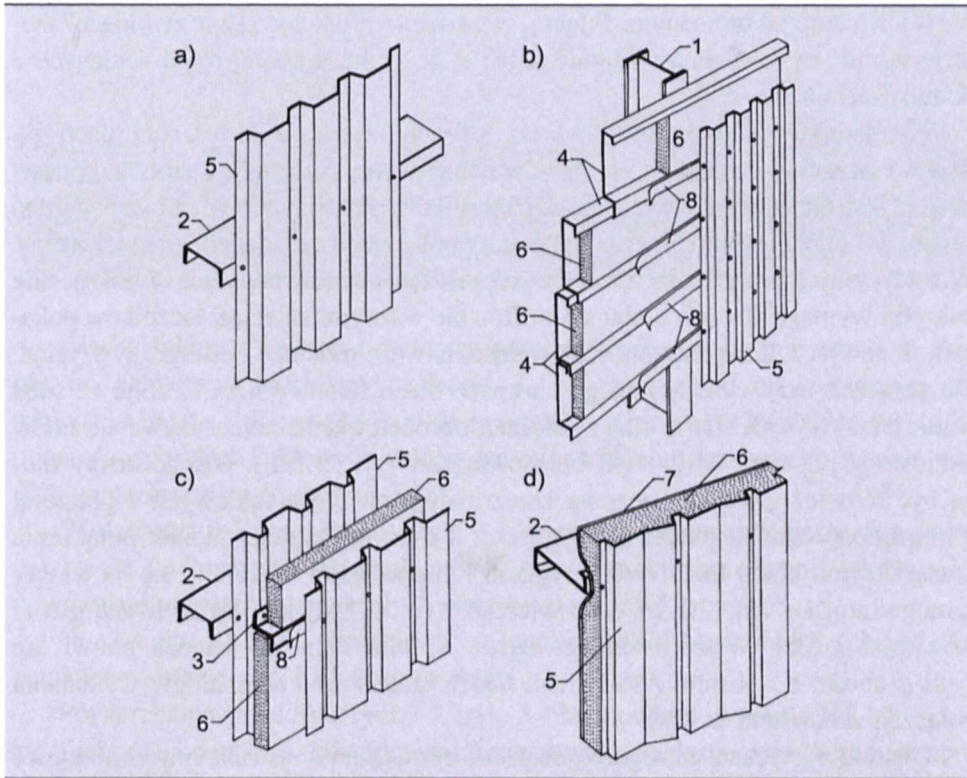
**Rysunek 3.10.** Rozwiązania konstrukcyjne dachów, których zasadniczym elementem nośnym obudowy są blachy fałdowe (opis w tekście): 1 – rygiel dachowy, 2 – płatwie, 3 – nośna blacha fałdowa, 4 – tkanina techniczna, 5 – izolacja termiczna, 6 – element pośredniczący, 7 – zewnętrzna blacha fałdowa

datkowymi przetłoczeniami podłużnymi) mocowane bezpośrednio do pasów rygli dachowych nośnych układów poprzecznych 1. Zewnętrzna blacha fałdowa 7 jest w tym przypadku mocowana do elementów pośredniczących 6, przymocowanych do płyt 3 i usytuowanych skośnie względem osi fałd blachy fałdowej 3.

W rozwiązaniach konstrukcyjnych pokrycia dachowego pokazanych na rys. 3.10c i d zamiast zewnętrznych blach fałdowych 7 i elementów pośredniczących 6 można dać przeciwwodną izolację bitumiczną, układaną na izolacji termicznej. Izolacje te powinny być połączone z blachą fałdową 3.

Na rysunku 3.11 pokazano przykłady rozwiązań konstrukcyjnych osłon ściennych, w których zasadniczymi elementami nośnymi są blachy fałdowe i kasety ścienne. W ścianach budynków nieocieplonych osłonowe blachy fałdowe 5 są mocowane bezpośrednio do poziomych rygli ściennych 2 (rys. 3.11a).

Ostatnio coraz częściej osłony ścian zewnętrznych projektuje się z zastosowaniem kaset ściennych. Konstrukcję takiej ściany pokazano na rys. 3.11b. Kasety ścienne 4 są mocowane bezpośrednio do słupów 1 i wówczas są zbyteczne tra-



**Rysunek 3.11.** Rozwiązania konstrukcyjne osłon ściennych, w których zasadniczym elementem nośnym są blachy fałdowe i kasety ścienne (opis w tekście): 1 – słup, 2 – rygiel ścienny, 3 – element pośredniczący, 4 – kasetka ścienna, 5 – nośna blacha fałdowa, 6 – izolacja termiczna, 7 – tkanina techniczna, 8 – taśma termoizolacyjna

dycyjnie stosowane (np. w rozwiązaniach pokazanych na rys. 3.11a, c i d) rygle ściennie. Ich rolę pełnią żebra kaset ściennych, do których jest przykręcana na wkręty zewnętrzna blacha fałdowa 5. Przestrzeń między pionową ścianką kasety ściennej 4 a zewnętrzną blachą fałdową wypełnia się izolacją termiczną 6 (najczęściej wełną mineralną). W celu zapobieżenia powstawaniu mostków termicznych stosuje się w połączeniu zewnętrznej blachy fałdowej 5 z kasetą ścienną 4 taśmę termoizolacyjną 8.

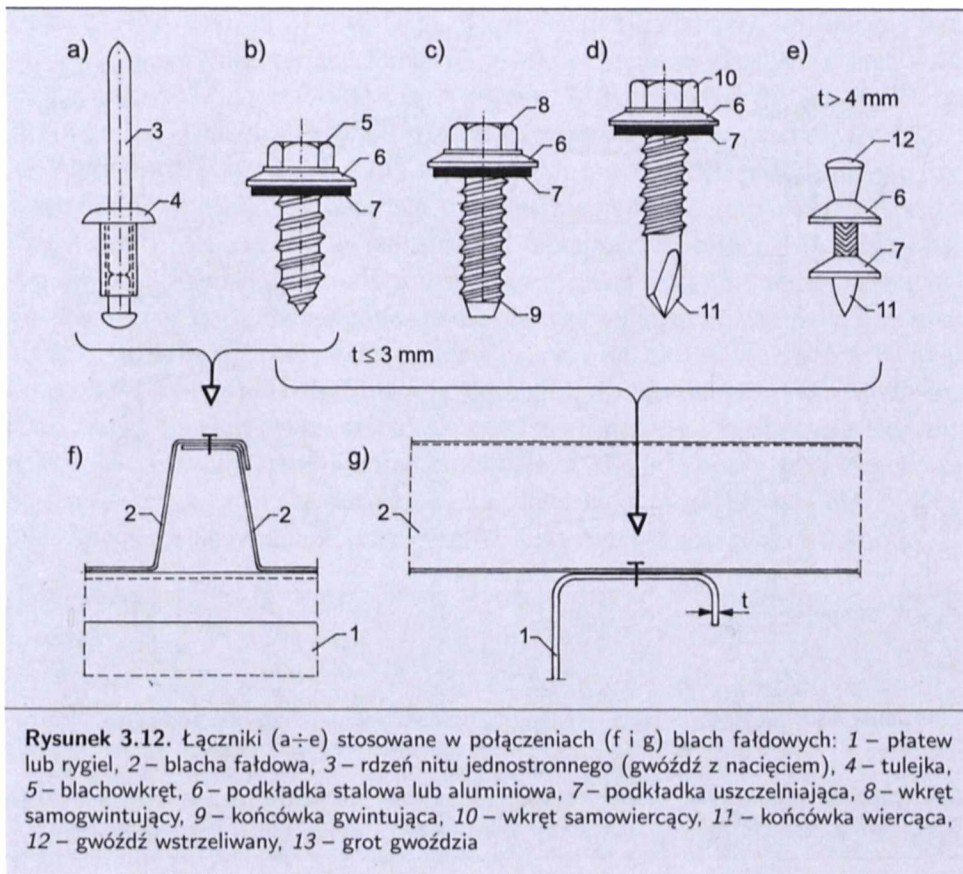
W rozwiązaniu konstrukcyjnym ściany pokazanym na rys. 3.11c nośna wewnętrzna blacha fałdowa 5 jest połączona z rygłem ściennym 2. Do wewnętrznej blachy fałdowej 5 są mocowane elementy pośredniczące 3, które służą do przy mocowania zewnętrznej blachy fałdowej lub płyty fasadowej. Również i tu należy zastosować taśmę termoizolacyjną 8. Przestrzeń między wewnętrzną blachą fałdową a płytą zewnętrzną wypełnia się izolacją termiczną 6.

Na rysunku 3.11d pokazano rozwiązanie konstrukcyjne ściany obiektu ocieplonego, w którym nie występuje wewnętrzna blacha fałdowa stosowana w ścianie z rys. 3.11c. W rozwiązaniu pokazanym na rys. 3.11d zewnętrzna blacha fałdowa 5 jest elementem nośnym. Funkcję wewnętrznej osłony, przytrzymującej izolację termiczną 6, spełnia wstępnie napięta, przymocowana do rygli ściennych 2 tkanina techniczna 7.

Na rysunku 3.12 pokazano łączniki, których używa się do łączenia blach fałdowych ze sobą i do podpór elementów osłonowych. Na rynku wyrobów budowlanych jest oferowanych wiele takich łączników. Zasadniczą, a zarazem bardzo ważną ich zaletą jest możliwość wykonania połączenia z dostępem z jednej strony. W tradycyjnych połączeniach śrubowych założenie śruby, podkładki i dokręcenie nakrętki wymaga dostępu z obu stron. Równie ważnymi zaletami łączników pokazanych na rys. 3.12 są szczelność, trwałość, łatwość montażu i estetyczny wygląd. Do połączeń uszczelniających, gdy arkusze blach fałdowych są łączone ze sobą wzdłuż fałd (rys. 3.12f), a także połączeń obróbek blacharskich używa się nitów jednostronnych (rys. 3.12a) lub blachowkrętów (rys. 3.12b). Blachowkręty mogą być również użyte do łączenia konstrukcyjnych blach fałdowych z podporą, gdy grubość ścianek płatwi lub rygli  $t < 3$  mm. Najczęściej jednak połączenia konstrukcyjne blach fałdowych z ryglami lub płatwiami wykonuje się na wkręty samogwintujące (rys. 3.12c), samowierzące (rys. 3.12d) lub wstrzeliwane gwoździe (rys. 3.12e). Wstrzeliwane gwoździe są stosowane do ścianek płatwi lub rygli grubości  $t > 4$  mm. Asortyment takich łączników i technologie wykonania połączeń omówiono w [28].

Charakterystyczne szczegóły połączeń i rozwiązań konstrukcyjnych obudowy hali z zastosowaniem blach fałdowych pokazano na rys. 3.13.

W celu uzyskania szczelności obiektu przestrzenie fałd między podporą a środkami i półką zewnętrzną blachy fałdowej należy wypełnić materiałem uszczelniającym 6 lub odpowiednio wyprofilowaną blachą fałdową (patrz rys. 3.5c).

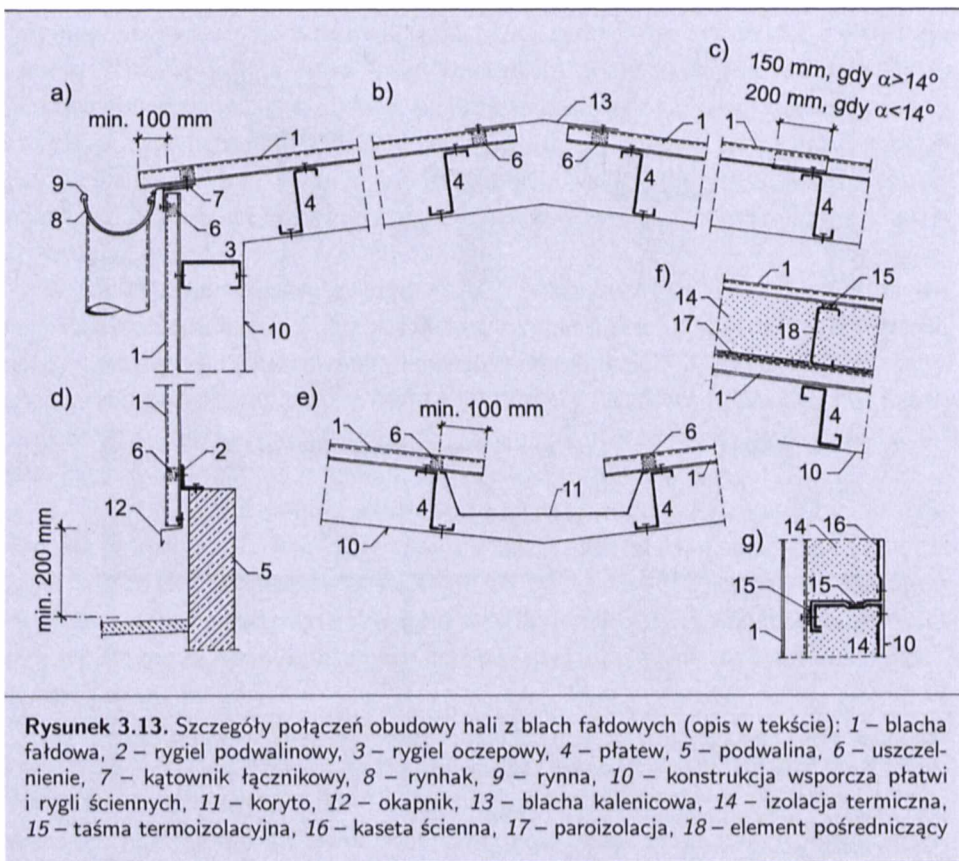


Blacha fałdowa ścienna i dachowa powinny być ze sobą połączone w okapie, np. elementem łącznikowym 7 (rys. 3.13a), w kalenicy zaś kalenicową obróbką blacharską 13 (rys. 3.13b). W przypadku stosowania na dachu zakładów poprzecznych blach fałdowych należy dać odpowiednio dłuższe arkusze płyt, według zaleceń podanych na rys. 3.13c.

W dachach hal ocieplonych (rys. 3.13f) należy bezpośrednio na wewnętrznej blasze fałdowej dać paroizolację 17, a w celu wyeliminowania możliwości powstawania mostków termicznych użyć taśm termoizolacyjnych 15.

Na rysunku 3.13e przedstawiono szczegół połączeń blach fałdowych nad słupami wewnętrznymi w hali wielonawowej.

Powierzchnia przekroju rynny 9 (rys. 3.13a) powinna wynosić  $0,8 \div 1,0 \text{ cm}^2$  na  $1 \text{ m}^2$  połaci dachowej odwadnianej przez rynnę. Przekroje poprzeczne rur spustowych dobiera się tak, by powierzchnia ich przekroju poprzecznego wynosiła  $0,9 \div 1,5 \text{ cm}^2$  na  $1 \text{ m}^2$  połaci dachu odwadnianej przez rurę. Do odprowadzenia wód opadowych w zlewni wewnętrznej hali (rys. 3.13e) należy zastosować koryto 11, o przekroju większym o 35% od przekroju rur spustowych.



**Rysunek 3.13.** Szczegóły połączeń obudowy hali z blach fałdowych (opis w tekście): 1 – blacha fałdowa, 2 – rygiel podwalinowy, 3 – rygiel oczepowy, 4 – płatew, 5 – podwalina, 6 – uszczelnienie, 7 – kątownik łącznikowy, 8 – rynhak, 9 – rynna, 10 – konstrukcja wsporcza płatew i rygli ściennych, 11 – koryto, 12 – okapnik, 13 – blacha kalenicowa, 14 – izolacja termiczna, 15 – taśma termoizolacyjna, 16 – kaseta ścienna, 17 – paroizolacja, 18 – element pośredniczący

Dolna krawędź ściennej blachy fałdowej (rys. 3.13d) powinna być usytuowana nie niż niż 20 cm od poziomu zewnętrznej „opaski” budynku. Ponadto powinna ona być zakończona okapnikiem 12.

Na rysunkach 3.13f i g pokazano przykładowe przekroje ocieplonych przegród ściennych i dachowych. W celu uzyskania właściwych warunków cieplno-wilgotnościowych oprócz izolacji termicznej należy w takim przypadku zastosować taśmy termoizolacyjne 15 i paroizolację 17.

W celu uzyskania szczelnego dachu zakłady poprzeczne blach fałdowych (rys. 3.13c) powinny wynosić co najmniej 200 mm przy  $\alpha < 14^\circ$  i 150 mm przy  $\alpha > 14^\circ$  (gdzie  $\alpha$  – kąt nachylenia połaci dachu).

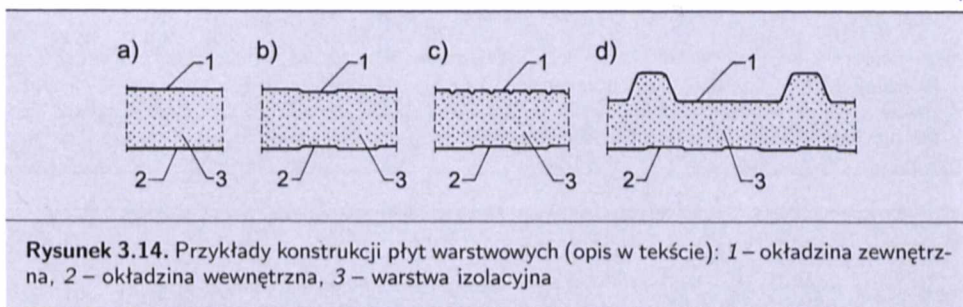
### 3.3. Płyty warstwowe

Współcześnie produkowane płyty warstwowe są kompletnie wykończonymi prefabrykatami, stosowanymi jako osłony ścienne i dachowe budynków oraz hal.



Oprócz roli osłonowej i konstrukcyjnej (przenoszenie obciążeń od śniegu i wiatru) płyty te spełniają wymagania cieplno-wilgotnościowe, akustyczne oraz w zakresie szczelności przed deszczem i pyłem. W tym przypadku jest zbyt często stosowanie dodatkowych warstw izolacji termicznej i osłony przeciwwodnej.

Płyty warstwowe (rys. 3.14) są zbudowane z okładzin zewnętrznej i wewnętrznej oraz rdzenia z materiału o dużej izolacyjności termicznej. Wszystkie trzy warstwy są połączone w jedną całość (kompaktową osłonę). Okładziny płyt warstwowych wykonuje się z blach stalowych, aluminiowych anodowanych albo włókna szklanego z żywicą poliestrową. Najczęściej są to blachy metalowe gładkie (rys. 3.14a) lub z tzw. płytkami przetłoczeniami podłużnymi (rys. 3.14b i c) albo żebrami (rys. 3.14d). Zadaniem przetłoczeń i uźebrowań płyt jest zwiększenie stateczności lokalnej cienkościennych okładzin i nośności ustroju. Na elementy te stosuje się blachy stalowe grubości około  $0,5 \div 0,7$  mm obustronnie ocynkowane i pokryte na zewnątrz poliestrową powłoką lakierniczą lub laminatem PVC. Okładzinowe blachy aluminiowe w takich płytach są grubości  $0,7 \div 0,8$  mm.

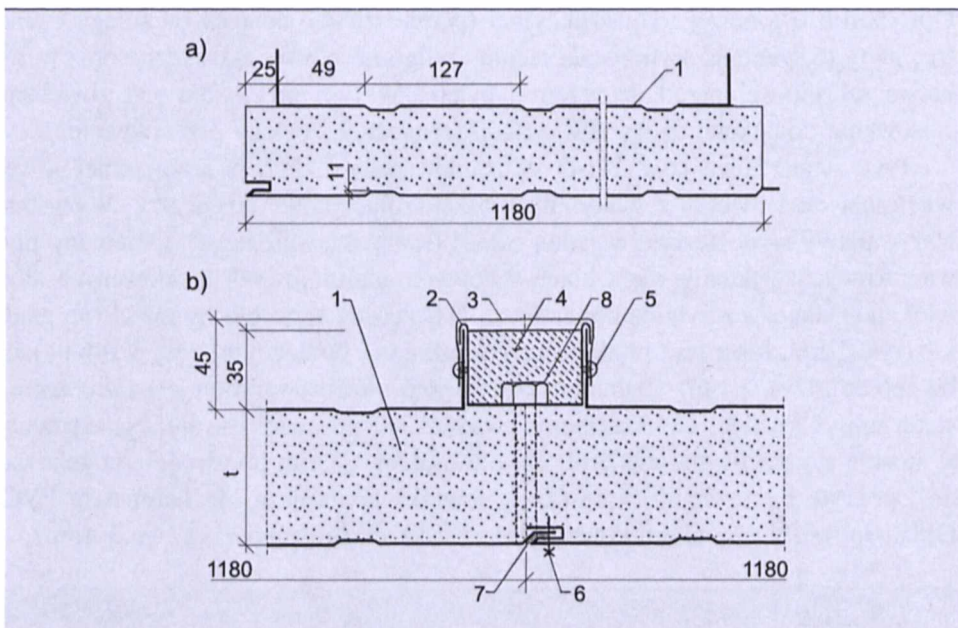


Wewnętrzna (środkowa) warstwa płyt, czyli jej rdzeń, pełni funkcję przede wszystkim izolacji termicznej. Najczęściej na rdzeń płyt warstwowych stosuje się samogasnący styropian lub niepalną, laminowaną wełnę mineralną, które są przyklejane do zewnętrznych gładkich okładzin, a także samogasnący, spieniony (sztywny) poliuretan. Spieniony poliuretan przykleja się do okładzin zewnętrznych w trakcie procesu technologicznego i tworzy sztywny rdzeń płyty warstwowej. Grubości rdzeni płyt warstwowych wynoszą od 50 do 250 mm i zależą od wymaganych właściwości termicznych osłony.

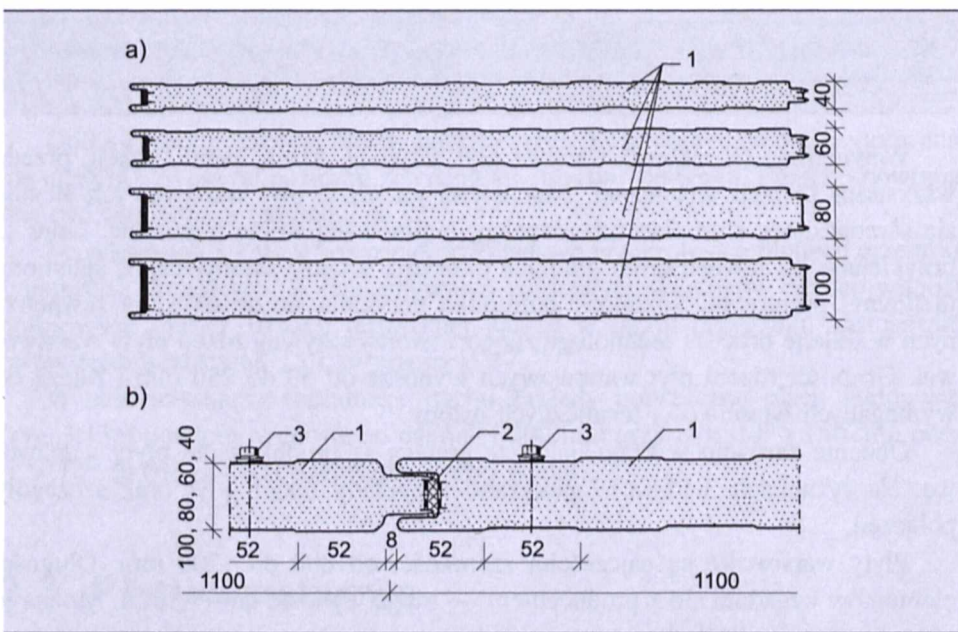
Obecnie zarówno w kraju, jak i za granicą są produkowane płyty warstwowe. Na rysunkach 3.15÷3.19 pokazano przykłady takich płyt oraz szczegóły połączeń.

Płyty warstwowe są najczęściej szerokości od 800 do 1200 mm. Długości elementów uzgadnia się z producentem — mogą wynosić nawet 16 m. Można je również przecinać pilarkami tarczowymi.

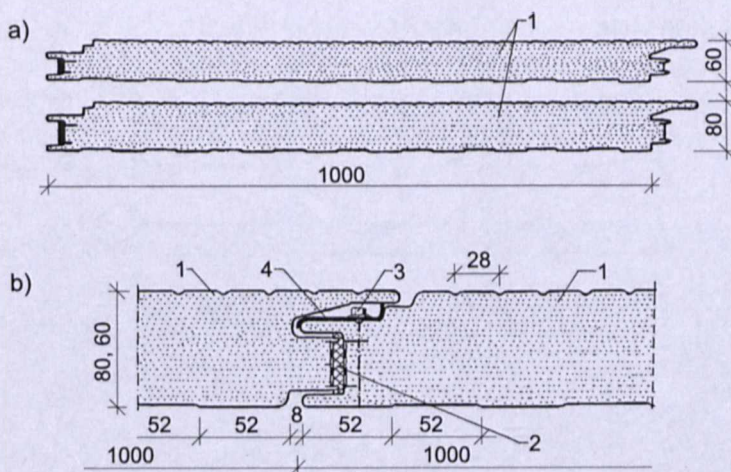
Masa własna płyt warstwowych zależy od ich grubości  $h$ , rodzaju rdzenia i wynosi od ok.  $9,0$  ( $h = 60$  mm) do  $18$   $\text{kg/m}^2$  ( $h = 250$  mm). Współczynnik



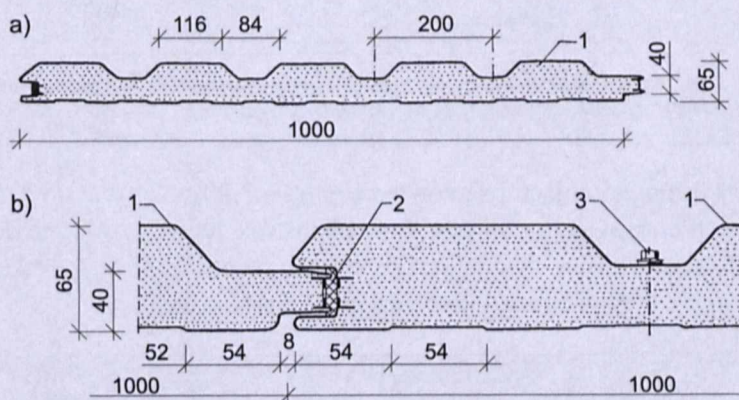
**Rysunek 3.15.** Konstrukcja (a) i połączenie (b) płyty warstwowej Atlantis: 1 – płyta, 2 – kształtownik gięty na zimno, 3 – obróbka blacharska, 4 – wkładka styropianowa, 5 – nit jednostronny, 6 – blachowkręt, 7 – kit silikonowy lub butylowy, 8 – łącznik



**Rysunek 3.16.** Konstrukcja (a) i szczegół połączenia (b) płyty warstwowej Isotherm s.c.: 1 – płyta, 2 – uszczelka, 3 – łącznik zespalaający płytę warstwową z podporą

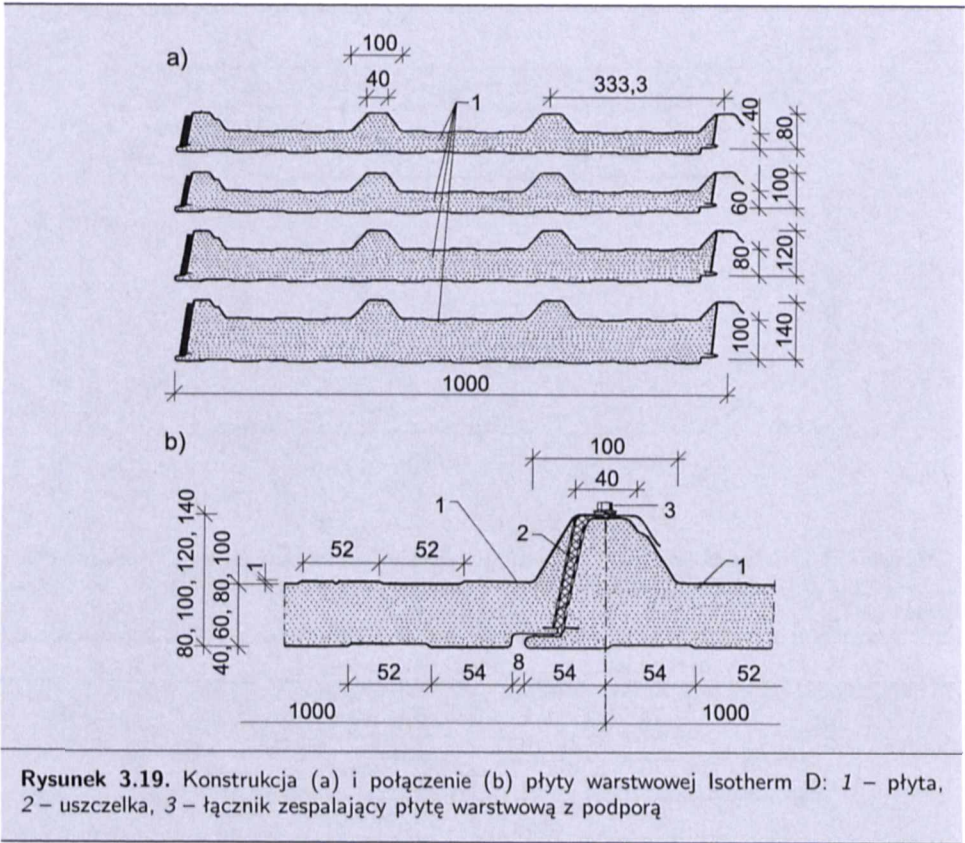


**Rysunek 3.17.** Konstrukcja (a) i szczegół połączenia (b) płyty warstwowej Isotherm Plus: 1 – płyta, 2 – uszczelka, 3 – łącznik zespajający płytę warstwową z podporą, 4 – podkładka stalowa

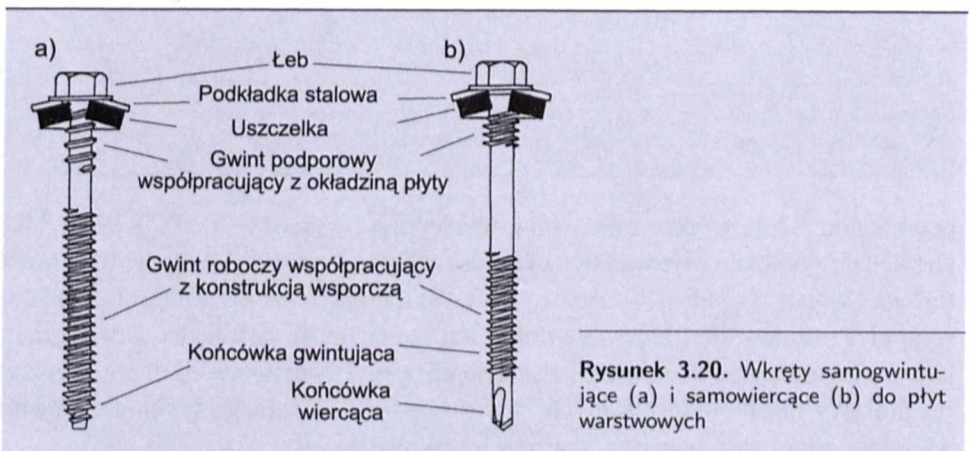


**Rysunek 3.18.** Konstrukcja (a) i połączenie (b) płyty warstwowej Isotherm T: 1 – płyta, 2 – uszczelka, 3 – łącznik zespajający płytę warstwową z podporą

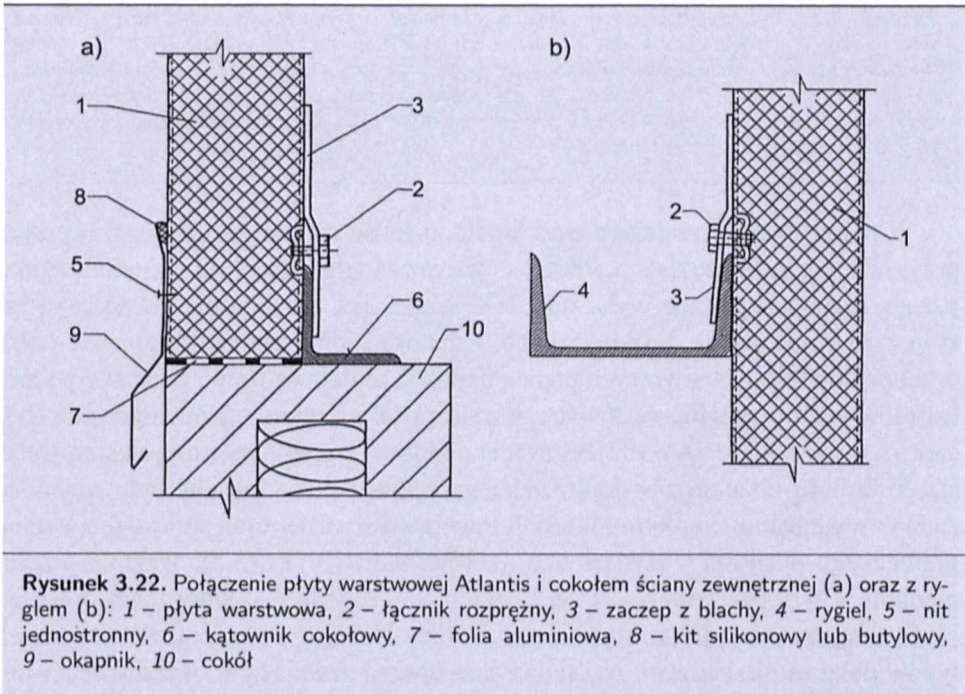
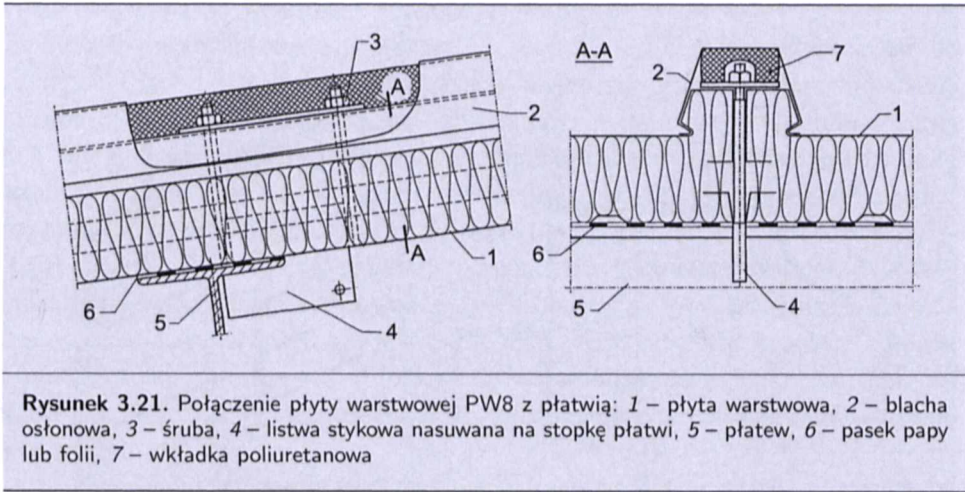
przenikania ciepła  $u$  także zależy od grubości płyt i wynosi  $0,10 \div 0,58 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$ . Krawędzie podłużne płyt warstwowych są zazwyczaj odpowiednio wyprofilowane (np. na „wpust” i „pióro” — rys. 3.16÷3.18), co umożliwia szczelne łączenie ze sobą płyt osłonowych i zapewnia dobrą ich izolacyjność termiczną. Rozwiązania konstrukcyjne osłon ściennych i dachowych z płyt warstwowych charakteryzują się brakiem mostków termicznych, a zastosowanie niepalnego rdzenia zapewnia właściwą odporność ogniową, najczęściej określoną jako  $F^i 0,5$  (30 min).



Wkręty samogwintujące i samowierzące (rys. 3.20) używane do łączenia płyt warstwowych mają większą długość i inną konstrukcję niż stosowane do łączenia np. blach fałdowych (por. rys. 3.12c i d). Są one wyposażone w dodatkowy gwint współpracujący z zewnętrzną okładziną płyty warstwowej.

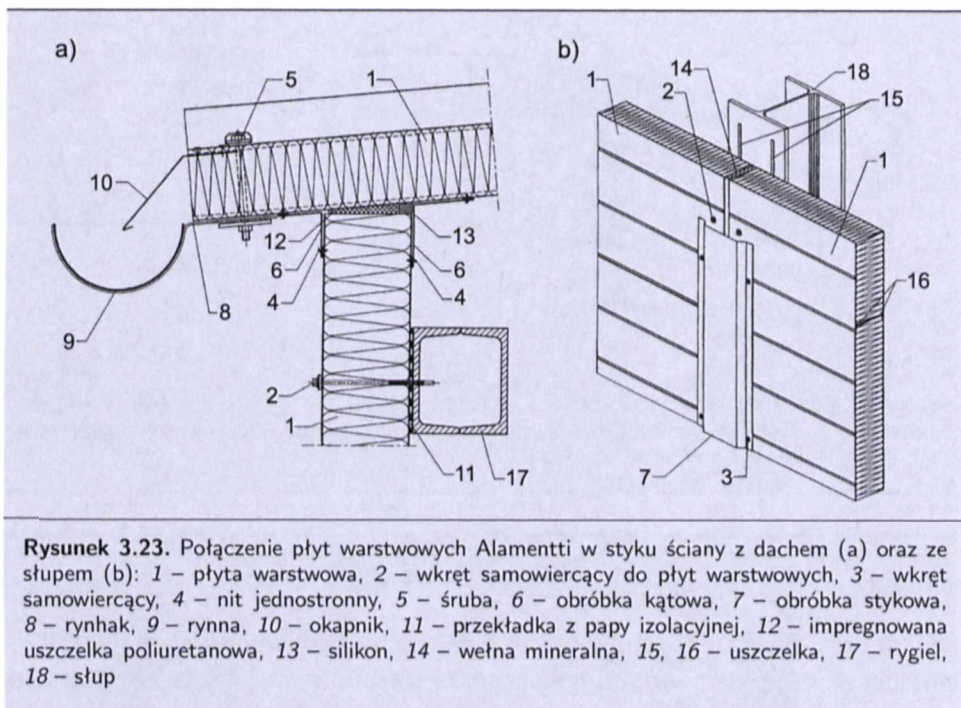


Płyty warstwowe muszą być bardzo starannie montowane (między innymi w celu zapewnienia szczelności styków). Mocuje się je do płatwi lub rygli ściennych bezpośrednio (rys. 3.16÷3.19) wkrętami samogwintującymi (rys. 3.20a) lub samowiercącymi (rys. 3.20b), śrubami połączonymi z blachą stykową nasuwaną na stopkę płatwi (rys. 3.21) bądź specjalnymi zaczepami z blachy i łącznikami rozprężnymi (rys. 3.22).



Do montażu płyt warstwowych stosuje się ponadto obróbki blacharskie, listwy z żywicy poliestrowych, blachy łączące (elementy oferowane zazwyczaj przez producentów płyt), a także nity jednostronne, blachowkręty, łączniki rozprężne, wkładki styropianowe, uszczelki poliuretanowe, kit butylowy lub silikonowy.

Przykłady rozwiązań konstrukcyjnych połączeń płyt warstwowych z konstrukcją wsporczą (płatwią, słupem, ryglem) pokazano na rys. 3.21÷3.23.



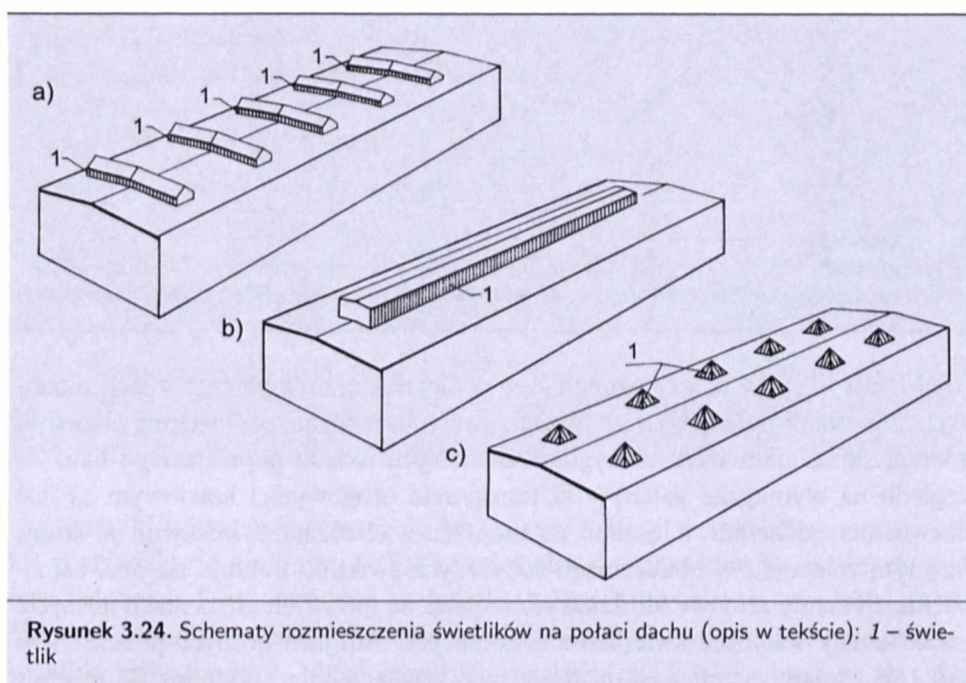
W teoretycznych modelach szacowania nośności zginanych płyt warstwowych przyjmuje się, iż okładziny zewnętrzne przenoszą siły osiowe od momentu zginającego, rdzeń zaś pracuje wyłącznie na ścinanie. Tak oszacowane nośności są zazwyczaj weryfikowane doświadczalnie. Katalogi i informatory dostarczane przez producentów płyt warstwowych podają największe dopuszczalne rozstawy podpór ustrojów jedno- i wieloprzęsłowych, w zależności od obciążeń zewnętrznych (bez ciężaru własnego osłony). Projektowanie obudowy z płyt warstwowych sprowadza się do doboru z katalogów odpowiedniego rodzaju płyty, tak aby były spełnione żądane wymagania cieplno-wilgotnościowe i akustyczne, oraz sprawdzenia stanu granicznego nośności i użytkowania, tj. warunków (3.1) i (3.2). Ważnym zagadnieniem w tym przypadku jest zaprojektowanie również odpowiednich połączeń płyt warstwowych z jej konstrukcją wsporcą. Nośność obliczeniowa niektórych typów połączeń jest często uwarunkowana stanem granicznym użytkowania i jest zdecydowanie mniejsza niż nośność połączeń blach fałdowych.

### 3.4. Świetliki

W halach jednonawowych znacznych szerokości oraz wielonawowych nie wystarcza doświetlenie ich wewnątrz przez okna umieszczone w ścianach zewnętrznych. Zachodzi wówczas potrzeba doprowadzenia światła przez okna w dachu, które nazywa się świetlikami lub świetlniami. Konstrukcja ich może być również wykorzystywana do wentylacji grawitacyjnej obiektu.

Światło doprowadzane przez świetliki w dachu jest bardziej odpowiednie do oświetlenia hal niż światło boczne. Nachylenie oszklonych powierzchni dachu powinno być jednak dosyć znaczne, gdyż w przeciwnym razie zatrzymuje się na nich śnieg, kurz, sadza, powodując zaciemnienie wnętrza obiektu. Na bardziej stromych powierzchniach w mniejszym stopniu osadzają się zanieczyszczenia. Ponadto kąt pochylenia płaszczyzn szklonych większy niż  $45^\circ$  jest korzystniejszy z uwagi na szczelność połączeń i wykraplanie się pary wodnej. W przypadku mniejszych kątów nachylenia, na „chłodnych” powierzchniach świetlików wykrapla się wilgoć, która — zbierając się w większe krople — opada i zanieczyszcza wnętrze hali. Możliwie równomierne oświetlenie hali potrzebne do pracy można uzyskać, dobierając odpowiednio wielkości i rozmieszczenie powierzchni szklonych.

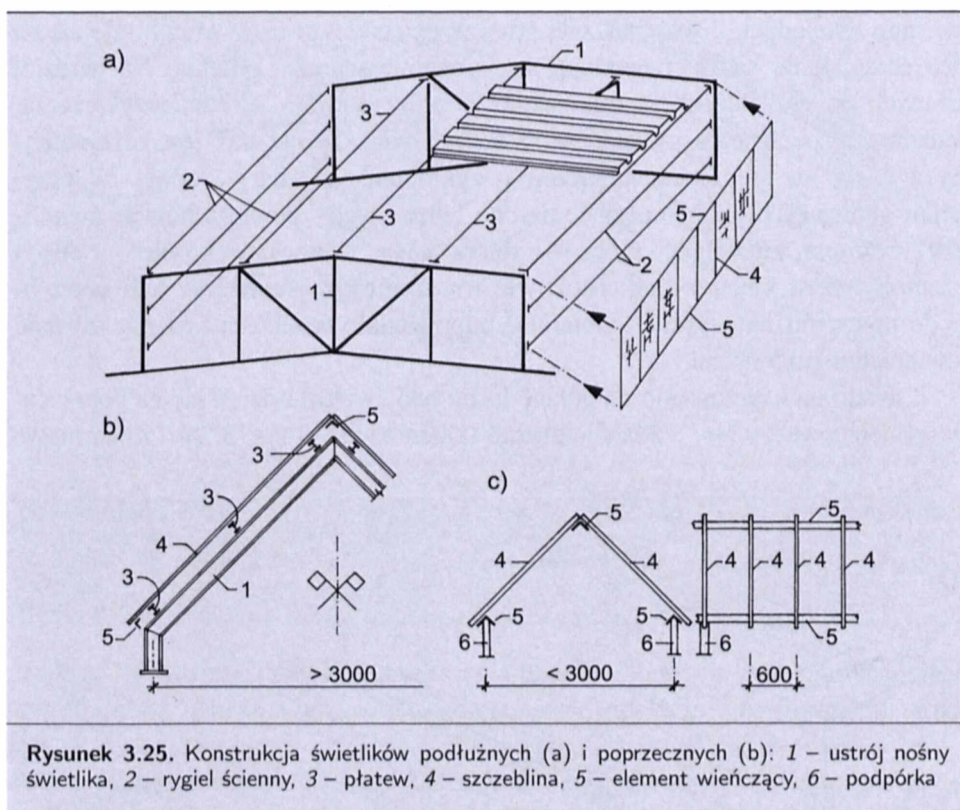
Z uwagi na usytuowanie na połaci dachu hali świetliki dzieli się na poprzeczne (gąsienicowe — rys. 3.24a), podłużne (kalenicowe — rys. 3.24b) i latarniowe



Rysunek 3.24. Schematy rozmieszczenia świetlików na połaci dachu (opis w tekście): 1 – świetlik

(punktowe — rys. 3.24c). W takich świetlikach przeszklone powierzchnie, doprowadzające światło do wnętrza obiektu, występują odpowiednio wzdłuż (równolegle) lub w poprzek (prostopadle) do osi podłużnej hali. W przypadku świetlików latarniowych hala jest oświetlana przez przeszklone powierzchnie usytuowane lokalnie na połaci dachu.

Konstrukcja klasycznych świetlików hal przemysłowych (rys. 3.25) składa się z ustrojów nośnych świetlików 1, rygli ściennych 2 lub płatew 3 oraz ram okiennych, w skład których wchodzi szczeliny 4 i elementy wieńczące 5. Ten

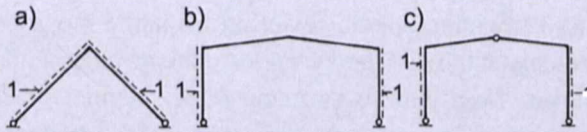


Rysunek 3.25. Konstrukcja świetlików podłużnych (a) i poprzecznych (b): 1 - ustrój nośny świetlika, 2 - rygiel ścienny, 3 - płatew, 4 - szczelina, 5 - element wieńczący, 6 - podpórka

układ konstrukcyjny należy uzupełnić w połaci dachu oraz płaszczyznach pionowych stężeniami połaciowymi poprzecznymi i pionowymi podłużnymi. Świetliki opierają się na płatach lub ryglach dachowych układu poprzecznego hali. Ze względu na wymagane gabaryty w transporcie drogowym i kolejowym są one przewożone oddzielnie i łączone na montażu z elementami nośnymi na śruby. Przy tym założeniu w obliczeniach statycznych świetliki traktuje się jako samodzielne elementy ramowe lub kratowe, wsparte na głównych elementach nośnych.

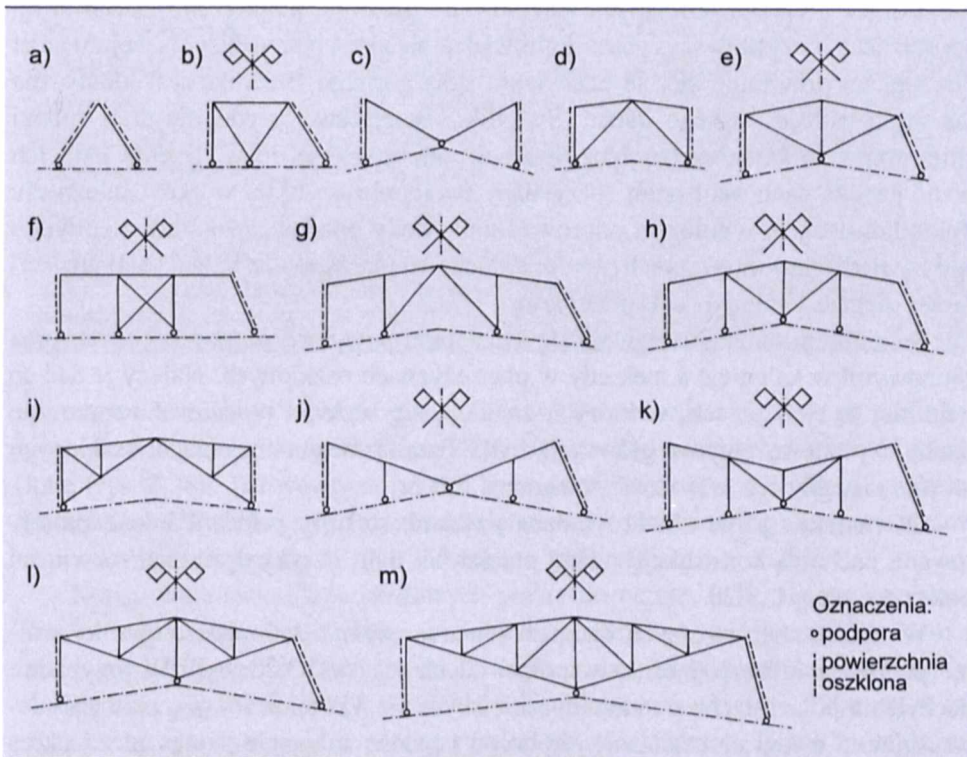
Schematy statyczne świetlików o ramowych ustrojach nośnych pokazano na rys. 3.26 (liniami przerywanymi oznaczono powierzchnie oszklone). Są to ramy





**Rysunek 3.26.** Schematy statyczne świetlików o ramowych urządzeniach nośnych (opis w tekście):  
1 – oszklenie

dwu- lub trójprzegubowe trójkątne bądź trapezowe. Takie konstrukcje oraz świetliki kratowe pokazane na rys. 3.27a i d stosuje się jako urządzenia nośne świetlików poprzecznych. Są to samodzielne urządzenia nośne oparte na płatwiach.



**Rysunek 3.27.** Schematy świetlików o konstrukcji kratowej (opis w tekście)

Świetliki trójkątne o schemacie jak na rys. 3.26a i szerokości mniejszej niż 3,0 m składają się (por. rys. 3.25c) ze szczeblin 4, elementów wieńczących górnych i dolnych 5 oraz krótkich podpórek służących do oparcia na płatwiach 6. Podpórki świetlików daje się w celu uzyskania miejsca na obróbki blacharskie. Świetliki trójkątne (rys. 3.26a) szerokości większej niż 3,0 m wykonuje się jako

ramy dwuprzegubowe z dwuteowników (por. rys. 3.25b), na których umieszcza się płatwie, szczebliny i otwierane okna. Świetliki trójkątne mogą powodować nadmierne nasłonecznienie stanowisk pracy, co jest niekorzystne. Podobnie kształtuje się konstrukcje nośne świetlików o kształcie trapezowym i schematach według rys. 3.26b i c, które mogą być zarówno poprzeczne, jak i podłużne.

Konstrukcja nośna świetlików podłużnych dachów z kratowymi ryglami może być kształtowana jako bezpośrednia część tych ustrojów nośnych. Przykłady schematów takich świetlików pokazano na rys. 3.27, oznaczając liniami przerywanymi powierzchnie oszklone. Kształt świetlików jest zazwyczaj niezależny od skratowania wiązara. Kratowe ustroje nośne świetlików stosuje się również w przypadku pełnościennych rygli dachowych.

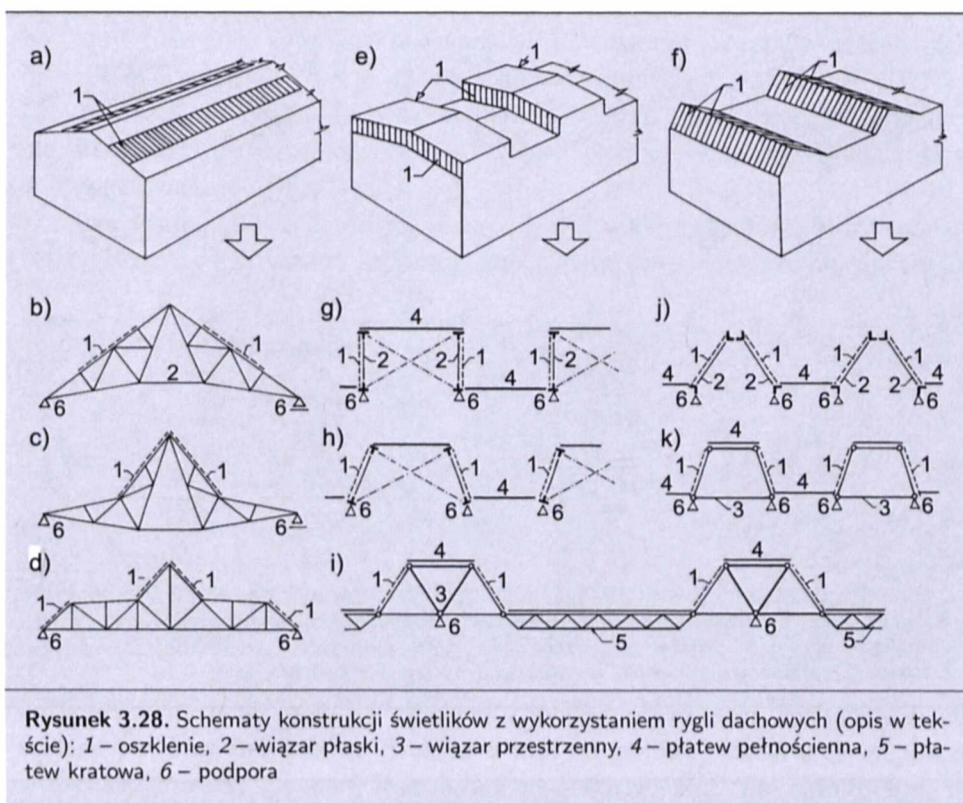
Kratowe świetliki podłużne pokazane na rys. 3.27b, e, f, g, h, j, k, l, m mogą mieć pionowo lub skośnie usytuowane oszklone powierzchnie. Ten drugi sposób jest korzystniejszy, gdyż doprowadza się do wnętrza hali więcej światła. Najczęściej przyjmuje się, że nachylenie pasa górnego świetlika jest identyczne jak rygla ustroju nośnego dachu. Świetliki „motylkowe” (typu M) mają spadki skierowane do kalenicy (rys. 3.27j, k). Są one dogodne do wietrzenia hali. Ich wadą jest, że dach ma kształt sprzyjający tworzeniu się m.in. worków śnieżnych. Takie konstrukcje wymagają odprowadzania wody opadowej do środka budynku (gdy świetlik jest długi), a ich pokrycia dachowe (szczególnie, gdy są złej jakości) łatwo ulegają lokalnym uszkodzeniom.

Świetliki podłużne usztywnia się stężeniami pościowymi poprzecznymi oraz pionowymi w kalenicy, a niekiedy w płaszczyznach oszklonych. Należy je dać co najmniej w tych polach, w których znajdują się stężenia pościowe poprzeczne dachu i pionowe słupów głównych hali. Tężniki w płaszczyznach oszklonych stosuje się, gdy ich szerokość przekracza 5,0 m.

Oświetlenie górne obiektu można uzyskać, stosując odpowiednio zaprojektowaną dachową konstrukcję nośną przekrycia hali. Przykłady takich rozwiązań pokazano na rys. 3.28.

W obiektach o stromych dachach wnętrza można doświetlać, rozmieszczając przeszklenie bezpośrednio w połaci dachowej (rys. 3.28a÷d). W przypadku nachylenia połaci dachu pod kątem mniejszym niż  $45^\circ$  takie rozwiązanie jest niewskazane z uwagi na osadzanie się brudu i pyłów, zaleganie śniegu przez okres zimy, trudności związane z uzyskaniem odpowiedniej szczelności przeciw przenikaniu wody z dachu oraz znacznie większy współczynnik przenikania ciepła przez przegrodę szklaną niż przez płyty pokrycia dachu.

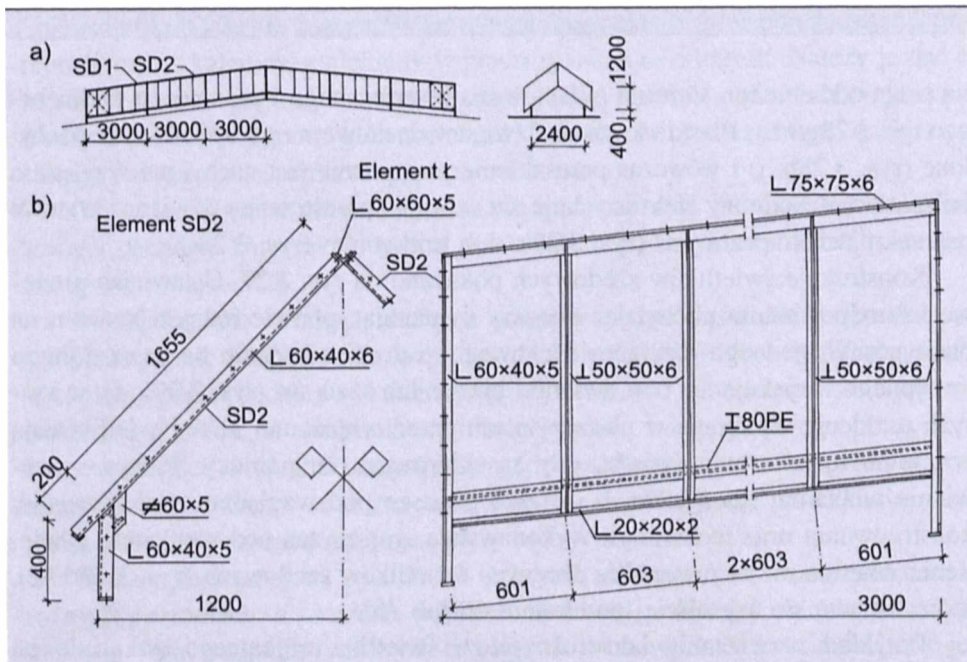
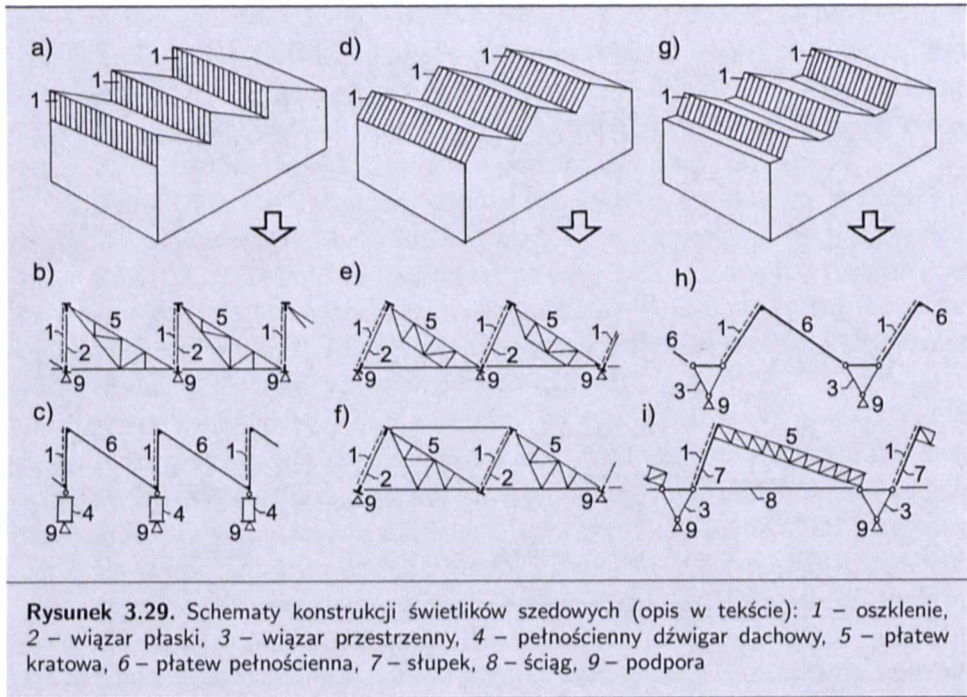
W hali pokazanej na rys. 3.28e pokrycie dachowe jest rozmieszczone na różnych poziomach, a pionowe, poprzeczne do osi podłużnej obiektu przeszklenie leży w płaszczyźnie kratowych dźwigarów dachowych. Pokrycie dachowe jest umieszczone na płatwiach, które w sposób przemienne są układane na pasach górnych i dolnych wiązarów kratowych. Każdy blok z dwóch wiązarów dachowych



wymaga oddzielnego stężenia połaciowego poprzecznego i pionowego podłużnego (rys. 3.28g i h). Płaskie kratowe dźwigary dachowe mogą być również pochylone (rys. 3.28h, j) i wówczas przeszklenie poprzeczne jest nachylone względem połaci dachu. Podobny efekt uzyskuje się, stosując przestrzenne dźwigary kratowe o przekrojach trapezowym (rys. 3.28k) lub trójkątnym (rys. 3.28i).

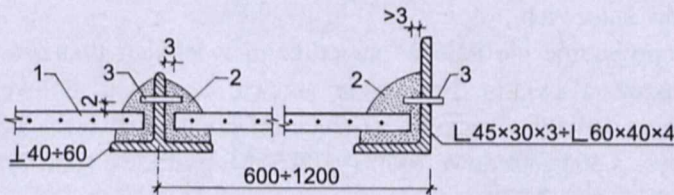
Konstrukcje świetlików szedowych pokazano na rys. 3.29. Ustawiając pionowo lub odpowiednio pochylając wiązary i opierając płatwie jednym końcem na pasie górnym jednego dźwigara dachowego, a drugim końcem na pasie dolnym następnego, uzyskuje się tzw. świetliki pilaste lub szedowe (rys. 3.29e, f), w których oszklenie występuje w płaszczyznach przed wiązarami. Takie świetliki dają korzystne rozproszenie światła, gdy są skierowane ku północy. Pionowe ustawienie wiązarów rys. (3.29a, b i c) jest prostsze pod względem projektowania, konstruowania oraz technologii wykonawstwa, gorsze zaś pod względem oświetlenia wnętrza niż w przypadku skośnych świetlików szedowych (rys. 3.29d÷e), które ustawia się najczęściej pod kątem 60 lub 75°.

Przykład rozwiązania konstrukcyjnego świetlika trójkątnego pokazano na rys. 3.30. Składa się on z elementów wysyłkowo-montażowych SDi oraz łącznika kalenicowego Ł. Elementy te są ze sobą i do płatwi łączone na montażu



na śruby. Elementy wysyłkowo-montażowe SDi tworzą szczebliny z teowników  $50 \times 50 \times 6$  połączonych wieńczącymi kątownikami  $20 \times 20 \times 2$  i  $60 \times 60 \times 5$ . Rozstaw szczeblin światlika wynosi około 600 mm. Jako kalenicowy element łącznikowy zastosowano kątownik  $75 \times 75 \times 6$ . Szczebliny u dołu opierają się na dwuteowniku 80 PE.

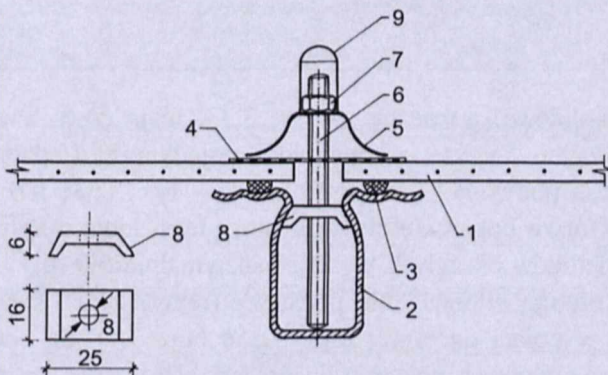
Światliki o stalowej konstrukcji są oszklone szkłem gładkim lub zbrojonym. Na rysunku 3.31 pokazano szczegóły mocowania szyb do szczeblin światlików



**Rysunek 3.31.** Szczegóły mocowania szyb do szczeblin światlików z zastosowaniem kitu miniowego: 1 – szkło zbrojone, 2 – kit miniowy, 3 – kołek stalowy  $\varnothing 4$  mm

z użyciem kitu miniowego. W celu umożliwienia odkształceń termicznych tafle szklane powinny być krótsze o około 6 mm od stalowej konstrukcji wsporczej w świetle. Ponadto powinny one leżeć na poduszkach z kitu miniowego, nie dotykając stalowej konstrukcji wsporczej i stalowych kołków zabezpieczających.

Na rysunku 3.32 pokazano szczegóły mocowania szyb z zastosowaniem uszczeltek, listwy dociskowej i łączników śrubowych. W tym przypadku zastosowano

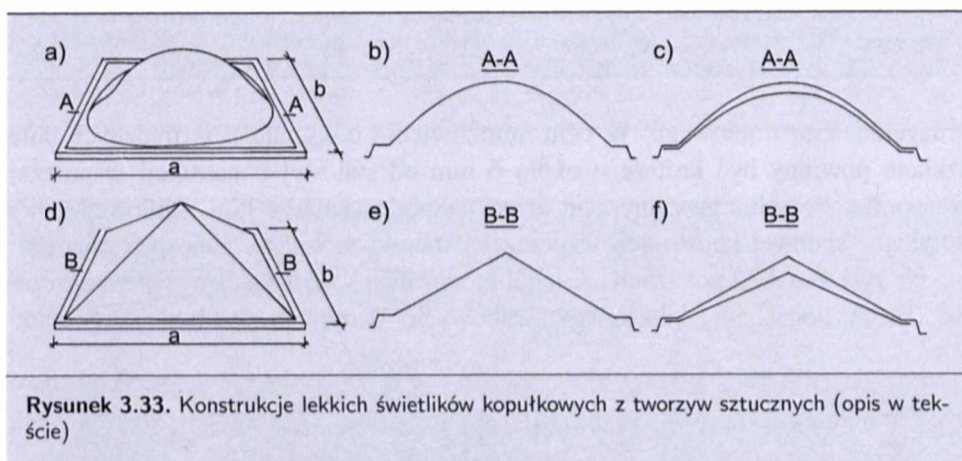


**Rysunek 3.32.** Szczegóły mocowania szyb do szczeblin giętych na zimno: 1 – szkło zbrojone, 2 – szczeblina z blachy giętej na zimno, 3 – sznur konopny smołowany, 4 – papa bitumiczna, 5 – stalowa listwa dociskowa, 6 – śruba M8, 7 – nakrętka M8, 8 – mostek, 9 – kołpak plastikowy

szczeblinę giętą z blach na zimno o odpowiednio ukształtowanym przekroju poprzecznym. Tafle szkła opierają się na szczelinach za pośrednictwem podkładki ze smołowanego sznura konopnego. Szkło w szczelinach mocuje się, stosując listwę dociskową i specjalny łącznik śrubowy (rys. 3.32). Stalowe elementy świetlika są ocynkowane, śruba jest chroniona przed korozją kołpakiem z tworzywa sztucznego.

Tradycyjne świetliki o konstrukcji stalowej oszklone szybami mają dużą masę własną. Takie rozwiązania górnego oświetlenia hal są ciężkie, mało estetyczne, nieekonomiczne, a także sprzyjają niekorzystnemu obciążeniu wiatrem i powstawaniu worków śnieżnych.

Ostatnio projektuje się hale ze świetlikami z lekkich tworzyw sztucznych, które przepuszczają światło. Najczęściej używa się akrylu, poliwęglanu litego lub poliwęglanu kanalikowego. Są to świetliki kopułkowe (rys. 3.33a÷f), trójkątne (por. rys. 3.36a), szedowe (por. rys. 3.36b), pasmowe (por. rys. 3.37a) lub piramidowe (por. rys. 3.37b).

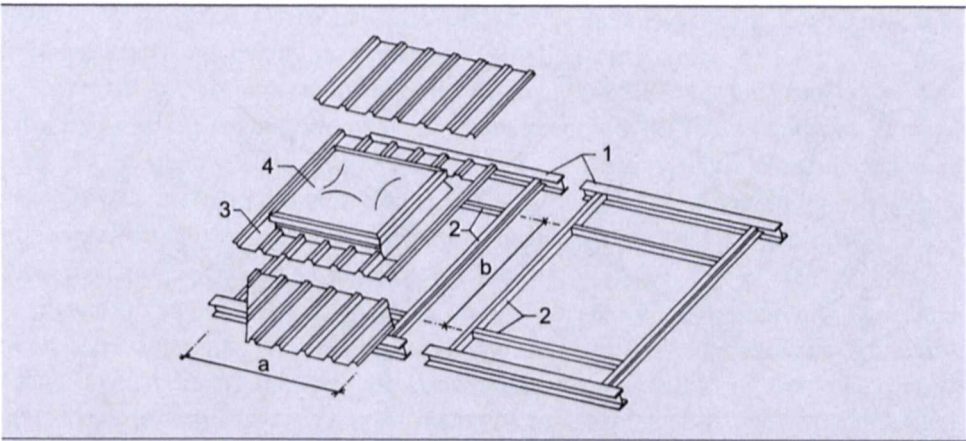


**Rysunek 3.33.** Konstrukcje lekkich świetlików kopułkowych z tworzyw sztucznych (opis w tekście)

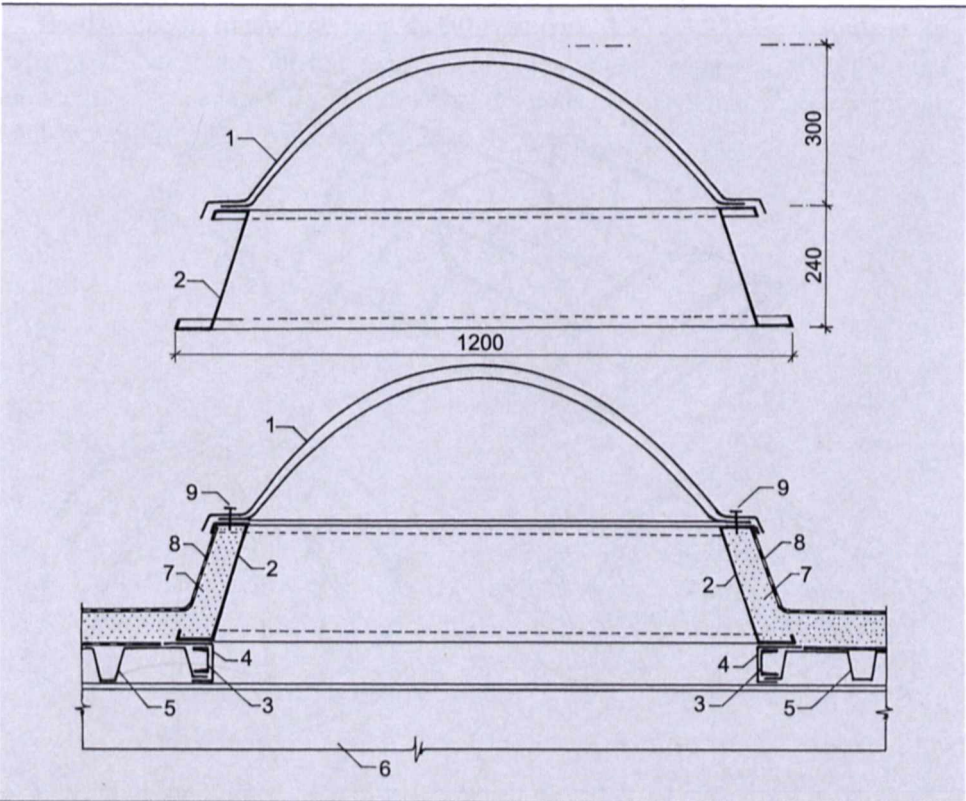
Świetliki kopułkowe, pokazane na rys. 3.33, mają rzuty kwadratowe, prostokątne lub okrągłe. Są one o konstrukcji pojedynczej (jednopowłokowe — rys. 3.33b i e) lub podwójnej (dwupowłokowe — rys. 3.33c i f). W zależności od konstrukcji krótsze boki świetlików prostokątnych mają maksymalnie 3,0 m, średnica zaś świetlików okrągłych wynosi maksymalnie 5,0 m.

Producenci oferują odpowiednie podstawy (ramy) takich świetlików do zamocowania ich w połąci dachowej (rys. 3.35e oraz 3.4). Są one dostosowane do kształtów płyt fałdowych pokrycia dachowego. W ustroju nośnym dachu (np. płatwi) zazwyczaj mocuje się je, wykorzystując dodatkową konstrukcję wsporczą w postaci belek-wymianów (rys. 3.34 — elementy 2).

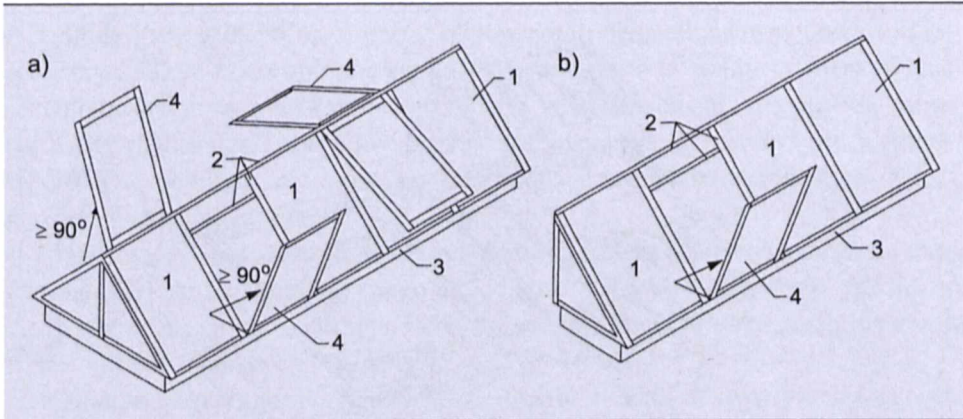
Sposób zamocowania świetlika kopułkowego w połąci dachu hali ocieplonej pokazano na rys. 3.35. Podstawa świetlika 2 musi mieć zapewnione liniowe



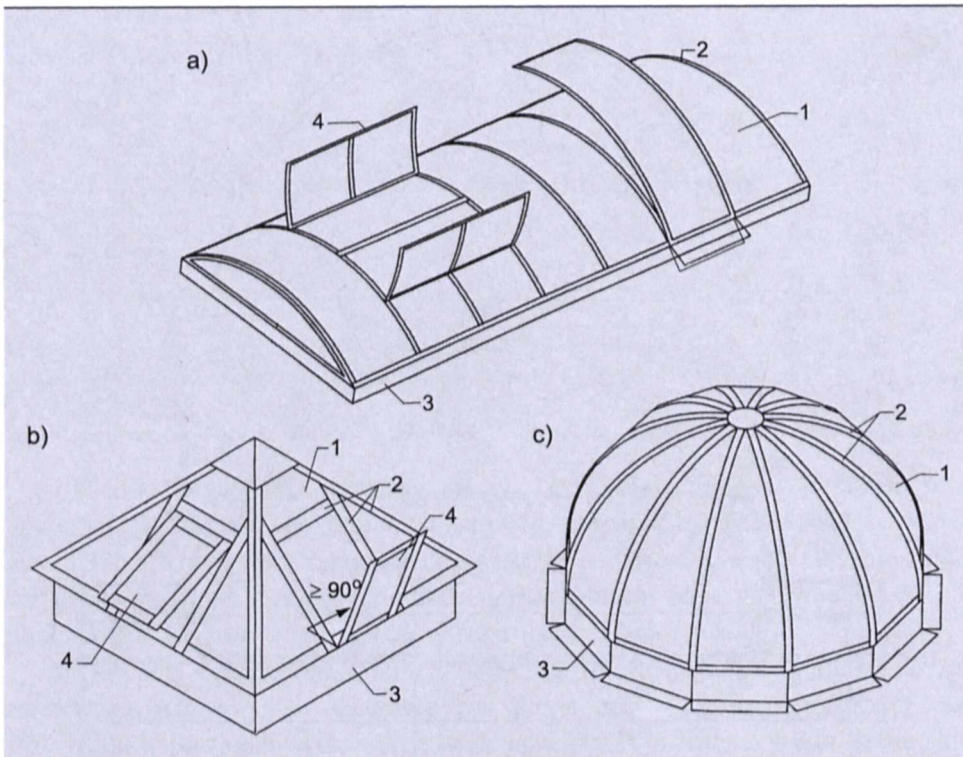
**Rysunek 3.34.** Konstrukcja oparcia podstawy świetlika kopułkowego: 1 – płatew, 2 – konstrukcja wsporcza świetlika (wymiany), 3 – podstawa świetlika, 4 – świetlik



**Rysunek 3.35.** Sposób zamocowania świetlika w połaci dachu hali ocieplonej: 1 – świetlik kopułkowy, 2 – podstawa świetlika, 3 – wymian, 4 – obróbka blacharska, 5 – blacha fałdowa, 6 – płatew, 7 – izolacja termiczna, 8 – izolacja przeciwwodna, 9 – łącznik



**Rysunek 3.36.** Przykłady konstrukcji świetlików trójkątnego (a) i szedowego (b): 1 – wypełnienie z tworzywa sztucznego przepuszczającego światło, 2 – metalowy element nośny, 3 – podstawa świetlika, 4 – okno lub kłapa wentylacyjna (oddymiająca)



**Rysunek 3.37.** Przykłady konstrukcji świetlików: pasmowego (a), piramidowego (b) i o rzucie wielokątnym (c): 1 – wypełnienie z tworzywa sztucznego przepuszczającego światło, 2 – metalowy element nośny, 3 – podstawa świetlika, 4 – okno lub kłapa wentylacyjna (oddymiająca)



oparcie. W związku z tym należało zastosować belki-wymiany 3. Świetlik kopułkowy 1 jest mocowany do podstawy świetlika 2 na śruby 9.

Na rysunku 3.36 pokazano świetliki trójkątne i szedowy. Mogą one być wykonane z wypełnieniem (oszkleniem) szybami zespolonymi lub z tworzywa sztucznego. Są produkowane o rozpiętości do 6,0 m, w wersjach z oknami (klapami wentylacyjnymi) lub jako nieotwierane. Najczęściej ich konstrukcję nośną wykonuje się z kształtowników aluminiowych, natomiast jako wypełnienie stosuje się szkło akrylowe, poliwęglan kanalikowy lub lity.

Pasmowe świetliki (rys. 3.37a) są oferowane jako nieotwierane lub otwierane z klapami oddymiającymi i wentylacyjnymi. Maksymalna szerokość takich świetlików wynosi do 6,0 m. Podobną konstrukcję mają świetliki piramidowe o podstawie kwadratowej (rys. 3.37b — maksymalna rozpiętość 6,0 m) i ośmiokątnej (rys. 3.37c — maksymalna rozpiętość 8,0 m). Świetliki pokazane na rys. 3.37 wypełnia się płytami z poliwęglanu kanalikowego, szkła akrylowego lub poliwęglanu litego mocowanymi do stalowych (odpowiednio zabezpieczonych antykorozyjnie) lub aluminiowych żeber tworzących ustrój nośny świetlika.

Bardzo często omawiane typy świetlików (rys. 3.36 i 3.37) łączą funkcję dachowego doświetlenia obiektu z systemem oddymiania i odprowadzania wysokiej temperatury w czasie pożaru. Wówczas do podstawy świetlików są mocowane mechanizmy sterujące otwieraniem klap dymowych.

## Konstrukcje wsporcze obudowy ścian i dachu hali

### 4.1. Wprowadzenie

Względy wytrzymałościowe sprawiają, iż powierzchniowe elementy osłonowe (płyty ściennie, dachowe, okna, wrota itp.) wymagają stosunkowo gęstej siatki linii podparć. Tylko w nielicznych sytuacjach projektowych obciążenie zewnętrzne z elementów osłonowych obudowy hali jest przekazywane na główne elementy poprzeczne, np. w dachach bezpłatwiowych (por. rys. 1.8).

W celu oparcia elementów osłonowych w dachach hali stosuje się najczęściej płatwie, w ścianach zaś rygle oraz słupy pośrednie. Płatwie oraz rygle ścian bocznych są to elementy usytuowane równoległe do osi podłużnej hali, rygle ściany czołowej są rozmieszczone prostopadle do tejże osi. O ile płatwie opierają się bezpośrednio na pasach górnych rygli głównych układów poprzecznych, to w przypadku rygli ścian bocznych względy ekonomiczno-wytrzymałościowe często sprawiają, iż do ich oparcia stosuje się dodatkowe słupy pośrednie (słupy obudowy). Słupy pośrednie w ścianach szczytowych wprowadza się zazwyczaj z uwagi na duży rozstaw słupów głównych układów poprzecznych. W celu zmniejszenia przekrojów rygli ściennych stosuje się wówczas dodatkowe słupy pośrednie w ścianie szczytowej. W ścianach bocznych, w zależności od rozstawu układów poprzecznych, rygle ściennie wspierają się bezpośrednio na słupach głównych lub głównych i pośrednich, a czasami tylko na pośrednich. Zarówno w przeszłości, gdy do budowy ścian stosowano cegły lub bloczki z lekkich betonów, jak i współcześnie, gdy powszechnie wznosi się ściany z płyt warstwowych, kaset ściennych i blach fałdowych, elementy te współpracują w przenoszeniu obciążeń z prętowym (wsporczym) szkieletem nośnym. Murów (z elementów drobnowy-

miarowych) i płyt żelbetowych jako elementów osłonowych budynków halowych nie stosuje się obecnie często z uwagi na ich duży ciężar oraz pracochłonne roboty wykończeniowe.

Zbliżone zadania konstrukcyjne i sposób wytyczenia płatwi i rygli ściennych sprawiają, iż rozwiązania konstrukcyjne tych elementów są często podobne. Dlatego też powstały wyspecjalizowane firmy produkujące elementy konstrukcji wsporczych obudów ściennych i dachowych budynków. Proponują one kompleksowe rozwiązanie konstrukcyjne samonośnych układów do powierzchniowych elementów obudowy hal. Należy jednak wyraźnie zaznaczyć, iż stosowane w takich systemowych rozwiązaniach stężenia i usztywnienia zapewniają dostateczną sztywność tylko konstrukcji wsporczej obudowy, a główny ustrój nośny hali musi mieć niezależny system odpowiednich stężeń.

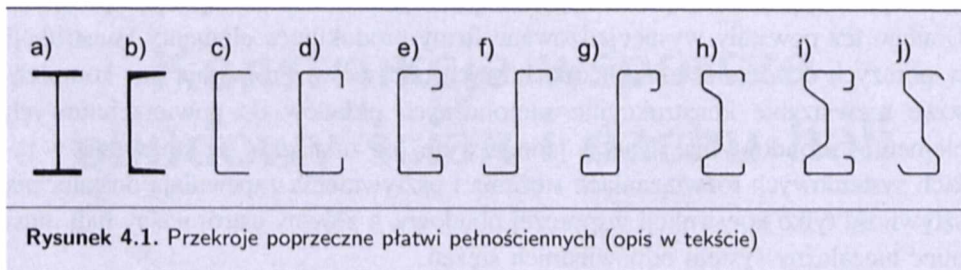
## 4.2. Płatwie

Konstrukcją wsporczą osłonowych płyt dachowych, a także świetlików są najczęściej płatwie (w dachach bezpłatwiowych rygle dachowe układów poprzecznych). Są to więc elementy konstrukcji dachu przejmujące obciążenia od ciężaru pokrycia dachowego, a także obciążeń klimatycznych (śniegu, wiatru), przekazujące je na dachowe rygle układów poprzecznych. Umieszcza się je równolegle do okapu i kalenicy. Jeśli rygle dachowe są dźwigarami kratowymi, to płatwie są usytuowane w węzłach pasów górnych wiązarów. Łączy się je z elementami podporowymi, prostopadle do płaszczyzny połąci dachu, najczęściej za pomocą śrub.

Cechy przekazywanych obciążeń oraz nachylenie połąci dachu sprawiają, iż płatwie są elementami zginanymi dwukierunkowo (ukośnie) i mogą być ściskane (gdy stanowią elementy współtworzące, np. stężenie połąciowe poprzeczne dachu hali). Ponadto płatwie są skręcane. W analizach wytrzymałościowych płatwi z kształtowników walcowanych na gorąco, charakteryzujących się dużą sztywnością czystego skręcania, wpływ ich wytyczenia skręcającego jest pomijany. Nie można tego jednak uogólniać przy płatwiach z kształtowników giętych z blach na zimno. Wówczas, np. w rozwiązaniach systemowych obudów cienkościennych, stosuje się odpowiedni system stężeń, które ograniczają wpływ skręcania na wytyczenie płatwi.

Wytyczenie płatwi zależy od ich rozstawu oraz rozstawu rygli dachowych układów poprzecznych (rozpiętości płatwi), pochylenia połąci dachu, rodzaju pokrycia dachowego i wartości obciążeń zewnętrznych. Wartości wytyczeń zginających i ścinających wpływają bezpośrednio na rodzaj przyjmowanych rozwiązań konstrukcyjnych płatwi. Stosuje się płatwie belkowe o przekrojach pełnościennych lub ażurowych oraz płatwie kratowe.

Charakterystyczne przekroje poprzeczne płatwi pełnościennych pokazano na rys. 4.1. Na przekroje poprzeczne pełnościennych płatwi belkowych stosuje się dwuteowniki (najczęściej IPE) lub ceowniki walcowane na gorąco (rys. 4.1a i b), a przede wszystkim kształtowniki profilowane z blach giętych na zimno.



Rysunek 4.1. Przekroje poprzeczne płatwi pełnościennych (opis w tekście)

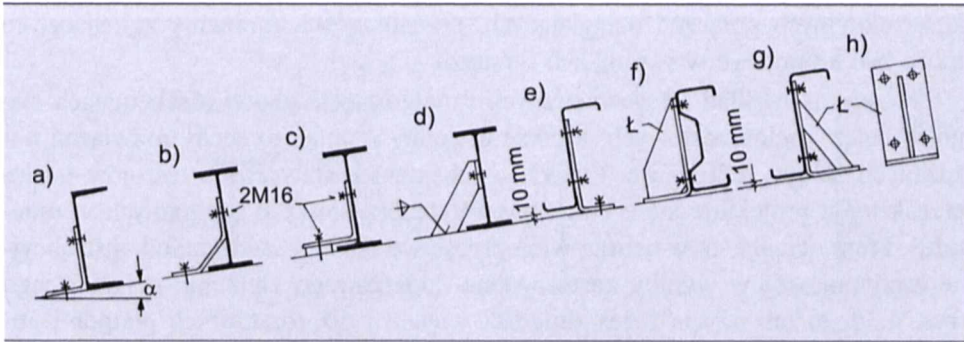
Płatwie profilowane przez gięcie na zimno blach grubości od 2 do 5 mm mają kształty ceowe (rys. 4.1c, d i e), zetowe (rys. 4.1f, g, j) i sigma (rys. 4.1h, i). Często na elementy te stosuje się stal o granicy plastyczności  $f_y = 345 \div 390$  MPa, a także stal o podwyższonej odporności na korozję atmosferyczną S235, S355 (wg PN-EN 10155). Są one ekonomiczne, gdyż zużycie stali jest tu od 30 ÷ 50% mniejsze niż w przypadku płatwi z kształtowników walcowanych na gorąco. Wymagają jednak starannego zabezpieczenia antykorozyjnego (np. przez ocynkowanie).

Płatwie o kształtach ceowych (rys. 4.1b ÷ e) należy ustawiać środkiem w stronę okapu, gdyż ułatwia to wykonanie połączenia z ryglem dachowym oraz jest korzystniejsze ze względów wytrzymałościowych (z uwagi na położenie środka ścinania przekroju ceowego). Należy jednak zaznaczyć, że takie ich usytuowanie nie jest najlepsze ze względów eksploatacyjnych, gdyż na dolnej półce gromadzą się zanieczyszczenia i wilgoć, sprzyjające korozji kształtownika.

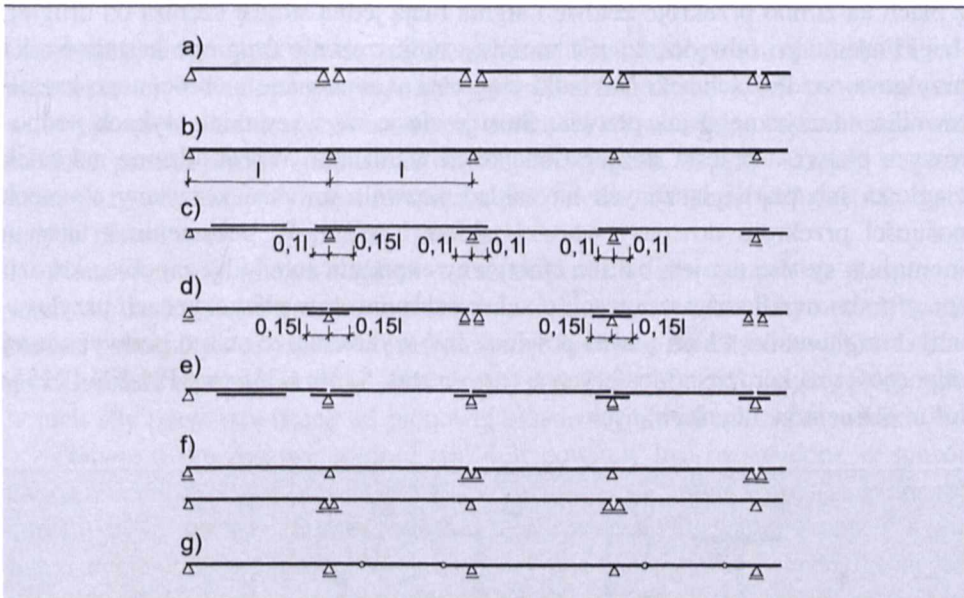
Pełnościennie płatwie prętowe łączy się do pasów rygli dachowych za pomocą elementów pośrednich z kątowników walcowanych (rys. 4.2a, c), kątowników giętych (rys. 4.2e), odpowiednio wygiętych blach (rys. 4.2b) lub elementów pośrednich (rys. 4.2d, f, g). Warunkiem przyjęcia widełkowego podparcia w modelu obliczeniowym wyłączenia płatwi (rys. 4.2a ÷ d) jest umieszczenie ich łączników powyżej połowy wysokości kształtownika.

Do połączeń płatwi z elementami podporowymi najczęściej używa się dwóch śrub M16. Gdy płatwie stanowią część składową stężenia połączeniowego poprzecznego, takie połączenia powinny odznaczać się nośnością nie mniejszą niż 0,01 większej z sił ściskających pas górny rygla dachowego. Należy zwrócić uwagę, że wyłączenia tych połączeń w przypadku płatwi jednoprzęsłowych są zdecydowanie większe niż w przypadku płatwi wieloprzęsłowych.

Projektowanie płatwi pełnościennych o schemacie statycznym belki jednoprzęsłowej nie jest uzasadnione ekonomicznie (rys. 4.3a), gdyż o przyjętym przekroju poprzecznym płatwi może wówczas decydować stan graniczny użytkowa-



Rysunek 4.2. Przykłady połączeń płatwi z ryglem dachowym (opis w tekście)



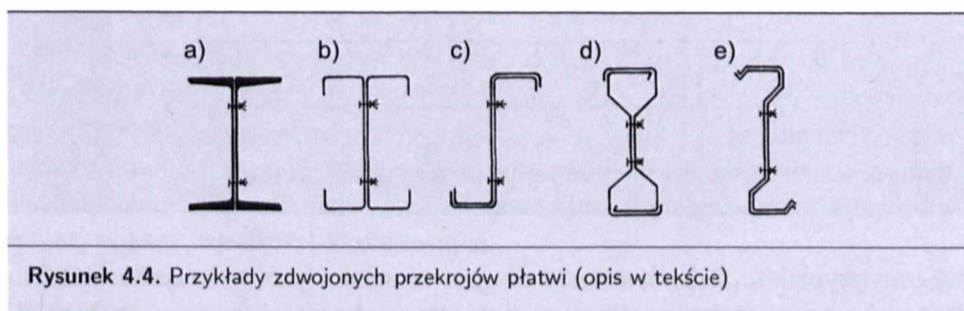
Rysunek 4.3. Schematy statyczne płatwi pełnościennych (opis w tekście)

nia i wytrzymałość tych elementów nie jest w pełni wykorzystana. Prowadzi to do zwiększonego zużycia stali w porównaniu z płatwiami o schematach belek ciągłych (rys. 4.3b). Stosowanie płatwi o schemacie belki jednoprzęsłowej jest uzasadnione, gdy hala jest posadowiona na terenach szkód górniczych lub na słabych gruntach. Zaletą płatwi jednoprzęsłowych jest dogodny montaż.

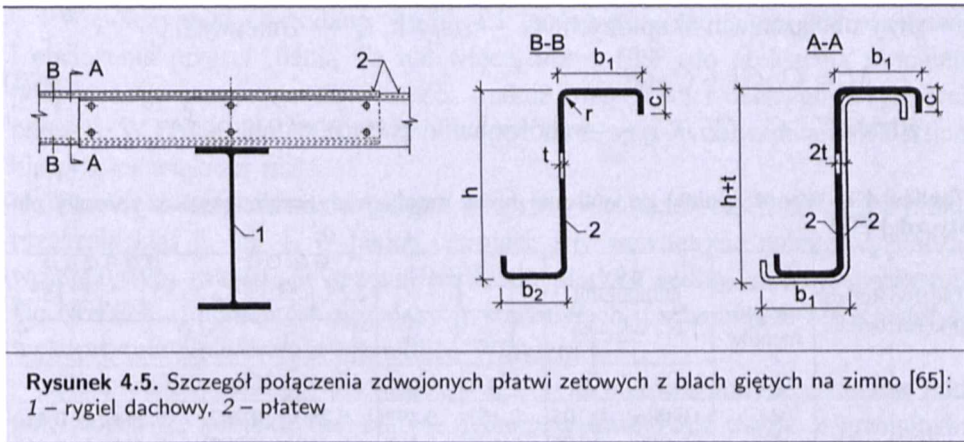
Mniejsze wartości momentów zginających niż w belkach jednoprzęsłowych i małe ugięcia ustroju (a także niewielkie zużycie stali) uzyskuje się, gdy liczba przęseł płatwi ciągłych jest większa niż dwa. Niedogodność wynikająca ze stosowania takich płatwi wieloprzęsłowych wiąże się z koniecznością wykonywania

konstrukcyjnych połączeń uciągających, przenoszących momenty zginające, co może być kłopotliwe w warunkach montażu.

Korzystny rozkład sił wewnętrznych i małe ugięcie płatwi o schematach ciągłych belek wieloprzęsłowych, a także dogodny montaż to cechy rozwiązań pokazanych na rys. 4.3c, d i e. Płatwie o schematach statycznych ustrojów wieloprzęsłowych projektuje się z belek quasi-jednoprzęsłowych (dogodnych w montażu), które uciąga się w ustroje wieloprzęsłowe. Takie rozwiązanie konstrukcyjne otrzymuje się w wyniku zastosowania dodatkowego elementu uciągającego (rys. 4.3d, e) lub użycia belek długości większej niż rozstaw ich podpór i połączenia elementów na zakład (rys. 4.3c). W płatwiach o lokalnie zdwojonych przekrojach ceowniki walcowane na gorąco lub profilowane z blach na zimno są zestawione przylgowo środkami (rys. 4.4a i b). Pokazane na rys. 4.4c, d, e gięte z blach na zimno przekroje zetowe i sigma mają jedną stopkę szerszą od drugiej, dzięki czemu po odwróceniu jest możliwe umieszczenie drugiego kształtownika przylgowo wzdłuż ścianek. Nakładki ciągłości są wykonane z obróconego kształtownika, identycznego jak płatwie. Stosuje się je we wszystkich stykach podporowych płatwi, a przęsła skrajne dodatkowo wzmacnia. Wprowadzenie nakładek ciągłości lub płatwi łączonych na zakład pozwala uzyskać korzystny stosunek nośności przekroju do masy własnej takiego ustroju. W połączeniu z łatwym montażem system ten jest bardzo efektywny ekonomicznie. Aby zapobiec korozji (przy braku możliwości renowacji powłok ochronnych w płaszczyznach przylegania), kształtowniki takich płatwi powinny być wykonane ze stali o podwyższonej odporności na korozję atmosferyczną (np. ze stali S235, S355 (wg PN-EN 10155) lub z elementów ocynkowanych.



W projektowaniu płatwi ciągłych, o lokalnie wzmocnionym przekroju, wykorzystuje się znaną od dawna regułę statyki, że przekrój o większym momencie bezwładności (w układzie statycznie niewyznaczalnym) przejmuje większe momenty zginające niż przekroje o mniejszej sztywności. Następuje więc re-dystrybucja sił wewnętrznych i momenty zginające nad podporami pośrednimi (w przekrojach lokalnie wzmocnionych) są większe od tychże w ustroju o stałym przekroju poprzecznym na swej długości. Dzięki zastosowanemu zabiegowi



**Rysunek 4.5.** Szczegół połączenia zdwojonych płatwi zetowych z blach giętych na zimno [65]:  
1 – rygiel dachowy, 2 – płatiew

konstrukcyjnemu uzyskuje się zmianę schematu statycznego ustroju (z belki jednoprzęsłowej w wieloprzęsłową), korzystniejszą redystrybucję sił wewnętrznych w ustroju statycznie niewyznaczalnym o zmiennej sztywności, a także zwiększoną nośność przekrojów w strefach największych wyteżeń. Przęsło skrajne w omawianym rozwiązaniu wymaga również wzmocnienia. Szczegół połączenia zdwojonych płatwi zetowych pokazano na rys. 4.5.

Konstruowanie płatwi ciągłych z kształtowników zdwojonych na podporach wiąże się ze zmniejszonym zużyciem materiału, przy jednoczesnym małym nakładzie robocizny warsztatowej i montażowej. Śruby łączące kształtowniki na długości zakładu można traktować jako montażowe (bez obliczeń), gdyż występujące w nich siły rozwarstwiające od pionowej składowej obciążenia są niewielkie.

Płatwie dwuprzęsłowe według rys. 4.3f powinny być rozstawione w sposób naprzemienny (styki dźwigarów należy rozmieszczać mijankowo). Ten zabieg konstrukcyjny ma na celu możliwie równomierne przekazywanie obciążeń z płatwi na rygle dachowe (gdyż reakcja podpory pośredniej belki dwuprzęsłowej jest o 66,6% większa od reakcji podpór skrajnych). W takiej sytuacji w co drugim polu skrajnym należy dać wzmocnioną belkę jednoprzęsłową lub uciąglić ją z sąsiednią belką dwuprzęsłową w ustrój trójprzęsłowy.

Płatwie ciągłe (rys. 4.3b) zabezpieczone przed zwichrzeniem wykonane z dwuteowników walcowanych o przekroju klasy 1. należy projektować z uwzględnieniem plastycznej redystrybucji momentów zginających w ustroju (oraz nośności plastycznej ich przekroju poprzecznego). Analiza plastyczna konstrukcji pozwala uzyskać istotne oszczędności materiałowe.

Zgodnie z PN-90/B-03200 [98] momenty zginające w belkach (z uwzględnieniem plastycznej redystrybucji sił wewnętrznych) wyznacza się ze wzorów:  
— przy obciążeniach równomiernie rozłożonych:  $g$  — stałych,  $q$  — zmiennych

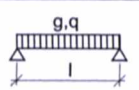
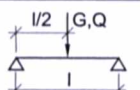
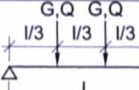
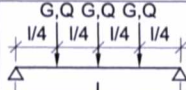
$$M = C_g g l^2 + C_q q l^2 \quad (4.1)$$

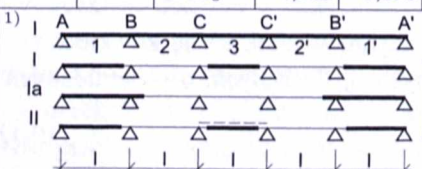
— przy obciążeniach skupionych:  $G$  — stałych,  $Q$  — zmiennych

$$M = C_G G l + C_Q Q l \quad (4.2)$$

gdzie:  $C_g$ ,  $C_q$ ,  $C_G$ ,  $C_Q$  — współczynniki podane w tabl. 4.1.

Tablica 4.1. Współczynniki do obliczeń belek ciągłych z uwzględnieniem rezerwy plastycznej [98]

Liczba przęseł	Rodzaj belki <sup>1)</sup>	Oznaczenie momentów								
			$C_g$	$C_q$	$C_G$	$C_Q$	$C_G$	$C_Q$	$C_G$	$C_Q$
2	I	$M_1$	0,086	0,105	0,167	0,198	0,250	0,292	0,334	0,412
		$M_B$	-0,086	-0,105	-0,167	-0,198	-0,250	-0,292	-0,334	-0,412
3	I	$M_1$	0,086	0,106	0,167	0,200	0,250	0,295	0,334	0,417
		$M_B$	-0,086	-0,106	-0,167	-0,200	-0,250	-0,295	-0,334	-0,417
		$M_2$	0,039	0,086	0,083	0,150	0,084	0,217	0,166	0,334
	II	$M_1$	0,096	0,111	0,188	0,213	0,278	0,308	0,375	0,437
		$M_B$	-0,063	-0,096	-0,125	-0,175	-0,167	-0,256	-0,250	-0,375
		$M_2$	0,063	0,096	0,125	0,175	0,167	0,256	0,250	0,375
4	I	$M_1$	0,086	0,106	0,167	0,200	0,250	0,295	0,334	0,417
		$M_B$	-0,086	-0,106	-0,167	-0,200	-0,250	-0,295	-0,334	-0,417
		$M_2$	0,055	0,094	0,111	0,169	0,150	0,253	0,222	0,367
		$M_C$	-0,055	-0,094	-0,111	-0,169	-0,150	-0,253	-0,222	-0,367
	II	$M_1$	0,096	0,110	0,188	0,212	0,278	0,306	0,375	0,436
		$M_B$	-0,063	-0,097	-0,125	-0,177	-0,167	-0,260	-0,250	-0,380
		$M_2$	0,063	0,097	0,125	0,177	0,167	0,260	0,250	0,380
		$M_C$	-0,063	-0,097	-0,125	-0,177	-0,167	-0,260	-0,250	-0,380
5	I	$M_1$	0,086	0,106	0,167	0,200	0,250	0,295	0,334	0,417
		$M_B$	-0,086	-0,106	-0,167	-0,200	-0,250	-0,295	-0,334	-0,417
		$M_2$	0,055	0,094	0,111	0,169	0,150	0,253	0,223	0,368
		$M_C$	-0,055	-0,094	-0,111	-0,169	-0,150	-0,253	-0,223	-0,368
		$M_3$	0,070	0,102	0,139	0,189	0,184	0,272	0,277	0,401
	II	$M_1$	0,096	0,110	0,188	0,212	0,278	0,307	0,375	0,436
		$M_B$	-0,063	-0,097	-0,125	-0,177	-0,167	-0,260	-0,250	-0,380
		$M_2$	0,063	0,097	0,125	0,177	0,167	0,260	0,250	0,380
		$M_C$	-0,063	-0,097	-0,125	-0,177	-0,167	-0,260	-0,250	-0,380
		$M_3$	0,063	0,100	0,125	0,181	0,167	0,265	0,250	0,389
	Ia	$M_1$	0,086	0,106	0,167	0,200	0,250	0,295	0,334	0,417
		$M_B$	-0,086	-0,106	-0,167	-0,200	-0,250	-0,295	-0,334	-0,417
		$M_2$	0,051	0,092	0,146	0,164	0,139	0,246	0,209	0,360
		$M_C$	-0,063	-0,098	-0,125	-0,179	-0,167	-0,263	-0,250	-0,385
		$M_3$	0,063	0,098	0,125	0,179	0,167	0,263	0,250	0,385

1) 

Belki z przęsłami wzmocnionymi



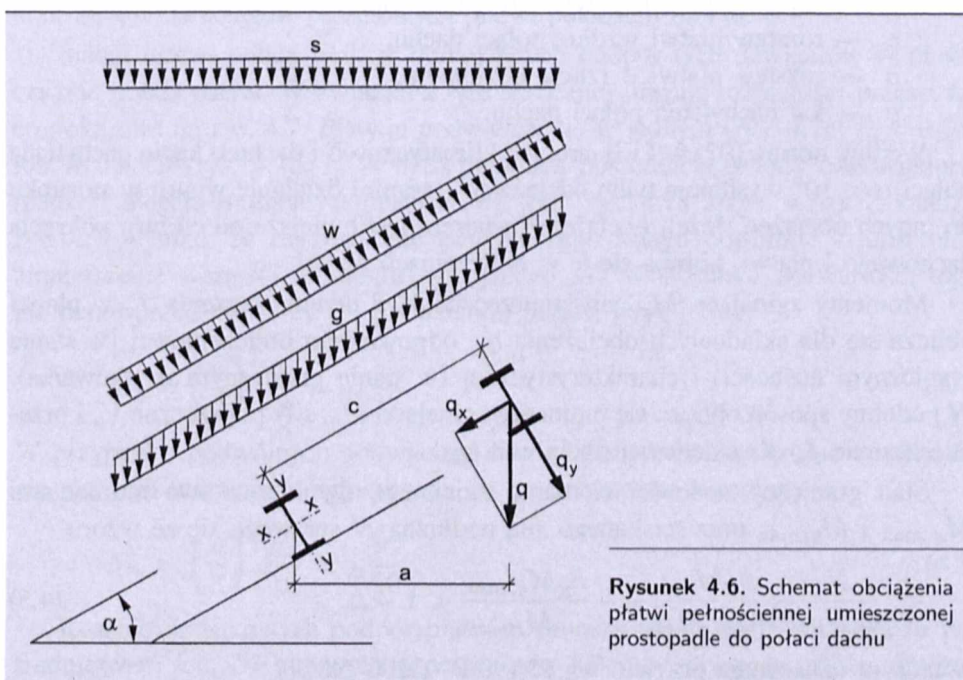
Współczynniki  $C_i$  podane w tabl. 4.1 można stosować także, gdy rozpiętość i obciążenia przęseł różnią się nie więcej niż o 10% (do obliczenia momentu podporowego przyjmuje się wartości średnie rozpiętości i obciążeń przyległych przęseł). W PN-90/B-03200 [98] omówiono także sposób obliczania belek o liczbie przęseł większej niż 5.

Płatwie z kształtowników giętych na zimno z cienkich blach najczęściej mają przekroje klas 3. lub 4. W takich ustrojach siły wewnętrzne należy wyznaczać w sprężystym zakresie wyężenia materiału płatwi (według analizy sprężystej). Do określenia momentów zginających w płatwiach o schematach belek ciągłych wykorzystuje się wówczas np. tablice Winklera [15].

Na terenach szkód górniczych, ze względu na nierównomierne osiadanie podpór, zaleca się projektować płatwie jednoprzęsłowe bądź ciągłe z przegubami o schemacie jak na rys. 4.3g. Trzeba jednak zaznaczyć, iż takie ustroje, zwłaszcza przy małym ciężarze własnym, są zbyt wiotkie. Z tych też względów płatwie z przegubami należy stosować tylko w uzasadnionych przypadkach.

Jeśli płatwie stanowią elementy konstrukcji tężników, to występują w nich ściskające siły osiowe  $N$ . Zaleca się, aby smukłość  $\lambda$  takich ściskanych płatwi nie przekraczała 250.

Obciążenie płatwi pełnościennej, umieszczonej prostopadłe do połaci dachu (rys. 4.6), składa się z obciążenia stałego  $g$  obejmującego ciężary własne wszystkich warstw pokrycia dachowego i ewentualnie stężeń połaciowych i podwieszono-



**Rysunek 4.6.** Schemat obciążenia płatwi pełnościennej umieszczonej prostopadłe do połaci dachu

nych do dachu instalacji, płatwi ( $g_p$ ) oraz obciążeń zmiennych:  $w$  — obciążenia od wiatru i  $s$  — obciążenia od śniegu.

W analizie wytrzymałościowej pełnościennych płatwi z kształtowników walcowanych na gorąco można pominąć wpływ ich skręcania. Przy płatwiach cienkościennych wytyężenie skręcające przejmuje najczęściej odpowiedni system stężeń. Wówczas płatwie można traktować jak pręty dwukierunkowo zginane i ściskane.

W obliczeniach wytyżeń płatwi należy rozłożyć wszystkie obciążenia na dwa kierunki:

- prostopadły do połaci dachu i równoległy do osi  $y$  płatwi (obciążenie  $q_y$ ),
- równoległy do połaci dachu i osi  $x$  płatwi (obciążenie  $q_x$ ).

Składowe obciążeń płatwi (rys. 4.6) zapisuje się wzorami:

$$q_y = (gc + g_p + sa) \cos \alpha + wc \quad (4.3)$$

$$q_x = (gc + g_p + sa) \sin \alpha \quad (4.4)$$

gdzie:

- $g$  — ciężar pokrycia na 1 m<sup>2</sup> połaci dachu, zawierający także ewentualny ciężar stężeń połaciowych dachu,
- $g_p$  — ciężar własny płatwi,
- $s$  — obciążenie śniegiem na 1 m<sup>2</sup> rzutu poziomego dachu,
- $w$  — obciążenie wiatrem na 1 m<sup>2</sup> połaci dachowej, o kierunku prostopadłym do połaci (parcie lub ssanie wiatru),
- $c$  — rozstaw płatwi wzdłuż połaci dachu,
- $a$  — rozstaw płatwi w rzucie poziomym,
- $\alpha$  — kąt nachylenia połaci dachu.

Według normy [92] w I i II strefach klimatycznych i dachu o kącie nachylenia połaci  $\alpha < 10^\circ$  występuje tylko odciążające (ssanie) działanie wiatru w stosunku do innych obciążeń. Jeżeli obciążenie wiatrem jest mniejsze od ciężaru pokrycia dachowego i płatwi, pomija się je w obliczeniach płatwi.

Momenty zginające  $M_x$ , siły poprzeczne  $V_x$  i przemieszczenia  $f_x$  w płatwi oblicza się dla składowych obciążenia  $q_y$ , odpowiednio obliczeniowej (w stanie granicznym nośności) i charakterystycznej (w stanie granicznym użytkowania). W podobny sposób oblicza się momenty zginające  $M_y$ , siły poprzeczne  $V_y$  i przemieszczenie  $f_y$  dla składowej obciążenia  $q_x$ .

Stan graniczny nośności elementu zginanego dwukierunkowo momentami  $M_{x, \max}$  i  $M_{y, \max}$  oraz ściskanego siłą podłużną  $N$  sprawdza się ze wzoru

$$\frac{N}{\varphi_i N_{Rc}} + \frac{\beta_x M_{x, \max}}{\varphi_L M_{Rx}} + \frac{\beta_y M_{y, \max}}{M_{Ry}} \leq 1 - \Delta_i \quad (4.5)$$

w którym oznaczenia przyjęto wg PN-90/B-03200 [98].

Stan graniczny użytkowania płatwi sprawdza się ze wzoru

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} < f_{gr} \quad (4.6)$$

gdzie:

$f_x, f_y$  — przemieszczenia płatwi od charakterystycznych składowych obciążeń  $q_x$  i  $q_y$  wyznaczone według zasad przyjętych w mechanice budowli,

$f_{gr}$  — graniczne ugięcie płatwi, które zgodnie z PN-90/B-03200 [98] wynosi:  $l/200$  lub  $l/150$  w przypadku obudowy z blachy fałdowej i rozpiętości przęsła płatwi  $l < 6,0$  m.

Zazwyczaj wskaźnik zginania płatwi  $W_y$  (względem osi  $y$  — słabszej osi oporu przy zginaniu) jest zdecydowanie mniejszy od wskaźnika  $W_x$  (względem osi  $x$ ). Wówczas wartość członu  $M_{y, \max}/M_{Ry}$  we wzorze (4.5) jest bardzo duża mimo stosunkowo małych wartości momentu zginającego  $M_{y, \max}$ . Z tych też względów jest wskazana redukcja momentu zginającego  $M_{y, \max}$ , co uzyskuje się przez zmniejszenie rozpiętości płatwi  $l_y$  (w płaszczyźnie połaci dachu). Praktycznie zabieg ten polega na zastosowaniu ściągów (podwieszów) z prętów pełnych o średnicy  $8 \div 20$  mm, umieszczonych równoległe do połaci dachu. Ściągę te łączą środki płatwi. Są one usytuowane równoległe do osi rygła dachowego, z wyjątkiem pola kalenicowego, gdzie biegną skośnie do węzła oparcia płatwi kalenicowej na ryglu. Zazwyczaj wprowadza się jeden lub dwa ściągi w każdym przedziale między dźwigarami dachowymi. Przykłady schematów rozmieszczenia oraz wytyczenia ściągów połaciowych płatwi pokazano na rys. 4.7.

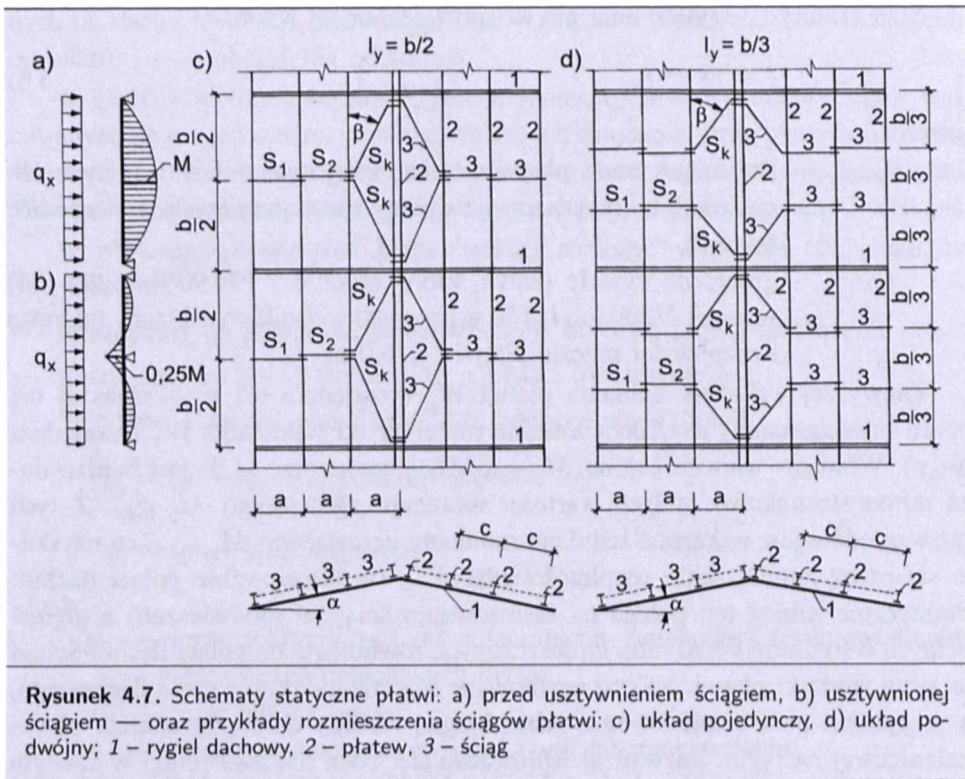
Ściągę płatwi pełnią funkcję dodatkowych podpór tych dźwigarów w płaszczyźnie połaci dachu. W związku z tym skróceniu ulegają rozpiętości przęsła  $l_y$ , co pokazano na rys. 4.7. Płatwie podwieszają się w jednym (rys. 4.7c;  $l_y = 0,5b$ ) lub w dwóch (rys. 4.7d;  $l_y = b/3$ ) punktach pośrednich. Wtedy odpowiedniej redukcji ulegają momenty zginające  $M_y$  (por. rys. 4.7a z rys. 4.7b). Z analizy rys. 4.7 wynika, że zastosowanie pojedynczego ściągu powoduje czterokrotne zmniejszenie wartości momentu zginającego  $M_y$  w stosunku do wartości tego momentu przed dodatkowym podparciem płatwi, gdyż

$$M_y = \left(\frac{b}{2}\right)^2 \frac{q_x}{8} = q_x \frac{b^2}{32} \quad (4.7)$$

W przypadku podwójnych podwieszów nastąpi ponadjedenastokrotne zmniejszenie wartości momentów zginających, co można zapisać wzorem

$$M_y = \left(\frac{b}{3}\right)^2 \frac{q_x}{10} = q_x \frac{b^2}{90} \quad (4.8)$$

Reakcje dodatkowych podpór płatwi przenoszą się na rygle dachowe za pośrednictwem ściągów ukośnych w polach przy kalenicy. Ściągę te należy obliczać



na rozciąganie osiowe siłą  $S_k$ , którą wyznacza się ze wzoru

$$S_k = \frac{m l_y q_x}{\sin \beta} \quad (4.9)$$

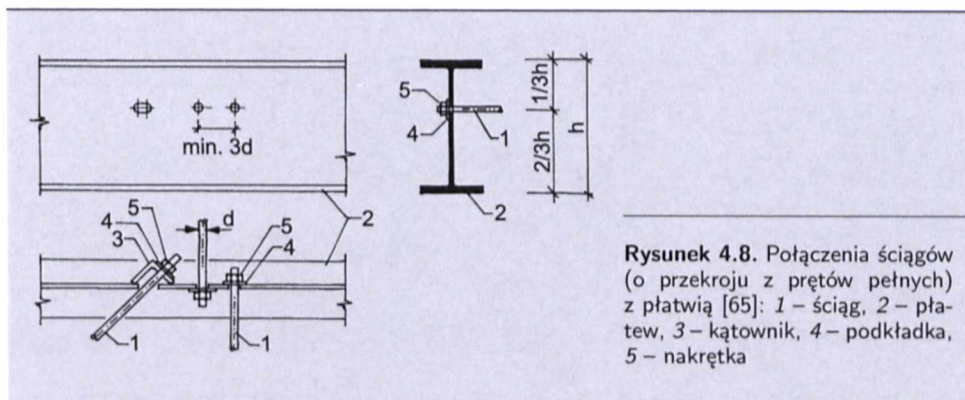
gdzie:

- $m$  — liczba przedziałów między płatwią kalenicową a okapową,
- $l_y$  — rozpiętość przęsła płatwi w płaszczyźnie połaci dachowej (odległość między ściągiami:  $l_y = b/2$  na rys. 4.7c,  $l_y = b/3$  na rys. 4.7d),
- $q_x$  — składowa obciążenia płatwi w płaszczyźnie połaci dachu wg (4.4),
- $\beta$  — kąt między płatwią a ściągiem.

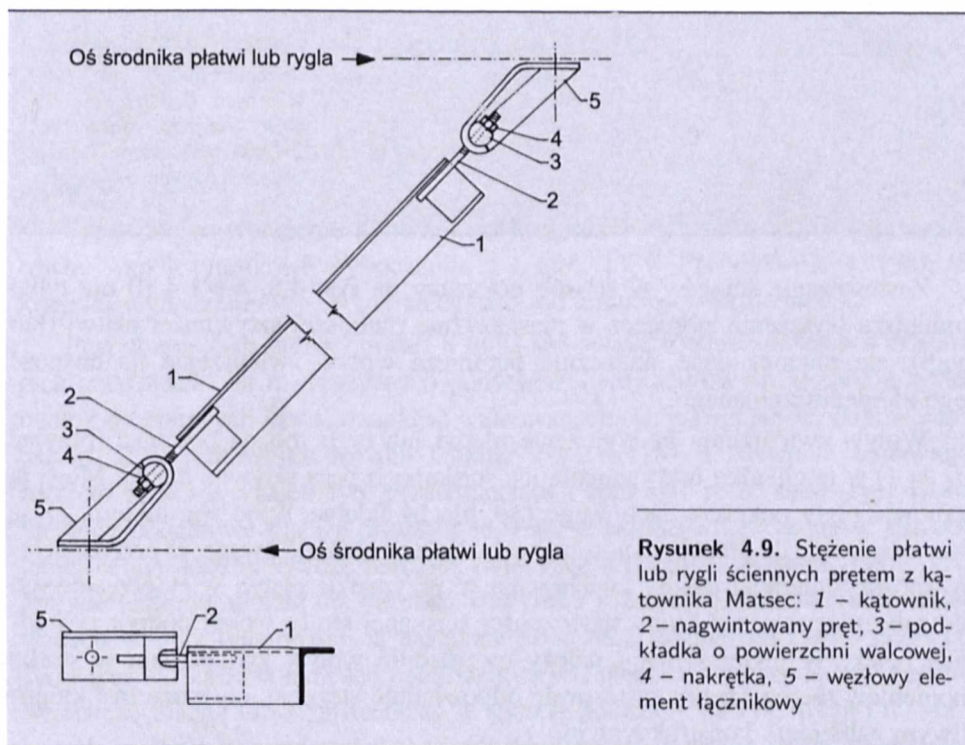
Ściągii płatwi wykonane z pełnych prętów okrągłych mają nagwintowane końcówki, co umożliwia regulację ich naciągu za pośrednictwem nakrętek. Połączenia tego typu ściągiów (o przekroju z prętów pełnych) z płatwią dwuteową pokazano na rys. 4.8.

W rozwiązaniach systemowych konstrukcji wsporczych lekkich obudów dachów i ścian są stosowane usztywnienia płatwi i rygli ściennych (rys. 4.9 i 4.10).

Na rysunku 4.9 pokazano podwieszenie z kątownika 1, którego końce wyposażono w nagwintowane pręty pełne 2. W systemie tym łącznikowe elementy węzłowe 5 są przykręcane na śruby (nakrętkami 4) do środków płatwi lub ry-



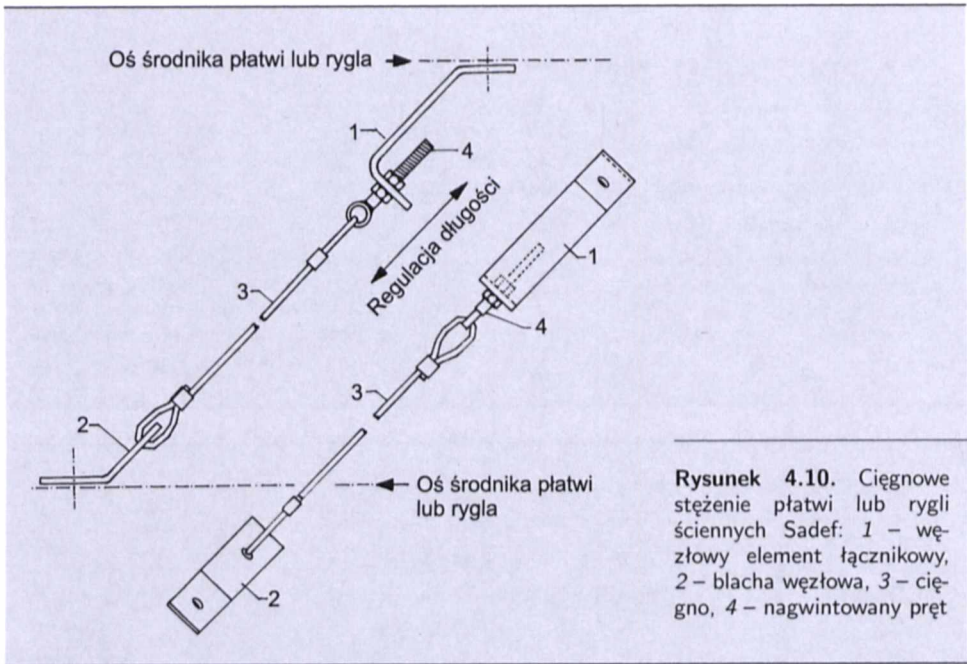
**Rysunek 4.8.** Połączenia ściągów (o przekroju z prętów pełnych) z płatwią [65]: 1 – ściąg, 2 – płatwa, 3 – kątownik, 4 – podkładka, 5 – nakrętka



**Rysunek 4.9.** Stężenie płatwi lub rygli ściennych prętem z kątownika Matsec: 1 – kątownik, 2 – nagwintowany pręt, 3 – podkładka o powierzchni walcowej, 4 – nakrętka, 5 – węzłowy element łącznikowy

gli. Zastosowanie owalnych otworów w elementach węzłowych 5 oraz podkładek o powierzchni walcowej 3 umożliwia łączenie ściągów 1 z płatwami lub ryglami w przypadku zmiennych kątów nachylenia względem siebie.

Na rysunku 4.10 pokazano podwieszenie konstrukcji wsporczej obudowy zaprojektowane z cienkich lin 3, wyposażonych w końcówkę z nagwintowanymi prętami pełnymi 4 oraz blachę węzłową 2 do połączenia z płatwią lub rygłem. Nagwintowaną końcówkę 4 łączy się z węzłową blachą 1, przykręcaną do środka usztywnianego elementu.



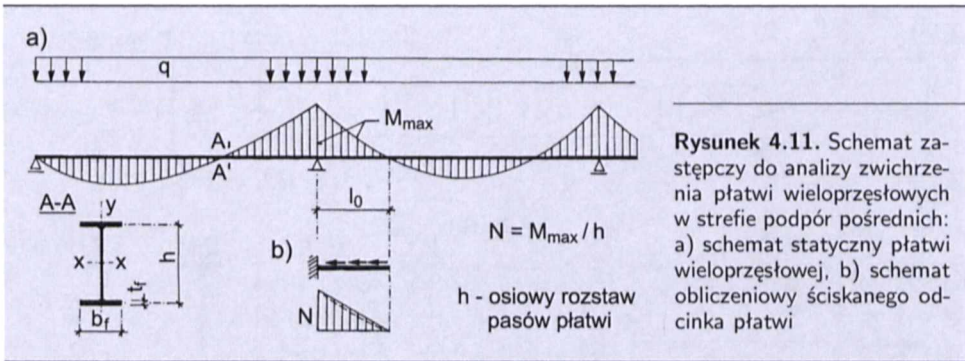
**Rysunek 4.10.** Ciągnowe stężenie płatwi lub rygli ściennych Sadef: 1 – węzłowy element łącznikowy, 2 – blacha węzłowa, 3 – ciągnąco, 4 – nagwintowany pręt

Zastosowanie ściągnięć w sposób pokazany na rys. 4.8, 4.9 i 4.10 nie tylko zmniejsza wyężenie zginające w płaszczyźnie mniejszej sztywności płatwi (lub rygli), ale również dość skutecznie ogranicza wpływ zwichrzenia na nośność tego elementu zginanego.

Wpływ zwichrzenia na wyężenie płatwi lub rygli można pominąć (przyjając  $\varphi_L = 1$ ) w przypadku usztywnienia ich ściskanego pasa sztywną tarczą. Mogą ją stanowić płyty pokrycia dachowego (np. blachy faldowe) pod warunkiem, że są przymocowane do płatwi w sposób trwały. Należy zwrócić uwagę, iż przedstawiony sposób uniemożliwienia zwichrzenia w przypadku płatwi wieloprzęsłowych nie zabezpiecza przed utratą stateczności ściskanej strefy wokół podpór pośrednich belek. W takiej sytuacji należy uwzględnić wpływ zwichrzenia w strefie momentów ujemnych lub zastosować odpowiednie stężenia, co może być kłopotliwym zabiegiem konstrukcyjnym.

Nośność z warunku zwichrzenia wieloprzęsłowych płatwi w strefie ich podpór pośrednich (występowania momentów ujemnych) można oszacować metodą przybliżoną zaproponowaną w [16]. Polega to na rozpatrywaniu ściskanego odcinka płatwi długości  $l_0$  jako wspornika obciążonego siłą osiową  $N$  o zmiennej wartości, która przyjmuje maksymalną wartość na podporze. Schemat obliczeniowy analizowanego pręta zastępczego pokazano na rys. 4.11. Długość wybocheniową takiego pręta można obliczyć ze wzoru

$$l_e = 1,12l_0 \quad (4.10)$$



Dla tak określonej długości wybocheniowej wyznacza się smukłość giętą pasa ściskanego  $\lambda$ . W przypadku dwuteowego przekroju płatwi (o grubości pasa  $t_f$  i szerokości  $b_f$ ) smukłość tę zapisuje się wzorem

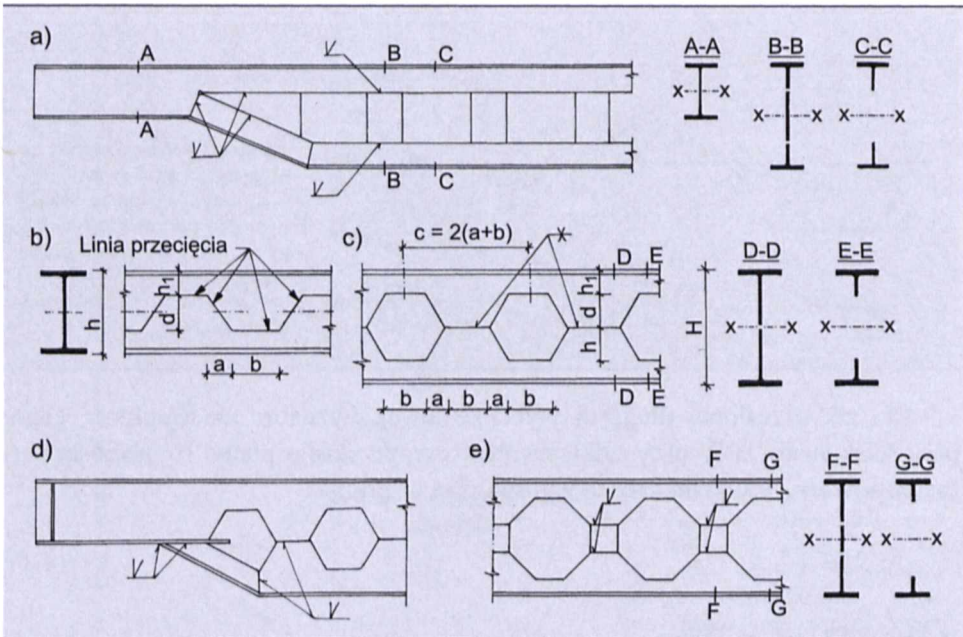
$$\lambda = \frac{l_e}{i_{yf}} \quad (4.11)$$

w którym  $i_{yf} = 0,289b_f$ .

Sprawdzając wyężenie płatwi, współczynnik zwichrzenia  $\varphi_L$  przyjmuje się równy współczynnikowi wybochenia  $\varphi$  z tabl. 11 w PN-90/B-03200 [98], dla krzywej wybocheniowej „c”, w zależności od smukłości względnej  $\bar{\lambda}$ .

Przy rozpiętości przęseł ponad 8 m są stosowane również płatwie o przekrojach ażurowych. Są to dźwigary o podwyższonym, ażurowym środniku, wykonane z dwuteowych kształtowników walcowanych. Uzyskuje się je, odpowiednio rozcinając kształtowniki po linii łamanej (rys. 4.12b), a następnie zestawiając rozcięte części z wzajemnym przesunięciem i spawając je ze sobą (rys. 4.12c). Stosując dodatkowe blachy prostokątne, tzw. wstawki (umieszczone w osi obrotowej belki), można jeszcze bardziej zwiększyć wysokość dźwigara (rys. 4.12e). Płatwie ażurowe można też uzyskać w wyniku rozcięcia kształtowników walcowanych wzdłuż linii prostej, a następnie połączenia rozciętych części przewiązkami (rys. 4.12a). Na końcach belek ażurowych pierwsze otwory należy wypełnić wspaną blachą lub skonstruować w sposób pokazany na rys. 4.12a i d. Ma to na celu nadanie odpowiedniej nośności dźwigarowi w strefie podporowej (przeniesienie sił poprzecznych) oraz uzyskanie płaszczyzny ułatwiającej połączenie z konstrukcją podporową.

Przedstawione sposoby konstruowania belek ażurowych mają na celu zwiększenie wysokości konstrukcyjnej ustroju, a w konsekwencji wzrost zarówno wytrzymałości (nośności), jak i sztywności (zmniejszenie ugięć płatwi). Zwiększenie wskaźnika zginania i wartości momentów bezwładności belek ażurowych uzyskuje się bez dodania materiału lub z niewielkim jego dodatkiem (wstawki, przewiązki). Oszczędności stali przy zastosowaniu płatwi ażurowych mogą do-



Rysunek 4.12. Przykłady rozwiązań konstrukcyjnych płatwi ażurowych (opis w tekście)

chodząc do 40% w porównaniu z walcowanymi belkami pełnościenneymi. Jednak wykonanie ich w przypadku produkcji niezmechanizowanej jest pracochłonne, a także wymaga specjalnych umiejętności, co szczególnie dotyczy cięcia w taki sposób, by nie dopuścić do powstania odkształceń termicznych w rozciętych częściach dźwigara dwuteowego [1]. Stąd też produkcja belek ażurowych powinna odbywać się w sposób przemysłowy, z zastosowaniem odpowiednich technologii (na liniach automatycznego cięcia, prostowania i spawania).

Płatwie ażurowe projektuje się o schemacie belki jednoprzęsłowej. Z punktu widzenia statyki adekwatnym modelem obliczeniowym do wyznaczania sił wewnętrznych w takich dźwigarach dachowych jest układ ramowy, a ściślej schemat statyczny bezprzekątniowej belki Vierendeela. Jednakże z wystarczającą dokładnością takie płatwie można obliczyć, posługując się przybliżoną metodą wymiarowania, omówioną szczegółowo między innymi w pracach [40], [72]. Wówczas przyjmuje się schemat statyczny belki w postaci układu ramowego z przegubami, który jest bisymetryczny i statycznie wyznaczalny.

Przekrój belki ażurowej sprawdza się na maksymalny moment zginający i odpowiadającą mu siłę poprzeczną oraz na maksymalną siłę poprzeczną i odpowiadający jej moment zginający. Stan wyężenia ustroju należy sprawdzić w przekroju belki osłabionym otworem oraz w przekroju nieosłabionym. Ugięcie belki ażurowej (jednoprzęsłowej, podpartej przegubowo), obciążonej równomiernie na długości, można oszacować z wzoru uproszczonego



$$y_{\max} = \frac{5q_y l^4}{384EJ_0} < y_{\text{gr}} \quad (4.12)$$

gdzie

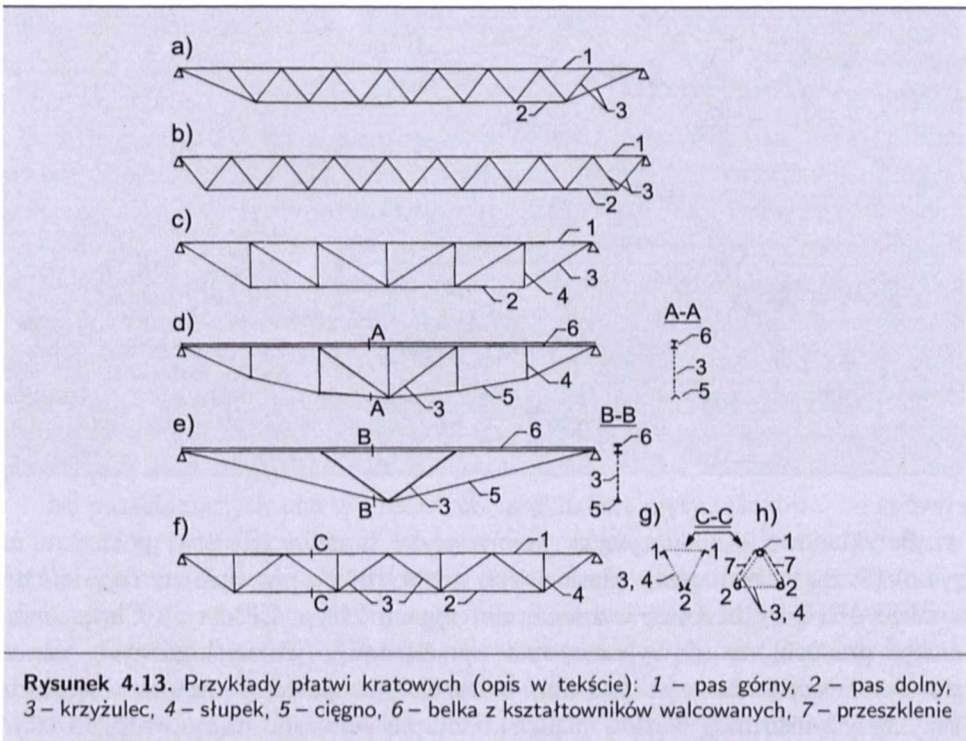
$$J_0 = 0,333(2J_{x0} + J_x) \quad (4.13)$$

w którym:

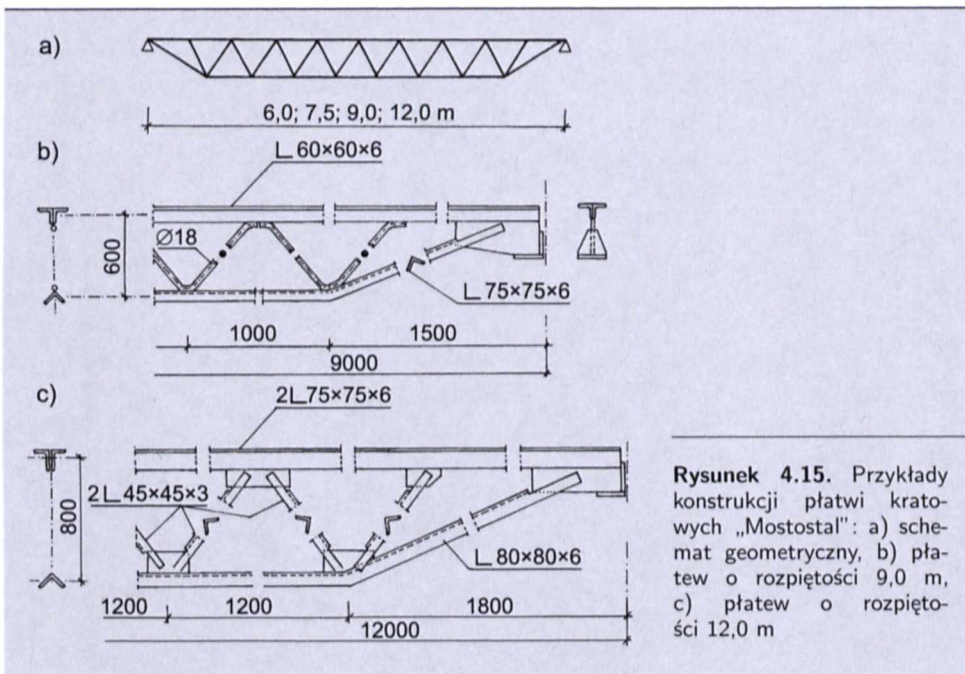
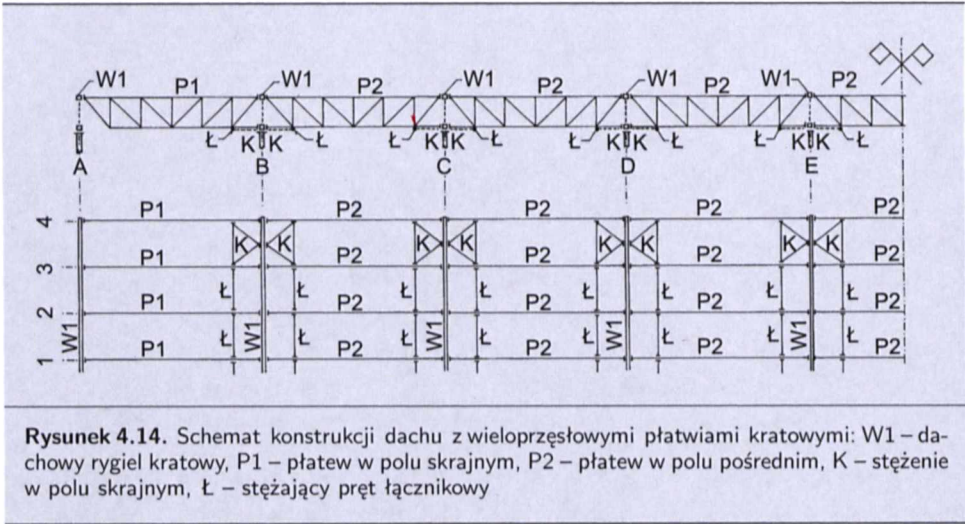
- $J_{x0}, J_x$  — momenty bezwładności belki odpowiednio w przekroju z otworami i przekroju pełnym,  
 $q_y$  — obciążenie poprzeczne płatwi,  
 $l$  — rozpiętość płatwi,  
 $y_{\text{gr}}$  — graniczne ugięcie płatwi wg [98], jak we wzorze (4.6).

W odniesieniu do belek ażurowych o wysokim środziku (w przypadku np. stosowania wstawek wysokości  $h = 100 \div 200$  mm) należy tak obliczone ugięcie  $y_{\max}$  zwiększyć o 20%.

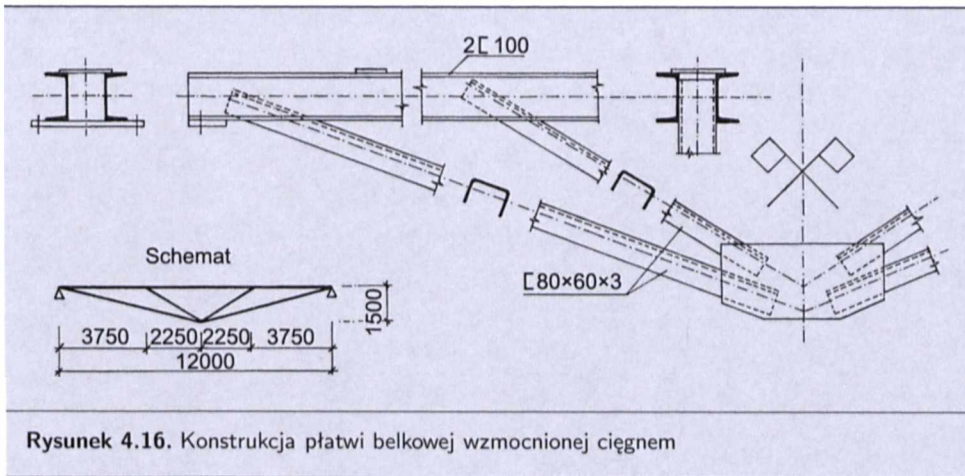
Płatwie o rozpiętości  $10 \div 18$  m wykonuje się również jako jednoprzęsłowe dźwigary kratowe, najczęściej swobodnie podparte. Cechuje je duża sztywność i nośność. Zużywa się na nie od 35 do 60% mniej stali niż na płatwie z pełnościennej kształtowników walcowanych, ale dość wysokie są koszty ich wykonania.



**Rysunek 4.13.** Przykłady płatwi kratowych (opis w tekście): 1 – pas górny, 2 – pas dolny, 3 – krzyżulec, 4 – słupek, 5 – cięgno, 6 – belka z kształtowników walcowanych, 7 – przeszklenie



Przykładowe charakterystyki geometryczne kratowych płatwi pokazano na rys. 4.13. Są to kratownice płaskie (rys. 4.13a, b i c), przestrzenne (rys. 4.13f), a także dźwigary belkowe wzmocnione cięgnami (rys. 4.13d i e). Chcąc ograniczyć pracochłonność wykonawstwa warsztatowego płatwi kratowych, często stosuje się uproszczone rozwiązania konstrukcyjne połączeń prętów w węzłach. Przykłady konstrukcji węzłów płatwi kratowych pokazano na rys. 4.15 i 4.16.



Rysunek 4.16. Konstrukcja płatwi belkowej wzmocnionej ciągnem

Z uwagi na małą sztywność poprzeczną płatwie w postaci kratownic płaskich, a także belki wzmocnione ciągnem łączy się ściągami lub prętami w sposób podobny jak płatwie pełnościenne. Niekiedy projektuje się również płatwie jako dźwigary trójpasowe (rys. 4.13f) i wówczas mają one dostateczną sztywność poprzeczną. Płatwie kratowe projektuje się najczęściej jako dźwigary jednoprzęsłowe, oparte przegubowo na ryglach dachowych układów poprzecznych.

Korzystniejszy rozkład sił wewnętrznych i mniejsze zużycie stali (niż w kratownicach jednoprzęsłowych podpartych przegubowo) uzyskuje się w przypadku płatwi uciąglonych w konstrukcje wieloprzęsłowe. Stosując pręty-zastrzały w płatwiach opartych przegubowo w sposób pokazany na rys. 1.32i lub płatwie o pasach górnym i dolnym połączonych z ryglem dachowym (rys. 4.14), można przyjąć schemat płatwi jako ustroju wieloprzęsłowego (sztywno zamocowanego w ryglach dachowych). Wówczas należy oprzeć przegubowo płatw na dachowym ryglu skrajnym (gdyż przy sztywnym połączeniu płatwi z ryglem dachowym byłby on skręcany) oraz zastosować odpowiednie stężenia ściskanego pasa dolnego płatwi kratowych. W przypadku pokazanym na rys. 4.14 węzły dolne ściskanych przypodporowych pasów dolnych płatwi połączono prętami Ł z usztywnieniem K, usytuowanym w polu skrajnym dachu. Zabieg ten ma na celu skrócenie długości wybocheniowej ściskanych pasów dolnych płatwi w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny tego dźwigara.

Na pasach górnych płatwi kratowych są układane płyty osłonowe, co sprawia iż pręty te są nie tylko ściskane, ale również zginane. Obliczając siły wewnętrzne takiej konstrukcji jak w klasycznym dźwigarze kratowym (ustrój przegubowy obciążony w węzłach), należy uwzględnić dodatkowe zginanie międzywęzłowe pasów górnych kratownicy. Dlatego siły wewnętrzne w prętach płatwi kratownicowej jest korzystniej wyznaczyć z zastosowaniem programów komputerowych. Wówczas przyjmuje się model ustroju o ciągłych pasach górnych i dolnych po-

łączonych przegubowo z krzyżulcami i słupkami. Ciągłe obciążenie poprzeczne należy przyłożyć wówczas bezpośrednio do pasów górnych.

Pasy górne płatwi kratowych należy sprawdzać w dwóch wariantach obliczeniowych: na obciążenia montażowe, gdy dźwigar nie jest zabezpieczony przed wyboczeniem w płaszczyźnie równoległej do połąci dachu, oraz na obciążenia eksploatacyjne, gdy występuje stężenie pasa górnego tarczą pokrycia dachowego. Wytężenie prętów ściskanych i zginanych kratownicy sprawdza się ze wzoru (4.5), prętów ściskanych ze wzoru

$$\frac{N}{\varphi N_{Rc}} \leq 1 \quad (4.14)$$

prętów rozciąganych zaś z zależności

$$\frac{N}{N_{Rt}} \leq 1 \quad (4.15)$$

We wzorach (4.14) i (4.15) użyto oznaczeń według PN-90/B-03200 [98].

W konstrukcjach dachowych, w których nie można pasa górnego zabezpieczyć przed wyboczeniem, stosuje się przestrzenne płatwie kratowe. Są to najczęściej kratownicy trójpasowe o przekroju trójkątnym, złożone z dwóch kratownic skośnych i stężącej je u góry kratownicy poziomej (rys. 4.13g). Płatwie kratowe mogą być ustawione jak na rys. 4.13h. Boczne płaszczyzny takich dźwigarów można wtedy wykorzystać do doświetlenia obiektu.

Przykłady rozwiązań konstrukcyjnych węzłów płatwi kratowych pokazano na rys. 4.15. Pas górny jest wykonany najczęściej z teownika lub dwóch kątowników, a pozostałe elementy są z kątowników, teowników, pełnych prętów okrągłych.

Jako płatwie są stosowane również, z uwagi na stosunkowo mały ciężar i prostszą od kratownic konstrukcję, belki wzmocnione cięgnami (por. rys. 4.13 d, e). Konstrukcję takiej płatwi pokazano na rys. 4.16. Pas górny jest wykonany najczęściej z dwuteownika lub dwóch ceowników, a pozostałe elementy z pojedynczych prętów. Do obliczeń takich ustrojów przyjmuje się obciążenie rozłożone na całej długości płatwi, dające największe siły w ciągnię i obciążenie zmienne, działające na połowie rozpiętości, w wyniku czego powstają największe momenty zginające w pasie górnym. Wadą belek wzmocnionych cięgnami jest ich mała sztywność poprzeczna.

### 4.3. Konstrukcje nośne ścian

Ze względu na usytuowanie w hali rozróżnia się ściany podłużne i szczytowe. Mogą one być samonośne lub szkieletowe.

Ściany samonośne są ustrojami łączącymi funkcje osłonową i konstrukcyjną. Spotyka się je w istniejących halach. Są to ściany murowane, np. z cegły, pu-

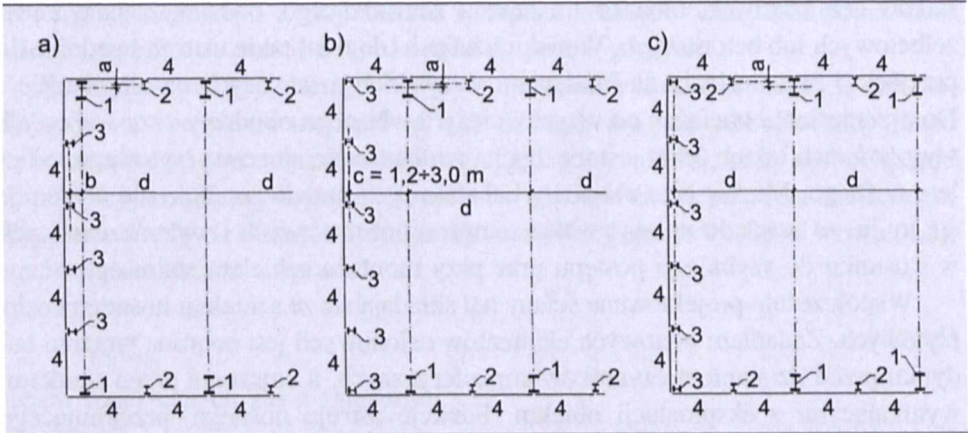
staków ceramicznych, bloczków z betonu komórkowego, bądź wykonane z płyt żelbetonowych lub betonowych. W niskich halach (do 6 m) takie ustroje są zdolne do przejścia i przeniesienia na fundament wszystkich działających na nie obciążeń. Do przeniesienia obciążeń od wiatru i ciężaru własnego obudowy przy większych wysokościach takich ścian jest niezbędne zastosowanie słupowo-ryglowego szkieletu nośnego. Murów jako obudowy hal stalowych prawie zupełnie nie wykonuje się, m.in. ze względu na zbyt wolne tempo robót murowych i wykończeniowych w stosunku do szybkiego postępu prac przy montażu szkieletu stalowego.

Współcześnie projektowane ściany hal składają się ze szkieletu nośnego i osłon płytowych. Zadaniem płytowych elementów osłonowych jest ochrona wnętrza budynku przed działaniem czynników atmosferycznych, a otoczenia przed skutkami wynikającymi z eksploatacji obiektu. Funkcję ustroju nośnego, przejmującego obciążenia z elementów płytowych osłon i przekazującego je na elementy nośne budynku lub fundamenty, spełnia szkielet stalowy. Szkielet nośny ścian może składać się z rygli ściennych i słupów pośrednich lub rygli ściennych. Do nich są mocowane płytowe elementy osłonowe: blachy fałdowe i płyty warstwowe do rygli ściennych, kasety ściennie do słupów (pośrednich, głównych i pośrednich lub głównych), okna, bramy oraz drzwi do rygli i słupów. Taka lekka obudowa hali wymaga zastosowania uporządkowanego układu rygli ściennych i słupów, które tworzą pionowy ruszt prętowy. Przejmuje on obciążenia od parcia i ssania wiatru oraz obciążenia pionowe od ciężaru własnego konstrukcji stalowej, ciężaru okien, bram i ewentualnie instalacji podwieszonych do ścian.

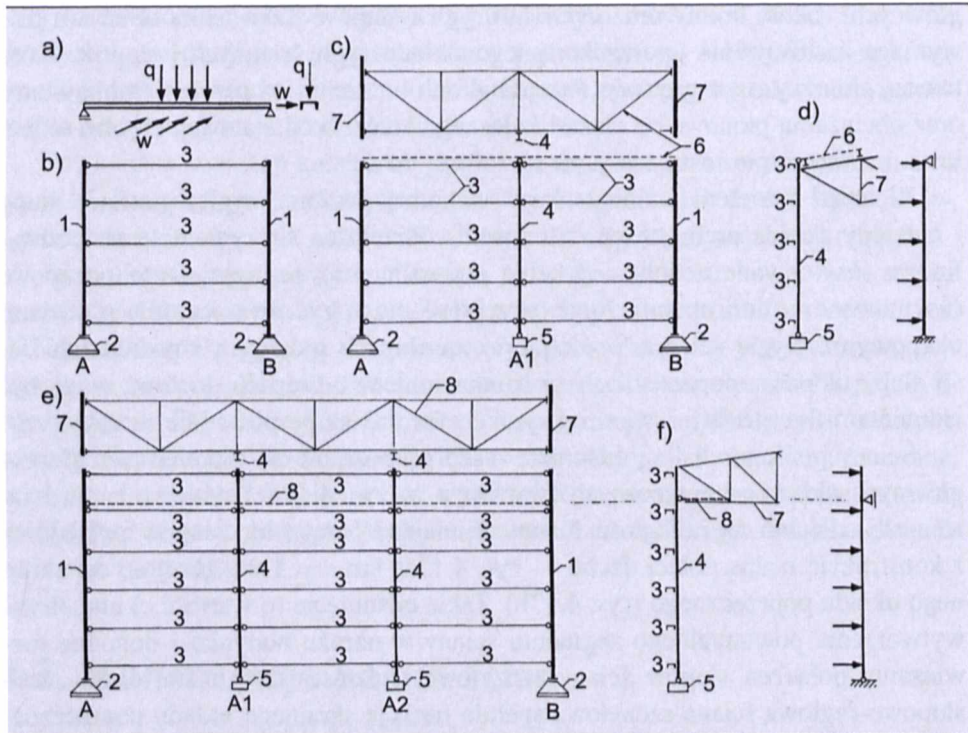
W skład szkieletu nośnego ścian wchodzi poziome rygle, pionowe słupy i niekiedy skośne pręty stężeń (skratowań). Rozróżnia się rygle ściennie podwalinowe (usytuowane u dołu nad belką podwalinową), pośrednie oraz oczepowe (usytuowane w linii okapu). Rygle oczepowe mogą być równocześnie płaciami okapowymi. Rygle ściennie opierają się na słupach głównych i pośrednich. Jeśli słupy układów poprzecznych są rozstawione w odstępach do 6 m, mogą być elementami konstrukcji wsporczej rygli i wówczas słupy pośrednie są zbędne.

Ściany podłużne hal są odsunięte o ich grubość od osi modułarnych słupów głównych układów poprzecznych (wartość  $a$  na rys. 4.17). Ściany szczytowe zaleca się odsunąć na odległość  $b$  (umożliwiająca połączenie słupów pośrednich z konstrukcją nośną połączy dachu — rys. 4.17a) lub  $c = 1,2 \div 3,0$  m od osi skrajnego układu poprzecznego (rys. 4.17b). Takie odsunięcie (o wartość  $c$ ) umożliwia wytworzenie powtarzalnego segmentu ściany w narożu budynku i dogodne rozwiązanie połączeń słupów ściany szczytowej z konstrukcją nośną dachu. Jeśli słupowo-ryglowa ściana szczytowa spełnia funkcję skrajnego układu poprzecznego, jest ona odsunięta o wartość  $d$  (gdzie  $d$  — rozstaw głównych poprzecznych ustrojów nośnych hali; por. rys. 1.15 oraz 4.17c).

Połączenia zarówno rygli ściennych ze słupami, jak i słupów pośrednich z fundamentem oraz konstrukcją dachu projektuje się jako przegubowe.



**Rysunek 4.17.** Schematy rozwiązań konstrukcyjnych ścian podłużnych i szczytowych (opis w tekście): 1 – słup główny, 2 – słup pośredni ściany podłużnej, 3 – słup pośredni ściany szczytowej, 4 – rygiel ścienny

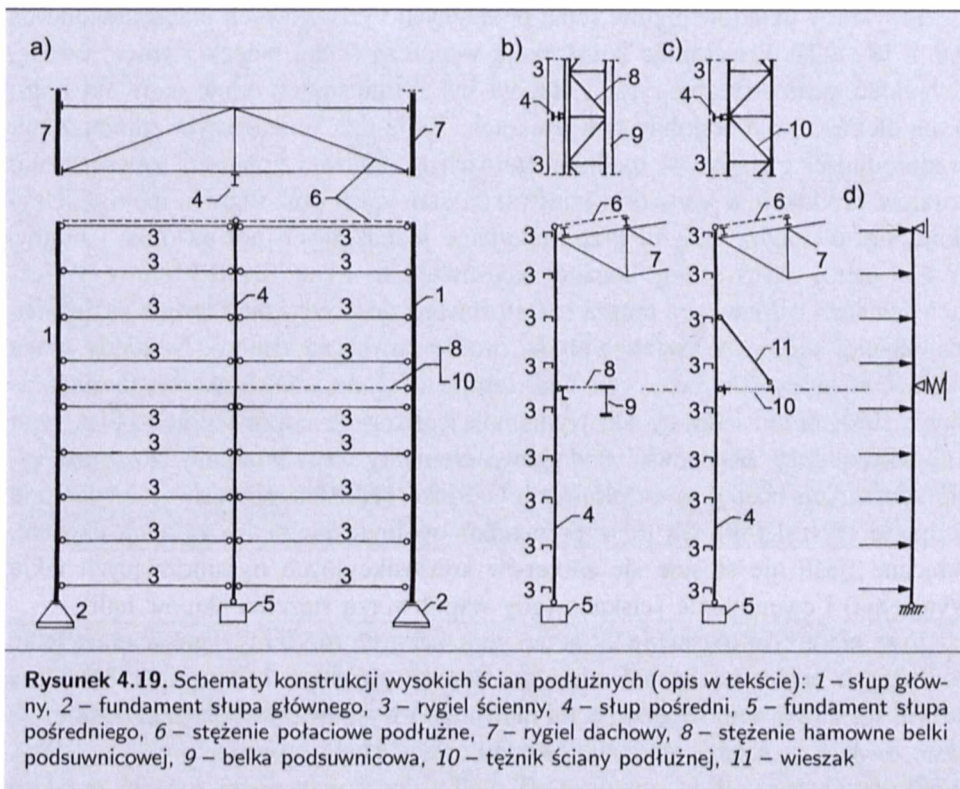


**Rysunek 4.18.** Schematy konstrukcji ścian podłużnych (opis w tekście): 1 – słup główny, 2 – fundament słupa głównego, 3 – rygiel ścienny, 4 – słup pośredni, 5 – fundament słupa pośredniego, 6 – poziome stężenie połaciowe podłużne w płaszczyźnie pasów górnych więzara, 7 – rygiel dachowy, 8 – poziome stężenie podłużne w płaszczyźnie pasów dolnych więzara

Przykłady układów prętów ścian podłużnych i szczytowych przedstawiono na rys. 4.18÷4.22. Projektując konstrukcję wsporczą ścian, należy zwrócić uwagę, aby układ geometryczny rygli i słupów był rytmiczny w odniesieniu do położenia elementów o podobnych wymiarach. Takie działanie sprzyja zmniejszeniu różnorodności elementów, ujednoczeniu ich kształtów i połączeń, zmniejszeniu kosztów produkcji w wytwórni konstrukcji stalowych oraz ułatwia montaż. Użytkuje się to między innymi przez przyjęcie jednakowych pól na okna i bramy. W taki ustrój nośny ściany bocznej wpasowuje się okna, drzwi i bramy. W lekkich ścianach osłonowych muszą być stosowane dość sztywne i trwałe ościeżnice (najczęściej stalowe z kształtowników profilowanych na zimno). Niekiedy mogą one być wykorzystane jako rygle nad- lub podokienne, a także jako rygle nadbramowe. Jeśli drzwi i bramy nie wypełniają całkowicie odpowiednich pól z rygli i słupów, należy zastosować dodatkowe elementy, tzw. wymiany. Poziome rygle konstrukcji nośnej ścian projektuje się jako belki jednoprzęsłowe swobodnie podparte (rys. 4.18a). Są to w przypadku ogólnym elementy zginane ukośnie, skręcane (jeśli nie stosuje się zabiegów konstrukcyjnych ograniczających takie wyteżenia) i ewentualnie ściskane (gdy współtworzą stężenia słupów hali).

Przy niedużym rozstawie układów poprzecznych (do 6 m) rygle ścienne ścian podłużnych opiera się bezpośrednio na słupach głównych hali (rys. 4.18b). Przy dużym rozstawie słupów głównych i niewielkiej wysokości hali jest korzystniejsze zastosowanie w ścianie podłużnej dodatkowego słupa pośredniego (rys. 4.18c). Wtedy przekroje rygli są mniejsze niż rygli o dużej rozpiętości, których przekrój jest przyjmowany z warunku dopuszczalnych przemieszczeń poziomych. Słup pośredni w rozwiązaniu pokazanym na rys. 4.18c opiera się dołem przegubowo na fundamencie, a górą na ryglu oczepowym lub płatwi okapowej. W takiej sytuacji rygiel (lub płatew) są zwykle częściami stężeń połączeniowych podłużnych (por. rys. 1.28, 1.29, 1.34 i 4.18d). Przy bardzo dużych rozstawach słupów głównych stosuje się dwa słupy pośrednie usytuowane między słupami głównymi (rys. 4.18e). Słupy pośrednie mogą opierać się u góry na poziomym stężeniu podłużnym zlokalizowanym w płaszczyźnie połączy dachu (rys. 4.18d) lub w płaszczyźnie pasów dolnych wiązara (rys. 4.18f).

Schematy rozwiązań konstrukcji wysokich ścian hali pokazano na rys. 4.19. Jeśli wysokość hali jest duża, należy zastosować dodatkowe podpory słupów pośrednich. Takimi dodatkowymi podporami słupów pośrednich ściany podłużnej 4 na rys. 4.19d mogą być tężniki ściany podłużnej 10 (tężnik wiatrowy; patrz również rys. 1.36b) lub w uzasadnionych przypadkach tężnik hamowny belki podsuwnicowej 8. Uzyskuje się w ten sposób ustrój dwuprzęsłowy. Jeżeli słupy pośrednie są elementami dwuprzęsłowymi (rys. 4.19d), osiąga się korzystniejszy rozkład sił wewnętrznych i przemieszczeń niż przy braku podpory pośredniej. Wykorzystanie poziomego tężnika hamownego belki podsuwnicowej może być zalecane, gdy sztywność pozioma takiego tężnika jest duża i obudowa hali jest

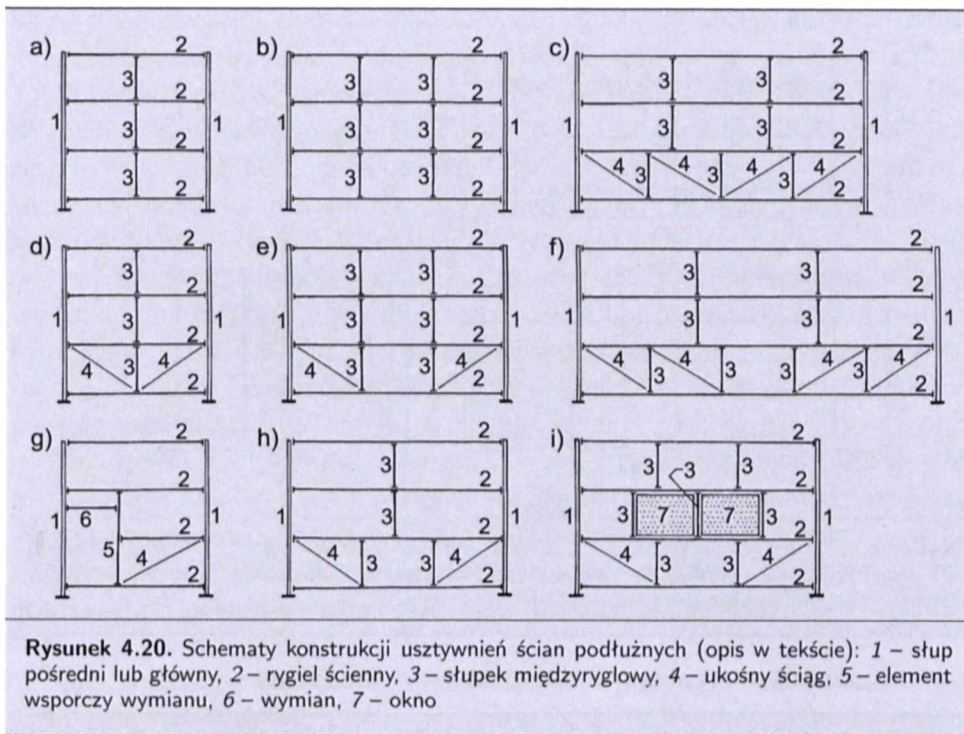


niewrażliwa na pęknięcie. Zadaniem tężnika wiatrowego (lub hamownego suwnicy) jest między innymi przekazanie oddziaływania poziomego (od wiatru) z pośrednich słupów ściany na słupy główne układu poprzecznego.

Gdy jest możliwe pionowe przemieszczanie się osłony ściennej względem jej konstrukcji wsporczej (np. jeśli połączenia płyt osłonowych z ryglami ściennymi nie wykluczają takich przemieszczeń), projektuje się kratowe belki podwalinowe (rys. 4.20c÷i). Belka taka składa się z rygli 2 (które pełnią rolę pasów kratownicy), dodatkowych słupków międzyryglowych 3 i skośnych ściągów 4. Jeśli występują duże obciążenia pionowe (np. od ciężaru okien), kratowa belka podwalinowa umożliwia zaprojektowanie rygli o oszczędnych przekrojach poprzecznych. Skośne wykratowania podwalinowej belki kratowej projektuje się jako pręty rozciągane (w postaci ściągów). Ich konstrukcja jest identyczna jak w przypadku stężeń płatwi (por. rys. 4.9 i 4.10).

Blachy fałdowe i kasyty ścienne połączone ze szkieletem nośnym ścian stalowymi łącznikami czynią z takich ustrojów tarcze samostateczne. Są one zdolne przenosić duże obciążenia pionowe i wówczas stężenia ciągnowe układu słupowo-ryglowego ścian podłużnych są zbyteczne. Ściany takie nie powinny być jednak poddane działaniu obciążeń pochodzących od suwnic i ścian szczytowych.

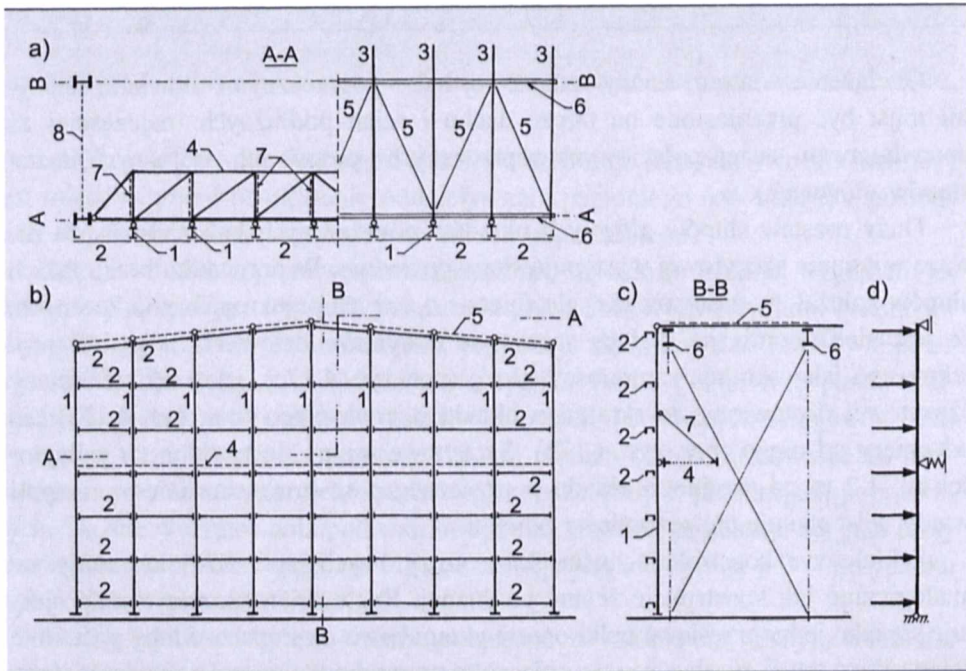
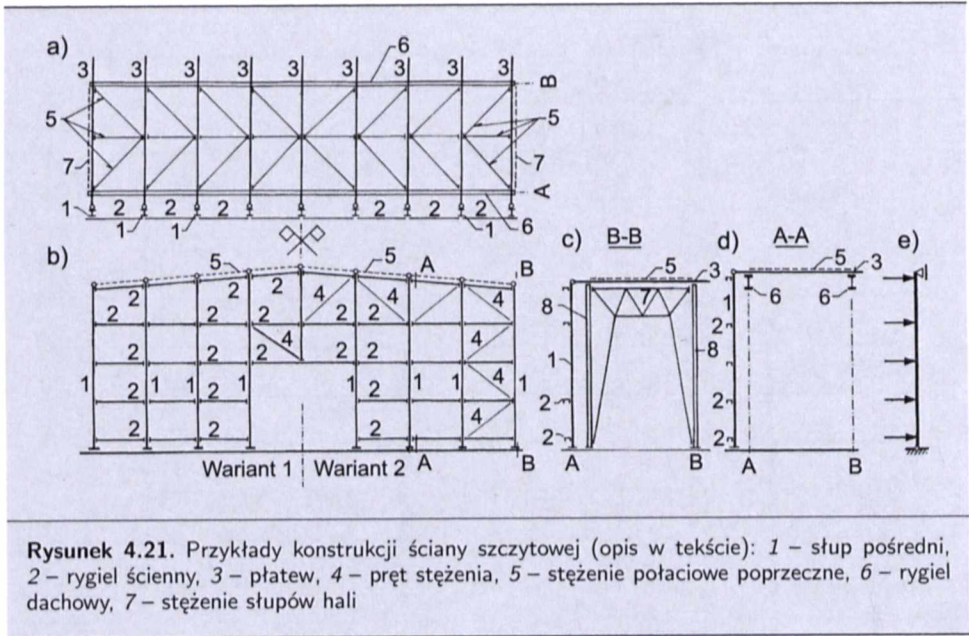




Obciążenie wiatrem ściany szczytowej hal z poprzecznymi układami nośnymi musi być przeniesione na tarczę dachu i ścian podłużnych (najczęściej za pośrednictwem stężeń połaciowych poprzecznych i pionowych podłużnych stężeń słupów głównych).

Duży rozstaw słupów głównych układów poprzecznych hali sprawia, że zawsze w ścianie szczytowej występują słupy pośrednie. W przypadku braku takich słupów należałoby zastosować rygle ściennie o dużych przekrojach poprzecznych, co jest nieekonomiczne. Ściany szczytowe budynków halowych mogą być projektowane jako skrajny, samonośny ustrój (por. rys. 4.17c), jako szkielet ściany szczytowej dostawiony do skrajnego układu poprzecznego (por. rys. 4.17a) lub odsunięty od niego (por. rys. 4.17b). Szczytowe ściany dostawione (w odległości np. 1,2 m od skrajnego układu poprzecznego) są stosowane między innymi wtedy, gdy planuje się rozbudowę obiektu.

Szkieletowe konstrukcje nośne ścian szczytowych (rys. 4.21) kształtuje się analogicznie jak konstrukcje ściany podłużnej. Rygle ścian szczytowych projektuje się jako jednoprzęsłowe belki oparte przegubowo na słupach. Słupy pośrednie ściany szczytowej są obustronnie połączone przegubowo: dołem z fundamentem, góra z konstrukcją dachową (złożoną z płatwi, rygli dachowych oraz poprzecznego stężenia połaciowego). Potrzebną sztywność podparcia słupów pośrednich ściany szczytowej zapewnia poziome stężenie połaciowe poprzeczne 5 dachu hali.



Słupy pośrednie ścian są prętami ściskanymi i zginanymi obciążeniami poziomymi, przekazywanymi przez rygle ściennie (rys. 4.21e).

W halach wysokich, ze względu na duże wysokości słupów pośrednich ściany szczytowej, zużywa się znaczne ilości stali na wykonanie ustroju nośnego. Wskazane jest wówczas dać podporę pośrednią (rys. 4.22). W tym celu wewnątrz hali konstruuje się poziomą kratownicę, tzw. wiatrownicę 4. Przejmuje ona obciążenie poziome od słupów pośrednich ściany szczytowej i przekazuje je na słupy skrajnego układu poprzecznego. Kratownica przeciwwiatrowa (wiatrownica, stężenie wiatrowe), umieszczona przy ścianie szczytowej, opiera się na słupach głównych hali i jest połączona ze słupami pośrednimi ściany szczytowej 1. Z powodu małej sztywności węzły jej pasa wewnętrzznego podwiesza się do słupów pośrednich za pomocą wieszaków 7.

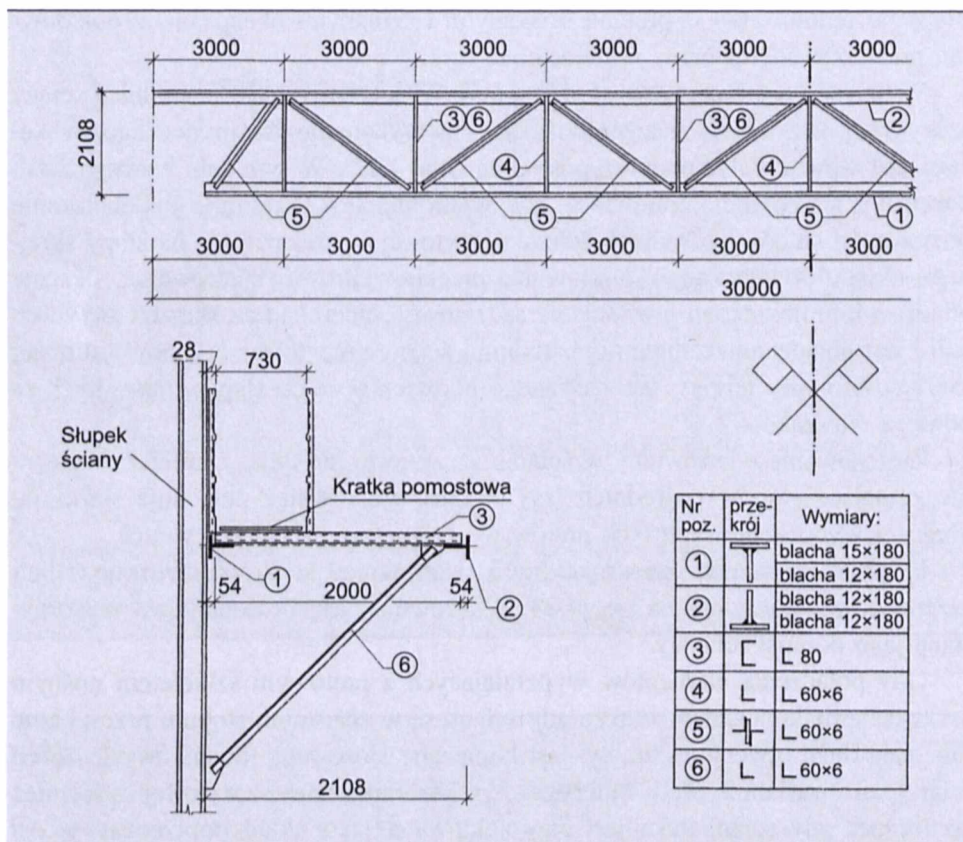
Zastosowanie wiatrownicy w ścianie szczytowej nie tylko zmniejsza wyężenie zginające słupów pośrednich (rys. 4.22d), ale również powoduje skrócenie długości wyboczeniowych tych prętów w płaszczyźnie działania wiatru.

Przykład rozwiązań konstrukcyjnych wiatrownicy ściany szczytowej w hali przemysłowej pokazano na rys. 4.23. Wiatrownica jest tu dodatkowo wykorzystana jako pomost roboczy.

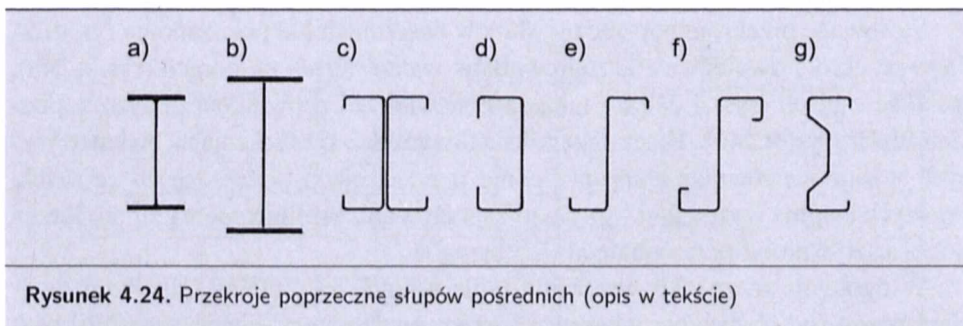
Gdy połączenia elementów wypełniających z prętowym szkieletem nośnym ścian mają małą nośność, a także gdy ściany są w znacznym stopniu przeszklone lub mają duże otwory na bramy, jest konieczne stosowanie dodatkowych stężeń ścian (patrz wariant 2, pręty 4 na rys. 4.21). Stężenia ściany szczytowej są również konieczne, gdy ściana taka jest zaprojektowana jako układ poprzeczny w osi skrajnej obiektu (por. rys. 1.15). Wówczas musi ona przenosić obciążenia pionowe z dachu hali i obciążenia poziome od wiatru przekazywane na ściany szczytową, a także podłużną.

Stosowane przekroje poprzeczne słupów pośrednich hal pokazano na rys. 4.24. Są to przekroje dwuteowe z kształtowników walcowanych na gorąco (rys. 4.24a), spawane z blach (rys. 4.24b), a także z zestawionych ceowników giętych z cienkich blach (rys. 4.24c). Prócz takich kształtowników o przekrojach bisymetrycznych stosuje się również słupy pośrednie o przekrojach poprzecznych ceowych, zetowych i sigma (rys. 4.24d÷g). Są to kształtowniki profilowane na zimno i mają stopki usztywnione przez odgięcie ich brzegów.

W ogólnym przypadku wyężenia rygle ściennie są prętami zginanymi dwukierunkowo (od obciążenia wiatrem i ciężaru wypełnienia ściany) oraz ściskanymi (gdy stanowią elementy współtworzące stężenia leżące w płaszczyźnie ścian). Na przekroje poprzeczne rygli ściennych przyjmuje się kształtowniki pokazane na rys. 4.25. Są to walcowane na gorąco dwuteowniki, ceowniki i przekroje skrzynkowe utworzone z ceowników, a przede wszystkim kształtowniki gięte z cienkich blach (przekroje ceowe, zetowe, sigma). Rygle o przekrojach pokazanych na rys. 4.25h, i pełnią równocześnie funkcję płatwi okapowej.

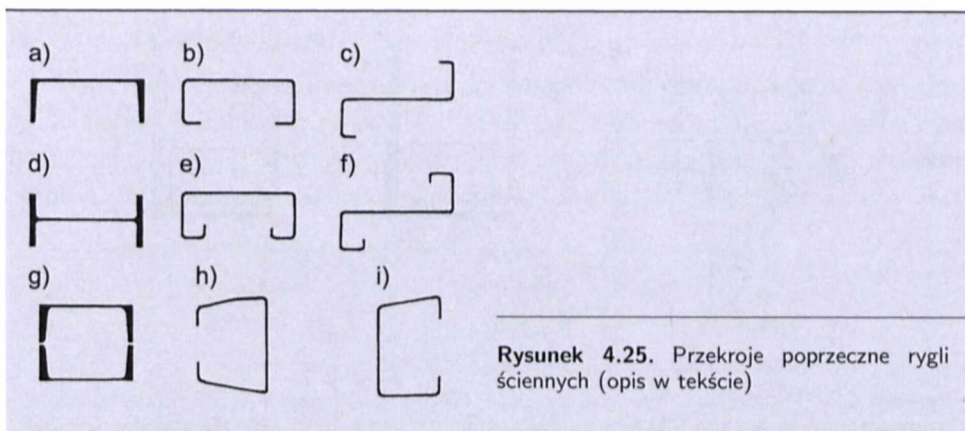


Rysunek 4.23. Przykład konstrukcji wiatrownicy ściany szczytowej hali przemysłowej

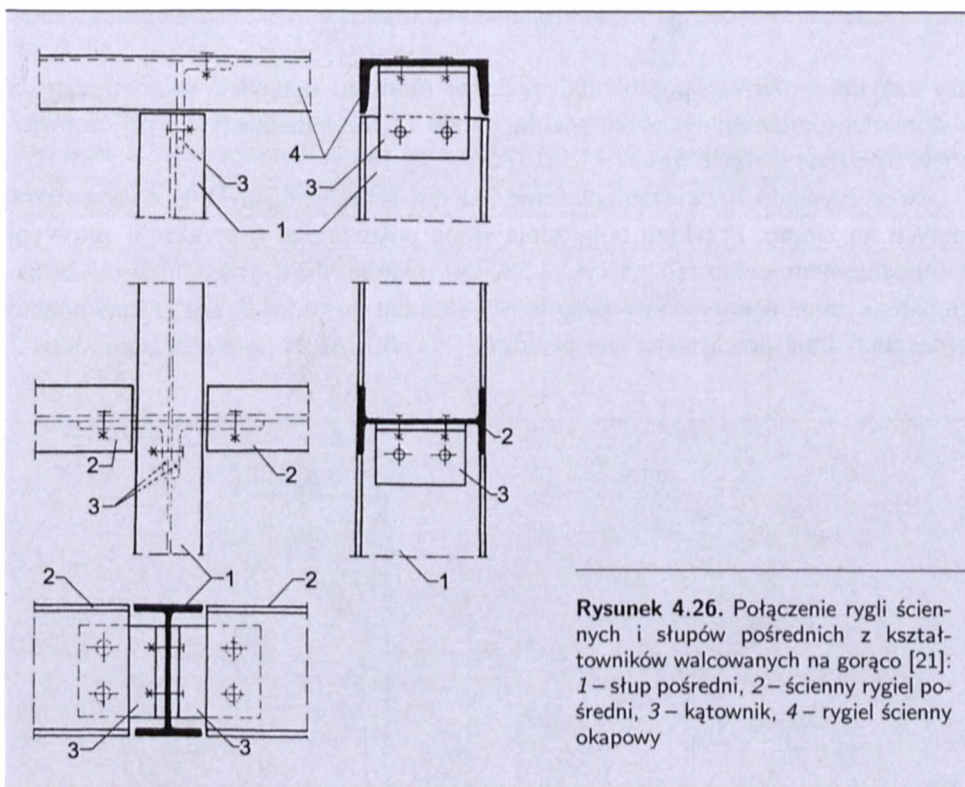


Rysunek 4.24. Przekroje poprzeczne słupów pośrednich (opis w tekście)

Na rysunku 4.26 pokazano połączenia rygli ściennych ze słupami pośrednimi ścian wypełnionych cegłą lub bloczkami z betonu komórkowego. Do połączenia rygli ze słupami służą kątowniki nierównoramienne i śruby zgrubne. Podobnie kształtuje się złącza kształtowników przy zastosowaniu lekkiej obudowy przekroju (blach faldowych, płyt warstwowych).

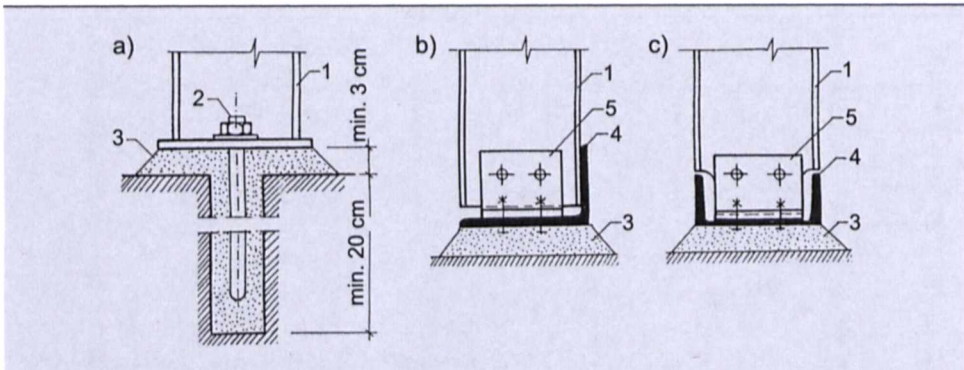


**Rysunek 4.25.** Przekroje poprzeczne rygli ściennych (opis w tekście)



**Rysunek 4.26.** Połączenie rygli ściennych i słupów pośrednich z kształtowników walcowanych na gorąco [21]: 1 - słupek pośredni, 2 - ścienny rygiel pośredni, 3 - kątownik, 4 - rygiel ścienny okapowy

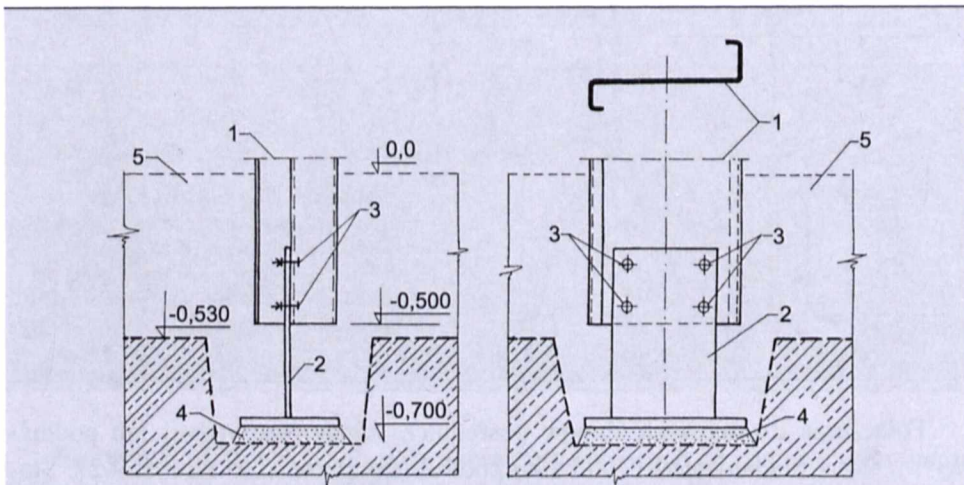
Połączenia dwuteowych słupów pośrednich ściany (szczytowej lub podłużnej) ze stopą fundamentową lub belką podwalinową pokazano na rys. 4.27. Stopy słupów pośrednich hal lub ścienne rygle podwalinowe (np. z kątowników, ceowników) są połączone z zastosowaniem śrub kotwiących (tradycyjnych, rozporowych lub wklejanych) w uprzednio przygotowanych gniazdach bądź wierconych otworach w fundamentach. Zaletą stosowania wierconych kotew jest mie-



**Rysunek 4.27.** Połączenia słupów pośrednich (a) i rygli podwalinowych (b i c) z kształtowników walcowanych z podporami [21]: 1 – słupek pośredni, 2 – kotew, 3 – podlewka cementowo-piaskowa, 4 – belka podwalinowa, 5 – kątownik

dzy innymi możliwość „gubienia” podczas montażu odchyłek geometrycznych wykonania fundamentów. Zakotwienia słupów w fundamentach szerzej omówiono w rozdziale 6. (p. 6.3).

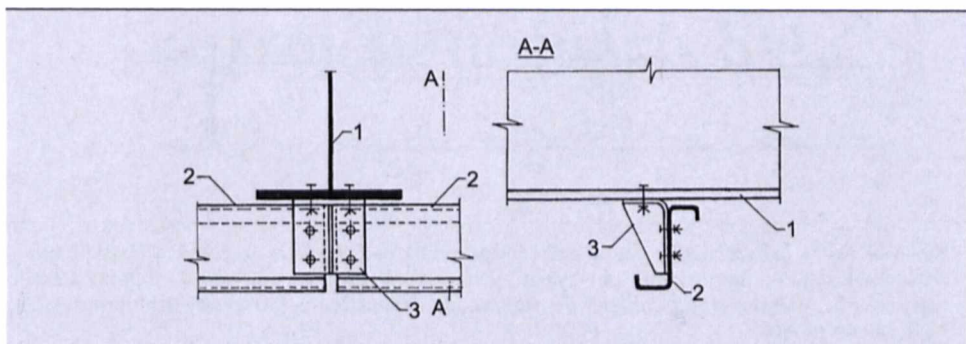
Nowoczesnym rozwiązaniem ścian hal jest szkielet nośny z kształtowników giętych na zimno. Przykład połączenia słupa pośredniego o przekroju zetowym z fundamentem pokazano na rys. 4.28. Do oparcia słupa pośredniego 1 w zagłębieniu fundamentu zastosowano teowy element pośredni 2. Zarys fundamentu oznaczono linią przerywaną (na poziomie  $-0,530$  m). Po zmontowaniu słupa 1



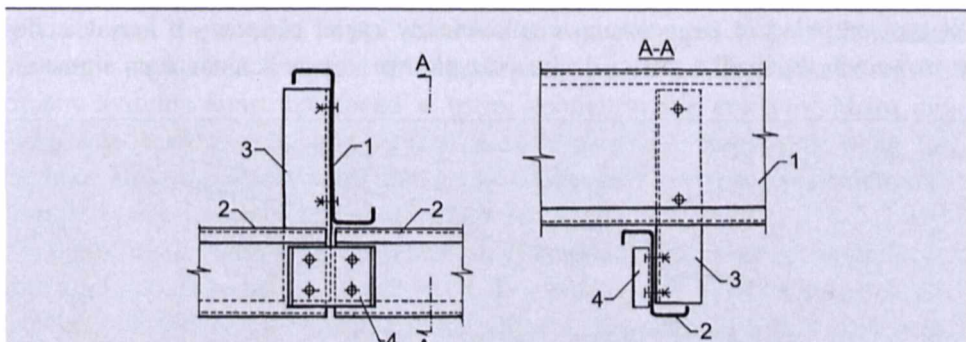
**Rysunek 4.28.** Przykład połączenia słupa pośredniego o przekroju zetowym z fundamentem: 1 – słupek, 2 – podstawa słupa, 3 – śruby, 4 – podlewka cementowo-piaskowa, 5 – nadbeton

na podlewce cementowo-piaskowej 4 zagłębienie w fundamencie zabetonowuje się do poziomu  $\pm 0,00$ .

Połączenie cienkościennego ryglu ściennego ze słupem pośrednim o przekroju dwuteowym pokazano na rys. 4.29. Podobne połączenie, lecz dotyczące cienkościennego słupa zetowego, pokazano na rys. 4.30. Do wzajemnego złączenia słupów z ryglami zastosowano dodatkowe kątowniki gięte na zimno i śruby M16.



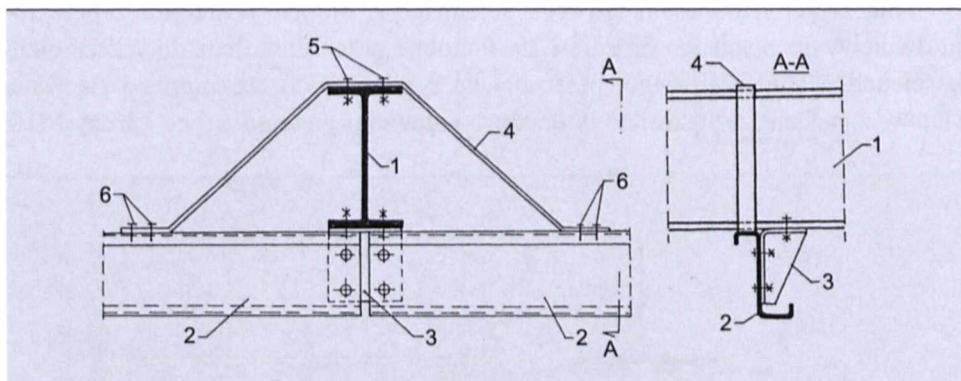
**Rysunek 4.29.** Połączenie ściennego ryglu pośredniego z giętym zetownikiem z dwuteowym słupem pośrednim [21]: 1 – słup pośredni, 2 – rygiel ścienny, 3 – kątownik z żebrami



**Rysunek 4.30.** Połączenie ściennego ryglu pośredniego z giętym zetownikiem ze słupem pośrednim o przekroju zetowym [21]: 1 – słup pośredni, 2 – rygiel ścienny, 3 – kątownik gięty na zimno, 4 – ceownik gięty na zimno

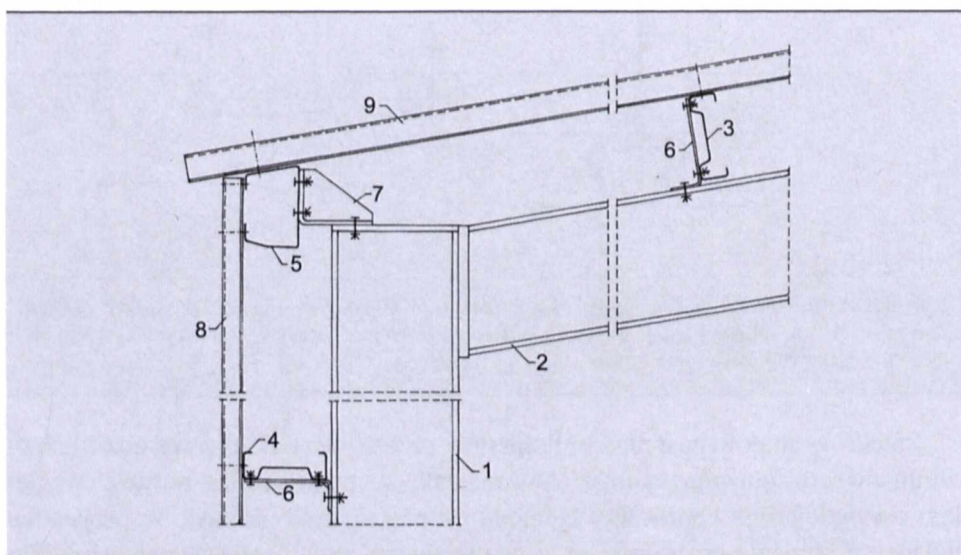
Przekroje słupów pośrednich, dobierane przede wszystkim z warunku jednokierunkowego zginania, są ukształtowane tak, iż mają niedużą nośność względem osi mniejszego oporu przy zginaniu (w płaszczyźnie ściany). W przypadku niektórych słupów pośrednich, np. z dwuteownika równoległościennego lub blachownicowego, zachodzi konieczność ich usztywnienia przed przestrzenną postacią utraty stateczności ogólnej. W tym celu ściskany pas słupa i rygiel łączy się np. za pomocą obejmy z płaskownika (rys. 4.31). Do połączenia usztywniającej

obejmy z płaskownika  $40 \times 8$  mm ze słupem można zastosować łączniki używane do cienkościennej obudowy (por. rys. 3.12).



**Rysunek 4.31.** Zabezpieczenie słupa pośredniego przed zwichrzeniem za pomocą opaski z płaskownika [21]: 1 – słupek pośredni, 2 – rygiel ścienny, 3 – kątownik z żebrami, 4 – opaska z płaskownika, 5 – wstrzeliwane gwoździe, 6 – stalowe nitki jednostronne lub wkręty samogwintujące bądź samowierzące

Połączenie ściany podłużnej i dachu hali nieocieplonej (z cienkościennymi giętymi na zimno z blach płatkami i ryglami ściennymi) pokazano na rys. 4.32. W tym przykładzie zastosowano cienkościenny rygiel okapowy o kształcie dostosowanym do spadku połaci dachu oraz płatkę i rygiel ścienne typu sigma.



**Rysunek 4.32.** Połączenie dachu i ściany podłużnej: 1 – słupek, 2 – rygiel dachowy, 3 – płatek, 4 – rygiel ścienny, 5 – rygiel okapowy, 6 – kątownik gięty na zimno, 7 – kątownik z żebrami, 8 – ścienna blacha fałdowa, 9 – dachowa blacha fałdowa



# Obliczenia statyczne ustrojów nośnych hal

## 5.1. Wprowadzenie

W analizie wyłączenia prętowych systemów konstrukcyjnych wyróżnia się elementy krytyczne. Są to takie części składowe ustroju nośnego, w których wskutek przyrostu obciążenia dochodzi do wyczerpania ich nośności, prowadzącego do zmiany systemu konstrukcyjnego w ustrój geometrycznie zmienny. Mogą nimi być przekroje elementów, pręty (rygle dachowe, podciągi, słupy) oraz węzły (połączenia, styki warsztatowe lub montażowe). Elementy krytyczne są przedmiotem wymiarowania i normowego sprawdzania ich bezpieczeństwa.

Elementy krytyczne są charakteryzowane parametrami ich nośności, czyli zdolnością do przenoszenia określonych sił wewnętrznych. Bezpieczeństwo systemu konstrukcyjnego (w odniesieniu do spełnienia warunku wytrzymałościowego) w ujęciu normy [98] sprowadza się do kontroli stopnia wykorzystania nośności elementów krytycznych w stosunku do prognozowanych sił wewnętrznych, które mogą w nich wystąpić (patrz p. 2.1). Sprawdzeniu wytrzymałościowemu podlegają elementy krytyczne, w których można spodziewać się lokalnych ekstremalnych sił wewnętrznych.

Analiza nośności granicznej konstrukcji jest uwarunkowana między innymi znajomością jej ścieżki równowagi statycznej i ekstremalnych sił przekrojowych oraz nośności granicznej elementów krytycznych ustroju nośnego. Przystępując do oceny bezpieczeństwa konstrukcji, należy dokonać wyboru jej modelu obliczeniowego i metody analizy. Powinny one, w sposób możliwie precyzyjny, odwzorowywać zachowanie się konstrukcji rzeczywistej. Dotyczy to zarówno przyjęcia schematu statycznego i obciążeń ustroju, jak i modelu zachowania się konstrukcji,

prętów, podpór i węzłów pod obciążeniem. Identyfikację modeli ścieżek równowagi statycznej przekrojów, prętów i konstrukcji przedstawiono w p. 5.2. Znajomość tych modeli odgrywa podstawową rolę w wyborze właściwego modelu i metody obliczeń statycznych konstrukcji. Współczesne techniki komputerowe wspomagania projektowania konstrukcji umożliwiają dokładniejszą niż dawniej analizę wyężenia i odkształcenia konstrukcji różnych typów i ocenę ich nośności. Uproszczone, przybliżone metody oceny sił wewnętrznych ustroju nośnego mają aktualnie mniejsze znaczenie. Pozostają one jednak ważnym elementem wstępnego koncepcyjnego projektowania, a także szacunkowej kontroli wyników otrzymanych technikami komputerowymi. Dzięki tym technikom łatwiejsze stało się wariantowanie rozwiązań konstrukcyjnych oraz optymalizacja ustroju nośnego, ale przede wszystkim zaistniała możliwość precyzyjniejszego modelowania rzeczywistego zachowania się konstrukcji.

## **5.2. Nośność graniczna elementów krytycznych i konstrukcji**

### **5.2.1. Nośność graniczna przekrojów prętów**

Proporcje geometryczne ściskanych części składowych przekrojów poprzecznych (półek i środników) elementów zginanych, ściskanych, zginanych i ściskanych sprawiają, iż w granicznych stanach wyężenia ich ścieżki równowagi (np. zależność obciążenie–przemieszczenie) mogą się zasadniczo różnić. Podstawowe typy przekrojów poprzecznych prętów to przekroje: krępe, grubo- i cienkościenne.

Za cienkościenne uważa się elementy konstrukcyjne, w których występująca lokalna utrata stateczności części składowych kształtownika zmniejsza ich nośność poniżej granicznego wyężenia sprężystego.

Kształtowniki grubościennie to takie, w których nie występuje lokalna utrata stateczności. W zależności od smukłości części składowych przekrojów kształtowników mogą one osiągać częściowe lub pełne uplastycznienie w granicznym stanie wyężenia.

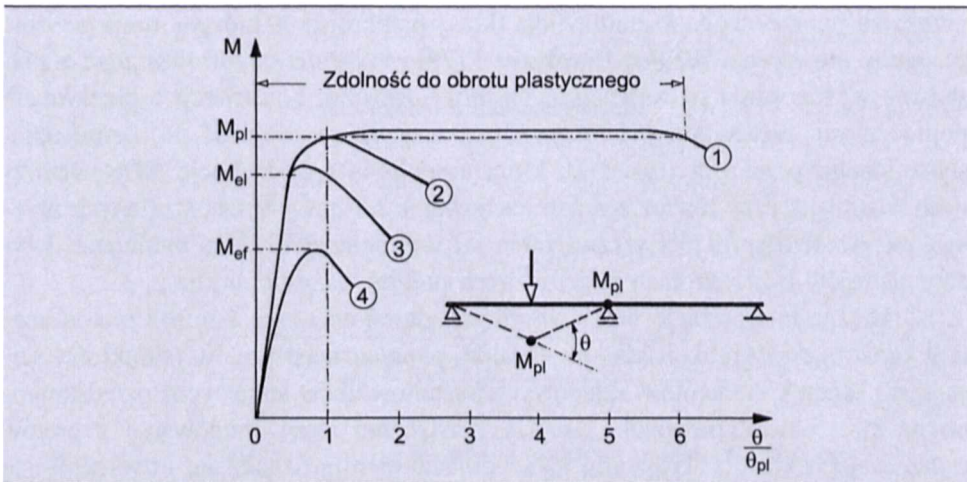
Kształtowniki o przekrojach krępych nie wymagają badania lokalnej utraty stateczności.

Klasyfikacja przekrojów prętów została usystematyzowana w normach projektowania konstrukcji stalowych według stanów granicznych [75, 76, 79, 98]. Zarówno w Eurokodzie 3 [79], jak i w normie PN-90/B-03200 projektowania konstrukcji stalowych [98] wprowadzono pojęcie klas przekrojów poprzecznych elementów. Podstawowym kryterium zaliczenia przekroju do poszczególnych klas są smukłości ścianek elementów składowych (półek, środników) kształtownika.

Zarówno w Eurokodzie 3 [79], jak i normie [98] podzielono kształtowniki na 4 klasy, przy czym przekroje klas 1., 2., 3. są zaliczane do grubościennych, klasy 4. zaś do cienkościennych. Do wyznaczania nośności każdej z wyróżnionych klas przekrojów (w związku z ich różną ścieżką równowagi statycznej) stosuje się inne procedury obliczeniowe.

Podział kształtowników na 4 klasy pozwala na dostosowanie (uzgodnienie) modeli fizycznych do modeli obliczeniowych elementów konstrukcyjnych. Aby pręty można było obliczać zgodnie z zasadami formułowanymi w mechanice konstrukcji, narzuca się ich przekrojom poprzecznym takie wymogi wymiarowe, iżby analizę wyciężenia konstrukcji można było prowadzić w stanie plastycznym, sprężystym bądź nadkrytycznym. O przyjętym modelu analizy decydują zdolności przekrojów prętów do obrotu. Wprowadzenie klas przekrojów umożliwia ściśle powiązanie modeli z metodami obliczania konstrukcji.

Na rysunku 5.1. pokazano wykresy ścieżek równowagi statycznej elementów zginanych klas 1., 2., 3. i 4., w których można wyróżnić fazy sprężystą i plastyczną. Na osi poziomej naniesiono bezwymiarową rzędną będącą ilorazem kąta obrotu przekroju zginanego  $\theta$  i kąta obrotu w stanie uplastycznienia  $\theta_{pl}$ , na osi pionowej zaś wartości momentów zginających: plastycznego  $M_{pl}$ , sprężystego  $M_{el}$ , efektywnego  $M_{ef}$ .



Rysunek 5.1. Ścieżki równowagi statycznej elementów zginanych o przekrojach klas 1., 2., 3., 4.

Przekroje klasy 1. mogą osiągnąć nośność uogólnionego przegubu plastycznego, a w stanie pełnego uplastycznienia materiału przy zginaniu wykazują zdolność do obrotu, niezbędną do plastycznej redystrybucji momentów zginających w ustroju statycznie niewyznaczalnym.

Przekroje klasy 2. mogą osiągnąć nośność uogólnionego przegubu plastycznego, lecz wskutek miejscowej niestateczności ścianek w fazie plastycznej wykazu-

ją ograniczoną zdolność do obrotu, która uniemożliwia redystrybucję momentów zginających w ustrojach statycznie niewyznaczalnych.

Przekroje klasy 3. charakteryzują się tym, że ich nośność jest ograniczona początkiem uplastycznienia się materiału kształtownika w strefie ściskanej.

Przekroje klasy 4. są wrażliwe na miejscową utratę stateczności i gdy wzrasta ich wyiężenie, nie zachowują pierwotnego kształtu przekroju poprzecznego. Osiągają one nośność krytyczną przy naprężeniach mniejszych niż granica plastyczności materiału. Nadkrytyczną nośność takich przekrojów oblicza się dla zredukowanej sztywności przekroju.

Klasę przekroju ustala się w zależności od wrażliwości (odporności) elementu na miejscową utratę stateczności. Zależy to od warunków podparcia, rozkładu naprężeń oraz smukłości ścianek kształtownika  $\lambda = b/t$  (gdzie:  $b$  — szerokość ścianki,  $t$  — grubość ścianki).

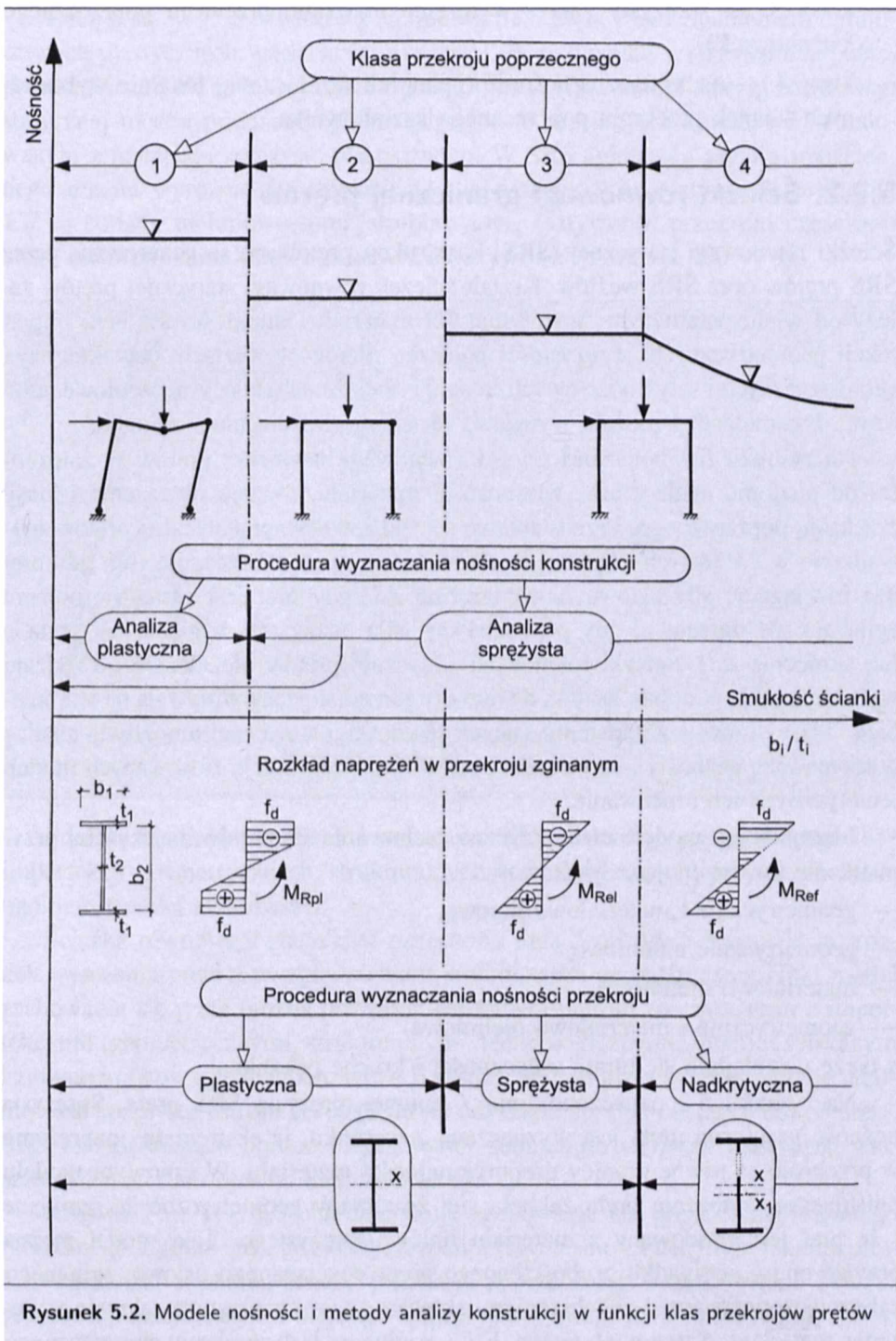
Wprowadzenie klasyfikacji przekrojów poprzecznych prętów, w ujęciu obowiązujących norm projektowania konstrukcji stalowych, określa możliwości wyznaczania sił wewnętrznych w ustroju nośnym (wg analiz: sprężystej lub plastycznej [79]), a także projektowania (wyznaczania nośności) elementów w zakresie sprężystym lub plastycznym.

Wyznaczenie sił wewnętrznych w ustroju według analizy plastycznej jest uwarunkowane w normach między innymi wymaganiami co do kształtu (sztywności) przekroju poprzecznego kształtownika (klasy przekroju), w którym mogą powstać przeguby plastyczne. Według Eurokodu 3 [79] i PN-90/B-03200 [98] analiza plastyczna wyznaczania sił wewnętrznych może dotyczyć konstrukcji o przekrojach poprzecznych prętów klasy 1., gdyż charakteryzuje je zdolność do obrotu uplastycznionego przekroju (rys. 5.1), która umożliwia redystrybucję sił wewnętrznych w ustroju, przy równoczesnym zachowaniu nośności uplastycznionych przekrojów. Analiza sprężysta wyznaczania sił wewnętrznych może natomiast dotyczyć ustrojów o przekrojach poprzecznych prętów wszystkich klas.

Graficzną interpretację omawianych zagadnień nośności ustroju i metod analizy konstrukcji w funkcji klas przekrojów poprzecznych prętów (smukłości ściskanych ścianek elementów składowych kształtowników stalowych) przedstawiono na rys. 5.2. W przypadku analizy plastycznej ramy zbudowanej z prętów o przekrojach klasy 1. kropkami na schemacie ustroju oznaczono utworzenie się przegubów plastycznych.

Na rysunku 5.2 pokazano ponadto rozkłady naprężeń w zginanych przekrojach klas 1., 2., 3. i 4., na podstawie których wyznacza się nośności przekrojów. Przy wyznaczaniu nośności elementów konstrukcji stalowych można wykorzystać np. dla przekrojów zginanych:

- klas 1. i 2. — wg polskiej normy [98] częściowe uplastycznienie (stan sprężysto-plastyczny), wg Eurokodu 3 [79] oraz norm brytyjskiej [75] i niemieckiej [76] pełne uplastycznienie materiału przekroju poprzecznego kształtownika,



Rysunek 5.2. Modele nośności i metody analizy konstrukcji w funkcji klas przekrojów prętów

- klasy 3. — sprężysty zakres wyężenia materiału przekroju poprzecznego kształtownika,
- klasy 4. — nadkrytyczną nośność (pełną lub ograniczoną) lokalnie wyboczonych ścianek przekroju poprzecznego kształtownika.

### 5.2.2. Ścieżki równowagi granicznej prętów

Ścieżki równowagi statycznej (ŚRS) konstrukcji prętowych są generowane przez ŚRS prętów oraz ŚRS węzłów. Kształt ścieżek równowagi statycznej prętów zależy od wielu parametrów: wytrzymałości materiału, smukłości ścianek, imperfekcji geometrycznych, sprężystości połączeń prętów w węzłach, charakterystyk geometrycznych i sztywnościowych, rodzaju obciążenia (stałe, zmęczeniowe, udarowe, dynamiczne) i rodzaju wyężenia (ściskanie, rozciąganie, zginanie).

Na rysunku 5.3 pokazano ścieżki równowagi statycznej prętów w zależności od poziomu analizy oraz właściwości materiału, rodzaju obciążenia i klasy przekroju poprzecznego. Przedstawione ścieżki równowagi statycznej prętów sporządzono w umownych współrzędnych obciążenie-przemieszczenie (np. gdy pręt jest rozciągany: siła osiowa  $N$ -wydłużenie  $\Delta l$ ; gdy pręt jest zginany: moment zginający  $M$ -ugięcie  $y$ ; gdy pręt ściskany: siła osiowa  $N$ -wygięcie osi pręta  $y$  lub skrócenie  $\Delta l$ ). Ścieżki równowagi statycznej prętów niezależnie od rodzaju wyężenia mają podobny kształt, a tylko drugorzędne cechy wpływają na ich przebieg. Takie umowne zestawienie ścieżek równowagi statycznej umożliwia analizę porównawczą nośności i sztywności prętów oraz prezentację stosowanych modeli teoretycznych ich szacowania.

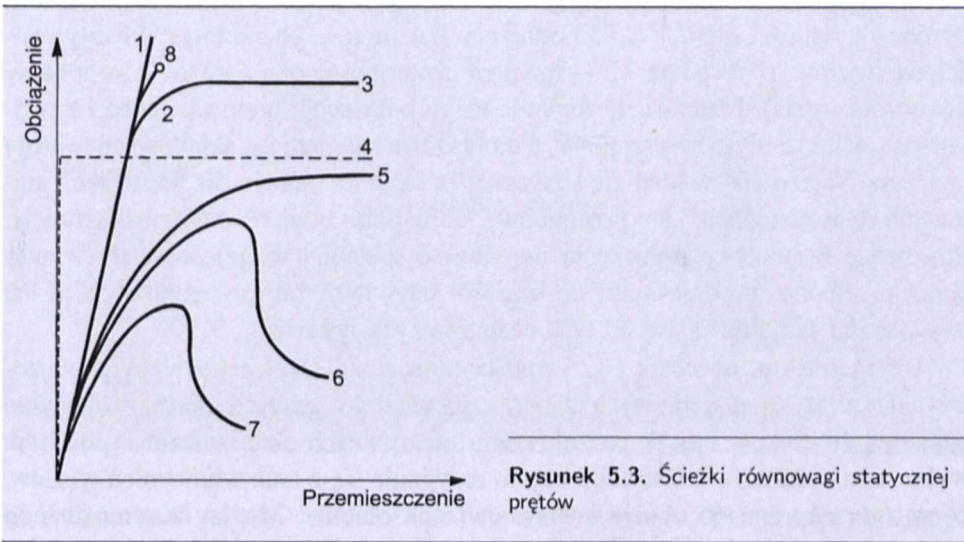
Identyfikując modele matematyczne zachowania się prętów, najczęściej zapisuje się im następujące właściwości:

- geometrycznie i materiałowo liniowe,
- geometrycznie nieliniowe,
- materiałowo nieliniowe,
- geometrycznie i materiałowo nieliniowe,

a także uwzględnia się utratę stateczności i kruche pękanie.

Na rysunku 5.3 oznaczono linią  $I$  liniowo-sprężystą ŚRS pręta. Sprężysta nośność graniczna pręta jest wyznaczana z warunku, iż ekstremalne naprężenia w przekroju są równe granicy proporcjonalności materiału. W liniowym modelu opisującym wyężenia pręta zakłada się, że zmiany geometryczne są pomijane i że pręt jest zbudowany z materiału liniowo-sprężystego. Taki model można przyjąć np. w przypadku grubościennego pręta: rozciąganego osiowo, zginanego zabezpieczonego przed zwichrzeniem, skręcanego, w sprężystym zakresie wyężenia materiału. Sztywność giętna  $EJ$  i podłużna  $EA$  przekroju poprzecznego pręta przy modelu liniowo-sprężystym nie zmienia się ze wzrostem wyężenia.

Linia 2 na rys. 5.3 oznaczono nieliniową ŚRS pręta z uwzględnieniem ograniczonych plastycznych właściwości materiału. W przypadku wykorzystania pełnego uplastycznienia przekroju ŚRS opisuje linia 3. Taki model ścieżki równowagi statycznej można przypisać zginanym prętom o przekrojach klas 1. i 2., zbudowanym z materiału sprężysto-plastycznego. W ŚRS zginanego pręta grubościennego można wyróżnić fazy wyężenia: liniowo-sprężystą (sztywność przekroju  $EJ = \text{const}$ ), nieliniowo-sprężysto-plastyczną (sztywność przekroju częściowo ulega redukcji) oraz liniowo-plastyczną (sztywność przekroju  $EJ = 0$ ).



Rysunek 5.3. Ścieżki równowagi statycznej prętów

Przerywaną linią 4 na rys. 5.3 oznaczono ŚRS ściskanego pręta idealnego (bez imperfekcji geometrycznych, strukturalnych, technologicznych) przy wyoboczeniu ogólnym (model eulerowski).

Ścieżka równowagi statycznej oznaczona linią 5 na rys. 5.3 opisuje przypadek wyężenia pręta z uwzględnieniem nieliniowości geometrycznej. Taki model zachowania się pręta można przypisać ściskanim prętom rzeczywistym z imperfekcjami (geometrycznymi, strukturalnymi, technologicznymi), prętom ściskanim i zginanym (z uwzględnieniem teorii II rzędu). W tym przypadku występuje nieliniowość sprężysta ustroju ze względu na odkształconą pod obciążeniem oś pręta. ŚRS uwzględniająca oprócz nieliniowości geometrycznej pręta plastyczne właściwości materiału opisuje krzywa 6 na rys. 5.3.

Krzywa 7 na rys. 5.3 charakteryzuje zachowanie się pręta cienkościennego (ściskanego, zginanego), gdy o wyczerpaniu jego nośności decyduje lokalna utrata stateczności ściskanej ścianki przekroju poprzecznego kształtownika. Ścieżka równowagi statycznej jest nieliniowo-sprężysta z uwagi na redukcję m.in. sztywności giętej  $EJ$  i podłużnej  $EA$  przekroju pręta, które są malejącymi funkcjami wyężenia ustroju.

Na rysunku 5.3 oznaczono kółkiem (linia 8) kruche wyczerpanie nośności pręta zbudowanego z materiału o sprężysto-kruchym modelu  $\sigma(\varepsilon)$ . W takim przypadku zmiana stanu równowagi z bezpiecznej w awaryjną zachodzi w sposób nagły, a element traci swą nośność i nie jest zdolny do przenoszenia występujących w nim sił wewnętrznych.

### 5.2.3. Ścieżki równowagi granicznej węzłów

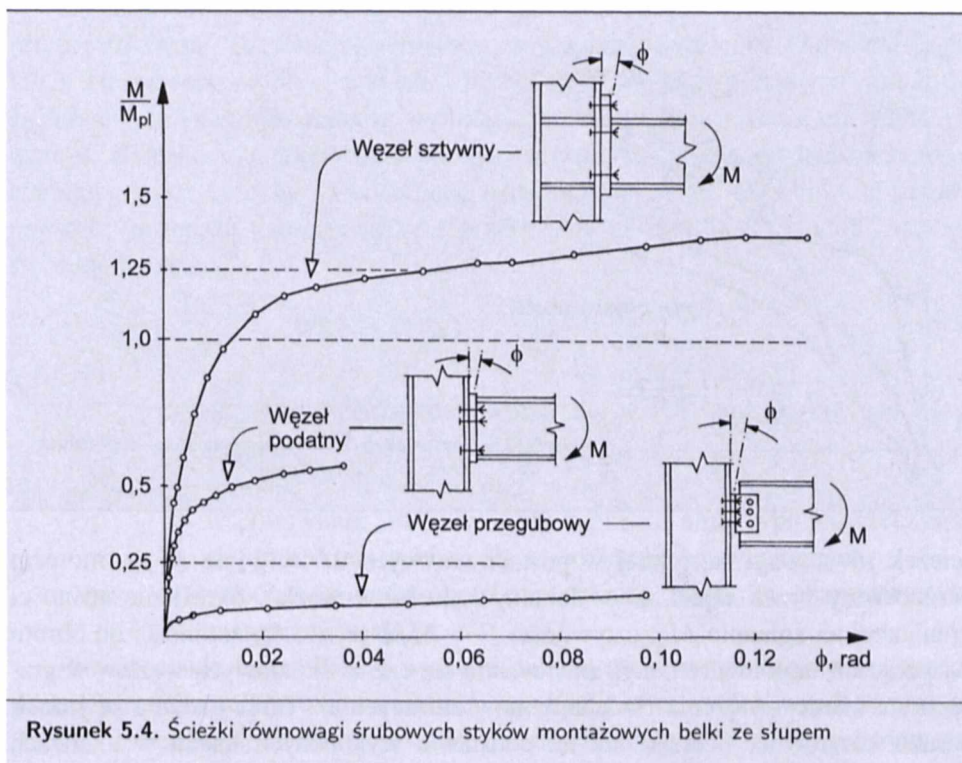
Na wyężenia i przemieszczenia prętowych konstrukcji nośnych mają wpływ, oprócz sztywności giętej  $EJ$  i podłużnej  $EA$  prętów, charakterystyki sztywnościowe węzłów  $M-\phi$  (gdzie  $M$  — moment przenoszony przez węzeł,  $\phi$  — lokalny kąt obrotu węzła). Przez węzły rozumie się tu połączenia prętów ze sobą i z podporami, a także styki warsztatowe i montażowe elementów składowych ustroju nośnego. Najczęściej w analizie statycznej połączenia elementów konstrukcji stalowych są modelowane jako przegubowe lub w pełni utwierdzone, czyli sztywne. Stosowane w praktyce połączenia nie zawsze spełniają w sposób ścisły wymagania określone w odniesieniu do węzłów sztywnych lub przegubowych, a ich właściwości przybliżają się do tych ekstremalnych wymagań.

Uzyskanie np. nośności i sztywności połączenia sztywnego wymaga zastosowania w styku dodatkowych żeber, odpowiednio grubych blach czołowych, nakładek środników itp. W poszukiwaniu efektywnych ekonomicznie sposobów wykonania i montażu konstrukcji często rezygnuje się z tych wzmocnień węzłów, co w znaczący sposób obniża koszty realizacji obiektu. Między innymi dlatego rzeczywiste węzły i styki mogą być często połączeniami podatnymi. Stosowanie węzłów podatnych (odkształcalnych), odbiegających od skrajnego przypadku połączenia sztywnego, wynika więc z dążenia do uproszczeń technologicznych (eliminowanie żeber, usztywnień, zastępowanie węzłów spawanych połączeniami na śruby). Równocześnie świadome stosowanie połączeń podatnych w miejsce węzłów sztywnych może wpływać na korzystniejszą redystrybucję sił wewnętrznych w ustroju.

Konstruowane w prętowych ustrojach nośnych tzw. przeguby techniczne wykazują jednak pewne zamocowanie pręta w węźle. Uwzględnienie w analizie nawet niewielkiej sztywności zamocowania prętów zwiększa często nośność graniczną ustroju w stosunku do modelu o idealnych połączeniach przegubowych.

Na rysunku 5.4 pokazano wyniki badań doświadczalnych zależności  $M-\phi$  styków montażowych belki ze słupem, o różnych sztywnościach złączy: doczołowych sztywnego i podatnego oraz nakładkowego przegubowego. Przedstawione na tym rysunku przykłady charakterystyk  $M-\phi$  połączeń należy traktować umownie, gdyż o podatności węzłów decyduje nie tylko rodzaj styku, ale także liczba śrub, uźebrowania, grubości elementów przyłgowych złącza. Należy zwrócić uwa-



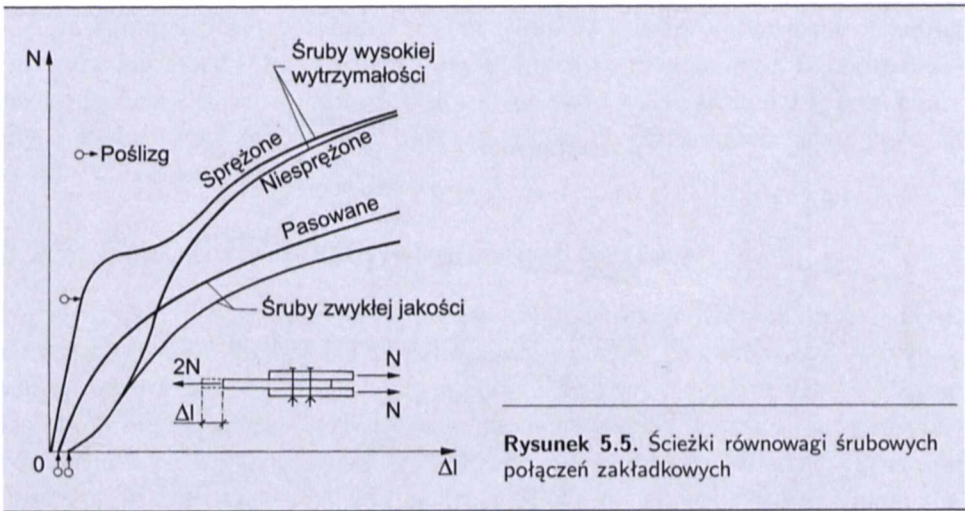


gę, iż pokazana na rys. 5.4 ścieżka równowagi statycznej połączenia podatnego  $M-\phi$  jest nieliniowa w szerokim zakresie wyciężeń.

W tradycyjnych analizach statycznych ustroju nośnego zakłada się liniowe zachowanie węzłów pod obciążeniem. Rzeczywiste ścieżki równowagi statycznej węzłów i styków są najczęściej nieliniowe. Nieliniowość charakterystyk ścieżek równowagi statycznej węzłów i styków wynika z odkształceń blach (ścianek, półek) w obrębie połączenia, luzów w złączach styków śrubowych itp. Dotyczy to zarówno połączeń doczołowych, jak i zakładkowych.

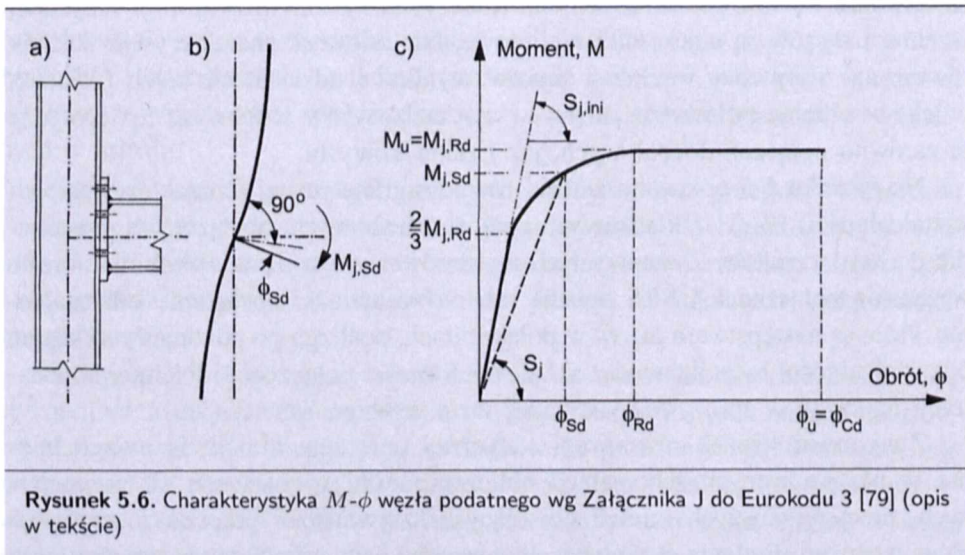
Na rysunku 5.5 pokazano ścieżki równowagi statycznej (charakterystyki odkształcalności)  $N-\Delta l$  zakładkowych połączeń śrubowych, obciążonych prostopadle do osi łączników. Z analizy tych wykresów wynika, iż w szerokim zakresie wyciężenia połączeń ich ŚRS opisują nieliniowe związki obciążenie-odkształcenie, które są następstwem luzów w połączeniach, poślizgu po pokonaniu sił tarcia, odkształcalności łączników oraz składowych części połączenia i lokalnej koncentracji naprężeń w sprężysto-plastycznej fazie wyciężenia materiału.

Znajomość ścieżek równowagi statycznej połączeń umożliwia uwzględnienie w przyjmowanych schematach obliczeniowych wyznaczania sił wewnętrznych, precyzyjniejszych modeli opisujących sztywności i przemieszczenia węzłów i styków. Badania doświadczalne węzłów ram umożliwiają: sporządzenie



ścieżek równowagi statycznej w postaci krzywych  $M-\phi$  (gdzie  $M$  — moment przenoszony przez węzeł,  $\phi$  — lokalny kąt obrotu węzła), określenie nośności granicznej na zginanie  $M_u$ , sztywności  $S = M/\phi$  (rys. 5.6), zdolności do obrotu  $\phi_u$  połączeń oraz identyfikację zachowania się części składowych węzłów w granicznym stanie wyteżenia (mechanizmów zniszczenia). Takie badania są jednak bardzo kosztowne. Dlatego też na podstawie wykonanych badań w analizach teoretycznych są stosowane modele aproksymujące krzywe  $M-\phi$ , prognozujące podatności węzłów [7], [40].

Charakterystykę standardowego modelu węzła podatnego konstrukcji stalowych wg Załącznika J do Eurokodu 3 [79] przedstawiono na rys. 5.6.



Rzeczywista charakterystyka węzłów podatnych  $M-\phi$  jest nieliniowa, gdyż sztywność węzła jest funkcją aktualnego stanu jego wyężenia. Określenie rozkładu sił wewnętrznych w prętach konstrukcji z węzłami podatnymi jest więc zagadnieniem skomplikowanym, wymagającym zaawansowanych modeli analizy ustroju. Kierując się potrzebami praktyki inżynierskiej, rzeczywistą nieliniową charakterystykę  $M-\phi$  węzła podatnego ustala się, wykorzystując liniową charakterystykę zastępczą (oznaczoną linią przerywaną na rys. 5.6c), w której stosuje się moduł sieczny

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\eta} \quad \text{dla} \quad M_{j,Sd} \leq \frac{M_{j,Rd}}{\eta_R} \quad (5.1)$$

gdzie:

- $S_{j,ini}$  — sztywność początkowa węzła, opisana styczną do krzywej  $M-\phi$  w początku układu współrzędnych,
- $M_{j,Rd}$  — nośność graniczna węzła,
- $\eta$  — współczynnik umożliwiający odwzorowanie wpływu rzeczywistej charakterystyki węzła na rozkład sił wewnętrznych,
- $\eta_R$  — współczynnik do określenia zakresu ważności charakterystyki zastępczej węzła.

Projektowanie konstrukcji z węzłami podatnymi wymaga znajomości dwóch parametrów charakterystyki węzła ( $M_{j,Rd}$ ,  $S_{j,ini}$ ) oraz dwóch współczynników ( $\eta$ ,  $\eta_R$ ). Procedury obliczania parametrów charakterystyk  $M-\phi$  węzłów ram stalowych przedstawiono w Załączniku J do Eurokodu 3 [79], a także w [40], gdzie zamieszczono również przykład obliczeń. W procedurach obliczeniowych według tego Załącznika wykorzystano tzw. metodę składnikową, która umożliwia wyznaczenie  $M_{j,Rd}$ ,  $S_{j,ini}$  typowych połączeń. W metodzie tej przyjęto, że węzeł jest złożony z poszczególnych składników (części), dla których oblicza się nośność i podatność. Na tej podstawie wyznacza się nośność i sztywność węzła.

Definiując układy prętowe, w Eurokodzie 3 [79] rozróżniono w aspekcie połączeń układy o węzłach podatnych, sztywnych oraz przegubowych.

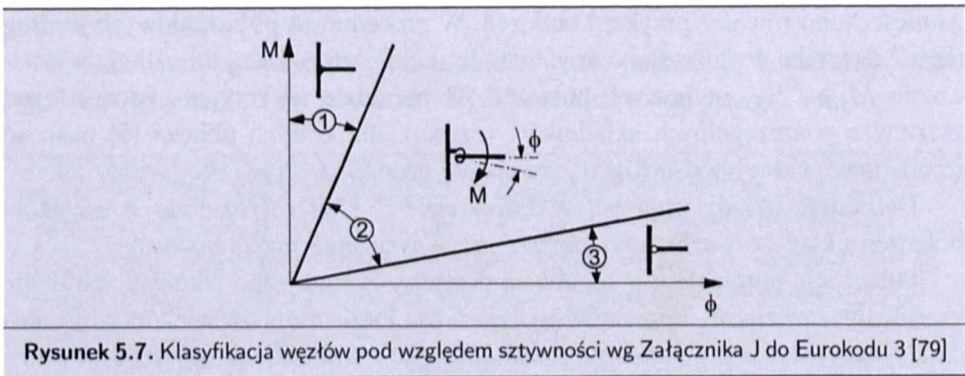
Połączenia nominalnie przegubowe powinny być tak zaprojektowane, aby nie przenosiły znacznych momentów zginających, które mogłyby niekorzystnie oddziaływać na elementy konstrukcji. Zdolność do obrotu takich połączeń powinna być wystarczająca do powstania (w warunkach obciążeń obliczeniowych) wszystkich, uwzględnianych w analizie stanu granicznego ustroju, przegubów plastycznych. Nośność połączenia nominalnie przegubowego  $M_{j,Rd}$  powinna spełniać warunek  $M_{j,Rd} < 0,25M_{pl}$  ( $M_{pl}$  — nośność plastyczna łączonego elementu).

Połączenia sztywne powinny być tak zaprojektowane, aby ich odkształcenia nie miały istotnego wpływu na rozkład sił wewnętrznych w konstrukcji ani na jej odkształcenia. W [79] definiuje się nośność połączeń sztywnych  $M_{j,Rd}$  jako  $M_{j,Rd} \geq 1,2M_{pl}$ , co w granicznym stanie wyężenia zapewnia utworzenie się przegubu plastycznego poza węzłem.

Połączenia niespełniające wymagań dotyczących połączeń sztywnych lub nominalnie przegubowych należy traktować jako podatne. Nośność obliczeniowa  $M_{j,Rd}$  połączeń podatnych powinna być nie mniejsza niż wyznaczone siły wewnętrzne, jednak nie mniejsza niż nośność łączonych elementów  $M_{pl}$ . Zdolność do obrotu połączenia o niepełnej nośności, występującego w miejscu potencjalnego przegubu plastycznego, powinna być wystarczająca do powstania w warunkach granicznych obciążeń niezbędnego przegubu plastycznego.

Zagadnienie oceny granic, które umożliwiałyby w projektowaniu zaliczenie konkretnych węzłów do sztywnych, podatnych lub przegubowych, zostało wystarczająco dobrze rozpoznane. Norma projektowania konstrukcji stalowych [98] w punktach 3.2.1. oraz 6.1b zobowiązuje do uwzględnienia podatności połączeń w obliczeniach konstrukcji. W normie tej nie podano jednak żadnych parametrów charakteryzujących zachowanie się połączeń ani żadnych wskazówek, jak ich podatność uwzględnić w globalnej analizie konstrukcji. Takie propozycje zarówno odnośnie do modelowania, jak i klasyfikacji sztywności węzłów podatnych zamieszczono w Eurokodzie 3 [79].

W klasyfikacji węzłów rozróżnia się konstrukcje stężone i niestężone, gdyż inne jest zachowanie się węzłów podatnych w jednych i drugich typach ustrojów nośnych (definicję układów stężonych i niestężonych podano w p. 5.2.4); według Eurokodu 3 [79] konstrukcję można uważać za stężoną, gdy stężenia redukują jej przemieszczenia poziome o 80%.



Rysunek 5.7. Klasyfikacja węzłów pod względem sztywności wg Załącznika J do Eurokodu 3 [79]

Zgodnie z [79] w przypadku sprężystej analizy wyężenia konstrukcji węzły są kwalifikowane w zależności od ich sztywności. Prezentację graficzną tej klasyfikacji przedstawiono na rys. 5.7, gdzie oznaczono: ① — zakres węzłów sztywnych, ② — zakres węzłów podatnych, ③ — zakres węzłów nominalnie przegubowych. Aby stwierdzić, do jakiej kategorii zaliczyć węzeł badanej konstrukcji, należy obliczyć jego sztywność początkową  $S_{j,ini}$ , a następnie porównać ją z wartościami granicznymi. Granice obszarów klasyfikacji węzłów ustalono następująco:

— w ramach stężonych:

— zakres węzłów sztywnych ① występuje, gdy

$$S_{j,ini} \geq 8 \frac{EJ_b}{L_b} \quad (5.2)$$

— zakres węzłów podatnych ② występuje, gdy

$$0,5 \frac{EJ_b}{L_b} < S_{j,ini} < 8 \frac{EJ_b}{L_b} \quad (5.3)$$

— zakres węzłów nominalnie przegubowych ③ występuje, gdy

$$S_{j,ini} \leq 0,5 \frac{EJ_b}{L_b} \quad (5.4)$$

— w ramach niestężonych

— zakres węzłów sztywnych ① występuje, gdy

$$S_{j,ini} \geq 25 \frac{EJ_b}{L_b} \quad (5.5)$$

— zakres węzłów podatnych ② występuje, gdy

$$0,5 \frac{EJ_b}{L_b} < S_{j,ini} < 25 \frac{EJ_b}{L_b} \quad (5.6)$$

— zakres węzłów nominalnie przegubowych ③ występuje, gdy

$$S_{j,ini} \leq 0,5 \frac{EJ_b}{L_b} \quad (5.7)$$

gdzie:

$E$  — współczynnik sprężystości podłużnej,

$J_b$  — moment bezwładności przekroju belki (rygla),

$L_b$  — długość belki (rygla).

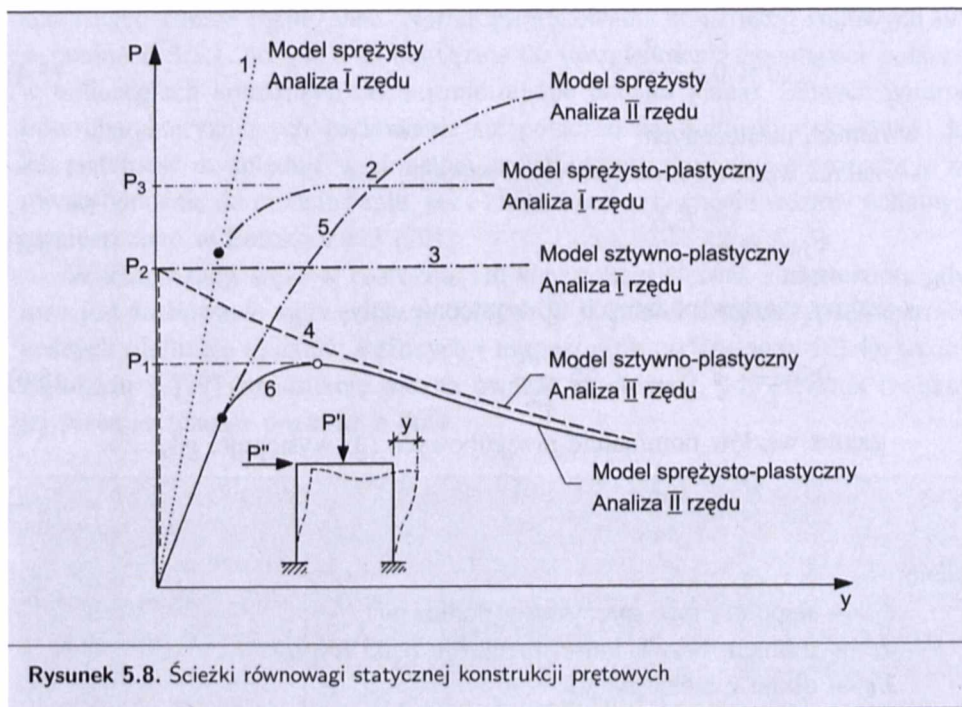
O zakwalifikowaniu węzła do danej kategorii decyduje więc nie tylko jego konstrukcja, ale też sztywność belki (rygla)  $EJ_b$  i rozpiętość  $L_b$  oraz to, czy konstrukcja jest o węzłach przesuwnych (rama niestężona), czy nieprzesuwnych (rama stężona).

Zgodnie z [79] w przypadku plastycznej analizy konstrukcji węzły są kwalifikowane według ich nośności. O tym, czy węzeł jest o nośności pełnej, częściowej lub nominalnie przegubowy, decyduje porównanie nośności obliczeniowej węzła  $M_{j,Rd}$  z nośnością przyległych rygli, belek i słupów ( $M_{j,Rd} < 0,25M_{pl}$  — węzeł przegubowy,  $M_{j,Rd} \geq 1,2M_{pl}$  — węzeł sztywny,  $0,25M_{pl} \leq M_{j,Rd} < 1,2M_{pl}$  — węzeł podatny).

Zgodnie z [79] w analizie sprężysto-plastycznej węzły kwalifikuje się według sztywności i nośności. Gdy węzeł jest uznany za podatny, w analizie statycznej należy uwzględnić pełną zależność  $M-\phi$ .

### 5.2.4. Ścieżki równowagi granicznej konstrukcji prętowych

Na rysunku 5.8 przedstawiono poglądowo różne ścieżki równowagi statycznej ustrojów prętowych oraz wzajemne relacje między metodami analizy konstrukcji, z których się obecnie korzysta. Opisano poszczególne ścieżki równowagi statycznej, podając przyjęte modele materiałowe (sprężysty, sprężysto-plastyczny, sztywno-plastyczny) oraz metody analizy konstrukcji (według teorii I lub II rzędu).



Rysunek 5.8. Ścieżki równowagi statycznej konstrukcji prętowych

Analiza sprężysta I rzędu jest oparta na sprężystych, liniowych związkach  $\sigma(\epsilon)$ , w których pomija się geometryczne nieliniowości i związane z tym problemy stateczności. Według tej metody odkształcenia są proporcjonalne do przyłożonych obciążeń, a zasada superpozycji jest przyjmowana do oceny sił wewnętrznych w konstrukcji oraz wyężenia przekrojów. Powszechnie stosowane uproszczone modele obliczeniowe mają na celu skrócenie czasu i pracochłonności analizy bez popełniania niedopuszczalnych błędów oszacowania bezpieczeństwa. Analiza sprężysta I rzędu prowadzi do liniowych związków (ścieżek równowagi statycznej) obciążenie–przemieszczenie (oznaczoną linią 1 na rys. 5.8) ustrojów zbudowanych z prętów o przekrojach krępych, a nośność sprężysta konstrukcji w tym modelu jest limitowana formalnie granicą proporcjonalności materiału.

W metodzie analizy plastycznej I rzędu wprowadza się podobne uproszczenia jak w modelu analizy sprężystej, lecz uwzględnia się nieliniowe związki materiału w granicznym stanie wyężenia przekroju. W metodzie tej, bazującej na znajomości zachowania się konstrukcji oraz korzyści ekonomicznych wynikających z plastycznej wydłużalności stali, dopuszcza się do częściowego lub całkowitego uplastycznienia prętów lub węzłów. Ścieżkę równowagi statycznej tego modelu analizy konstrukcji oznaczono krzywą 2 na rys. 5.8. Analiza plastyczna umożliwia oszacowanie nośności plastycznej konstrukcji, wyznaczenie kinematycznie dopuszczalnych mechanizmów zniszczenia oraz miejsc występowania przekrojów krytycznych ustroju.

Te dwie metody nie uwzględniają możliwości utraty stateczności ogólnej prętów lub całego ustroju oraz stateczności miejscowej elementów przekrojów poprzecznych prętów. Dlatego też wyniki analiz sprężystych lub plastycznych I rzędu należy uzupełniać o analizę stateczności sprężystej lub niesprężystej. Na rysunku 5.8 pokazano rozdwojenie ścieżek równowagi utraty stateczności konstrukcji  $P(y)$  przy założeniu modelu analizy według teorii I rzędu (linia 3 na rys. 5.8) i teorii II rzędu (krzywa 4 na rys. 5.8), stosowanych do analizy ustrojów budowanych z materiałów sprężystych i sprężysto-plastycznych.

W dość często spotykanych układach konstrukcyjnych analiza sprężysta I rzędu może prowadzić do błędnej oceny sił wewnętrznych oraz przemieszczeń wtedy, gdy występuje wpływ przemieszczeń na siły wewnętrzne (nieliniowość geometryczna ustroju). Wówczas nośność konstrukcji należy wyznaczać z uwzględnieniem teorii II rzędu. Nieliniową ścieżkę równowagi statycznej określoną przy założeniu sprężystego modelu wyężenia materiału i analizie konstrukcji według teorii II rzędu oznaczono na rys. 5.8 krzywą 5.

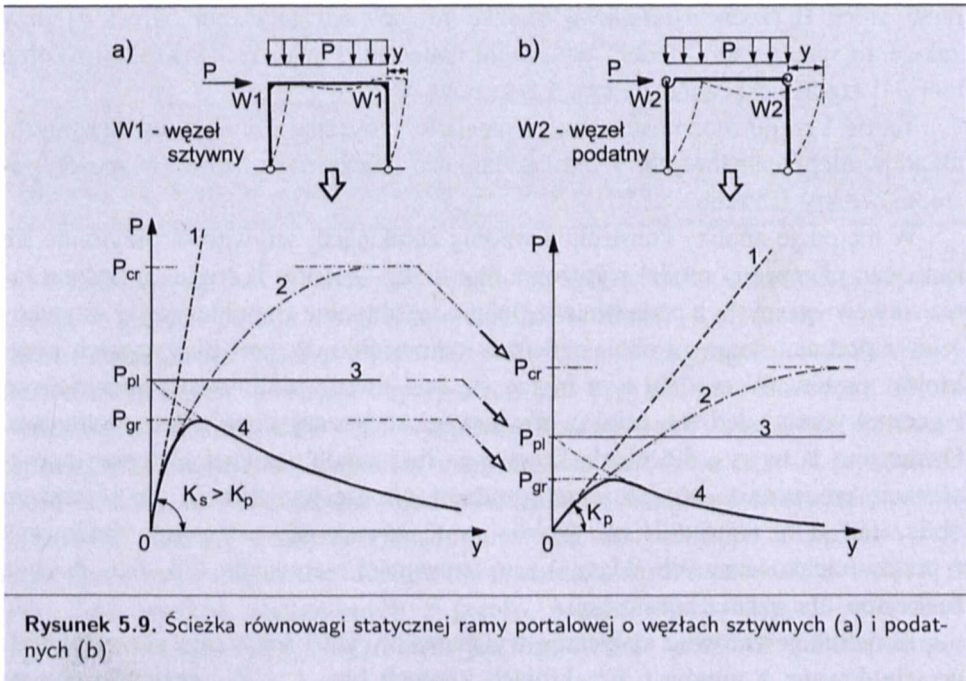
Teorię I rzędu można stosować w analizie statycznej do: układów stężonych, układów nieprzechyłowych. Wtedy dodatkowo należy uwzględnić (w sposób pośredni) efekty II rzędu.

W metodzie analizy konstrukcji według zanikającej sztywności przyjmuje się sprężysto-plastyczny model wyężenia materiału — teorię II rzędu do wyznaczania sił wewnętrznych, a ponadto uwzględnia się aktualne charakterystyki sztywnościowe pod narastającym obciążeniem w odniesieniu do stref plastycznych przekrojów prętów. W modelu tym bierze się pod uwagę nieliniowość materiałową i geometryczną, stąd też ścieżka równowagi statycznej ustroju jest nieliniowa. Oznaczono ją na rys. 5.6 ciągłą krzywą 6. Taki model stanowi najlepszą aproksymację rzeczywistego wyężenia i zachowania się konstrukcji, ale i zarazem obliczenia są tu najtrudniejsze. Należy go stosować, gdy ustrój jest zbudowany z prętów cienkościennych (klasy 4.), a sztywności elementów (np.  $EJ$ ,  $EA$ ) są funkcjami obciążenia konstrukcji.

Konstrukcje zarówno statycznie wyznaczalne, jak i statycznie niewyznaczalne, zbudowane z prętów o przekrojach krępych klas 1. i 2., niewrażliwych na

lokalną i ogólną utratę stateczności (wyłącza się pręty o przekrojach klas 3. i 4.), których ścieżkę równowagi statycznej materiału można opisać modelem sprężysto-plastycznym, charakteryzuje zdolność do plastycznego wyrównywania sił w przekrojach (klas 1. i 2.) i między przekrojami krytycznymi (klasy 1.). Przyrost obciążeń w konstrukcjach statycznie niewyznaczalnych zbudowanych z prętów o przekrojach klasy 1. może być przenoszony przez przekroje dotychczas nieuplastycznione. Dlatego też w statycznie niewyznaczalnych konstrukcjach o przekrojach klasy 1. można dopuścić do powstania zbioru przegubów plastycznych, zmieniających ustrój w łańcuch kinematyczny. Ścieżki równowagi statycznej takich konstrukcji można opisać modelem nieliniowo-sprężysto-plastycznym. Obecnie obowiązujące normowe przepisy europejskie [75, 76, 79] i krajowe [98] umożliwiają wykorzystywanie rezerwy plastycznej konstrukcji.

Na rysunku 5.9 przedstawiono ŚRS ramy portalowej o węzłach sztywnych (rys. 5.9a) i podatnych (rys. 5.9b) łączących rygiel ze słupem. Liniami przerywanymi 1 oznaczono ŚRS wyznaczone dla sprężystego modelu materiału i analizy według teorii I rzędu, krzywymi 2 oznaczono ŚRS ram wyznaczone dla sprężystego modelu materiału i analizy według teorii II rzędu, liniami 3 natomiast ŚRS ram wyznaczone dla sztywno-plastycznego modelu materiału i analizy według teorii I rzędu. ŚRS badanych ram wyznaczone dla sprężysto-plastycznego modelu materiału przy uwzględnieniu wpływu przemieszczeń na wyężenia konstrukcji oznaczono linią grubą 4. Krzywe te są najlepszymi aproksymacjami zachowania



Rysunek 5.9. Ścieżka równowagi statycznej ramy portalowej o węzłach sztywnych (a) i podatnych (b)



się badanych ram. Z porównania wykresów ŚRS ram o węzłach sztywnych i podatnych wynika, iż ramę o podatnych połączeniach cechuje mniejsza sztywność układu, a co za tym idzie większe przemieszczenia poziome, których konsekwencją są mniejsze nośności: krytyczna  $P_{cr}$ , plastyczna  $P_{pl}$  oraz graniczna  $P_{gr}$ .

Teorię I rzędu można stosować w analizie w przypadku układów stężonych lub układów nieprzechyłowych. Wtedy dodatkowo należy uwzględnić (w pośredni sposób) efekty II rzędu.

Układ konstrukcyjny można uważać za stężony, jeśli sztywność układu stężającego (stężeń) w płaszczyźnie obciążeń poziomych jest na tyle duża, aby można było przyjąć, że wszystkie obciążenia poziome są przenoszone przez stężenia. Szkielet stalowy wg Eurokodu 3 [79] można uważać za stężony, jeśli stężenia redukują jego przemieszczenie poziome co najmniej o 80%, wg [98] zaś powinno być spełnione kryterium (5.9). Szkielet stężony można traktować jako układ o węzłach nieprzesuwnych.

Układ konstrukcyjny można zakwalifikować jako nieprzechyłowy (ustrój o węzłach nieprzesuwnych), jeśli jego sztywność w płaszczyźnie sił poziomych jest na tyle duża, aby można było z uzasadnioną dokładnością pomijać dodatkowe siły i momenty zginające wywołane poziomymi przemieszczeniami węzłów (np. przyjmuje się wg Eurokodu 3 [79] kryterium (5.8), wg [98] kryterium (5.9)).

Teorię II rzędu w analizie globalnej wyznaczania sił wewnętrznych można stosować bez ograniczeń we wszystkich przypadkach.

Nieliniowość geometryczną ustroju należy uwzględnić, gdy zmiany geometryczne systemu konstrukcyjnego (np. ramy przechyłowej) mają wpływ na wartości sił wewnętrznych. To ważne zagadnienie projektowe jest ujęte zarówno w normach europejskich [75, 76, 79], jak i normie krajowej [98]. W normach [75, 76, 79] klasyfikację ustrojów, w których należy uwzględnić efekty wpływu przemieszczeń na wyężenie konstrukcji, przeprowadza się według kryterium procentowego udziału wartości dodatkowego momentu zginającego  $\Delta M$  wywołanego zmianami geometrycznymi ustroju. Konstrukcje, w których

$$\frac{\Delta M}{M} \leq 0,1 \tag{5.8}$$

gdzie:

$\Delta M$  — dodatkowy moment zginający wynikający ze zmian charakterystyki geometrycznej systemu konstrukcyjnego,

$M$  — moment zginający wyznaczony według teorii I rzędu,

można obliczać według teorii I rzędu.

Ramę można uważać za sztywno stężoną w swej płaszczyźnie, czyli za układ nieprzesuwny wg [98], jeżeli sztywność postaciowa układu „rama + stężenie” ( $RS$ ) jest co najmniej pięciokrotnie większa niż sztywność postaciowa ramy ( $R$ ), co zapisuje się wzorem

$$\frac{1}{\psi_{RS}} \geq \frac{5}{\psi_R} \quad (5.9)$$

gdzie:

$\psi_{RS}, \psi_R$  — odpowiednie wartości przechyłu od poziomej siły jednostkowej (przechył należy interpretować jako tangens kąta obrotu cięciwy słupa między punktami podparcia).

Za ustrój nośny o węzłach przesuwnych uważa się również według [98] ramy samostateczne (tj. ramy o węzłach sztywnych, bez stężeń), a także ramy podatne stężone, gdy nie jest spełniony warunek (5.9).

Ocenę wrażliwości konstrukcji ramowych o węzłach przesuwnych na efekty II rzędu wg normy [98] przeprowadza się z uwzględnieniem imperfekcji związanych ze wstępnym przechyłem bocznym  $\psi_0$  poszczególnych kondygnacji w płaszczyźnie układu wg wzoru

$$\psi_0 = \frac{1}{200} r_1 r_2 \quad (5.10)$$

w którym:

$$r_1 = \sqrt{5h^{-1}} \leq 1 \quad (5.11)$$

$$r_2 = 0,5 \left( 1 + \sqrt{n^{-1}} \right) \quad (5.12)$$

gdzie:

$h$  — wysokość kondygnacji, m,

$n$  — liczba słupów danej kondygnacji w rozpatrywanej płaszczyźnie.

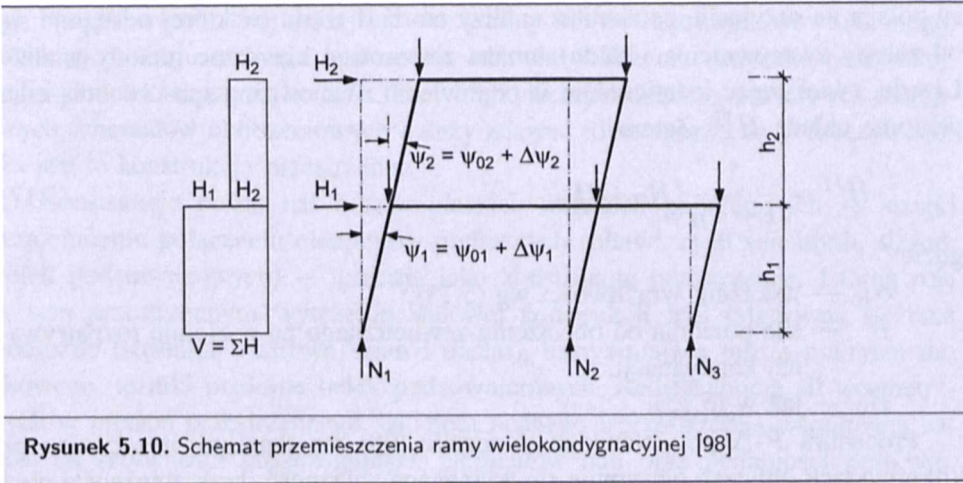
Za wartość podstawową wstępnego przechyłu (imperfekcji) przyjęto wartość  $1/200$ , korygowaną dwoma współczynnikami  $r_1$  i  $r_2$ . Współczynnik  $r_1$  uwzględnia fakt, że im wysokość kondygnacji będzie bardziej przekraczać 5 m, tym jest mniejsze prawdopodobieństwo wystąpienia wstępnego przechyłu o wartości podstawowej. Współczynnik  $r_2$  uwzględnia mniejsze prawdopodobieństwo wystąpienia wstępnego przechyłu o wartości podstawowej przy liczbie słupów danej kondygnacji  $n > 1$ .

Wskaźnik wrażliwości na efekty II rzędu  $\alpha_H$  [98] dotyczy wielokondygnacyjnych układów ramowych o węzłach przesuwnych (rys. 5.10). Jego wartości należy ustalić dla każdej kondygnacji ze wzoru

$$\alpha_H = \frac{\Delta\psi \sum N}{\psi_0 \sum N + \sum H} \quad (5.13)$$

gdzie:

$\sum H$  — sumaryczne obciążenie poziome przenoszone przez słupy powyżej rozpatrywanej kondygnacji (siła poprzeczna od obciążenia zewnętrznego),



Rysunek 5.10. Schemat przemieszczenia ramy wielokondygnacyjnej [98]

$\sum N$  — sumaryczne obciążenie pionowe przenoszone przez słupy rozpatrywanej kondygnacji,

$\psi_0$  — wstępny przechył rozpatrywanej kondygnacji obliczony wg wzoru (5.10),

$\Delta\psi$  — przyrost przechyłu spowodowany siłami poziomymi ( $H + H_0$ ).

Przyrost przechyłu wyznacza się z zależności

$$\Delta\psi = \left(1 + \frac{\psi_0 \sum N}{\sum H}\right) \psi^I \tag{5.14}$$

gdzie  $\psi^I$  — przechył spowodowany działaniem sił  $H$ , obliczonych wg teorii I rzędu.

Przy braku zewnętrznych obciążeń poziomych ( $\sum H = 0$ )

$$\Delta\psi = \psi_0^I \tag{5.15}$$

gdzie  $\psi_0^I$  — przechył spowodowany działaniem sił  $H_0 = \psi_0 \sum P$ , przy czym  $\sum P$  — oddziaływanie pionowe rygla rozpatrywanej konstrukcji.

Według [98], jeśli dla każdej kondygnacji konstrukcji wielokondygnacyjnej w stanie sprężystym jest spełniony warunek

$$\alpha_H \leq 0,1 \tag{5.16}$$

to można przyjąć, że układ nie jest wrażliwy na efekty II rzędu.

Zgodnie z normą [98] można obliczać wg teorii I rzędu układy jednokondygnacyjne oraz wielokondygnacyjne sztywno stężone, a także układy niewrażliwe na efekty II rzędu.

Metoda  $P-\Delta$  proponowana w normie [98] jest przybliżoną procedurą obliczeniową, umożliwiającą oszacowanie większych (wskutek przemieszczeń) sił wewnętrznych w układach ramowych o węzłach przesuwnych. Istota tej procedu-

ry polega na przyjęciu, że zamiast analizy teorii II rzędu (w której odstępuje się od zasady zeszytnienia układu) można zastosować klasyczne metody analizy I rzędu, zwiększając jednocześnie w odpowiedni równoważny sposób obciążenia poziome układu  $H^{II}$ . Zatem

$$H^{II} = \frac{1}{1 - \alpha_H} (H_0 + H) \quad (5.17)$$

gdzie:

$\alpha_H$  — wskaźnik wrażliwości wg (5.13),

$H$  — siła pozioma od obciążenia zewnętrznego na poziomie rozpatrywanej kondygnacji,

$H_0$  — jak w (5.15).

Procedura  $P$ - $\Delta$  przedstawiona w normie [98] ma charakter iteracyjny i po kilku cyklach obliczeń otrzymuje się wymaganą zbieżność (brak zbieżności po 5 cyklach obliczeń oznacza, że konstrukcja jest niestateczna).

### 5.3. Wyznaczenie sił wewnętrznych i przemieszczeń głównych ustrojów nośnych hal

W tradycyjnych konstrukcjach hal wyróżnia się płaskie poprzeczne ustroje nośne, połączone elementami podłużnymi (płattwiami, ryglami ściennymi lub elementami osłonowymi) oraz niezbędnym systemem stężeń. Tworzą one razem przestrzeny, prętowy ustrój nośny hali. Odpowiednio ukształtowane połączenia elementów podłużnych i stężeń, a także rytmiczność budowy tej przestrzennej konstrukcji, umożliwiają prognozę jej stanów granicznych na podstawie analizy oddzielnie płaskich powtarzalnych układów poprzecznych oraz stężeń hali. Uzyskuje się w ten sposób wystarczająco dokładne informacje o zachowaniu się ustroju bez konieczności wykonywania pracochłonnej analizy całej przestrzennej konstrukcji hali. Rozpatrując stany graniczne nośności i użytkowania układów poprzecznych, obciąża się je oddziaływaniami zewnętrznymi (obciążeniem od ciężaru własnego, śniegu, wiatru, suwnic itp.), zebranych z ich rozstawu wzdłuż osi podłużnej hali. Wytyżenie prętów stężeń oblicza się, przyjmując i analizując dla każdego z nich oddzielne schematy statyczne ich ustrojów.

W przypadku schematu konstrukcji dachu hali z ryglami dachowymi opartymi na podciągach (por. np. rys. 1.17, 1.18) należy analizować powtarzalny segment konstrukcji wraz ze stężeniami. Przestrzenne schematy konstrukcji analizuje się również w przypadku rusztów, tarczownic oraz struktur prętowych (por. rys. 1.22).

Przedstawione dalej podejście do analizy sił wewnętrznych powtarzalnego, płaskiego ustroju nośnego znakomicie ułatwia obliczenia statyczne konstrukcji hali i skraca czas ich wykonania. Przy identyfikacji i doborze właściwych zastępczych schematów obliczeniowych należy zdawać sobie sprawę, iż w rzeczywistości jest to konstrukcja przestrzenna.

Konstrukcje nośne hal o tzw. płaskich układach poprzecznych — dzięki wzajemnemu połączeniu elementów podłużnych (płatwi, rygli ściennych, stężeń, belek podsuwnicowych) — pracują jako konstrukcje przestrzenne. Istotną rolę w tym przestrzennym wytyczeniu stalowej konstrukcji hali odgrywiają stężenia podłużne (stężenia wiatrowe ścian i dachu), usztywniające tarcze pokrycia dachowego, tężniki poziome belek podsuwnicowych. Redystrybucja sił wewnętrznych w prętach przestrzennego szkieletu nośnego i przestrzenna współpraca zależą od sztywności poszczególnych elementów hali oraz podatności połączeń. Połączeniom elementów podłużnych (płatwi, rygli ściennych, stężeń, belek podsuwnicowych) przypisuje się najczęściej schemat węzłów przegubowych. W rzeczywistości te tzw. przeguby techniczne mają zdolność przenoszenia momentów zginających, co może w znaczący sposób wpływać na rozkład sił wewnętrznych w przestrzennym szkielecie nośnym hali. Istotną rolę w tym przypadku odgrywiają połączenia: belek podsuwnicowych ze słupami, rygli dachowych ze słupami, elementów usztywnień podłużnych. Wykonane analizy [14] wykazały, iż różnice w wynikach obliczeń konstrukcji jako układów płaskiego i przestrzennego są niewielkie w przypadku obciążeń o charakterze równomiernym od ciężaru własnego, śniegu i wiatru. Przy miejscowych obciążeniach skupionych, np. oddziaływaniach suwnic lub powodujących poziome przemieszczenia ram, różnice w wynikach obliczeń są dość znaczne.

W wyniku uwzględnienia w analizie statycznej przestrzennego wytyczenia szkieletu nośnego hali od miejscowych (lokalnych) obciążeń skupionych otrzymuje się mniejsze siły wewnętrzne, co daje możliwość oszczędniejszego projektowania. Przyjmując schemat statyczny układu poprzecznego, należy prawidłowo ocenić rolę poszczególnych podzespołów konstrukcji i dokładnie odwzorowywać jego rzeczywiste zachowanie się, a także odpowiednio zaprojektować połączenia współpracujących elementów.

W celu wyznaczenia prognozowanych sił wewnętrznych i przemieszczeń płaskich układów poprzecznych przeprowadza się obliczenia statyczne. Do wykonania tych obliczeń wykorzystuje się metody komputerowe i programy umożliwiające analizę statyczną konstrukcji, zgodną z przyjętym modelem obliczeniowym (sprężystym, plastycznym, według teorii I lub II rzędu, z uwzględnieniem zanikającej sztywności) dla założonego schematu statycznego ustroju i jego prognozowanego obciążenia.

Do wstępnych oszacowań przekrojów poprzecznych elementów ustroju nośnego (niezbędnych do wykonania obliczeń komputerowych) można wykorzystać

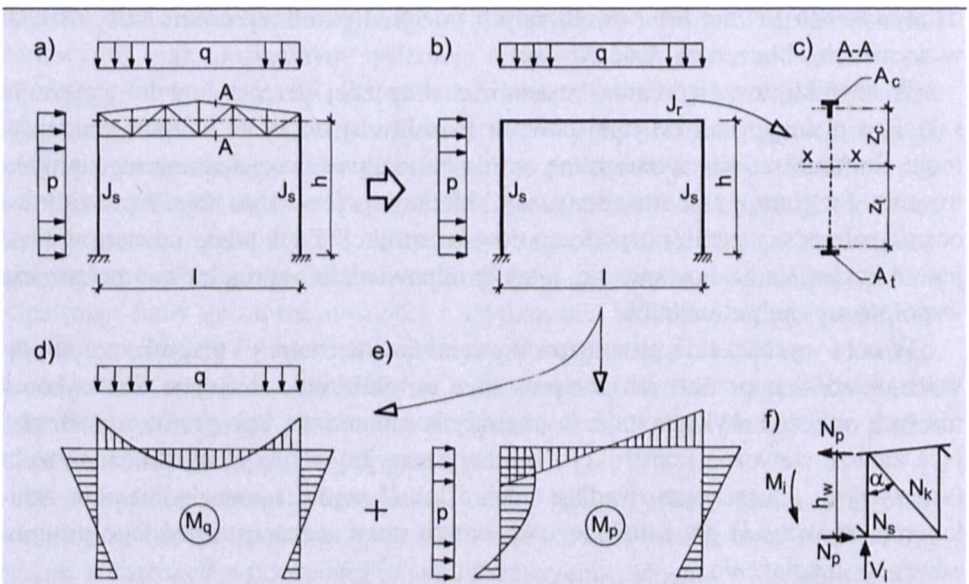
metody przybliżone oceny sił wewnętrznych lub przyjmując dane z podobnych projektów hal. W celu zgrubnego oszacowania przekrojów słupów i rygli dachowych układów poprzecznych można rozpatrywać wyężenie zastępczych schematów statycznych tych elementów. We wstępnej ocenie wyężenia ustroju korzysta się ze znanych rozwiązań w zakresie wielkości statycznych ram lub belek i słupów. Te zastępcze schematy statyczne obciąża się prognozowaną wstępnie kombinacją oddziaływań stałych i zmiennych i wyznacza się siły wewnętrzne: momenty zginające  $M$ , siły poprzeczne  $V$  i siły podłużne  $N$  w krytycznych przekrojach ustroju. Są one podstawą do wstępnego wyznaczenia potrzebnych przekrojów poprzecznych prętowych pełnościennych elementów układu poprzecznego.

W przypadku wiązarowo-słupowego układu poprzecznego, pokazanego na rys. 5.11a, zaproponowano zastępczy schemat statyczny w postaci prętowej ramy o rozpiętości badanego układu poprzecznego i zastępczej wysokości oraz sztywności rygla kratowego (rys. 5.11b). Siły wewnętrzne w tej konstrukcji można wyznaczyć, analizując oddzielnie wyężenia od obciążeń pionowych (rys. 5.11d) i poziomych (rys. 5.11e).

W przypadku np. kratowych rygli dachowych, dla których przyjęto belkowe schematy zastępcze, należy oszacować następujące siły wewnętrzne w prętach wiązara (rys. 5.11f):

— w pasach

$$N_p = \frac{M_i}{h_w} \quad (5.18)$$



**Rysunek 5.11.** Zastępcze schematy obliczeniowe wiązarowo-słupowego układu poprzecznego (opis w tekście)

— w krzyżulcach

$$N_k = \frac{V_i}{\cos \alpha} \quad (5.19)$$

— w słupkach

$$N_s = V_i \quad (5.20)$$

gdzie:

$M_i, V_i$  — moment zginający i siła poprzeczna w analizowanym przekroju konstrukcji,

$h_w, \alpha$  — według oznaczeń na rys. 5.11f.

We wstępnych obliczeniach konstrukcji zwykle dokonuje się uproszczeń w modelach analitycznych, np. zamiast zmiennych przyjmuje się stałe momenty bezwładności. Układ poprzeczny z rygłem kratowym (rys. 5.11a) zamienia się na ramę o ryglu prętowym (rys. 5.11b). Sztywność zastępczą takiego rygla przy oznaczeniach wg rys. 5.11c oblicza się ze wzoru

$$J_x = \eta(A_c z_c^2 + A_t z_t^2) \quad (5.21)$$

gdzie:

$A_c, A_t$  — przekroje pasa górnego ( $c$ ) i dolnego ( $t$ ) wiązara w środku jego rozpiętości,

$z_c, z_t$  — odległości środka ciężkości przekrojów pasów od osi obojętnej kratownicy.

Współczynnik  $\eta$  we wzorze (5.21) zależy od pochylenia pasów górnych wiązara. I tak:

$\eta = 0,7$  — przy pochyleniu 1:10,

$\eta = 0,8$  — przy pochylenia 1:15,

$\eta = 0,9$  — przy pasach górnych równoległych do dolnych.

Jeden z bardziej uproszczonych sposobów wstępnej analizy wyteżenia konstrukcji polega na tym, że pręty ramy traktuje się jak belki jednoprzęsłowe. W przypadku tzw. sztywnego połączenia słupów z ryglami ram jednoprzęsłowych do wyznaczania największych momentów zginających przyjmuje się inne schematy do przekrojów przęsłowego i podporowego. Obliczając momenty zginające w przęsle, rygiel traktuje się jak belkę swobodnie podpartą (rys. 5.12a), wyznaczając zaś podporowy moment zginający, przyjmuje się schemat belki utwierdzonej (rys. 5.12d). W sposobie tym jest uwzględniony stosunek sztywności rygli  $J_r/l$  oraz słupa ramy  $J_s/h$  (rys. 5.12). Momenty zginające (rys. 5.12c i f) w układach poprzecznych wyznacza się w przypadku ram o słupach:

— zamocowanych sztywno w fundamentach (rys. 5.12b) ze wzorów:

$$M_{\max} = \alpha M_{\max}^0 \quad (5.22)$$

$$M_{\min} = \beta_1 M_{\max}^0 \quad (5.23)$$

— połączonych przegubowo z fundamentem (rys. 5.12e) ze wzoru

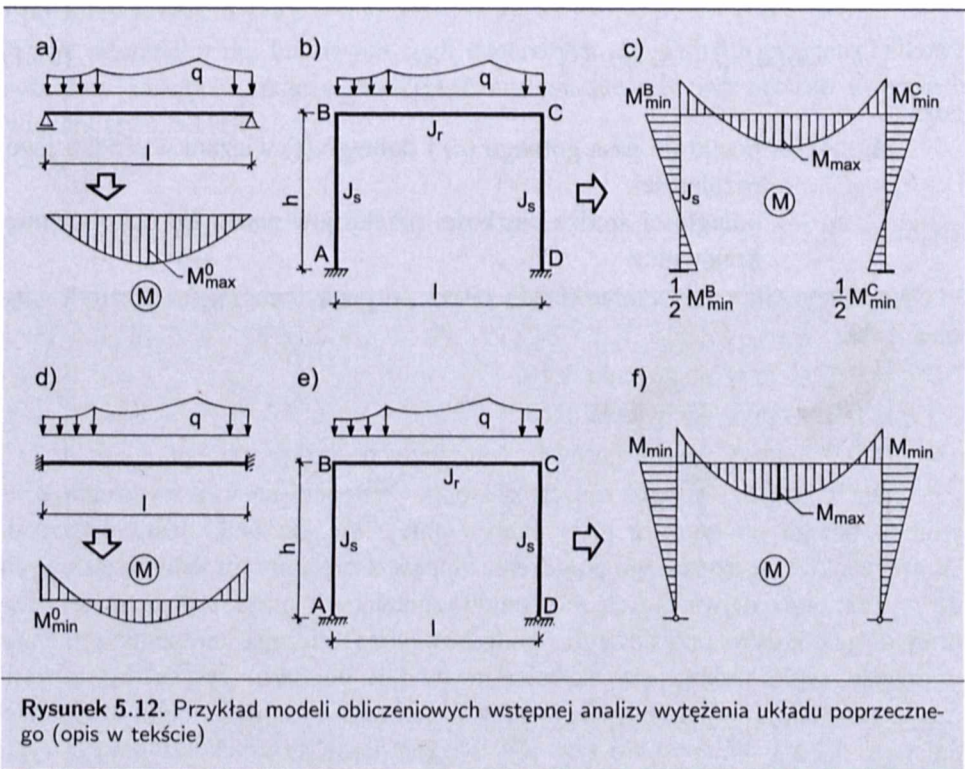
$$M_{\min} = \beta_2 M_{\max}^0 \quad (5.24)$$

gdzie:

$\alpha, \beta_1, \beta_2$  — współczynniki zależne od sztywności prętów i charakterystyki geometrycznej ramy wg tabl. 5.1.

**Tablica 5.1.** Współczynniki  $\alpha, \beta_1, \beta_2$

$\frac{J_r h}{J_s l}$	$\alpha$	$\beta_1$	$\beta_2$
$\geq 4$	0,8	0,3	0,3
2	0,7	0,5	0,4
$\leq 1$	0,6	0,7	0,6



Słupy oblicza się wstępnie na siłę osiową zwiększoną o 20% w stosunku do wyznaczonej przy uproszczonym schemacie konstrukcji. Najczęściej równomiernie rozłożone obciążenie poziome układu poprzecznego zastępuje się skupioną siłą przyłożoną na poziomie rygla ramy. Wówczas w zastępczym schemacie ob-



liczeniowym układu poprzecznego hali można przyjąć w 2/3 wysokości słupa zerowe wartości momentów zginających.

Jest oczywiste, iż oszacowane na podstawie wstępnej analizy przekroje poprzeczne prętów ustroju nośnego hali należy zweryfikować po wykonaniu tzw. dokładnych obliczeń statycznych. W przypadku wystąpienia znaczących różnic między przekrojami założonymi wstępnie a przyjętymi ostatecznie należy powtórzyć obliczenia statyczne układów poprzecznych. W układach poprzecznych statycznie niewyznaczalnych zmiana charakterystyk geometrycznych przekrojów poprzecznych prętów  $A_i$ ,  $J_i$  prowadzi do istotnych różnic wyteżeń ustroju. Jeśli do obliczeń statycznych stosuje się metody komputerowe, korekta wartości parametrów  $A_i$ ,  $J_i$  prętów układu poprzecznego jest stosunkowo prosta. Równocześnie zmieniając charakterystyki  $A_i$ ,  $J_i$  prętów, można wykonać analizy optymalizacyjne prowadzące do zmniejszenia sił wewnętrznych w ustroju.

Szacunkowe (wstępne) obliczenia statyczne układu poprzecznego hali odgrywają ważną rolę w kontroli wyników otrzymanych metodami komputerowymi. Sprawdzenie takie jest niezbędne, gdyż zarówno modelując zachowanie się ustroju hali, jak i wpisując dużą liczbę danych wyjściowych do obliczeń komputerowych, można popełnić pomyłkę.

Aktualnie jest dostępnych wiele komputerowych programów obliczeń statycznych. Wybór właściwego spośród nich zależy między innymi od przyjętego modelu obliczeniowego, który z wystarczającą dokładnością umożliwi oszacowanie wyteżeń i przemieszczeń ustroju. Programy tzw. zaawansowane (uwzględniające między innymi nieliniowość geometryczną i fizyczną, podatność połączeń) są bardziej złożone i czasochłonne w stosunku do programów uwzględniających analizę sprężystą I rzędu. Programy uwzględniające zarówno wpływ przemieszczeń na wyteżenie, jak i zanikającą sztywność prętów, należy stosować do przechyłowych układów poprzecznych zbudowanych z prętów cienkościennych (o przekrojach klasy 4.). W przypadku konstrukcji o prętach grubościennych (o przekrojach klas 1., 2., 3.) właściwą ocenę wyteżenia i odkształcenia konstrukcji uzyskuje się, przeprowadzając obliczenia z uwzględnieniem teorii II rzędu. Ścieżki równowagi statycznej ram przechyłowych o węzłach podatnych (w porównaniu do ram o węzłach sztywnych) cechuje mniejsza nośność i sztywność konstrukcji. Z tych też względów nie należy stosować połączeń podatnych w przechyłowych układach poprzecznych hal. Korzyści, które wynikają z zastosowania połączeń podatnych prętów ustroju nośnego, mogą być znaczące w przypadku, gdy konstrukcja ma dodatkowe usztywnienia przenoszące obciążenia poziome.

Przystępując do obliczeń statycznych układu poprzecznego hali, należy zapoznać się z opisem programu komputerowego oraz sposobem przygotowania danych. Zazwyczaj do celów obliczeń komputerowych trzeba sporządzić zmodyfikowany schemat analizowanej konstrukcji. W tym schemacie, oprócz zasadniczych więzi odwzorowujących połączenia prętów ustroju (słupów z ryglami i funda-

mentami), wprowadza się dodatkowe węzły. Są to przekroje ustroju, w których są przyłożone obciążenia oraz charakterystyczne punkty konstrukcji (maksymalnie wyężone, styki elementów montażowych itp.), istotne z uwagi na wymiarowanie elementów układu poprzecznego. Dane wyjściowe do komputerowych obliczeń statycznych składają się zazwyczaj z modułu współrzędnych węzłów i charakterystycznych punktów ustroju ( $x_i, y_i, z_i$ ), modułu geometrycznych charakterystyk sztywnościowych przekrojów poprzecznych prętów ( $E, A_i, J_{x_i}, J_{y_i}, J_{z_i}$ ), opisu sposobu połączeń prętów ze sobą i z podporami oraz najczęściej kilku schematów obciążeń konstrukcji.

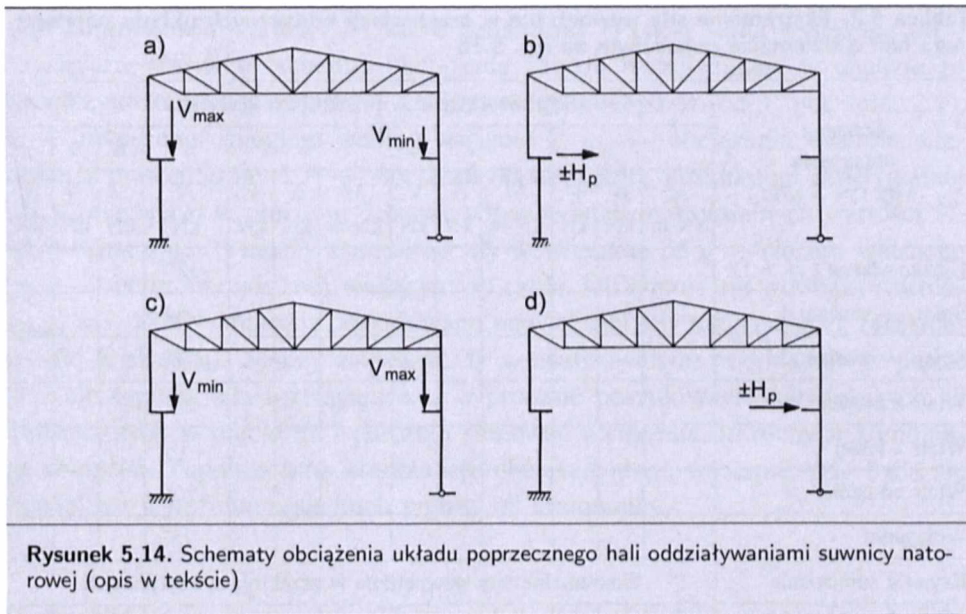
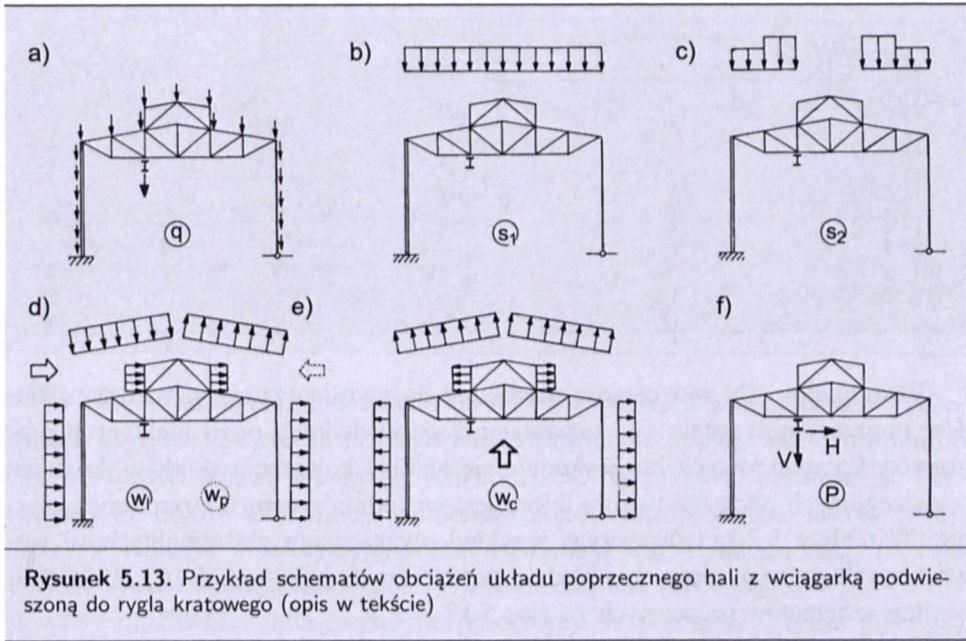
Ostatecznym celem obliczeń statycznych jest wyznaczenie ekstremalnych sił wewnętrznych w charakterystycznych przekrojach konstrukcji hali. Wyznacza się je przy najniekorzystniejszym układzie obciążeń analizowanego ustroju. Jeżeli na konstrukcję hali działa kilka różnych obciążeń zmiennych, należy ustalić kombinację najniekorzystniejszych schematów obciążeń, przy których powstają maksymalne wyężenia. Kombinację schematów obciążeń (patrz p. 2.3) należy ustalać indywidualnie dla każdego przekroju analizowanej konstrukcji. Nie można bowiem ustalić jednej wspólnej kombinacji obciążeń zmiennych, efektem działania której będzie równoczesne ekstremalne wyężenie wszystkich badanych przekrojów konstrukcji. W związku z tym wyznacza się wartości sił wewnętrznych w charakterystycznych przekrojach konstrukcji od każdego z występujących obciążeń osobno, a następnie kojarzy się je (sumuje) w celu ustalenia maksymalnych wyężeń przekrojów i elementów ustroju. Powyższe sprawia, iż należy wykonać obliczenia statyczne konstrukcji osobno od obciążeń stałych i osobno od każdego z obciążeń zmiennych.

Przykłady schematów obciążeń hal przemysłowych pokazano na rys. 5.13 i 5.14. W przypadku konstrukcji hali (rys. 5.13) z podwieszoną do rygła kratowego wciągarką należy rozpatrzeć schematy obciążeń ustroju od:  $q$  — ciężaru własnego konstrukcji (rys. 5.13a),  $s_1$  — śniegu według wariantu 1 (rys. 5.13b),  $s_2$  — śniegu według wariantu 2 (rys. 5.13c),  $w_l, w_p$  — wiatru wiejącego z lewej lub prawej strony hali (rys. 5.13d),  $w_c$  — wiatru wiejącego od czoła (rys. 5.13e),  $P$  — wciągarki (rys. 5.13f).

W hali z suwnicą natorową należy rozpatrzeć następujące schematy obciążeń układu poprzecznego:

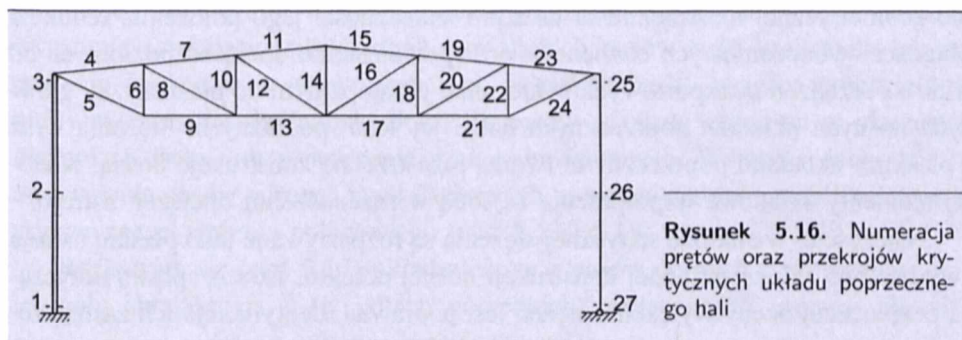
- z siłami pionowymi:  $V_{\max}$  na lewym i  $V_{\min}$  na prawym słupie (rys. 5.14a),
- z siłami pionowymi:  $V_{\max}$  na prawym i  $V_{\min}$  na lewym słupie (rys. 5.14c),
- z siłą poziomą na lewym słupie  $\pm H_p$  (rys. 5.14b),
- z siłą poziomą na prawym słupie  $\pm H_p$  (rys. 5.14d).

Efekty działań obciążeń stałych wyznacza się z uwzględnieniem występujących mimośrodków konstrukcyjnych, które pokazano na rys. 5.15 (np.  $e_1, e_2$  — mimośrodky obciążenia słupa od ciężaru własnego ściany osłonowej,  $e_3, e_4$  — mimośrodky oddziaływania suwnic).



W analizie skutków działania obciążeń klimatycznych (od wiatru, śniegu) należy pamiętać o następstwach występowania na dachu hali attyk, urządzeń wentylacyjnych itp. Na wyłączenie układu poprzecznego hali może mieć wpływ działanie obciążeń technologicznych (np. oddziaływań termicznych), użytkowych, pyłami, a także obciążeń będących skutkiem osiadania fundamentów.





W celu wyznaczenia ekstremalnych sił wewnętrznych w elementach i przekrojach krytycznych ustroju nośnego hali odpowiednio sumuje się wyteżenia od poszczególnych realnie występujących obciążeń. Na przykład sprawdzając bezpieczeństwo prętów kratownicy (numerację prętów ustroju podano na rys. 5.16), należy wyznaczyć w każdym jej przęcie największą siłę ściskającą  $N_{\min}$  (w celu kontroli warunku utraty stateczności) i największą siłę rozciągającą  $N_{\max}$  (w celu oceny możliwości uplastycznienia przekroju). W przęcie nr 7 (pasa górnego) maksymalna siła ściskająca ma wartość  $N_{\min} = -209$  kN (suma odpowiednich minimalnych wartości  $N$ , które oznaczono \*) i jest sumą wyteżenia od  $q$  — ciężaru własnego (schemat obciążenia zawsze uwzględniany w analizie ze współczynnikiem obciążenia  $\gamma_f$  większym lub mniejszym od 1, por. tabl. 2.1),  $s_2$  — obciążenia śniegiem według wariantu 2,  $w_p$  — obciążenia wiatrem wiejącym z prawej strony i  $P$  — obciążeń od wciągarki. Poszukując maksymalnej siły rozciągającej w przęcie nr 7 (suma odpowiednich maksymalnych wartości  $N$ , które oznaczono  $\wedge$ ) należy zsumować siły wewnętrzne od  $q$  — ciężaru własnego i  $w_c$  — obciążenia wiatrem wiejącym od czoła. Otrzymuje się wówczas wartość  $N_{\max} = -12$  kN (mimo iż poszukiwano największej siły rozciągającej, otrzymano siłę ściskającą). Należy zauważyć, iż w analizowanym przykładzie w przęcie nr 7 nie wystąpi siła rozciągająca, a w procesie poszukiwania największych sił wewnętrznych w przęcie nr 7 należało sumować wyteżenia od różnych kombinacji obciążeń. Zupełnie inne kombinacje obciążeń mogą wystąpić, gdy bada się największe wyteżenia sąsiednich prętów tej kratownicy.

## 5.4. Wyznaczenie sił wewnętrznych w stężeniach

### 5.4.1. Wprowadzenie

Omawiając zarówno zasady kształtowania szkieletów nośnych, jak i modeli obliczeniowych głównych układów poprzecznych hal, wskazano na bardzo ważną rolę stężeń dachów i słupów. Zasadnicze ich zadania konstrukcyjne to zapewne-

nie geometrycznej niezmienności układu i stateczności jego położenia, redukcja długości wybozeniowych elementów oraz przeniesienie obciążeń poziomych od wiatru i urządzeń transportowych w kierunku prostopadłym do płaszczyzny głównych nośnych układów poprzecznych hali i jej ścian podłużnych. Stężenia wraz z płaskimi układami poprzecznymi tworzą przestrzenną konstrukcję nośną, w której elementy składowe współpracują ze sobą w przenoszeniu obciążeń ustroju.

Najczęściej w analizie statycznej stężenia są rozpatrywane jako płaskie ustroje „wydzielone” z przestrzennej konstrukcji nośnej obiektu. Istotną sprawą dotyczącą bezpiecznej oceny wyężenia stężeń jest poprawna identyfikacja ich zastępczego schematu statycznego oraz określenie obciążeń, które powinny one przenosić. Należy je sprawdzać pod względem zachowania stateczności i nośności, co musi być zapewnione w czasie eksploatacji, transportu, budowy, przebudowy i remontu. Oprócz tych obciążeń w ocenie wyężenia prętów stężeń trzeba uwzględnić oddziaływania prętów ściskanych, których położenie jest stabilizowane przez stężenia, a także wpływ imperfekcji geometrycznych ustroju nośnego.

### 5.4.2. Obliczenia statyczne stężeń połaciowych poprzecznych

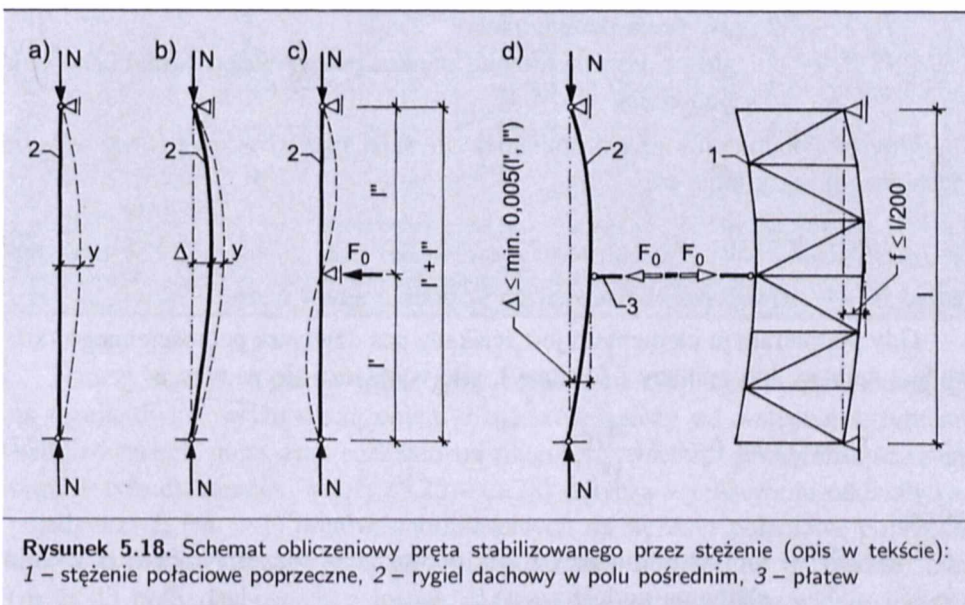
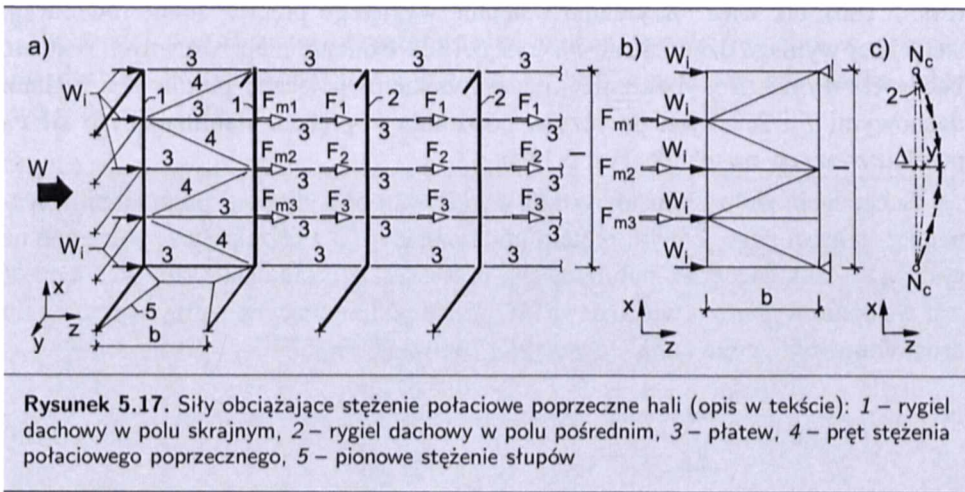
Prętowe stężenie połaciowe poprzeczne dachu hali jest kratownicą umieszczoną między pasami górnymi dwóch sąsiednich rygli dachowych. Pasami tej poziomej kratownicy są pasy górne dachowych rygli kratowych lub pełnościennych, funkcję słupków spełniają płatwie, krzyżulców zaś skośne pręty stężenia. Konstrukcja połączeń tych elementów ze sobą sprawia, że w modelu obliczeniowym można założyć przegubowe połączenia prętów analizowanego ustroju.

Jako schemat statyczny konstrukcji połaciowego stężenia poprzecznego przyjmuje się kratownicę (rys. 5.17b) usytuowaną w płaszczyźnie połaci dachu. Jej rozpiętość jest równa szerokości nawy hali (rys. 5.17a). Odpowiednio usztywnione podłużnie słupy lub ściany podłużne hali są podporami analizowanego tężnika dachowego. Schemat statyczny kratownicy poprzecznego stężenia połaciowego pokazano na rys. 5.17b. Zasadnicze obciążenia zewnętrzne tej kratownicy to obciążenie poziome od wiatru  $W_i$  (parcie lub ssanie) działające na ścianę szczytową lub świetlik i siły od hamowania podwieszonych do rygli dachowych suwnic, a także pewne umowne siły obliczeniowe  $F_{mi}$ , których źródłem są losowe, wstępne wygięcia ściskanego pasa górnego rygli dachowych. Obciążenie tężnika połaciowego poprzecznego wiatrem jest przekazywane przez słupy ściany szczytowej (rys. 5.17a).

Oprócz funkcji wytrzymałościowej w przejmowaniu wyżej wymienionych obciążeń poziomych prętowa tarcza tego stężenia zapobiega niestateczności w płaszczyźnie połaci ściskanych lub zginanych elementów rygli dachowych układów poprzecznych, usytuowanych w kolejnych osiach hali. W wyniku działania obciążeń

pionowych (od ciężaru własnego, śniegu, wiatru) w ryglach dachowych powstają wyężenia ściskające (siły ściskające w prętach pasów rygli kratowych lub napężenie ściskające w przekrojach rygli pełnościennych), mogące prowadzić do utraty stateczności ogólnej: wyoboczenia pasów górnych wiązarów w płaszczyźnie połąci dachu lub zwichrzenia rygli pełnościennych. Wówczas dochodziłoby do wygięcia pasów górnych rygli dachowych, a zapobiega temu stabilizująca rola poprzecznego stężenia połąciowego (rys. 5.17 i 5.18).

Rozpatruje się (rys. 5.17) układ złożony z pasów górnych rygli dachowych 1 (w polu skrajnym) i 2 (w polach pośrednich), połączonych prętami płatwi 3



i skratowań stężenia 4. W polu skrajnym pręty 1, 3 i 4 tworzą połączone stężenie poprzeczne. Pasy rygli 2 (w polach pośrednich) są podparte nieprzesuwnie w płaszczyźnie połaci dachu przez połączenie ich z prętami stabilizującymi 3 (płatwiami) z tężnikiem w polu skrajnym. W prętach stabilizujących (podpierających) 3 i ich połączeniach powstają siły  $F_0$ . Występują one wskutek nieuniknionych imperfekcji geometrycznych  $\Delta$  (wstępnych niedoskonałości wytwórczych i montażowych) osi stabilizowanych prętów 2 oraz stężonych 1. Gdyby pas górny rygla dachowego nie był podparty w płaszczyźnie połaci dachu, wygiąłby się swobodnie na pełnej długości (rys. 5.17c i 5.18a). Ściskane pasy górne rygli dachowych 1 oraz 2 mają zawsze wstępne wygięcia  $\Delta$  w płaszczyźnie połaci (rys. 5.18b), tak więc utrzymanie wstępnie wygiętego pręta w stanie równowagi statycznej wymaga działania sił  $F_0$  (rys. 5.18c). Istnienie nieprzesuwnych podparć bocznych wymusza wyboczenie między punktami połączeń prętów 3 z ryglami dachowymi 1 i 2, co jest przyczyną powstania w prętach stabilizujących sił  $F_0$  przekazywanych na tężnik (rys. 5.18d).

Schemat modelu obliczeniowego wyważenia pojedynczego pręta stabilizowanego 2, połączonego jednym prętym podpierającym 3 z tężnikiem 1, pokazano na rys. 5.18. Zakłada się, że stabilizowany pręt 2 jest ściskany stałą siłą  $N_c$  i jego oś jest wstępnie wygięta o wielkość  $\Delta$ . W pręcie podpierającym 3 przy wymuszaniu prostoliniowości pręta stabilizowanego 2 powstaje reakcja

$$F_0 = 0,01N_c \sqrt{\frac{l' + l''}{l}} \quad (5.25)$$

gdzie:

$l$  — długość pręta podpieranego,

$l', l''$  — odległości rozpatrywanego punktu podparcia od sąsiednich punktów podparcia.

Gdy jest podpierany pręt o zmiennej sile ściskającej (np. pas górny wiązara dachowego), przyjmuje się

$$F_0 = 0,01N_c \quad (5.26)$$

gdzie  $N_c$  — największa siła ściskająca w podpieranym węźle.

Gdy podpieranym elementem jest ściskany pas dźwigara pełnościennego (który jest zginany lub zginany i ściskany), siłę wyznacza się ze wzoru

$$F_0 = 0,01 \left( N + M \frac{A_{fc}}{W_c} \right) \quad (5.27)$$

gdzie:

$M, N$  — moment zginający i siła podłużna w rozpatrywanym przekroju elementu podpieranego,



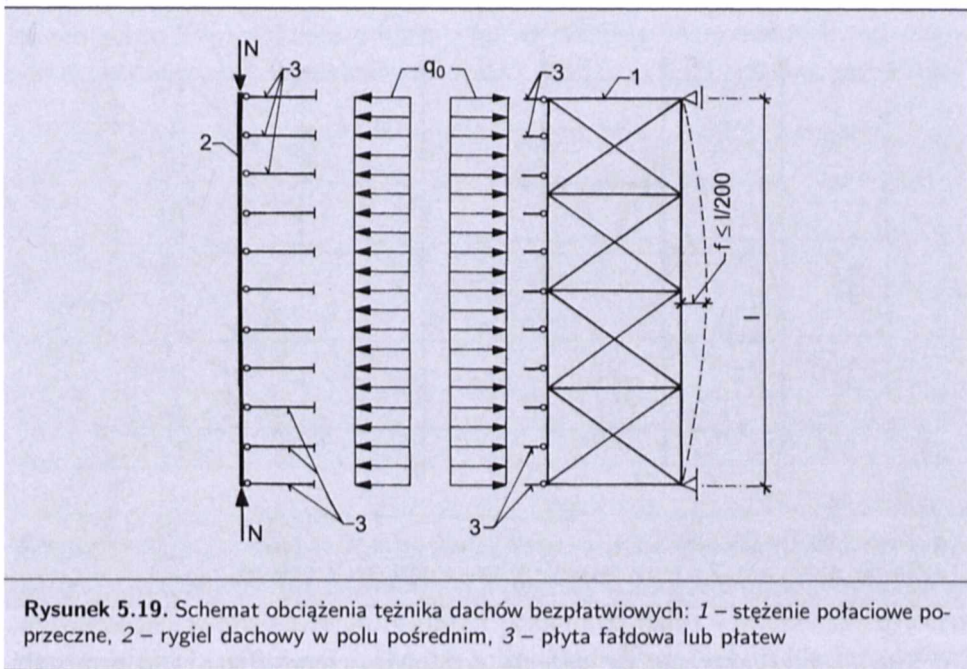
$A_{fc}$ ,  $W_c$  — odpowiednio pole przekroju i wskaźnik zginania względem krawędzi ściskanej pasa ściskanego dźwigara pełnościennego.

Jeśli na stężenie kratowe działają więcej niż 3 siły  $F_0$  (rys. 5.19), to można oddziaływania prętów podpierających zastąpić obciążeniem równomiernie rozłożonym, które wyznacza się ze wzoru

$$q_0 = \frac{N_{\max}}{30l} \quad (5.28)$$

gdzie  $N_{\max}$  — maksymalna siła ściskająca w pręcie podpieranym (dla dźwigara pełnościennego wyznaczona odpowiednio przy zginaniu i ściskaniu w punkcie maksymalnego wyięcenia).

Taki model wyznaczenia obciążeń stężeń można przyjąć również w przypadku dachów bezpłatwowych, na ryglach których opiera się np. blacha fałdowa (por. rys. 1.8).



**Rysunek 5.19.** Schemat obciążenia tężnika dachów bezpłatwowych: 1 – stężenie połaciowe poprzeczne, 2 – rygiel dachowy w polu pośrednim, 3 – płyta fałdowa lub płatek

Rzeczywiste wstępnie wyięte pasy zespołu  $m$  rygli dachowych oddziałują na tężnik dodatkowym obciążeniem  $F_{mi}$ , które zależy od wstępnej krzywizny stabilizowanego pręta oraz rozkładu na długości i wartości obciążenia ściskającego w tym elemencie. Wzory (5.25)÷(5.28) dotyczą wyznaczania oddziaływań pojedynczych ( $m = 1$ ) prętów stabilizowanych na stężenie połaciowe poprzeczne. W dachach hal zazwyczaj stężenie połaciowe poprzeczne usztywnia kilka ( $m > 1$ ) rygli dachowych o losowo skierowanej wstępnej krzywiznie ich osi.

W związku z tym łączne obciążenie tężnika  $F_m$  (rys. 5.20) jest mniejsze, niż wynikałoby to z prostego sumowania; wyznacza się je według wzoru

$$F_m = \frac{2}{1 + \sqrt{m}} \sum_{i=1}^m F_{0i} \quad (5.29)$$

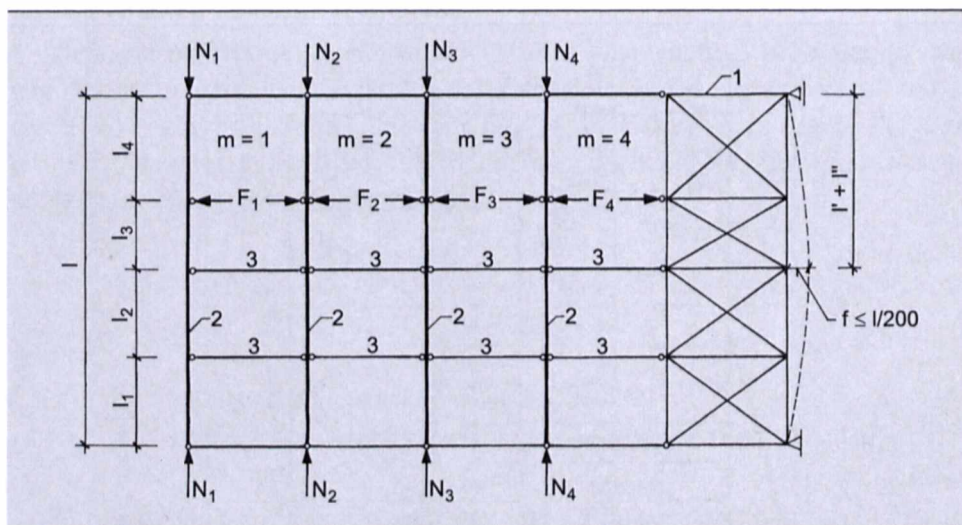
przy czym

$$F_0 = \max(0,01N_c, 0,005A_c f_d) \quad (5.30)$$

gdzie:

$N_c$  — siła podłużna w słupie lub pasie kratownicy (w miejscu podparcia) lub wypadkowa naprężeń normalnych w ściskanej strefie przekroju dźwigara pełnościennego,

$A_c$  — pole przekroju słupa lub ściskanej strefy przekroju dźwigara pełnościennego.



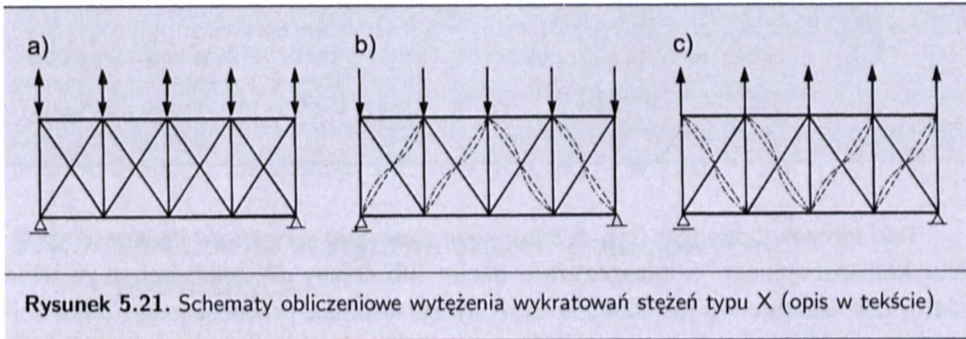
**Rysunek 5.20.** Układ sił obciążających tężnik połaciowy dachu złożonego z  $m$  rygli: 1 – stężenie połaciowe poprzeczne, 2 – rygiel dachowy w polu pośrednim, 3 – płatów

Siłę  $F_0$  przekazywaną na stężenie powinien przenosić zarówno pręt stabilizujący, jak i jego połączenie. Obciążenie  $F_m$  należy uwzględnić w analizie wytrzymałości i odkształceń płatwi oraz ich połączeń.

Rolę tężnika może spełniać nie tylko układ prętowy (tężnik kratowy), ale również konstrukcja tarczowa lub tarczowo-prętowa (por. rys. 1.27). Konstrukcje tężników muszą mieć dostateczną nośność, tj. przenieść dodatkowe siły  $F_m$  według (5.29) oraz taką sztywność, by wzajemne przemieszczenia sąsiednich punktów podparcia (w rozpatrywanym kierunku) nie przekraczały 0,005 odległości między nimi (rys. 5.20).

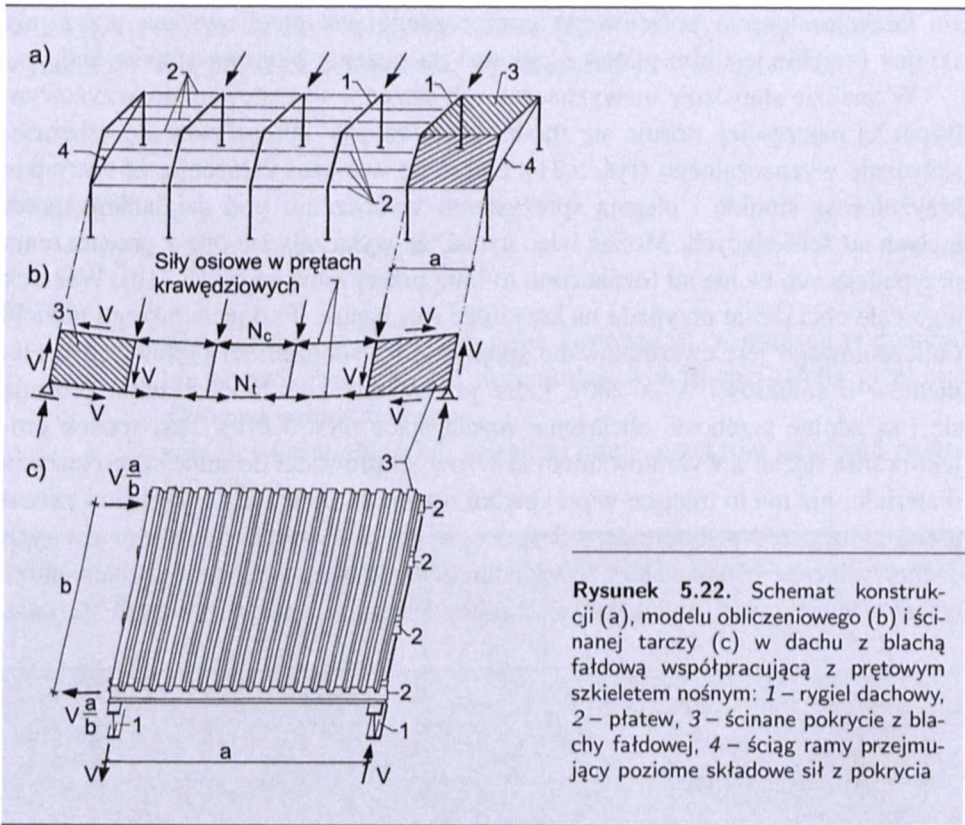
Reakcja stężenia połączeniowego poprzecznego jest przekazywana przez pręt skrajny (zwykle jest nim płatek okapowa) na stężenie pionowe słupów hali.

W analizie statycznie niewyznaczalnych stężeń z wykratowaniem krzyżowym (typu X) najczęściej stosuje się model obliczeniowy uproszczony do schematu statycznie wyznaczalnego (rys. 5.21). Czyni się wówczas założenie, że wszystkie krzyżulce są smukłe i ulegają sprężystemu wyboczeniu pod działaniem nawet małych sił ściskających. Można więc uznać, że wyłączają się one z przenoszenia przypadających na nie sił (oznaczono to linią przerywaną na rys. 5.21b). Wskutek tego całe obciążenie przypada na krzyżulce rozciągane. Przyjęcie takiego modelu obliczeniowego jest uwarunkowane sprężystym wyboczeniem prętów (czyli elementów o smukłości  $\lambda \geq 200$ ), które po zmianie zwrotu obciążenia prostują się i są zdolne przenosić obciążenie rozciągające (rys. 5.21c). Taki sposób projektowania stężeń z wykratowaniem krzyżowym prowadzi do mniejszego zużycia materiału, niż ma to miejsce w przypadku ustroju o modelu z krzyżulcami zabezpieczonymi przed wyboczeniem. Jest oczywiste, iż w wymiarowaniu pasów rygli dachowych oraz płatwi należy uwzględnić dodatkowe wyężenie tych elementów od sił wewnętrznych, wynikających z pracy ich jako części składowych stężenia.



Rysunek 5.21. Schematy obliczeniowe wyężenia wykratowań stężeń typu X (opis w tekście)

Jako elementy osłonowe dachów oraz ścian hal stosuje się często blachy fałdowe. Charakteryzują się one znaczną sztywnością tarczową (w swojej płaszczyźnie). Współpraca blach fałdowych z prętowym szkieletem nośnym może być wykorzystana w przenoszeniu obciążeń poziomych hali i wówczas są zbyteczne prętowe stężenia połączeniowe dachu lub ścian. Dodatkowa funkcja blach fałdowych i kaset ściennych jako elementu stężającego może być uwzględniona w analizie statycznej hal przy braku obciążeń dynamicznych od suwnic oraz gdy obiekty te nie są zbyt wysokie, a w ich polach skrajnych nie ma dużych otworów na okna, bramy i drzwi. W modelu obliczeniowym wyężenia ustroju zakłada się współdziałanie pokrycia z blach profilowanych (fałdowych, kaset ściennych) z prętowym szkieletem nośnym. Tworzą one razem sztywną tarczę pokrycia dachowego lub osłony ściany. Schemat konstrukcji pokrycia dachowego współpracującego ze szkieletem prętowym pokazano na rys. 5.22.



**Rysunek 5.22.** Schemat konstrukcji (a), modelu obliczeniowego (b) i ściśnianej tarczy (c) w dachu z blachą fałdową współpracującą z prętowym szkieletem nośnym: 1 – rygiel dachowy, 2 – płatwie, 3 – ścinane pokrycie z blachy fałdowej, 4 – ściągi ramy przyjmujące poziome składowe siły z pokrycia

Taki tarczowy dźwigar (rys. 5.22b) może zapewnić sztywność i nośność szkieletu konstrukcyjnego w płaszczyźnie dachu lub ściany. W analizach wyężenia ustrój taki traktuje się jak dźwigar złożony ze środkiem przenoszącego tylko ścinanie (od obciążeń poprzecznych  $V$ ) oraz elementów brzegowych stanowiących pasy ustroju, które przejmują tylko siły osiowe (ściskające i rozciągające) od momentu zginającego  $M$ . W obliczeniach pokrycia dachowego jako usztywniającej tarczy (tj. wyężenia wynikającego ze współpracy z konstrukcją nośną) dzieli się je na zespoły nazywane przeponami lub diafragmami. Konstrukcję przepony z blach fałdowych pokazano na rys. 1.27 oraz 5.22c. Zasadniczymi jej elementami są arkusze blach fałdowych, płatwie lub inne elementy podpierające pokrycie prostopadłe do kierunku rozpiętości pokrycia, rygle dachowe podpierające płatwie oraz łączniki główne, uszczelniające i pośrednie (por. rys. 1.27). Pod względem konstrukcyjnym pojedynczą przeponę można porównać do pola środka zawartego między pasami a żebrami w pełnościennej belce blachownicowej.

Nośność blach fałdowych na ścinanie w swej płaszczyźnie i zginanie poprzeczne wykorzystuje się również w konstrukcjach tarczownicowych dźwigarów pokazanych na rys. 1.21a. Tarczownice są to zespoły przepon fałdowych połą-

czony w jedną całość. Stanowią one zwykle połacie dachu składającą się z prętowych elementów kalenicowych 2 i okapowych 3, do których są łączone arkusze blach fałdowych 1.

Do określenia sił wewnętrznych w tężniku powłokowym (por. rys. 1.27 i 5.22), jak i w tarczownicy (por. rys. 1.21) przyjmuje się schemat obliczeniowy pokazany na rys. 5.22c. Siły normalne  $N_c$ ,  $N_t$  od momentu zginającego są przenoszone przez prętowe elementy brzegowe (rys. 5.22b — pręty krawędziowe), a siły poprzeczne  $V$  przez blachę fałdową przepon. Współpracę tych dwóch podstawowych elementów tarczowego stężenia zapewniają łączniki. Oszacowanie nośności przepony z blachy fałdowej wymaga analizy możliwych postaci jej zniszczenia i spełnienia wielu wymagań i zaleceń konstrukcyjnych.

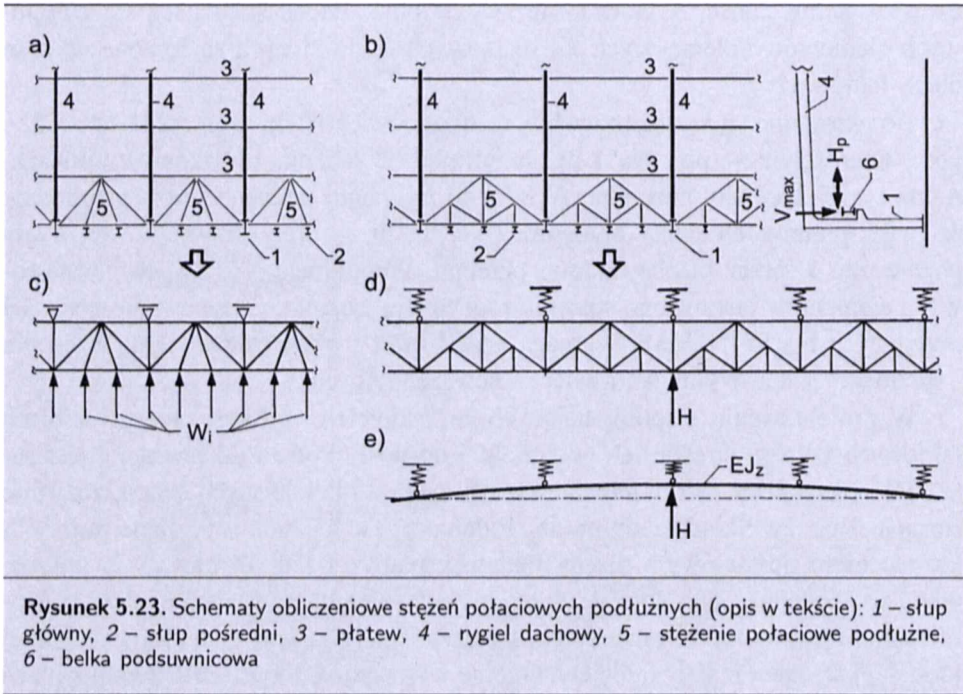
W projektowaniu współpracujących ze szkieletem nośnym przepon z blach fałdowych należy określić ich podatność i nośność. Podatność przepony jest sumą jej odkształceń  $v_i$  od ścinających obciążeń  $V$  działających w płaszczyźnie stężącej tarczy. Składają się na nią podatności na ścinanie wywołane m.in. odkształceniem postaciowym blachy fałdowej, płatwi, połączeń głównych, pośrednich i uszczelniających. Nośność przepony ustala się na podstawie analizy nośności połączeń (głównych, pośrednich, uszczelniających) oraz stateczności ogólnej i lokalnej ścinanej blachy fałdowej. Ogólne wymagania dotyczące przepon z blach fałdowych są aktualne również przy projektowaniu tarczownic.

Analizę zjawisk zachodzących w przeponie pod wpływem jej obciążenia oraz wynikające z tego wzory na nośność poszczególnych części tężnika powłokowego przedstawiono w Eurokodzie 3 cz. 1-3 [80], [81] i w [18].

### 5.4.3. Obliczenia statyczne stężeń połaciowych podłużnych

Poziome stężenia połaciowe podłużne są usytuowane w płaszczyźnie pasa górnego lub dolnego rygli głównych ustrojów nośnych (por. rys. 1.29). W przypadku gdy stanowią podpory słupów pośrednich, przejmują obciążenie od parcia wiatru na ściany podłużne, przekazując je na główne ustroje nośne. W podobny sposób są one wyteżone, jeżeli przejmują na przykład obciążenia poziome od oddziaływania suwnicy (por. rys. 1.28f). Wówczas działanie sił poziomych suwnicy jest przekazywane na kilka układów poprzecznych. Jeśli tworzą one wraz z tężnikiem połaciowym poprzecznym „zamkniętą” poziomą ramę, to można w analizie statycznej uwzględnić przestrzenne wyteżenie ustroju nośnego hali.

Połaciowe stężenie podłużne projektuje się i oblicza jako kratownice obciążone poziomym oddziaływaniem wiatru (rys. 5.23a) i reakcji od suwnicy (rys. 5.23b). Równoległymi pasami tej kratownicy są dwie płatwie w polu okapowym, krzyżulcami i słupkami natomiast dodatkowe pręty stężeń w tym polu. Funkcję podpór tych kratownic spełniają poprzeczne główne ustroje nośne ha-



li. Schematy konstrukcji i modele obliczeniowe stężeń połączeń podłużnych dachu hali pokazano na rys. 5.23.

Zgodnie z rys. 5.23b połączenie tężnik poziomy oprócz oddziaływania wiatru  $W_i$  przejmuje część obciążenia od suwnicy  $H_p$ . Obciążenie to z belki podsuwnicowej jest przekazywane na słupy układów głównych hal. W konwencjonalnych obliczeniach przyjmuje się, że to oddziaływanie suwnicy przenosi jeden układ poprzeczny, co jest słuszne w przypadku hal z niedużymi wyważeniami poziomymi od suwnic. Fakt, iż poziome stężenie połączeniowe tworzy ciągły, wieloprzęsłowy (kratowy) ustrój nośny, umożliwia analizę konstrukcji jako ustroju przestrzennego. Uwzględnienie przestrzennej pracy konstrukcji hali ma sens jedynie przy występowaniu lokalnych obciążeń na długości hali. Taka analiza umożliwia zmniejszenie zużycia stali, a także sprzyja bardziej precyzyjnemu oszacowaniu przemieszczeń poziomych głównych ustrojów nośnych. Są one mniejsze od 10 do 20% od obliczonych, bez uwzględnienia współdziałania sąsiednich układów poprzecznych. Korzystne efekty takich obliczeń uzyskuje się w przypadku hal, w których suwnice przekazują duże obciążenia na ustrój nośny. Należy zwrócić uwagę, że stężenie połączeniowe podłużne jest wyważone nie tylko poziomą  $H_p$ , ale i działającą na mimośrodku pionową składową obciążenia suwnicą  $V_{max}$ .

Obliczanie układów poprzecznych współpracujących ze sobą, połączonych poziomymi kratownicami przyokapowymi (stężeniami połączeniowymi podłużnymi), sprowadza się do wyznaczania reakcji ciągłej kratownicy stężenia na ustroje

nośne (rys. 5.23d). Wówczas kilka sąsiednich ram poprzecznych bierze udział w przenoszeniu obciążenia poziomego, a nie tylko jedna rama (jak to się przyjmuje w konwencjonalnych modelach obliczeniowych).

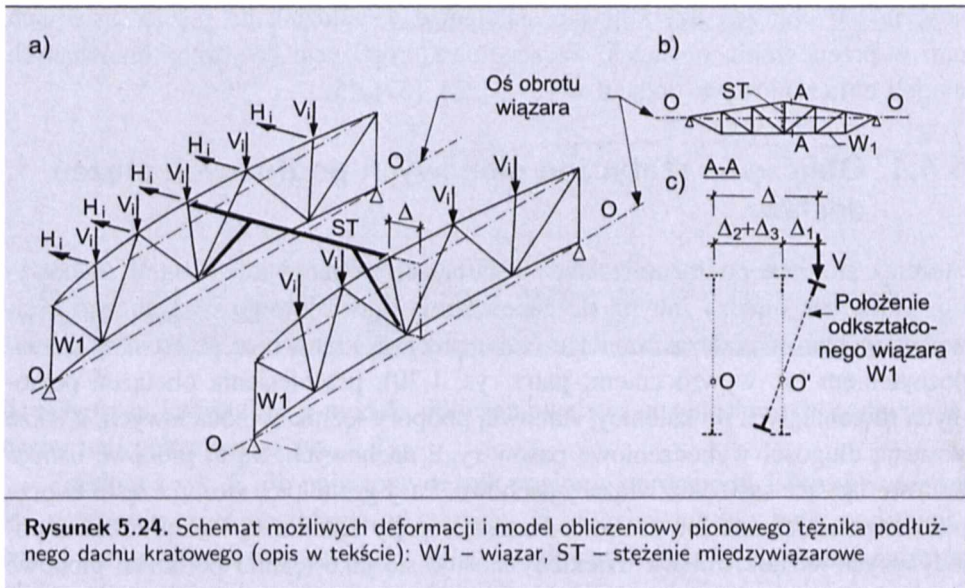
W omawianym przypadku ciągłą kratownicę stanowi prętowy tężnik umieszczony w poziomie dolnego lub górnego pasa rygła układu poprzecznego. Sprężyste podpory tej kratownicy stanowią układy poprzeczne. W celu uproszczenia obliczeń tężnik kratowy zastępuje się belką pełnościenną (o zastępczym momencie bezwładności  $J_z$ ) oraz oblicza się podatności ram, które są współczynnikami podatności sprężystych podpór belki (rys. 5.23e) [52]. Wystarczającą dokładność takich obliczeń uzyskuje się, analizując współdziałanie pięciu sąsiednich ram w przenoszeniu obciążeń. Szczegółowe propozycje dotyczące omawianych modeli obliczeniowych podano w [21], [22], [37], [52].

#### 5.4.4. Obliczenia statyczne pionowych podłużnych stężeń dachów

Stężenia pionowe podłużne stosuje się w halach z kratowymi ryglami dachowymi. Służą one między innymi do zapewnienia prawidłowego wzajemnego ustawienia wiązarów podczas montażu (zabezpieczają kratownice przed skręceniem, pochyleniem lub wywróceniem; patrz rys. 1.30), przeniesienia obciążeń poziomych równoległych do kalenicy, stanowią podpory tężników połączeniowych, a także skracają długości wybojeniowe pasów rygli dachowych. Są to pionowe ustroje kratowe łączące sąsiednie wiązary dachowe. Pasy górne tych stężeń często tworzą płatwie pełnościenne lub kratowe. Pozostałe pręty tężnika są wykonywane z pojedynczych kształtowników. Niekiedy stosuje się jako tężniki podłużne pionowe niezależne ustroje kratowe.

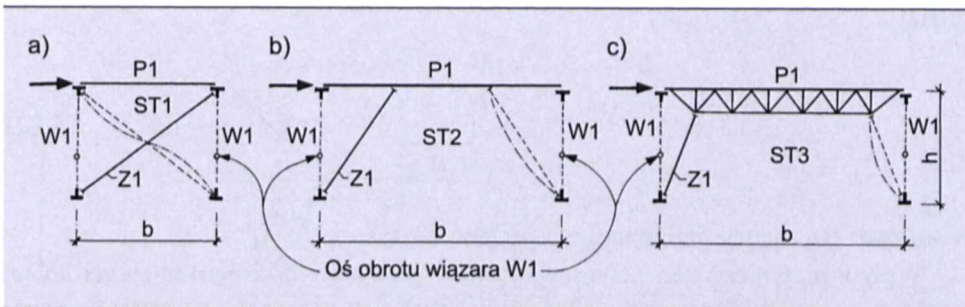
Zasadniczymi obciążeniami pionowych stężeń podłużnych są poziome oddziaływania skierowane równoległe do kalenicy, przekazywane przez węzły górne i dolne rygli kratowych. Oddziaływania te powstają w trakcie montażu (w wyniku tendencji wiązarów do skręcania, pochylenia i obrotu na podporach) oraz od obciążeń wiatrem i suwnicami przekazywanych na dach podczas eksploatacji obiektu. Model redystrybucji obciążeń eksploatacyjnych przekazywanych na tężniki pionowe jest stosunkowo złożony. Wynika to z przestrzennego schematu statycznego ustroju, w którym obciążenia poziome przenoszą również tężniki połączeniowe poprzeczne i podłużne. Stąd też jest trudna identyfikacja modelu obliczeniowego pionowych stężeń podłużnych jako konstrukcji płaskiej. W literaturze brak jest zaleceń dotyczących zarówno schematów statycznych stężeń, jak i sposobów ustalania ich obciążeń. Najczęściej proponuje się uproszczony sposób projektowania prętów tych stężeń z warunku granicznych smukłości:  $\lambda_{\max} \leq 250$  — w prętach ściskanych i  $\lambda_{\max} \leq 350$  — w prętach rozciąganych.

Schemat wytyżenia pionowego tężnika podłużnego dachu kratowego pokazano na rys. 5.24. W analizie wytyżenia stężeń międzywiązarowych oprócz poziomych obciążeń montażowych i eksploatacyjnych  $H$  należy uwzględnić również wpływ obciążeń pionowych  $V$  oraz przemieszczeń poziomych konstrukcji i wstępnych losowych imperfekcji pasów rygli kratowych  $\Delta$ . W wyniku losowych odchyłek geometrycznych (wykonawczych, montażowych) występują wychylenia od pionu rygli kratowych  $W_1$ , w miejscu założenia pionowych stężeń podłużnych  $ST$  (rys. 5.24a i c).

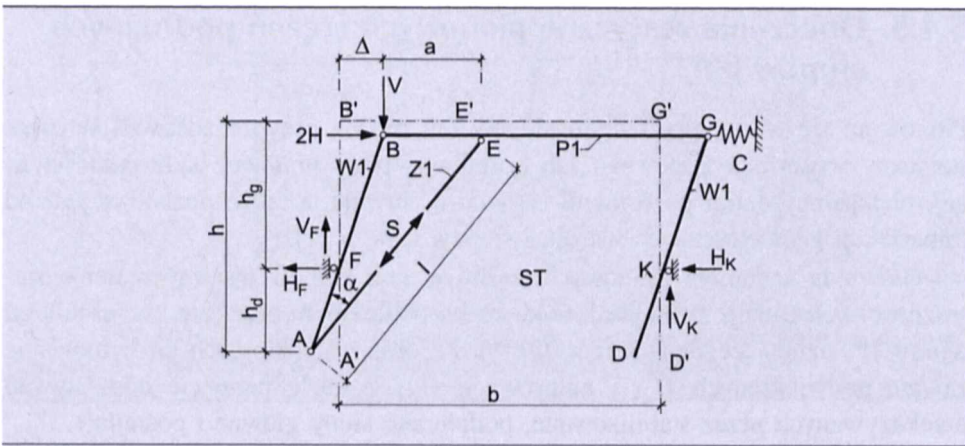


Norma [104] dopuszcza strzałkę wstępnego wygięcia („sierpowatości”) pasa górnego wiązara o  $\Delta_1 \leq \min(l/1000, 3 \text{ mm})$ , (gdzie  $l$  — rozpiętość dźwigara lub odległość między stężeniami). Prócz tego pas górny może być skrzywiony wzdłuż osi podłużnej tak, iż będzie wychylony od pionu o  $\Delta_2$ . Wychylenie poziome pasa górnego wiązara może być spowodowane wygięciem  $\Delta_3$  w płaszczyźnie połączenia dachu poprzecznego tężnika połączeniowego, które według normy [104] powinno spełniać warunek  $\Delta_3 \leq l/200$  (gdzie  $l$  — rozpiętość wiązara). Pas górny wiązara może być wychylony od położenia idealnego o  $\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3$  (rys. 5.24c). Wtedy obciążenie  $V_i$  działa skrętnie na analizowany ustrój (rys. 5.24a), powodując znaczne dodatkowe wytyżenie prętów stężenia (w stosunku do modelu obliczeniowego bez uwzględnienia przemieszczeń  $\Delta$ ). Powstają wówczas dodatkowe oddziaływania pionowe  $V_F$  i  $V_K$  oraz poziome  $H_F$  i  $H_K$  przekazywane przez wiązary kratowe na słupy. Model obliczeniowy analizy wytyżenia pionowych stężeń podłużnych o konstrukcjach pokazanych na rys. 5.25, z uwzględnieniem ich przemieszczeń poziomych  $\Delta$ , przedstawiono na rys. 5.26.





**Rysunek 5.25.** Schematy konstrukcji pionowych stężeń podłużnych dachów kratowych: W1 – wiązara, P1 – płatew, ST*i* – stężenia międzywiązarowe, Z1 – przęty zastrzały



**Rysunek 5.26.** Schemat obliczeniowy stężenia międzywiązarowego ST*i* z uwzględnieniem imperfekcji  $\Delta$

Przyjęto, że geometryczną niezmiennosc konstrukcji stężeń pokazanych na rys. 5.25a, b i c zapewnią ich rozciągane przęty Z1 (założono, że przęty ściskane tężnika mogą ulec wyboczeniu sprężystemu). W modelu obliczeniowym takich stężeń (rys. 5.26) przęty AB i CD aproksymują rygle kratowe w miejscu usytuowania stężeń, przęt AE natomiast rozciągany przęt Z1 stężenia. Podpory analizowanego układu prętowego przyjęto w punktach F i K i pokrywają się one z osiami obrotu rygli kratowych W1. Szczegółową analizę teoretyczną wyęwienia prętów pionowych stężeń podłużnych podano w [11].

Siłę wewnętrzną  $S$  w rozciągającym przęcie AE stężenia pionowego od obciążenia poziomego  $H$  i pionowego  $V$ , z uwzględnieniem przemieszczeń poziomych wiązarów W1 o wartości  $\Delta$ , można oszacować ze wzoru

$$S = \frac{2Hk}{tm} (m + x_k k_h) \sqrt{1 + t(t + 2x_k)} \quad (5.31)$$

gdzie:

$$\begin{aligned} k &= \frac{h_g}{h}, & x &= \frac{\Delta}{h}, & k_h &= \frac{V}{H}, \\ x_k &= \frac{\Delta}{h_g}, & t &= \frac{a}{h}, & m &= \sqrt{1 - x_k^2} \end{aligned} \quad (5.32)$$

w których parametry geometryczne podano na rys. 5.26.

Wpływ przemieszczeń poziomych pasów górnych wiązarów kratowych  $\Delta$  na wyężenie prętów pionowych stężeń podłużnych jest szczególnie istotny w ustrojach o „ciężkich” pokryciach dachowych i w przypadku wiązarów, których oś obrotu pokrywa się z pasem dolnym [11].

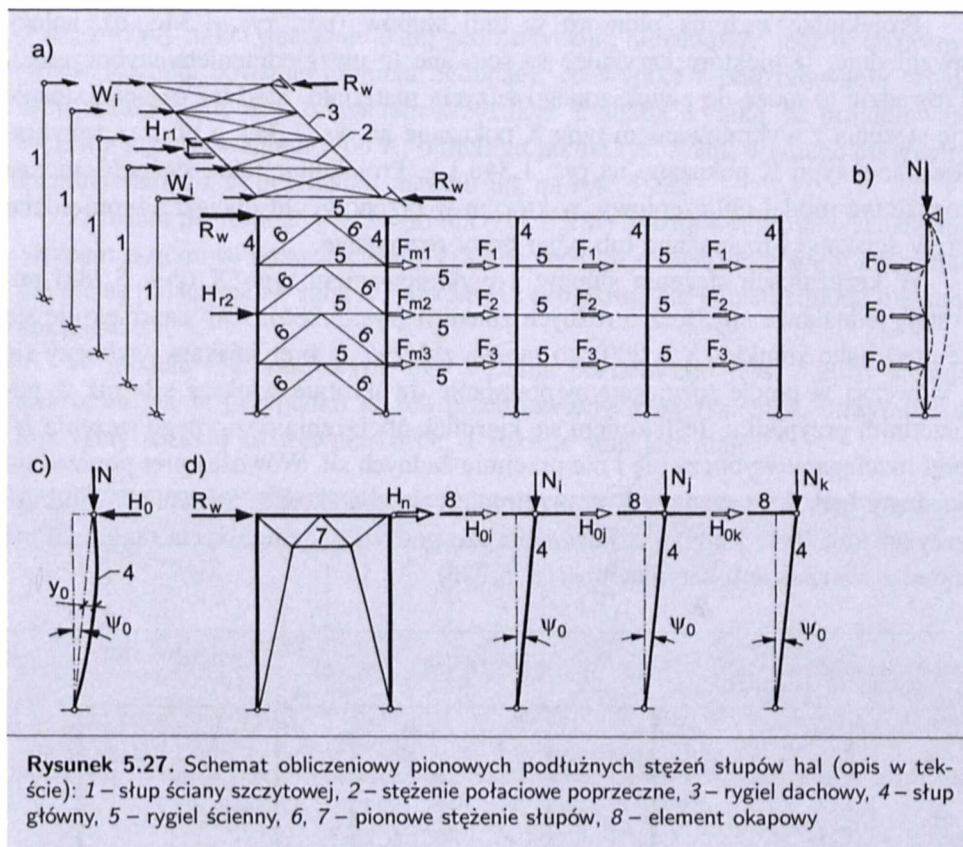
### 5.4.5. Obliczenia statyczne pionowych stężeń podłużnych słupów hal

Pionowym stężeniom podłużnym słupów hal można przyporządkować schemat statyczny wspornika kratowego lub portalowej ramy kratowej bądź pełnościennej, obciążonej siłami poziomymi od wiatru, suwnic, a także pochodzącymi od imperfekcji geometrycznych ustroju i słupów (rys. 5.27).

Głównym zadaniem pionowych stężeń w linii słupów jest zapewnienie stateczności konstrukcji nośnej hali w kierunku podłużnym, przejście obciążenia od wiatru  $W_i$  działającego na ściany szczytowe oraz sił poziomych od hamowania suwnic podwieszonych  $H_{r1}$  i natorowych  $H_{r2}$ , a także przejście oddziaływań przekazywanych przez stabilizowane, podpierane słupy główne i pośrednie.

Obciążenia od wiatru ze ściany szczytowej (rys. 5.27a), a także od podwieszonych do dachu suwnic w postaci reakcji  $R_w$  poprzecznego stężenia połaciowego (poziomej kratownicy), są przekazywane na głowice słupów pionowego stężenia podłużnego hali. Oddziaływania od hamowania suwnic natorowych  $H_{r2}$  obciążają pionowe stężenie podłużne słupów hali na poziomie belki podsuwnicowej.

Połączenie ryglami ściennymi i pionowym stężeniem podłużnym słupów głównych i pośrednich hali skraca ich długości wyboczeniowe w płaszczyźnie ścian podłużnych. Taka funkcja stężenia pionowego podłużnego hali w zapewnieniu korzystniejszego schematu statycznego słupów głównych i pośrednich jest przyczyną powstawania dodatkowych sił poziomych  $F_{mi}$ , obciążających tężnik. Są to potencjalne siły  $F_{mi}$  występujące w węzłach i prętach poziomych (ryglach ściennych) podpierających stabilizowane słupy. Zasady uwzględniania potencjalnych sił  $F_{mi}$  w węzłach wymuszających wyboczenie między punktami podparć przedstawiono w p. 5.4.2, w trakcie omawiania wyężenia poprzecznych stężeń połaciowych dachu hali. W tym przypadku kratownica stężenia jest wspornikiem, zamocowanym w fundamentach, który oprócz sił pochodzących od imperfekcji słupów  $F_{mi}$  (rys. 5.27b) przenosi także reakcję stężenia połaciowego  $R_w$  i od-



działać  $H_{r2}$ . Sposób wyznaczania sił  $F_0$  i  $F_m$  jest taki sam, jak przedstawiono w odniesieniu do stężeń połaciowych poprzecznych.

Pionowe stężenie podłużne w linii słupów hal projektuje się często jako niezależne ustroje i wówczas rygle ściennie nie są częścią usztywnienia. Tak jest np. zawsze w przypadku hal wielonawowych i wówczas słupy stabilizowane w kierunku podłużnym są połączone tylko rygłem oczepowym (na poziomie okapu dachu). Występujący losowy, wstępny przechył podpieranych słupów głównych i pośrednich sprawia, iż należy w analizie wyteżenia omawianego stężenia uwzględnić powstawanie dodatkowej siły poziomej  $H_n$ . Siła ta jest przyłożona na poziomie główki słupów. Do analiz przyjmuje się wstępny przechył słupów  $\psi_0$  według wzoru (5.10), który służy do wyznaczania zastępczej siły poziomej (rys. 5.27c i d)

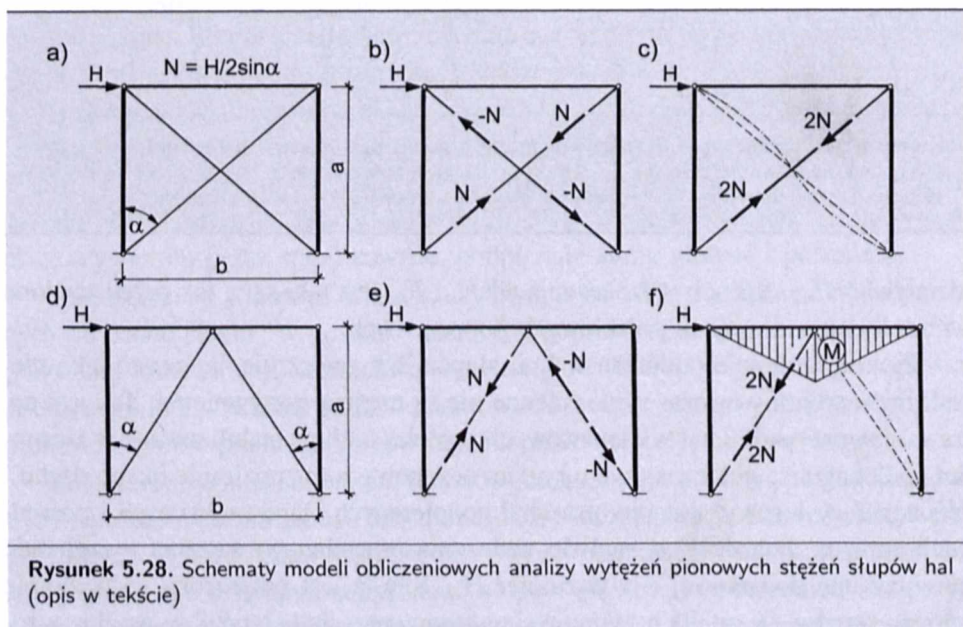
$$H_n = \psi_0 \sum_{i=1}^n N_i \quad (5.33)$$

gdzie:

$N_i$  — oddziaływania pionowe przekazywane na słupy przez rygle dachowe,  
 $n$  — liczba słupów podpieranych.

Projektując stężenia pionowe w linii słupów (por. rys. 1.34c, d), należy uwzględnić, iż niektóre krzyżulce są ściskane (z uwzględnieniem wyboczenia). Prowadzić to może do zwiększonego zużycia materiału. Stąd też częściej stosuje się stężenia z wykratowaniem typu X pokazane na rys. 1.34a, e i f oraz z wykratowaniem typu K pokazane na rys. 1.34b i g. Projektując takie stężenia, można rozpatrywać model obliczeniowy, w którym w przenoszeniu obciążeń biorą udział pręty ściskane i rozciągane lub tylko pręty rozciągane.

W krzyżulcach stężenia słupów z wykratowaniem typu X (rys. 5.28a) powstają jednakowe siły, lecz o różnych znakach (rys. 5.28b). Jeśli zaprojektuje się te pręty jako smukłe ( $\lambda \geq 200$ ), to można założyć, iż pręt ściskany wyboczy się i wówczas w pręcie rozciągającym powstanie dwukrotnie większa siła niż w poprzednim przypadku. Jeśli zmieni się kierunek obciążenia poziomego stężenia  $H$ , pręt rozciągany wyboczy się i nie przejmie żadnych sił. Wówczas pręt poprzednio ściskany będzie rozciągany i on przejmuje całą siłę skośną. Stężenie z wiotkimi krzyżulcami (rys. 5.28c) jest korzystniejsze pod względem zużycia materiału niż układ z krzyżulcami sztywnymi (rys. 5.28b).



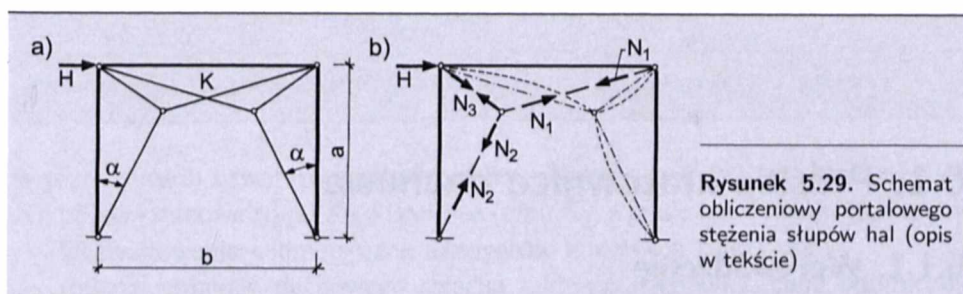
**Rysunek 5.28.** Schematy modeli obliczeniowych analizy wyżeń pionowych stężeń słupów hal (opis w tekście)

Podobny model obliczeniowy można rozpatrywać w przypadku stężenia typu K (rys. 5.28d). Jeśli przyjmie się, iż oba krzyżulce są wyężone, to powstają w nich jednakowe siły, lecz o różnych znakach (rys. 5.28e). Projektując te pręty stężenia jako elementy smukłe  $\lambda \geq 200$ , można przyjąć, iż ściskany krzyżulec wyboczy się sprężystie. W takim modelu obliczeniowym (rys. 5.28f) w pręcie rozciągającym powstaje dwukrotnie większa siła osiowa niż dla modelu według rys. 5.28e.

Analizowany układ pozostaje dalej geometrycznie niezmienny, lecz w poziomym przęciu stężenia powstaje moment zginający, co wynika z oddziaływania składowej pionowej siły w rozciągającym krzyżulcu. Z analiz wynika, że projektowanie stężeń z wykratowaniem typu K, o modelu jak na rys. 5.28f, wymaga mniejszego zużycia stali niż w przypadku modelu jak na rys. 5.28e.

Zginanie poziomego pręta stężenia (rys. 5.28f) można wyeliminować, stosując stężenie portalowe pokazane na rys. 5.29a. W tym rozwiązaniu pręty krzyżujące się nie są połączone ze sobą w punkcie K i projektuje się je jako smukłe elementy rozciągane.

W modelu obliczeniowym tego stężenia portalowego (rys. 5.29b), stosując założenia jak w przypadku stężeń przedstawionych na rys. 5.28, otrzymuje się korzystny rozkład sił wewnętrznych, a zużycie stali jest małe.



Omówione analizy wyteżeń usztywnień typu X i K przedstawiono na przykładach jednokondygnacyjnych układów stężących. W przypadku stężeń wielokondygnacyjnych z takimi wykratowaniami (por. rys. 1.34a, b, e) wnioskowanie jest takie samo, jak przedstawione przy omawianiu tężników pokazanych na rys. 5.28. Podobny sposób analizy wyteżenia prętów skratowań można zastosować przy stężeniach uwidoczonych na rys. 1.34a, b, e÷h (modele prętów zabezpieczonych przed wyboczeniem lub po utracie stateczności).

#### 5.4.6. Obliczenia statyczne stężeń wiatrowych ścian

W halach wysokich, w celu stworzenia dodatkowych podparć pośrednich ścian szczytowej i podłużnych, stosuje się tzw. stężenia wiatrowe (por. rys. 1.36). Są to poziome dźwigary, najczęściej jednoprzęsłowe obciążone poprzecznie oddziaływaniem od wiatru przekazywanym przez słupy pośrednie. Konstrukcję stężeń wiatrowych pokazano na rys. 1.37 i 4.23. W przypadku gdy pełnią one funkcję pomostu komunikacyjnego, należy uwzględnić w obliczeniach ich obciążenie pionowe. Ustroje te są projektowane jako belki pełnościennie, ażurowe, najczęściej zaś jako kratownice (por. rys. 1.37). W analizach statycznych wyteżenia ustroju przyjmuje się więc do tych stężeń adekwatny model belki lub kratownicy, obciążonej odpowiednio zebranyymi oddziaływaniami od wiatru i użytkowymi.

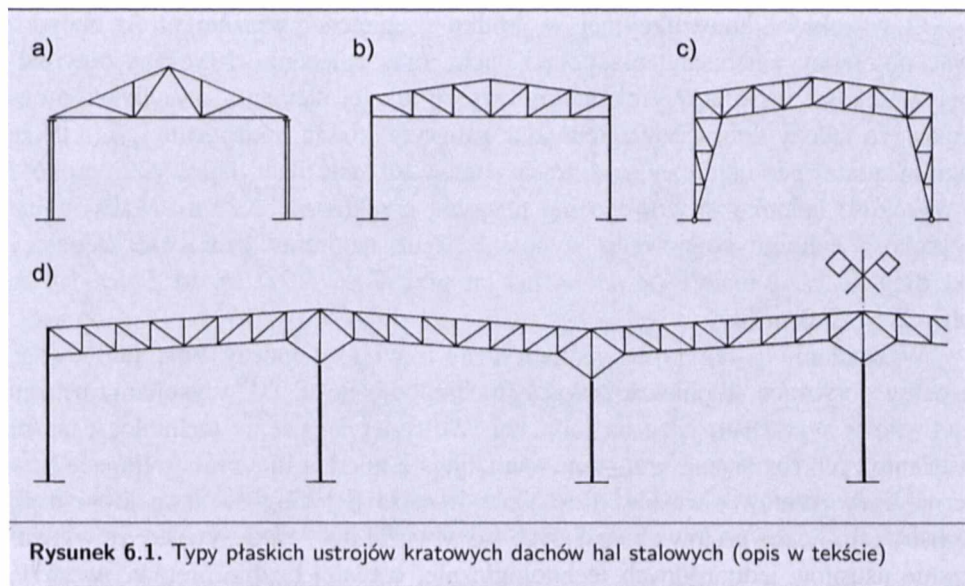
# Wymiarowanie i konstruowanie słupowo-kratowych układów poprzecznych hal

## 6.1. Płaskie kratownice dachowe

### 6.1.1. Wprowadzenie

Kratownice są ustrojami zbudowanymi z prętów prostych, połączonych osiowo w nominalnie przegubowych węzłach. W takich konstrukcjach obciążenie zewnętrzne, przyłożone do węzłów, w postaci sił skupionych powoduje powstanie tylko sił osiowych w prętach. Pręty kratownicy mogą być rozmieszczone w jednej płaszczyźnie i wówczas powstaje ustrój płaski, który w przypadku dźwigara dachowego jest nazywany również wiązarem. W pozostałych przypadkach występują przestrzenne układy prętów tworzące kratownice przestrzenne. Takie konstrukcje dachowe projektuje się w postaci kratownic wielopasowych, płyt prętowych o regularnej budowie topologicznej (struktur przestrzennych), kopuń itp. W układach poprzecznych hal płaskie kratowe dźwigary dachowe mogą stanowić element podparty przegubowo na stalowych bądź żelbetowych słupach (rys. 6.1a) lub być ryglem ramy sztywno połączonym ze słupami (rys. 6.1b i c). Wiązary mogą być ustrojami jedno- (rys. 6.1a, b) lub wieloprzęsłowymi (rys. 6.1d).

Zewnętrzne pręty kratownic nazywa się pasami — górnym i dolnym. Są one połączone prętami pionowymi (słupkami) i skośnymi (krzyżulcami). Odległość między sąsiednimi węzłami kratownicy w kierunku rozpiętości  $L$  nazywa się jej przedziałem (lub oczkiem), a odległość między osiami ciężkości pasów  $h$  wysokością konstrukcyjną. Z uwagi na geometryczny układ prętów zewnętrznych rozróżnia się kratownice o pasach równoległych, trójkątne, trapezowe, dwutrapezowe i inne (np. łukowe). Wewnętrzne pręty kratownic mogą być rozmieszczone



w różny sposób i tworzyć skratowania bez słupków (typu V), ze słupkami (typu N), półkrzyżulcowe (typu K), krzyżowe (typu X), a także kombinacje tych typów.

Ukształtowanie geometryczne dźwigarów kratowych zależy od:

- rodzaju pokrycia dachowego (blacha fałdowa, dachówka, papa bitumiczna) i wymaganego spadku połaci dostosowanego do rodzaju pokrycia,
- środka transportu dźwigarów kratowych z wytwórni na plac budowy oraz gabarytów skrajni drogowej lub kolejowej,
- rozpiętości, sposobu podparcia oraz obciążenia i przeznaczenia ustroju.

Na ukształtowanie geometryczne wiązarów mogą również mieć wpływ wyniki analiz wyężenia konstrukcji i ocena stopnia złożoności jej wykonania.

Rodzaj osłon dachowych ma wpływ nie tylko na wymagany spadek połaci dachu (a więc i wiązara), ale również na sposób przekazania obciążenia na kratownicę, np. przez płatwie w węzłach kratownicy, wtedy to parametry nośności i sztywności płyt dachowych rzutują na przyjęcie długości przedziału (oczek) wiązara. Obciążenie od bezpłatwiowego pokrycia dachowego jest traktowane jako równomiernie rozłożone od reakcji płyt i powoduje zginanie pasów wiązara.

Wraz ze wzrostem rozpiętości kratownicy zwiększa się proporcjonalnie wysokość konstrukcyjna dźwigara i długość przedziału (oczek) wiązara. W doborze długości przedziału kratownicy należy uwzględnić zalecany ze względów konstrukcyjno-technologicznych optymalny kąt nachylenia krzyżulców ( $\alpha > 35^\circ$ ). W kratownicach wysokich o dużych długościach przedziału stosuje się drugorzędne wykratowanie (por. rys. 6.8g, h). Uzyskuje się w ten sposób podparcie płatwi, a także skróceniu ulegają długości wyboczeniowe pasów górnych kratownicy.

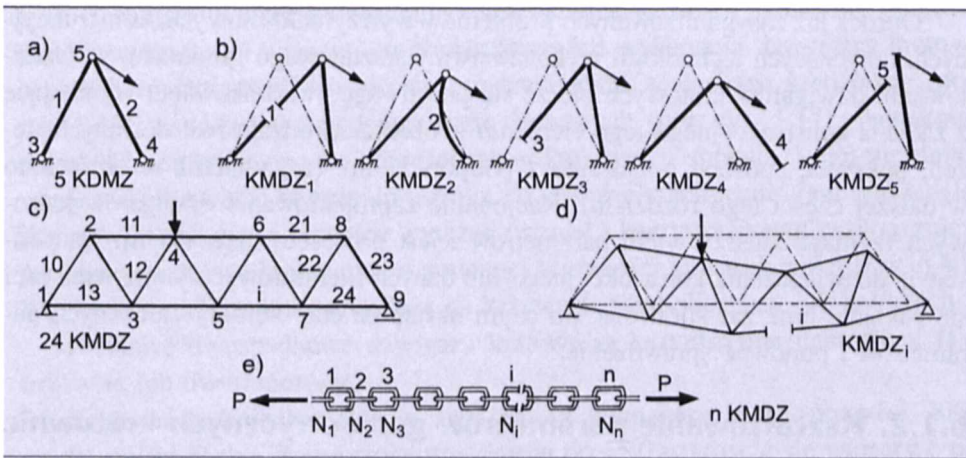
O wysokości konstrukcyjnej w środku rozpiętości więzara może decydować potrzebny kąt nachylenia połaci dachu oraz zalecenia dotyczące optymalnej wysokości ustroju. Wysokość kratownicy lub jej elementu wysyłkowo-montażowego należy dobrać, uwzględniając gabaryty środka transportowego, a także ograniczenia geometryczne na trasie przewozu na plac budowy. Szerokość i wysokość ładunku drogowego nie powinna przekraczać 2,50 m. Maksymalna wysokość ładunku kolejowego wynosi 3,23 m, natomiast szerokość  $B$  zależy od długości  $L$  i maleje od  $B = 3,1$  m przy  $L = 12,0$  m do  $B = 1,8$  m przy  $L = 43,0$  m [33].

W ustalaniu parametrów geometrycznych więzara należy brać pod uwagę aspekty dotyczące stopnia złożoności (technologiczności [1]) wykonania ustroju zarówno w wytwórni, jak i na montażu. We wstępnej ocenie technologiczności wariantowych rozwiązań kratownic analizuje się między innymi następujące kryteria: liczbę prętów i węzłów, liczbę prętów o różnej długości i węzłów różnej konstrukcji, liczbę prętów zbiegających się w węźle itp. Jest oczywiste, że wytwarzanie ustrojów jednorodnych technologicznie, o małej liczbie prętów i węzłów, jest mniej pracochłonne niż ustrojów z dużą liczbą takich elementów, o zróżnicowanej konstrukcji. Ponadto liczba elementów w statycznie wyznaczalnym systemie konstrukcyjnym ma wpływ na jego bezpieczeństwo.

Wyczerpanie nośności elementów kratownic następuje najczęściej w wyniku wyboczenia prętów ściskanych lub kruchych pęknięć blach węzłowych bądź prętów rozciąganych (wskutek łącznego działania ostrych korbów konstrukcyjnych oraz naprężeń własnych spawalniczych). Pręty i węzły są elementami krytycznymi ustroju, gdyż wyczerpanie ich nośności może prowadzić do awarii statycznie wyznaczalnego systemu konstrukcyjnego. W przypadku ustroju jak na rys. 6.2a założono, iż elementami krytycznymi (sprawczymi) mogą być pręty: rozciągany 1 i ściskany 2 oraz połączenia z podporami i ze sobą prętów 3, 4, 5. W tej konstrukcji występuje  $n = 5$  elementów krytycznych, a warunkiem wystąpienia mechanizmu zniszczenia jest wyczerpanie nośności tylko jednego dowolnego elementu krytycznego. Konstrukcja ta charakteryzuje się 5 kinematycznie dopuszczalnymi mechanizmami zniszczenia (5 KDMZ) (rys. 6.2b).

W kratownicach statycznie wyznaczalnych (np. jak na rys. 6.2c) o  $n$  elementach krytycznych występuje  $n$ KDMZ, a wyczerpanie nośności tylko jednego z nich (zniszczenie pręta lub węzła) prowadzi do geometrycznej zmienności ustroju (rys. 6.2d). Niezawodnościowym modelem statycznie wyznaczalnych kratownic jest rozciągany łańcuch (rys. 6.2e), a bezpieczeństwo ustroju jest malejącą funkcją liczby elementów krytycznych, tj. liczby prętów i węzłów więzara [9]. W ujęciu probabilistycznym kratownica o większej liczbie prętów i węzłów jest mniej bezpieczna niż ustrój o mniejszej liczbie elementów krytycznych (przy założeniu jednakowego prawdopodobieństwa zniszczenia pojedynczych elementów krytycznych obu więzarów).

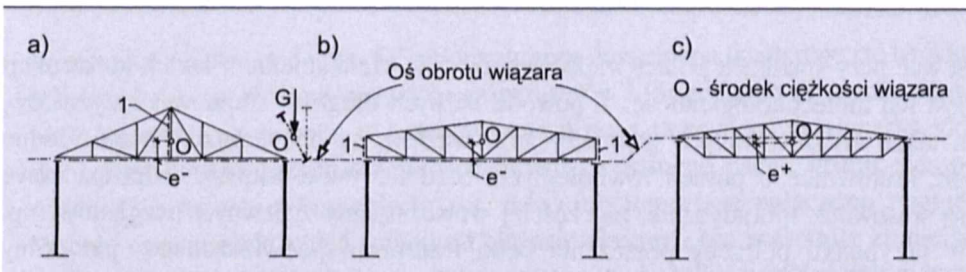




Rysunek 6.2. Mechanizmy zniszczenia i model niezawodnościowy kratownicy (opis w tekście)

W analizie technologiczności montażowej ustroju należy brać pod uwagę nie tylko masy i wymiary elementów montażowych, ale również wyniki badań stateczności scalanej konstrukcji. Na przykład trójkątne lub dwutrapezowe kratownice (rys. 6.3a, b) po oparciu ich na słupach nie są samostateczne (ich środek ciężkości jest usytuowany powyżej osi obrotu dźwigara na podporze). W celu uniemożliwienia im przechylenia się (skręcenia) w trakcie montażu jest niezbędne założenie pionowych stężeń podłużnych dachu  $I$ . Kratownica dwutrapezowa bez słupka podporowego, której środek ciężkości jest usytuowany poniżej osi obrotu dźwigara (rys. 6.3c), po ustawieniu na podporze nie będzie przechylać się, gdyż jest samostateczna. Szczególnie niedogodne pod względem stateczności montażowej są kratownice typu Polonceau (por. rys. 6.5c, d, e).

Na rozwiązania konstrukcyjne dźwigarów kratowych mogą mieć niekiedy również wpływ wymuszone uwarunkowania realizacji obiektu (np. brak możliwości użycia odpowiedniego sprzętu montażowego, ograniczona wielkość placu budowy itp.).



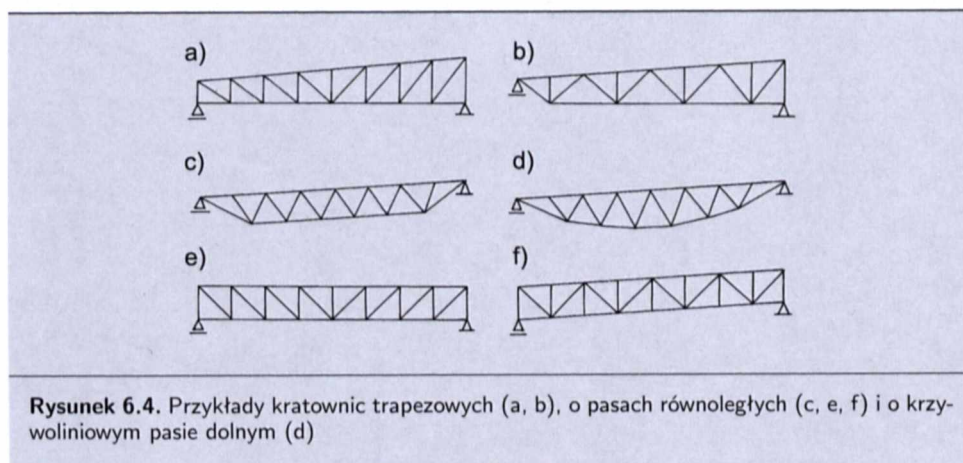
Rysunek 6.3. Schematy kratownic niestatecznych (a, b) i statecznej (c) podczas montażu:  $I$  – pionowe stężenie międzywiązara

Oprócz już zasygnalizowanych problemów wytrzymałościowych, konstrukcyjnych, dotyczących technologii wykonawstwa warsztatowego i montażu, w kształtowaniu dźwigarów kratowych bierze się pod uwagę uwarunkowania wynikające z zadania konstrukcyjnego tego elementu w obiekcie, rodzaju zastosowanych stężeń, pokrycia, sposobu połączenia z podporami itp. (zagadnienia te omówiono w dalszej części tego rozdziału). Racjonalne zaprojektowanie dźwigarów kratowych wymaga analizy wielu parametrów i jest procesem iteracyjnym. Na podstawie doświadczenia konstrukcyjnego lub danych literaturowych jedne wielkości się zakłada, inne zaś sprawdza, po czym następuje etap korekty założonych parametrów i ponowne sprawdzenie.

### 6.1.2. Kształtowanie parametrów geometrycznych kratownic

Ze względu na kształt połączeń dachu stosuje się wiązary bezspadkowe (np. w dachach szedowych), jednospadkowe, dwuspadkowe, a także łukowe.

Jeśli podpory kratownicy jednospadkowej są na tym samym poziomie, pasy dźwigara dachowego (wiązara trapezowego) nie są równoległe (rys. 6.4a). W celu uniknięcia zbyt dużych różnic wysokości ustroju na podporach nie należy ich sto-



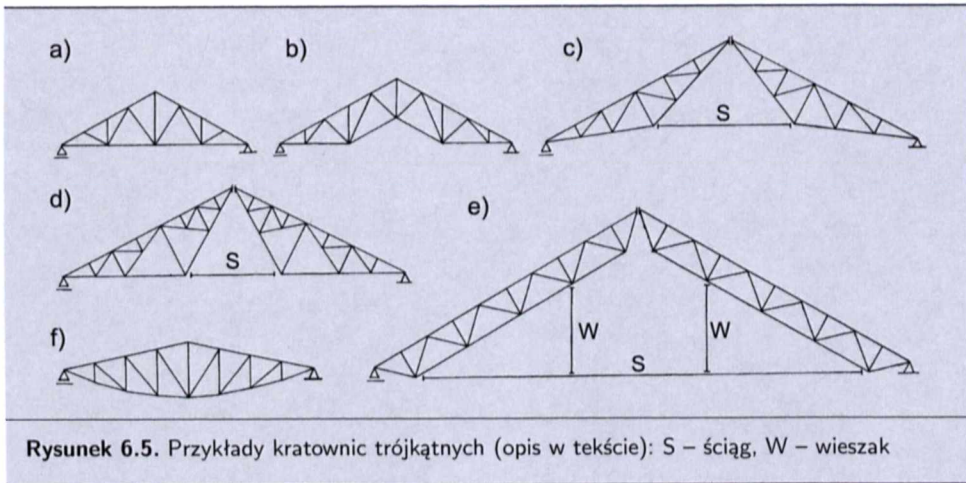
sować przy spadkach połaci większych niż 5%. Mankamentem takich konstrukcji jest ich nietechnologiczność. Z powodu różnych długości słupków i krzyżulców, a także zróżnicowanych geometrycznie węzłów, są one bardziej pracochłonne niż kratownice o pasach równoległych. Stąd też takie wiązary jednospadkowe są stosowane sporadycznie, najczęściej wówczas, gdy z pewnych względów (np. w przypadku potrzeby połączenia belki transportu podwieszanej) pas dolny musi znajdować się w płaszczyźnie poziomej.

W dachach jednospadkowych, jeśli podpory dźwigarów znajdują się na różnych poziomach, można zastosować kratownice o pasach równoległych (rys. 6.4c,

e, f). Cechują je typowe rozwiązania konstrukcyjne węzłów i jednakowe długości prętów wykratowań wiaźara, co obniża koszt ich wykonania. Dźwigary kratowe o pasach równoległych stosuje się między innymi w dachach szedowych (por. rys. 1.18), a także jako podciąg rygli dachowych (por. rys. 1.17). Jednakowa wysokość konstrukcyjna na długości takiej kratownicy sprawia, iż jej ukształtowanie nie odpowiada wytężeniu ustroju, co jest nieekonomiczne. Pod tym względem („wpisanie się w przebieg wytężeń ustroju”) korzystniejszym rozwiązaniem jest jednospadowa kratownica o zmiennej wysokości konstrukcyjnej (rys. 6.4d). Węzły dolne takich kratownic leżą na krzywych parabolicznych lub kołowych.

Dachowe dwuspadowe dźwigary kratowe są kształtowane najczęściej jako trójkątne lub dwutrapezowe.

Kratownice trójkątne stosuje się, gdy są wymagane duże (powyżej 20%) spadki połąci dachu. Przy rozpiętości ustroju do 15,0 m stosuje się wiaźary o parametrach geometrycznych pokazanych na rys. 6.5a. Rozwiązania takie nie są zalecane przy większych rozpiętościach z uwagi na wysokość kratownicy w środku rozpiętości ustroju, która może przekraczać 3,10 m (wymiar uwarunkowany transportem na plac budowy). Tę niedogodność można wyeliminować, stosując



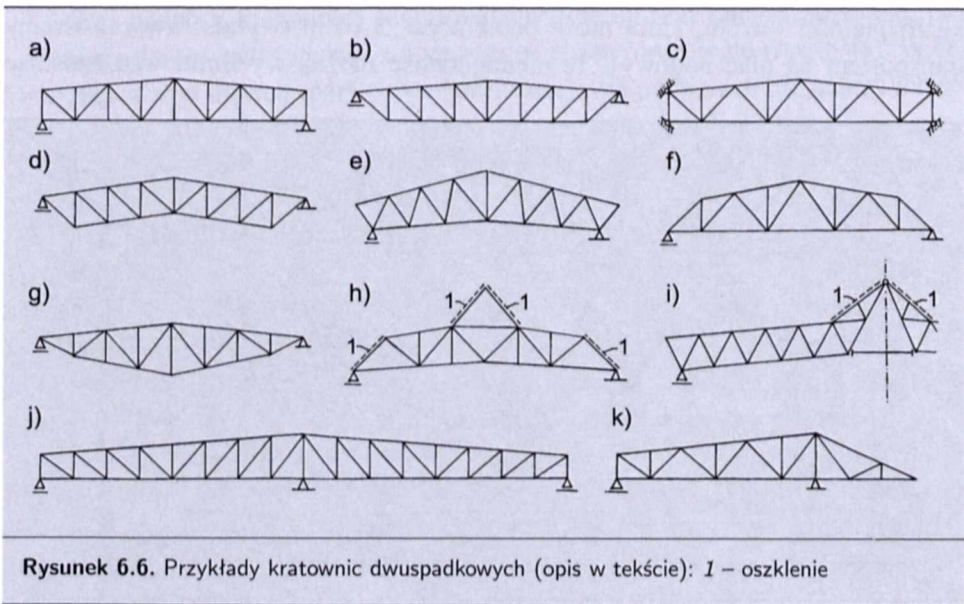
Rysunek 6.5. Przykłady kratownic trójkątnych (opis w tekście): S – ściągi, W – wieszak

kratownicę pokazaną na rys. 6.5b. Jednak przy dużych spadkach daje się trójkątne wiaźary kratowe złożone z dwóch „półwiaźarów” (dogodnych do transportowania). Łączy się je ze sobą w kalenicy oraz u dołu za pomocą ściągu (rys. 6.5c, d, e). Przy bardzo dużych rozpiętościach ustroju nośnego dachu stosuje się „półwiaźary” o pasach równoległych (rys. 6.5e) lub trapezowe połączone ściągiem. W celu ograniczenia ugięć ściągu od ciężaru własnego (co powoduje zmniejszenie jego sztywności podłużnej) podwiesza się go do kilku węzłów kratownicy.

Na rysunku 6.5f pokazano kratownicę dwuspadową o zmiennej wysokości konstrukcyjnej na długości. Kształt takich wiaźarów, o załamany pasie dolnym,

dostosowuje się do wytyżenia ustroju. Wysokość konstrukcyjną kratownic trójkątnych określa się najczęściej na podstawie wymaganego spadku połaci dachu (wynikającego z typu pokrycia dachowego). Należy jednak pamiętać, iż mniejsza wysokość w środku ustroju w stosunku do jego rozpiętości stwarza większe problemy związane z poprawnym rozwiązaniem konstrukcji węzła podporowego.

Współcześnie stosowane pokrycia dachowe hal nie wymagają zbyt dużych kątów nachylenia połaci. Do dachów wymagających małych spadków połaci (do 10%) stosuje się kratownice dwutrapezowe. Mogą one być podparte na poziomie pasa dolnego (rys. 6.6a) lub górnego (rys. 6.6b) i wówczas są połączone przegubowo z konstrukcją wsporczą. W przypadku połączenia pasów górnego i dolnego ze słupem (rys. 6.5c) uzyskuje się sztywne (przenoszące moment zginający w narożu ramy) połączenie rygla kratowego. W kratownicach dwutrapezowych często pomija się słupek podporowy (rys. 6.6b, d), co wpływa na zmniejszenie wysokości hali, a także poprawia samostateczność kratownicy podczas montażu.



**Rysunek 6.6.** Przykłady kratownic dwuspadkowych (opis w tekście): 1 – oszklenie

Przy jednakowych kątach nachylenia pasów górnych i dolnych uzyskuje się dźwigar o pasach równoległych i jednakowych węzłach oraz długościach słupków i krzyżulców (rys. 6.6d). Stosując styk montażowy w środku rozpiętości takiego wiązara, otrzymuje się dogodny do transportu elementu wysyłkowo-montażowy.

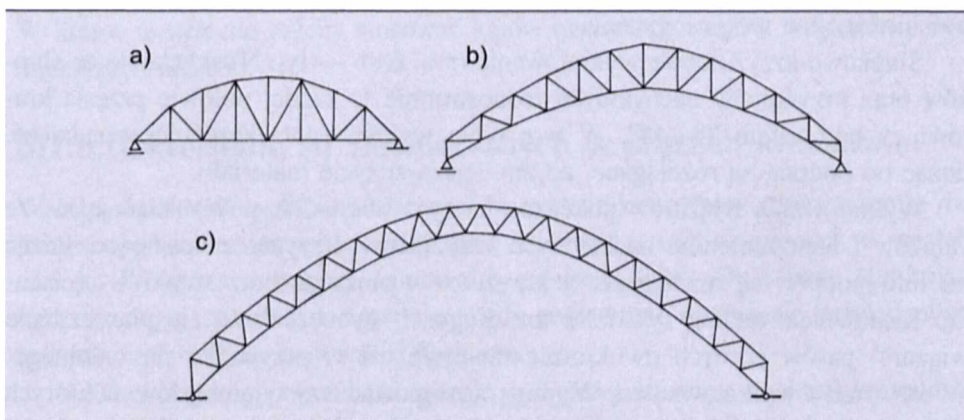
W halach o stromej połaci dachu nadaje się pochylenie nie tylko pasom górnym, ale również pasom dolnym wiązarów (rys. 6.6e). W ten sposób można zaprojektować wiązara o optymalnej wysokości konstrukcyjnej w środku rozpiętości. Wiązary te najczęściej dzieli się na dwa elementy wysyłkowe łączone w styku w środku rozpiętości ustroju.

Na rysunkach 6.6f i g pokazano kratownice z załamanymi pasami górnymi i dolnym. Umożliwia to ukształtowanie ustroju odpowiednio do jego wyężenia przez zmianę wysokości konstrukcyjnej kratownicy.

Kratownice (rys. 6.6h, i) są wyposażone w elementy tworzące konstrukcję świetlików. Na rysunku 6.6j przedstawiono dwutrapezową kratownicę o schemacie ustroju dwuprzęsłowego, na rysunku 6.6k natomiast wiązar jednoprzęsłowy ze wspornikiem.

Wysokość konstrukcyjną swobodnie podparych kratownic trapezowych lub o pasach równoległych przyjmuje się jako  $1/12 \div 1/7$  rozpiętości, przy czym stosunek ten zmniejsza się ze wzrostem rozpiętości, kratownic ciągłych zaś jako  $1/16 \div 1/8$  rozpiętości przeszła ustroju. Wysokość konstrukcyjna na podporze wiązarów połączonych ze słupem w sposób sztywny (rys. 6.6c) nie powinna być mniejsza niż  $1/16 \div 1/12$  rozpiętości.

Przykłady kratownic łukowych pokazano na rys. 6.7. Ustroje te mogą mieć jeden (rys. 6.7a) lub oba pasy (rys. 6.7b i c) w kształcie łuku. Pojedyncze pręty pasów tych kratownic są proste, węzły ich zaś leżą na krzywych łukowych (kołowych, eliptycznych, parabolicznych). Mogą one mieć wysokość konstrukcyjną zmienną (rys. 6.7a, b) lub stałą (rys. 6.7c). Łukowe kratownice stosuje się w obiektach o dużych rozpiętościach (ponad 30 m) jako krzywoliniowe rygle układu poprzecznego (np. oparte na słupach) lub ustroje bezpośrednio oparte na fundamencie.

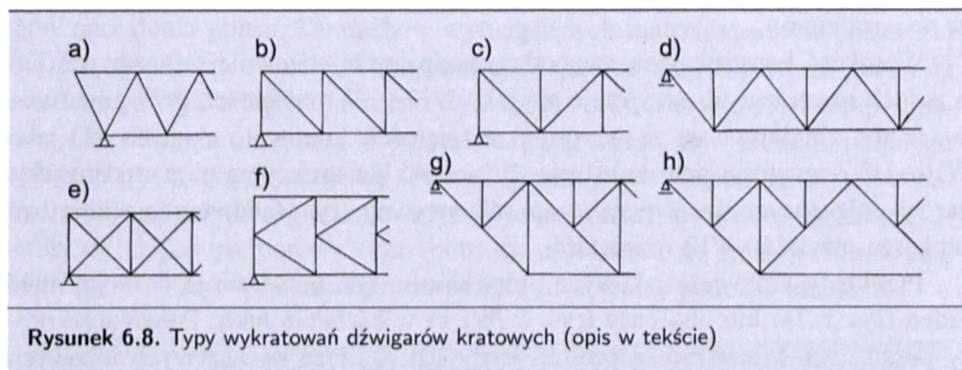


Rysunek 6.7. Przykłady dachowych kratownic łukowych (opis w tekście)

Posługując się w analizie statycznej belkowym modelem zastępczym dźwigara kratowego, można przyjąć, iż momenty zginające ustroju przenoszą pasy wiązara, siły poprzeczne zaś wykratowanie konstrukcji. Omawiając typy kratownic z uwagi na kształt obrysu dźwigarów, większą uwagę zwrócono na sposoby kształtowania pasów. Układ wykratowania wiązarów pokazanych na rys. 6.4÷6.7

należy traktować umownie, jako zapewniający geometryczną niezmienną konstrukcji. Typ układu geometrycznego słupków i krzyżulców kratownicy przyjmuje się m.in. na podstawie analizy jej wyężenia i technologiczności wykonania.

Wykratowanie dźwigarów kratowych pokazane na rys. 6.8a składa się tylko z krzyżulców, przedstawione zaś na rys. 6.8b÷h ze słupków i krzyżulców.



Rysunek 6.8. Typy wykratowań dźwigarów kratowych (opis w tekście)

Bezslupkowe, trójkątne wykratowanie wiazara (typu V) ma krzyżulce naprzemiennie ściskane i rozciągane. Są one najczęściej nachylone do pasa pod kątem  $45 \div 50^\circ$ . Ten typ wykratowania charakteryzuje się małą liczbą węzłów ustroju. W przypadku wiazarów z takim wykratowaniem o pasach nierównoległych różnorodność konstrukcyjno-geometryczna węzłów oraz różne długości prętów mogą być niedogodne technologicznie.

Słupkowo-krzyżulcowe wykratowanie (rys. 6.8b — typ N) składa się ze słupków oraz krzyżulców nachylonych jednostronnie w każdej połowie przęsła kratownicy pod kątem  $35 \div 45^\circ$ . W tym typie wykratowania krzyżulce opadające, licząc od podpór, są rozciągane, co zmniejsza zużycie materiału.

Wykratowania wiazarów pokazane na rys. 6.8c i d (typ W) składają się ze słupków i naprzemiennie nachylonych krzyżulców. Krzyżulce opadające, licząc od linii podpór, są rozciągane, a krzyżulce wznoszące oraz słupki — ściskane. Kratownica według rys. 6.8d ma długości wybozeniowe (w płaszczyźnie wiazara) pasów górnych dwukrotnie mniejsze niż w przypadku pasa dolnego. W ustrojach z wykratowaniem W mogą występować trzy typy węzłów, w których do pasów łączy się słupek (1 pręt), dwa krzyżulce (2 pręty), słupek i dwa krzyżulce (3 pręty). Stąd też wykonanie takich wiazarów jest bardziej skomplikowane niż wiazarów pokazanych na rys. 6.8a i b.

Wykratowania pokazane na rys. 6.8e i f są rzadko projektowane w kratownicach dachowych. Wykratowanie krzyżowe o kracie podwójnej i słupkach (typu X — rys. 6.8e) stosuje się, gdy obciążenie ustroju może zmieniać znak (najczęściej w stężeniach). W jednym przedziale dźwigara występuje krzyżulec ściskany i rozciągany. Stosując do stężeń pręty o smukłości  $\lambda \geq 200$ , zakłada się, że obciążenia

będą przenosić tylko pręty rozciągane. Jeśli krzyżulce krzyżowe więzara dachowego są ze sobą połączone i smukłość pręta ściskanego  $\lambda < 200$ , to przyjmuje się, że krzyżulce przenoszą obciążenia ściskające. Wówczas rozciągane krzyżulce wykratowania X skracają długości wyboczeniowe zarówno w płaszczyźnie, jak i z płaszczyzny więzara.

Słupkowo-krzyżulcowe wykratowanie pokazane na rys. 6.8f (typ K) składa się z dwóch krzyżulców w jednym przedziale, połączonych ze słupkiem w połowie jego wysokości. Zmniejsza to długość wyboczeniową słupka z płaszczyzny i w płaszczyźnie ustroju. Ten typ wykratowań stosuje się w tężnikach, masztach i wieżach kratowych.

Wykratowania pokazane na rys. 6.8 g i h nazywa się wykratowaniami z drugorzędym podparciem (lub podwieszeniem). Są to modyfikacje rozwiązań pokazanych na rys. 6.8b, c, d (dodano dodatkowe słupki i krzyżulce). Takie rozwiązanie pozwala na zastosowanie kratownicy o dużym rozstawie węzłów głównych, a równocześnie zapewnia należyte usztywnienie pasa górnego na wyboczenie w płaszczyźnie kratownicy. Konsekwencją zagęszczenia wykratowania ustroju jest wzrost liczby typów (rodzajów) prętów i węzłów, co zwiększa prędkość wykonania konstrukcji.

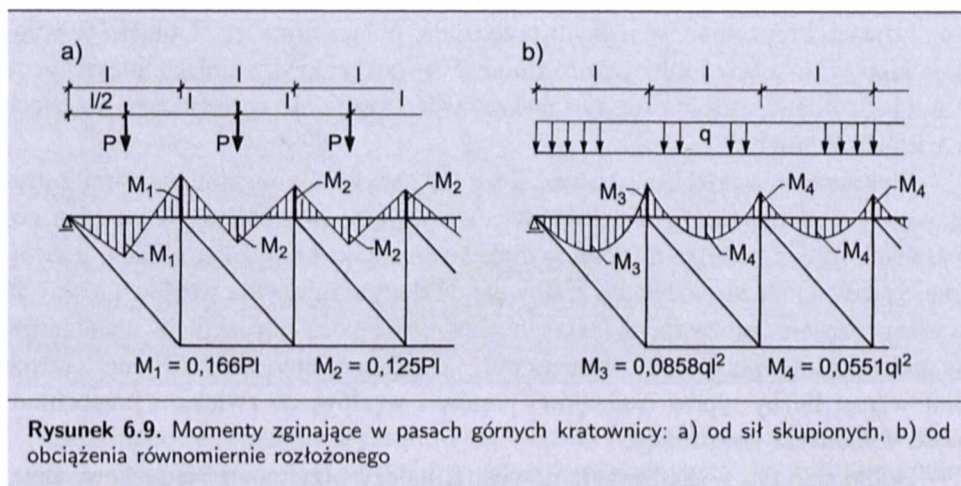
Dobierając typ wykratowania dźwigara, należy przyjmować jednakowe przedziały kratownicy. Zalecenie to jest związane z technologią wykonania i estetyką ustroju. Ze względu na dogodność konstruowania połączeń, szczególnie przy kratkach wyższych, krzyżulce powinny być nachylone pod kątem około  $45^\circ$  do pasów. W kratownicach nie należy stosować kątów nachylenia prętów względem siebie mniejszych niż  $35^\circ$ .

### 6.1.3. Określenie sił wewnętrznych w prętach kratownic

W celu wyznaczenia sił wewnętrznych w prętach kratownicy równomiernie rozłożone obciążenie zewnętrzne przykłada się w postaci sił skupionych w węzłach ustroju. Wówczas w prętach kratownicy powstają tylko siły osiowe (ściskające bądź rozciągające). Tak postępuje się, gdy zewnętrzne obciążenie przekazywane jest przez płatwie na kratownicę dachową.

Jeśli obciążenie poprzeczne ustroju jest przekazywane na pasy kratownicy (pokrycie dachowe jest oparte bezpośrednio na pasach, do pasów są podwieszane obciążenia technologiczne, płatwie są oparte poza węzłami pasa itp.), to w prętach konstrukcji powstają oprócz sił osiowych również momenty zginające. Wyznacza się je, przyjmując odpowiedni schemat statyczny w modelu obliczeniowym kratownicy (patrz podrozdz. 5.3). Komplet sił wewnętrznych (siły osiowe i momenty zginające) w prętach tak obciążonej kratownicy otrzymuje się, przyjmując model obliczeniowy ustroju w postaci ramownicy z ciągłymi pasami i o skratowaniu połączonym przegubowo. Można również wyznaczyć siły osiowe

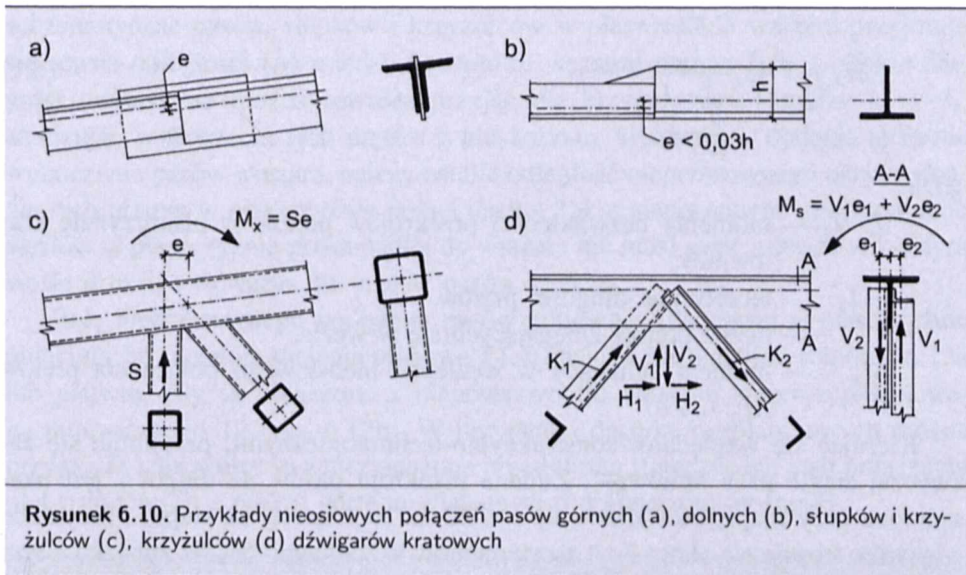
w ustroju, obciążając kratownicę reakcjami poszczególnych prętów w węzłach górnych i dodatkowo uwzględnić zginanie pasów górnych. Wówczas momenty zginające w przedziałach skrajnych  $M_1$  i  $M_3$  oraz pośrednich  $M_2$  i  $M_4$  pasów lokalnie zginanych można oszacować, korzystając z rys. 6.9. Podane na tym rysunku momenty zginające  $M_i$  wynikają z plastycznej analizy ustroju.



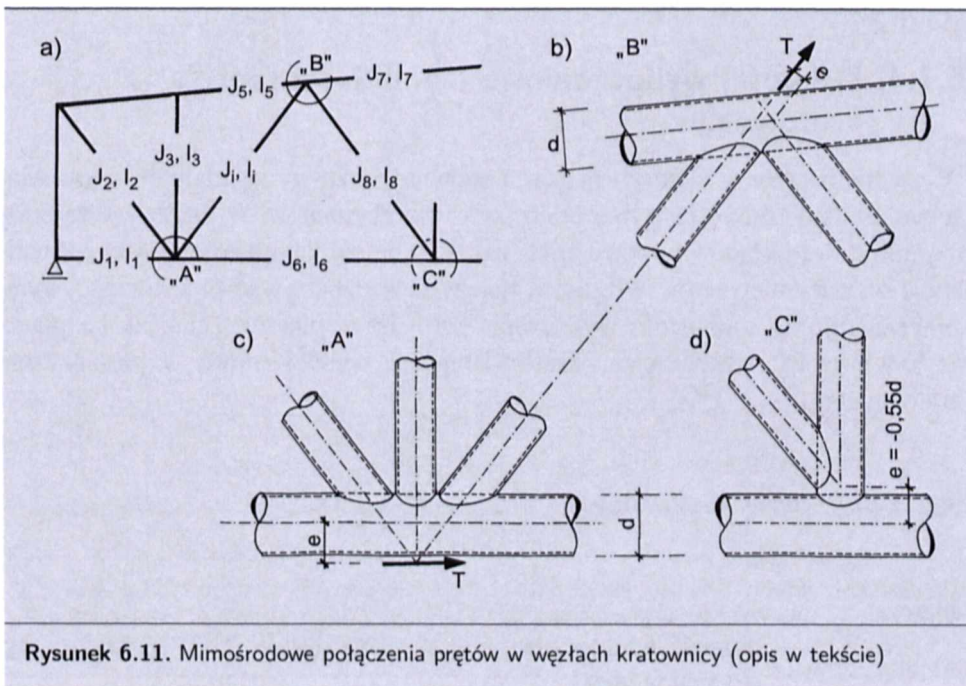
Siły w prętach kratownicy oblicza się dla modelu, w którym osie ciężkości prętów, zbiegających się w węzłach, są połączone współosiowo (brak mimośrodków) oraz osie te są proste (brak mimośrodków na długości prętów). W niektórych sytuacjach projektowych ze względów technologicznych, konstrukcyjnych i innych założenia o osiowości ustroju kratowego nie są spełnione (rys. 6.10). Nieosiowości prętów na ich długości występują np. w miejscach zmiany przekroju poprzecznego pasa kratownicy (rys. 6.10a, b). Mimośrodkowe połączenia prętów w węzle mogą wynikać z potrzeby uzyskania prostych technologicznie węzłów lub styków (rys. 6.10c i d). Według normy [98] można nie uwzględniać przesunięć osi prętów pasa kratownicy względem siatki geometrycznej (np. wskutek wypośrodkowania wspólnej osi dwóch sąsiednich prętów o różnych przekrojach), jeżeli nie są one większe niż 3% wysokości przekroju prętów (rys. 6.10b).

Aby uzyskać łatwe technologicznie (bez blach węzłowych i „pasowania” prętów) połączenie pokazane na rys. 6.10c, rurowe krzyżulce można bezpośrednio spawać do pasów kratownicy. Wówczas w analizie wyężenia ustroju należy uwzględnić moment zginający  $M_x = Se$ . W przykładzie połączenia pokazanym na rys. 6.10d pojedyncze kątowniki krzyżulców są spawane do środka teowego pasa. Powoduje to wyężenie teowego pasa momentem skręcającym  $M_s = V_1e_1 + V_2e_2$  oraz zginającym w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny kratownicy  $M_y = H_1e_1 - H_2e_2$ .





**Rysunek 6.10.** Przykłady nieosiowych połączeń pasów górnych (a), dolnych (b), słupków i krzyżulców (c), krzyżulców (d) dźwigarów kratowych



**Rysunek 6.11.** Mimośrodowe połączenia prętów w węzłach kratownicy (opis w tekście)

Moment zginający  $M_x = Te$  powstający w węźle z nieosiowo połączonymi prętami (rys. 6.11b, c) rozdziela się na wszystkie pręty zbiegające się w tym połączeniu, proporcjonalnie do sztywności  $EJ_i/l_i$  tych elementów. Moment zginający  $M_{x,j}$  przypadający na pręt  $j$  wyznacza się ze wzoru

$$M_{x,j} = M_x \frac{\frac{J_j}{l_j}}{\sum_{i=1}^n \frac{J_i}{l_i}} \quad (6.1)$$

gdzie:

$J_i, J_j$  — momenty bezwładności przekrojów prętów w płaszczyźnie kratownicy,

$l_i, l_j$  — teoretyczne długości prętów,

$n$  — liczba prętów zbiegających się w węźle,

$M_x$  — moment zginający w węźle od nieosiowego połączenia prętów  
 $M_x = Te$ .

Kierując się względami konstrukcyjno-technologicznymi, przyjmuje się zazwyczaj ciągle pasy kratownic. Zmiana przekroju pasów na długości jest uzasadniona przy rozpiętości kratownic  $l > 30$  m. Najczęściej na słupki i krzyżulce wiązarów stosuje się około 3÷4 asortymentów kształtowników. W związku z tym proces wymiarowania prętów wiązarów można ograniczyć do doboru kształtownika pręta najbardziej wyťažonego w danej grupie (pasów, krzyżulców i słupków).

#### 6.1.4. Długości wyboczeniowe i smukłości prętów kratownicy

W wymiarowaniu ściskanych prętów kratownic ważnym zagadnieniem jest właściwe ustalenie długości wyboczeniowych tych elementów. W analizie statycznej rygle kratowe układów poprzecznych hal traktuje się jako ustroje płaskie. Analizując wyboczenie prętów wiązarów, należy zaś rozpatrywać przestrzenne wyężenie ustroju, tj. możliwość wyboczenia zarówno w płaszczyźnie, jak i z płaszczyzny ustroju. Trzeba więc określić długości wyboczeniowe w płaszczyźnie kratownicy

$$l_{ex} = \mu_x l_x \quad (6.2)$$

oraz z płaszczyzny kratownicy

$$l_{ey} = \mu_y l_y \quad (6.3)$$

gdzie:

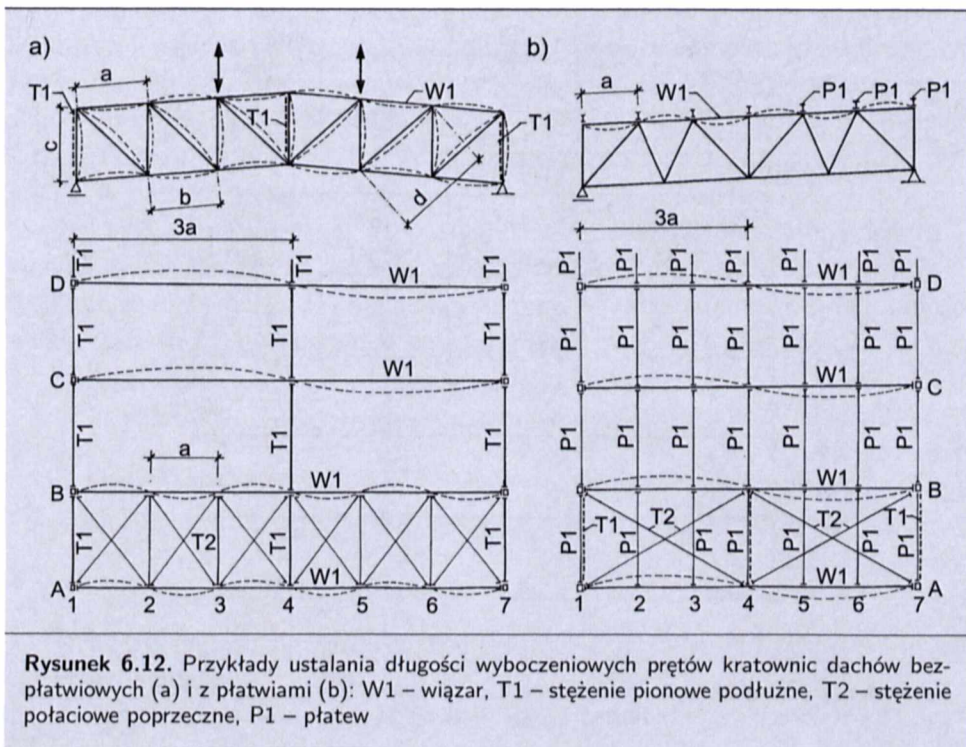
$l_x, l_y$  — długość teoretyczna pręta w płaszczyźnie ( $x$ ) i z płaszczyzny ( $y$ ) kratownicy,

$\mu_x, \mu_y$  — współczynnik długości wyboczeniowej pręta w płaszczyźnie ( $x$ ) i z płaszczyzny ( $y$ ) kratownicy.

Wyboczenie prętów ściskanych ma miejsce na długościach ich nieprzesuwnego przytrzymania przez więzy podporowe. W analizie utraty stateczności w płaszczyźnie kratownicy punktami nieprzesuwnego podparcia prętów są węzły. Długo-

ści teoretyczne pasów, słupków i krzyżulców w płaszczyźnie wiązara przyjmuje się równe odległości ( $l_t$ ) między sąsiednimi węzłami prętów  $l_x = l_t$ . Takie długości teoretyczne można również przyjąć dla krzyżulców i słupków  $l_y = l_t$ , analizując wyoboczenie tych prętów z płaszczyzny kratownicy. Badając tę formę wyoboczenia pasów wiązara, należy ustalić odległość nieprzesuwne przytrzymania tych prętów w płaszczyźnie połaci dachu. Takie nieprzesuwne przytrzymanie węzłów w płaszczyźnie prostopadłej do wiązara nie musi mieć miejsca w każdym węźle ustroju i wówczas dla prętów pasów  $l_y \neq l_t$ .

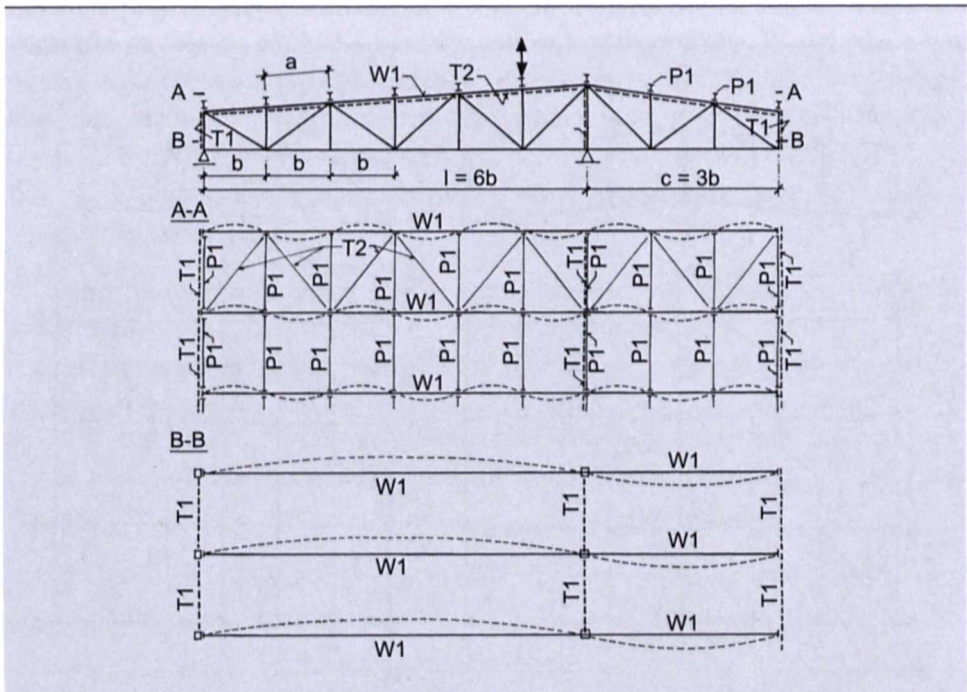
Rolę nieprzesuwne podparcia pasów kratownicy dachowej w płaszczyźnie połaci dachu spełniają stężenia pionowe T1 w dachach bezpłatwiowych (rys. 6.12a) lub płatwie, gdy są połączone z nieprzesuwnymi węzłami stężenia połączeniowego poprzecznego T2 (rys. 6.12b). W przypadku dachów bezpłatwiowych można przyjąć, iż kratownice są zabezpieczone przed utratą stateczności, jeśli połączenia płyt osłonowych z pasem górnym wiązara są o dostatecznej nośności.



W polu AB na rys. 6.12a pręty stężenia T2 są połączone z każdym węzłem górnym kratownic, a długość wyoboczeniowa pasów wiązarów w osiach A i B, w płaszczyźnie połaci dachu,  $l_y = a$ . W osiach C i D węzły górne wiązarów są połączone pionowym stężeniem T1, a długość wyoboczeniowa ich pasów górnych z płaszczyzny  $l_y = 3a$  (odległość między punktami przytrzymania).

Na rysunku 6.12b krzyżowe stężenie X (połaciowe poprzeczne T2) jest połączone z węzłami kalenicowymi i okapowymi konstrukcji dachu. Odległość punktów przytrzymania wiązarów na wyboczenie w płaszczyźnie połaci dachu (mimo iż płatwie są usytuowane w odległości  $a$ ) wynosi  $3a$ . Stąd też długość wyboczenia pasów górnych z płaszczyzny kratownicy  $l_y = 3a$ .

Na rysunku 6.13 pokazano schematy wyboczenia pasów górnych i dolnych kratownicy dachowej z częścią wspornikową. Pręty stężenia połaciowego poprzecznego T2 są tu połączone z każdym węzłem górnym kratownic, a długości wyboczenia pasów górnych wiązarów w płaszczyźnie połaci dachu  $l_y = a$ . W osi podpór oraz na końcu części wspornikowej wiązary są połączone pionowym stężeniem T1, a długości wyboczenia pasów dolnych z płaszczyzny kratownicy przyjmuje się odpowiednio  $l_{y1} = 6b$  oraz  $l_{y2} = 3b$  (odległości między punktami przytrzymania).



**Rysunek 6.13.** Schematy wyboczenia pasów górnych i dolnych kratownicy dachowej: W1 – wiązary, T1 – stężenie pionowe podłużne, T2 – stężenie połaciowe poprzeczne, P1 – płatwie

Na długość wyboczenia ma również wpływ sposób zamocowania pręta w węźle. Mimo iż w modelu obliczeniowym przyjmuje się zwykle przegubowe połączenia prętów, to w rzeczywistości są to złącza quasi-sztywne. Pasy kratownicy wykonuje się z kształtowników ciągłych na całej długości, do których przeważnie są spawane krzyżulce i słupki. Takie połączenia w płaszczyźnie kra-

townicy przenoszą momenty zginające i można by je potraktować jako sztywne, tak jak to się czyni w przypadku ramy. Sztywność bieżącą (względna) prętów można wyznaczyć ze wzoru

$$C_i = \frac{EJ_i}{l_i} \quad (6.4)$$

gdzie:

$J_i$  — moment bezwładności przekroju pręta,

$l_i$  — długość pręta.

Biorąc pod uwagę, że sztywność ta jest nieduża oraz że następuje redukcja sztywności prętów ściskanych, należy stwierdzić, iż połączenia te przenoszą małe wartości momentów węzłowych. Stąd też pręty są zamocowane w węzłach kratownicy sprężysto (nie zaś przegubowo i nie w sposób sztywny).

W najmniejszym stopniu są utwierdzone pasy kratownic, gdyż sztywności bieżące słupków i krzyżulców są względnie małe. Stąd też współczynnik długości wybocheniowej pasów przyjmuje się bezpiecznie jak dla podpory przegubowej  $\mu_x = 1,0$ . Z kolei w największym stopniu są utwierdzone słupki i krzyżulce, gdyż sztywności bieżące pasów są największe. Współczynnik długości wybocheniowej słupków i krzyżulców (z wyjątkiem prętów podporowych)  $\mu_x = 0,8$ . W słupkach i krzyżulcach podporowych (z uwagi na mniejszy stopień „zamocowania” tych prętów w pasach) przyjmuje się  $\mu_x = 1,0$ .

Dokładniejsze określenie współczynników długości wybocheniowych wymaga analizy stateczności ramowego ustroju kratowego z węzłami podatnymi [27]. Jeśli nie przeprowadza się dokładnej analizy, to według normy [98] długości wybocheniowe kratownic zaleca się przyjmować w sposób następujący:

— w pasach oraz słupkach i krzyżulcach podporowych:

— wyboczenie w płaszczyźnie kratownicy ( $\mu_x = 1,0$ )

$$l_{ex} = \mu_x l_x = l_x \quad (6.5)$$

— wyboczenie z płaszczyzny kratownicy ( $\mu_y = 1,0$ )

$$l_{ey} = \mu_y l_y = l_y \quad (6.6)$$

— w innych prętach skratowania typu prostego (z wyjątkiem krzyżowych i półkrzyżulcowego):

— wyboczenie w płaszczyźnie kratownicy:

— gdy połączenia prętów są dostatecznie sztywne ( $\mu_x = 0,8$ )

$$l_{ex} = \mu_x l_x = 0,8 l_x \quad (6.7)$$

— w pozostałych przypadkach ( $\mu_x = 1,0$ )

$$l_{ex} = \mu_x l_{x1} = l_{x1} \quad (6.8)$$

- wyboczenie z płaszczyzny kratownicy:  
— gdy pasy mają przekrój otwarty ( $\mu_y = 1,0$ )

$$l_{ey} = \mu_y l_y = l_y \quad (6.9)$$

- gdy pasy mają przekrój zamknięty oraz połączenia są wystarczająco sztywne ( $\mu_y = 0,8$ )

$$l_{ey} = \mu_y l_y = 0,8 l_y \quad (6.10)$$

- gdy pasy mają przekrój zamknięty, a połączenia są niedostatecznie sztywne ( $\mu_y = 1,0$ )

$$l_{ey} = \mu_y l_{y1} = l_{y1} \quad (6.11)$$

gdzie:

$l_x, l_y$  — długość teoretyczna pręta między węzłami skratowania lub osiowy rozstaw stężeń (w odniesieniu do wyboczenia pasa z płaszczyzny wiązara),

$l_{x1}, l_{y1}$  — odległość między przegubami lub długość pręta w świetle pasów.

Połączenie pręta z pasem można uważać za wystarczająco sztywne w rozpatrywanej płaszczyźnie wyboczenia, jeśli jego nośność na zginanie  $M_R$  jest nie mniejsza niż wartość momentu zginającego  $\Delta M$  określonego ze wzoru [98]

$$M_R > \Delta M = N (\varphi^{-1} - 1) W A^{-1} \quad (6.12)$$

gdzie:

$N$  — obliczeniowa wartość siły ściskającej w pręcie,

$\varphi$  — współczynnik wyboczeniowy pręta,

$W, A$  — odpowiednio wskaźnik wytrzymałości i pole przekroju pręta.

Jeśli połączenie pręta z pasem ma odmienny charakter, to można przyjmować uśrednioną wartość długości wyboczeniowej  $l_{ei}$ .

W wykratowaniu krzyżowym (typu X) długość wyboczeniową pręta ciągłego, skrzyżowanego z prętem rozciągającym (rys. 6.14a), przyjmuje się w sposób następujący:

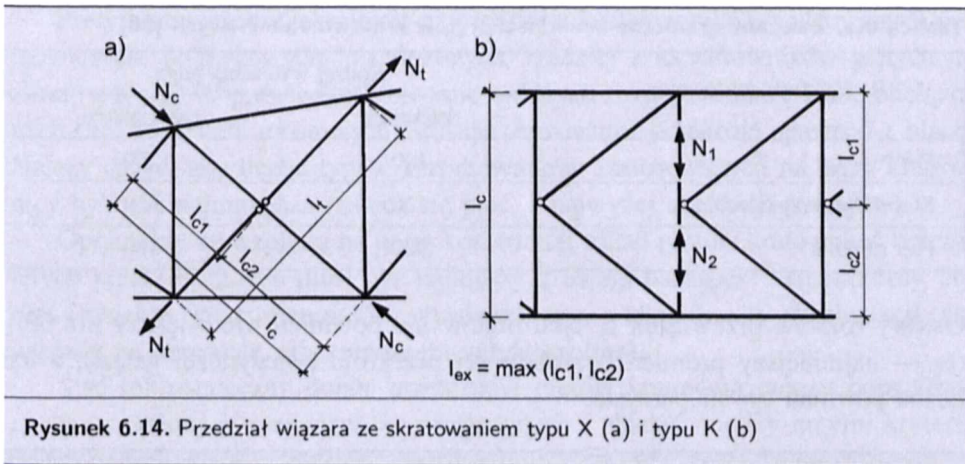
- przy wyboczeniu w płaszczyźnie kratownicy ( $\mu_x = 1,0$ )

$$l_{ex} = \mu_x l_x = l_x \quad (6.13)$$

gdzie  $l_x = \max(l_{c1}, l_{c2})$

- przy wyboczeniu z płaszczyzny kratownicy

$$l_{ey} = l_c \sqrt{1 - \frac{3N_t l_c}{4N_c l_t}}, \quad \text{lecz } l_{ey} \geq 0,5 l_c \quad (6.14)$$



gdzie:

$N_c, N_t$  — bezwzględne wartości sił w pręcie ściskanym ( $c$ ) i rozciągającym ( $t$ ),

$l_c, l_t$  — teoretyczna długość krzyżulca ściskanego ( $c$ ) i rozciąganego ( $t$ ).

W wykratowaniu półkrzyżulcowym (typu K) długość wybocheniową słupka (rys. 6.14b) przyjmuje się w sposób następujący:

— przy wyboczeniu w płaszczyźnie kratownicy

$$l_{ex} = \max(l_{c1}, l_{c2}) \quad (6.15)$$

— przy wyboczeniu z płaszczyzny kratownicy

$$l_{ey} = l_c \left( 0,75 - 0,25 \frac{N_1}{N_2} \right) \quad (6.16)$$

gdzie:

$N_1, N_2$  — siły w słupku, przy czym ( $|N_1| \leq |N_2|$ ) (rys. 6.14b),

$l_c$  — teoretyczna długość słupka (w osiach pasów).

Jedną z podstawowych zasad racjonalnego wykorzystania materiału jest zasada doboru kształtowników prętów wiązara tak, by ich smukłości z płaszczyzny  $\lambda_y$  i w płaszczyźnie  $\lambda_x$  ustroju były zbliżone.

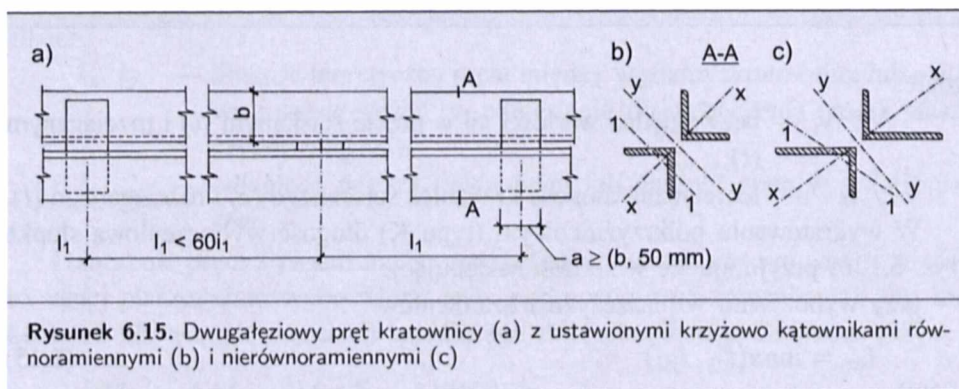
Norma projektowania konstrukcji stalowych [98] nie ogranicza smukłości prętów kratownic. Jednak wieloletnie doświadczenia w realizacji omawianego typu konstrukcji dachowych pozwalają zalecać przyjmowanie granicznych smukłości prętów nie większych niż podane w tabl. 6.1 [56].

Pręty złożone z dwóch kątowników ustawionych krzyżowo (rys. 6.15) należy sprawdzać na wyboczenie względem osi  $x$ , gdyż względem tej osi promień bezwładności przekroju jest najmniejszy. Długość wybocheniową pasa, słupka lub krzyżulca o takim przekroju względem osi  $x$  przyjmuje się jako średnią arytmetyczną z długości wybocheniowych w płaszczyźnie i z płaszczyzny kratownicy.

**Tablica 6.1. Zalecane graniczne smukłości prętów kratownic dachowych [56]**

Rodzaj pręta kratownicy	Rodzaj wyężenia pręta	
	ściskające	rozciągające
Pas	120	250
Słupek lub krzyżulec	150	350
Pręt stężenia	200	400

Osiowy rozstaw przewiązek  $l_1$  tych prętów nie powinien być większy niż  $60i_1$  ( $i_1$  — najmniejszy promień bezwładności przekroju pojedynczej gałęzi), a ich liczba powinna być nieparzysta.



**Rysunek 6.15.** Dwugałęziowy pręt kratownicy (a) z ustawionymi krzyżowo kątownikami równoramiennymi (b) i nierównoramiennymi (c)

W analizie wyoboczenia z płaszczyzny kratownicy, w przypadku monosymetrycznych prętów wiązarów, niezbędne jest obliczanie ich smukłości odpowiadającej utracie stateczności w postaci giętno-skrętnej, a gdy pręty są wielogałęziowe — smukłości zastępczej  $\lambda_{my}$ .

### 6.1.5. Przekroje poprzeczne prętów kratownic

Dobór przekrojów poprzecznych prętów jest ważnym czynnikiem w procesie kształtowania konstrukcyjnego kratownic, kiedy to uwzględnia się wymagania nie tylko statyczno-wytrzymałościowe, ale także dotyczące technologii wykonania węzłów oraz trwałości i niezawodności w trakcie eksploatacji całej konstrukcji.

Podstawową zasadą przy doborze przekrojów poprzecznych prętów kratownic jest, że powinny one być symetryczne względem płaszczyzny kratownicy (przechodzącej przez oś  $y$ ). Dobierając przekroje poprzeczne prętów wiązara, należy mieć wstępną koncepcję rozwiązań konstrukcyjnych połączeń tych elementów w węzłach. Przyjęte bowiem przekroje prętów powinny umożliwiać poprawne konstruowanie połączeń warsztatowych i styków montażowych, a także proste technologicznie wykonanie dźwigara kratowego.



Pręty kratownic projektuje się najczęściej z kształtowników walcowanych pojedynczych, połówkowych lub złożonych, rzadziej z kształtowników giętych na zimno z blach. W przypadku kratownic o dużych rozpiętościach i silnie obciążonych (np. kratownic mostowych) stosuje się również przekroje spawane z blach. Należy dążyć, aby liczba typów kształtowników zastosowanych na pręty kratownicy była jak najmniejsza (zaleca się pięć, a najwyżej sześć ich rodzajów).

Optymalny ze względu na masę konstrukcji układ prętów kratownicy, o przyjętych przekrojach, nie musi być najlepszy z uwagi na aspekt ekonomiczny budowy obiektu (koszt materiałów, wykonawstwa), a także koszty eksploatacji (np. nakłady na okresowe zabezpieczenia antykorozyjne).

Stąd też ostateczny dobór przekrojów prętów kratownic należy poprzedzić analizą założonych rozwiązań konstrukcyjnych i zbadać między innymi kryteria oceny ustroju  $K_i$ .

Podstawowym kryterium w ocenie kosztu inwestycji jest masa konstrukcji stalowej. Należy jednak brać pod uwagę, iż ceny kształtowników są zróżnicowane. I tak kątowniki, pręty pełne, dwuteowniki, ceowniki są tańsze od rur okrągłych, prostokątnych i kwadratowych oraz kształtowników giętych z blach na zimno. Może się więc zdarzyć, że przyjęty lżejszy kształtownik będzie droższy. Ocenę kształtowników, z uwagi na ich jednostkowy koszt zakupu, bada się, analizując kryterium, które przybiera postać wzoru

$$K_1 = \min Ck \quad (6.17)$$

gdzie:

$C$  — masa jednostkowa kształtownika,

$k$  — koszt jednostkowy kształtownika.

Najlepsze pręty ściskane uzyskuje się w przypadku elementów o największych promieniach bezwładności w odniesieniu do pól przekroju poprzecznego kształtowników. To kryterium ma postać wzoru

$$K_2 = \max \frac{i_{\min}}{A} \quad (6.18)$$

gdzie:

$i_{\min}$  — najmniejszy promień bezwładności przekroju,

$A$  — pole przekroju poprzecznego.

Jeśli w (6.18) uwzględni się koszt jednostkowy kształtownika, to kryterium można zapisać wzorem

$$K_3 = \max \frac{i_{\min}}{Ak} \quad (6.19)$$

Analiza tego aspektu oceny wytrzymałościowo-kosztowej kształtowników wykazuje, że najkorzystniej jest stosować rury okrągłe, przekroje krzyżowe z kątowników, dwuteowniki szerokostopowe, a mniej korzystnie — rury kwadratowe i prostokątne, kształtowniki z blach oraz dwuteowniki normalne.

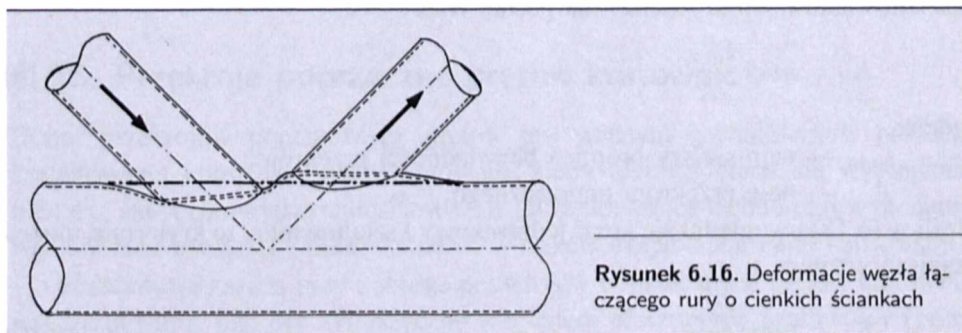
Ważne kryterium oceny przekrojów poprzecznych dotyczy ich zabezpieczenia antykorozyjnego. W przypadku prętów jednoślazowych istotne przy ocenie jakości kształtownika jest badanie „zwartości” przekroju, czyli stosunku przekroju poprzecznego do obrysu kształtownika narażonego na oddziaływanie środowiska korozyjnego, co można zapisać wzorem

$$K_4 = \max \frac{A}{O} \quad (6.20)$$

gdzie  $O$  — długość obrysu kształtownika.

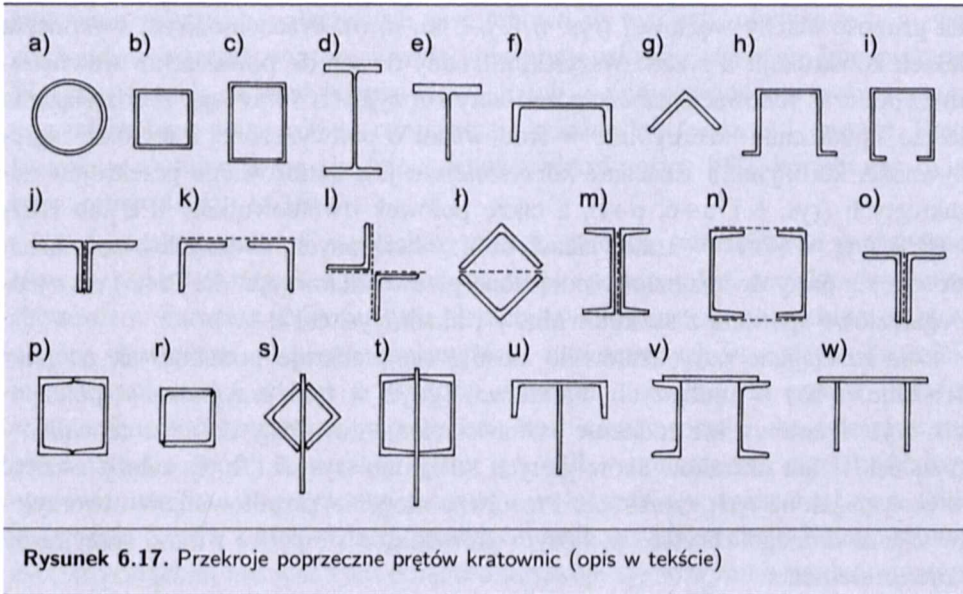
To kryterium najlepiej spełniają pręty pełne, rury (okrągłe, kwadratowe, prostokątne); gorzej zaś kątowniki, dwuteowniki, ceowniki, a przede wszystkim kształtowniki gięte z blach na zimno. Dwuślazowe pręty kratownic (rys. 6.17j, ł, m, o) w niewielkim stopniu spełniają kryterium (6.20). Jeśli np. kątowniki są usytuowane jak na rys. 6.17j, to nie można poprawnie zabezpieczyć przed korozją ich wewnętrznych powierzchni.

Zasygnalizowane kryteria oceny przyjmowanych rozwiązań konstrukcyjnych są jednymi z wielu uwzględnianych w analizach optymalizacyjnych. Dlatego przyjęte przekroje poprzeczne prętów należy skonfrontować z nośnością połączeń i pracochłonnością wykonania konstrukcji, gdyż może okazać się, że należy skorygować założone rozwiązanie. Na przykład stosunkowo lekkie i o korzystnych parametrach wytrzymałościowych są rury o dużych średnicach i bardzo cienkich ściankach. W takim przypadku należy jednak liczyć się z odkształcalnością węzłów (rys. 6.16), których wykonanie wymaga spełnienia wysokich wymagań w zakresie technologii spawania cienkich ścianek. Z tych też względów lepszym rozwiązaniem może okazać się przyjęcie rur o grubszych ściankach. Innym aspektem oceny węzłów prętów rurowych może być np. konieczność „pasowania” końców łączonych elementów (rys. 6.16).



Podsumowując uwagi dotyczące optymalizacji doboru przekrojów poprzecznych prętów kratownic, należy stwierdzić, iż wobec wieloparametrowości tego zagadnienia ostatecznie przyjęte rozwiązania wymagają kompromisowych decyzji projektowych.

Charakterystyczne przekroje poprzeczne stosowane na pasy (górne i dolne), krzyżulce i słupki kratownic pokazano na rys. 6.17. Wyróżniono trzy rodzaje przekrojów poprzecznych prętów: jednogałęziowe (rys. 6.17a÷i), dwugałęziowe (rys. 6.17j÷o) oraz jednogałęziowe spawane z kształtowników lub blach (rys. 6.17p÷w).



Rysunek 6.17. Przekroje poprzeczne prętów kratownic (opis w tekście)

Najprostsze do wykonania są pręty jednogałęziowe (rys. 6.17a÷i). Pręty o przekrojach dwugałęziowych (rys. 6.17j÷o) mają lepsze parametry wytrzymałościowe, lecz są bardziej pracochłonne (na rys. 6.17 linią przerywaną oznaczono przewiązki).

Przy doborze rodzajów przekrojów poprzecznych pasów, krzyżulców i słupków należy uwzględnić postulat związany z jednorodnością konstrukcyjną i technologiczną wykonania więzara.

Projektując pasy górne więzarów, należy uwzględnić sposób przekazywania obciążenia na ustrój. W dachach bezpłatwowych kształtownik pasa górnego powinien mieć poziomą półkę do oparcia płyty osłonowej. Ponadto w przypadku bezpośredniego ułożenia blach fałdowych na więzarze jest wymagana odpowiednia szerokość pasa górnego kratownicy (gdyż nośność blachy fałdowej jest funkcją wytrzymałości dociskowej na podporze). Pozioma półka pasa górnego więzara umożliwi dogodnie bezpośrednie oparcie płatwi. Jeżeli pasy górne są z rur okrągłych, jest konieczne zaprojektowanie odpowiednich stołeczków do oparcia płatwi, co podwyższa koszty wykonania takiego więzara. Na pasy górne więzarów mogą być stosowane elementy o przekrojach poprzecznych pokazanych na rys. 6.17 z wyjątkiem przedstawionych na rys. 6.17g, l, ł.

Na zginane i ściskane pasy górne kratownicy nie jest zalecany przekrój ceowy (rys. 6.17f). Lepiej w takim przypadku jest zastosować przekroje według rys. 6.17c, d, m, n, o, p, s÷v, które charakteryzuje zwiększona sztywność giętna w płaszczyźnie kratownicy.

W istniejących konstrukcjach można często spotkać wielogałęziowe przekroje prętów kratownic złożone z dwóch kątowników lub ceowników rozstawionych na grubość blachy węzłowej (rys. 6.17j, l, m, n, o). Pracochłonność wykonania takich konstrukcji, a przede wszystkim trudny dostęp do powierzchni wewnętrznych podczas renowacji zabezpieczeń antykorozyjnych sprawiają, iż rozwiązania te nie są zalecane (szczególnie w środowisku o podwyższonej i wysokiej agresywności korozyjnej). Znacznie korzystniejsze jest zastosowanie przekrojów zamkniętych (rys. 6.17a÷c, p÷t), a także połówek dwuteowników IPE lub HEA i HEB (rys. 6.17e). W kratownicach silnie obciążonych, o dużych przedziałach stosuje się pręty dwugałęziowe połączone przewiązkami (rys. 6.17k÷n) oraz jednogałęziowe spawane z kształtowników i blach (rys. 6.17t÷w).

Na rozciągane pasy kratownic stosuje się przekroje podobne jak na pasy ściskane, tylko o mniejszych wymiarach (gdyż w tym przypadku współczynnik wybozeniowy nie redukuje nośności elementu). Pasy dolne z ceowników (rys. 6.17f) lub kształtowników giętych na zimno (rys. 6.17h, i) należy ustawić w pozycji jak na tych rysunkach. Przeciwne ułożenie kształtowników utworzyłoby z pasa dolnego korytko, w którym gromadzące się pyły i wilgoć sprzyjałyby korozji elementu.

Na pręty krzyżulców i słupków wiązarów stosuje się pręty rurowe (rys. 6.17a, b, c), połówki dwuteowników (rys. 6.17e), pojedyncze ceowniki i kątowniki (rys. 6.17f, g), a także pręty dwugałęziowe (rys. 6.17j÷o). Przekrój krzyżowy (rys. 6.17l) utworzony z dwóch kątowników (równo- lub nierównoramienne) stabilizowanych naprzemiennie ustawionymi przewiązkami łatwo można okresowo konserwować antykorozyjnie (gdyż jest łatwy dostęp do całego obwodu przekroju). Długość przewiązek takich prętów nie powinna być mniejsza niż 50 mm, a szerokość nie większa niż szerokość półki kątownika  $b$  (por. rys. 6.15). Osiowy rozstaw przewiązek powinien spełniać warunek  $l_1 < 60i_1$  (gdzie  $i_1$  — najmniejszy promień bezwładności pojedynczego kątownika).

Obecnie w projektowaniu dźwigarów kratowych dąży się do stosowania na ich pręty elementów niewymagających dodatkowych czynności technologicznych i ograniczenia pracochłonności wykonania połączeń, nawet kosztem zwiększonego zużycia materiału. Dlatego też coraz częściej na pasy kratownic używa się przekrojów dwuteowych HEA i HEB lub rur kwadratowych bądź prostokątnych. Z podobnych względów na wykratowanie wiązarów są stosowane pojedyncze kątowniki, rury okrągłe lub kwadratowe, jak również przekroje dwugałęziowe z kątowników. Ważnym aspektem przyjęcia prętów kratownicy jest analiza możliwości wykonania prostych technologicznie węzłów i styków montażowych.

### 6.1.6. Sprawdzenie stanu granicznego nośności i użytkowania kratownic

Przystępując do wymiarowania prętów kratownicy, należy znać ekstremalne siły osiowe (największe wyężenia ściskające i rozciągające) oraz ewentualnie momenty zginające w tych elementach. W klasycznych (spełniających założenia kratownic o prętach połączonych przegubowo w węzłach, obciążonych w węzłach itd.) wiązarach występują wyłącznie pręty osiowo rozciągane lub ściskane. W kratownicach dachów bezpłatiowych lub z mimośrodowymi połączeniami w węzłach pręty wiązarów są rozciągane i zginane lub ściskane i zginane. Pręty kratownic wymiaruje się zgodnie z wymaganiami normy [98], korzystając m.in. ze wzorów (4.15) i (4.16).

Połączenia prętów w węzłach i stykach zarówno warsztatowe (najczęściej spawane), jak i montażowe (zalecane na śruby) powinny być projektowane z zachowaniem warunku nośności tych elementów. Nośności przyjętych przekrojów prętów są większe od prognozowanych sił wewnętrznych w ustroju. Zaprojektowanie połączeń i styków o nośności mniejszej od nośności prętów (lokalne osłabienie ustroju) oznaczałoby, w świetle teorii niezawodności, niewykorzystanie potencjalnej nośności konstrukcji (patrz rys. 6.2b — zniszczeniu ulega najsłabsze ogniowo ustroju). W przypadku losowego zwiększenia wyężenia wiązara takie połączenia prętów i styków decydowałyby o nośności konstrukcji. Należy zauważyć, że potrzebną nośność tych połączeń uzyskuje się w wyniku bardzo prostych zabiegów konstrukcyjnych (dłuższa spoina, większa liczba lub klasa śrub). Projektowanie połączeń z warunku nośności pręta jest korzystne, gdyż w przypadku zwiększenia obciążenia dźwigarów (np. przez podwieszenie do nich nowych urządzeń technologicznych podczas modernizacji obiektu) pozwala uniknąć kłopotliwego wzmacniania węzłów. Wzmacnianie samych prętów kratownic jest na ogół proste. Zasada projektowania połączeń z warunku nośności prętów dotyczy nie tylko łączników (spoin, zgrzein, śrub), ale także części węzła (ścianek, blach węzłowych). Nośność połączenia pręta rozciąganego powinna spełniać warunek

$$N_{pt} \geq A f_d \quad (6.21)$$

gdzie:

$A$  — pole przekroju pręta rozciąganego,

$f_d$  — wytrzymałość obliczeniowa stali.

Nośność połączenia pręta ściskanego należy projektować z zależności

$$N_{pc} \geq \varphi A f_d \quad (6.22)$$

gdzie  $\varphi$  — współczynnik wyboczeniowy pręta ściskanego wg [98].

Przemieszczenia kratownic otrzymuje się w wyniku obliczeń statycznych wykonanych z wykorzystaniem programów komputerowych lub używając znanego

z mechaniki budowli wzoru

$$f = \sum_{i=1}^n \frac{N_i N_{1i} l_i}{EA_i} \quad (6.23)$$

gdzie:

- $l_i, A_i$  — długość i pole przekroju poprzecznego  $i$ -tego pręta,
- $N_i$  — siła osiowa w  $i$ -tym pręcie od charakterystycznego obciążenia zewnętrznego,
- $N_{1i}$  — siła osiowa w  $i$ -tym pręcie od siły jednostkowej, przyłożonej w miejscu  $i$  na kierunku poszukiwanego przemieszczenia,
- $n$  — liczba prętów w kratownicy.

Zgodnie z PN-90/B-03200 [98] pionowe ugięcie kratowych dźwigarów dachowych (największe przemieszczenia węzła w środkowej strefie wiązara) musi spełniać warunek

$$f_{\max} \leq f_{gr} = \frac{l}{250} \quad (6.24)$$

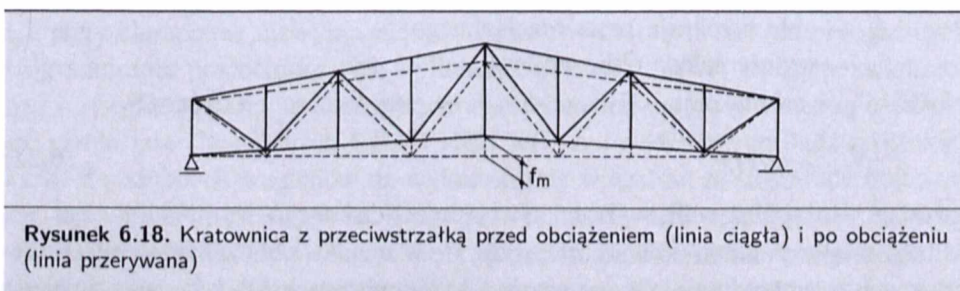
gdzie  $l$  — rozpiętość kratownicy w osiach podpór.

Kratownice o rozpiętości większej niż 30 m należy projektować, uwzględniając podniesienie wykonawcze pasa dolnego (nazywane przeciwstrzałką). Takiego zabiegu można nie stosować w kratownicach z załamanym ku górze pasem dolnym (por. np. rys. 6.6d, e) lub ściągami między podporami (por. rys. 6.5c, d, e).

Celem stosowania przeciwstrzałki jest zachowanie zaprojektowanych spadków połaci dachowych podczas występowania największych obciążeń, a także zachowanie płaskości podwieszonych do pasów dolnych sufitów. Innym powodem mogą być względy psychologiczne. Otóż konstrukcja o dużej rozpiętości przęsła, która ugięła się w dopuszczalnych granicach normowych, z punktu widzenia obserwatora stojącego u dołu sprawia wrażenie kratownicy nadmiernie wygiętej.

Podniesienie wykonawcze kratownic realizuje się najczęściej przez jednokrotne załamanie pasa dolnego (rys. 6.18) lub rozmieszczenie węzłów kratownicy na krzywych parabolicznych drugiego stopnia.

Do obliczenia wielkości przeciwstrzałki swobodnie podpartego dźwigara kratowego można zastosować wzór jak dla pełnościennej belki o zastępczym mo-



**Rysunek 6.18.** Kratownica z przeciwstrzałką przed obciążeniem (linia ciągła) i po obciążeniu (linia przerywana)

mencie bezwładności ustroju  $J_x$  wg (5.21). Ugięcie kratownicy można wtedy oszacować z zależności

$$f = \frac{5ql^4}{384EJ_x} \quad (6.25)$$

gdzie:

$q$  — zastępcze (sprowadzone) obciążenie równomiernie rozłożone o wartości charakterystycznej,

$l$  — rozpiętość obliczeniowa kratownicy.

Wartość podniesienia wykonawczego  $f_m$  (przeciwstrzałkę montażową) przyjmuje się zgodnie z [98] jako nie mniejszą niż suma ugięć od obciążenia stałego i połowy obciążenia zmiennego (o wartościach charakterystycznych). Zatem można zapisać

$$f_m = f_q + 0,5f_p \quad (6.26)$$

gdzie:

$f_q$  — ugięcie od obciążenia stałego  $q$ ,

$f_p$  — ugięcie od obciążenia zmiennego  $p$ .

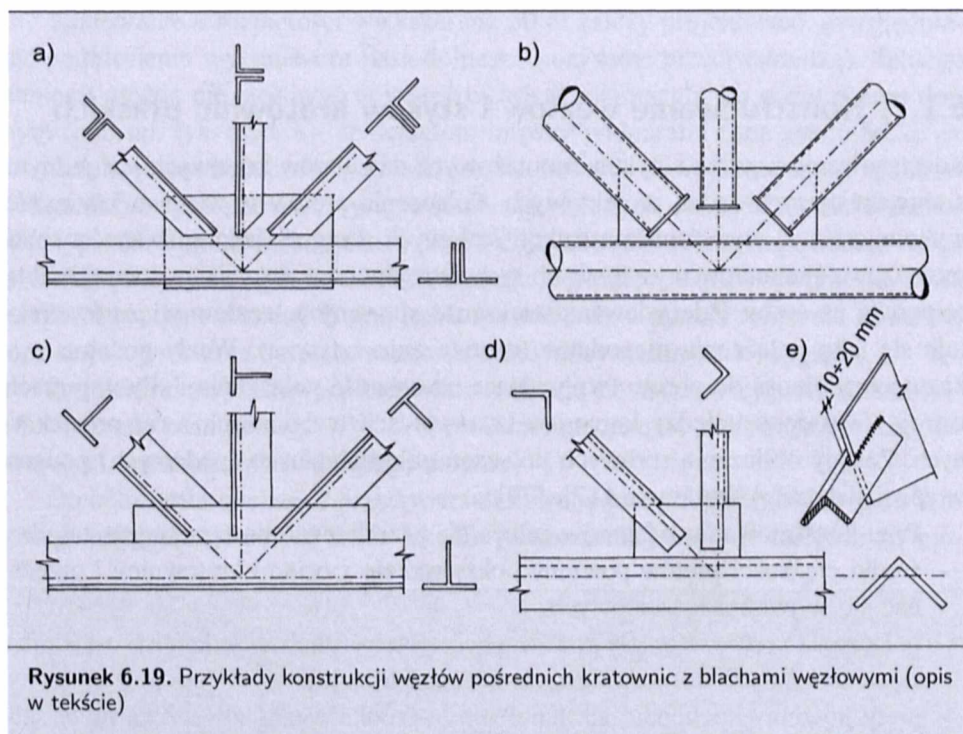
### 6.1.7. Konstruowanie węzłów i styków kratownic płaskich

Konstruowanie węzłów i styków montażowych dźwigarów kratowych jest jednym z najważniejszych zadań projektowych. Połączenia prętów w węzłach kratownic wykonuje się w wytwórni konstrukcji stalowych z reguły jako spawane, a styki montażowe elementów wysyłkowych tych ustrojów oraz połączenia z konstrukcją wsporczą na śruby. Zdecydowaną większość spawanych węzłów wiązarów traktuje się jako połączenia niepodatne (dostatecznie sztywne). Węzły podatne wykazujące zdolność do obrotu (wpływające na nośność połączenia i siły w prętach ustroju) występują między innymi w kratownicach wykonanych z rur prostokątnych. Zasady obliczania rurowych połączeń odkształcalnych (podatnych) podano w specjalistycznej literaturze [17], [79].

Przy konstruowaniu wiązarów zaleca się przestrzegać następujących zasad:

- środki ciężkości prętów powinny pokrywać się z osiami kratownicy i przecinać się w punktach węzłowych,
- połączenia prętów w węźle powinny być symetryczne względem ich osi (unikaj się w ten sposób mimośrodowych wyważań ustroju),
- pręty powinny dochodzić jak najbliżej do środka węzła, zwłaszcza pręty ściskane (pręty należy „wpuścić” w węzeł jak najgłębiej ku teoretycznemu punktowi przecięcia osi; w tym celu np. ścina się półki kątowników — rys. 6.19a),
- pręty ściskane w węźle podporowym należy doprowadzić do osi podpory, a pręty rozciągane mogą być łączone do nich,

- należy dążyć do ustalenia jak najmniejszych wymiarów węzła, aby ograniczyć jego sztywność i wpływ momentów zginających wynikających z tej sztywności (jeśli jest to możliwe, należy bezpośrednio łączyć krzyżulce i słupki do pasów, a także unikać stosowania blach węzłowych o dużych wymiarach),
- w kształtowaniu połączeń należy zachować odpowiednie odległości między spoinami łączącymi pręty tak, aby nie nakładały się ich strefy przegrzania (duża koncentracja spoin zagraża bezpieczeństwu ze względu na możliwość kruchych pęknięć blach węzłowych; por. rys. 6.21a, d),
- blachy węzłowe powinny być płaskie (nie należy ich wyginać), a ich grubość w kratownicach dachowych o małych i średnich rozpiętościach przyjmuje się równą  $8 \div 12$  mm,
- kształt blach węzłowych powinien być możliwie prosty (prostokąt, trapez), o minimalnej liczbie liniowych cięć, pozwalający na ekonomiczne wykorzystanie arkusza blachy (ograniczenie ilości odpadów),
- należy unikać kształtów blach z kątem rozwartym oraz kątem zbyt ostrym, gdyż są to miejsca koncentracji naprężeń.



Węzły konstruuje się metodą graficzno-analityczną, znając geometryczny kształt kratownicy, przekroje poprzeczne prętów oraz długości spoin lub liczbę łączników. Konstruowanie rozpoczyna się od narysowania osi prętów, zbie-



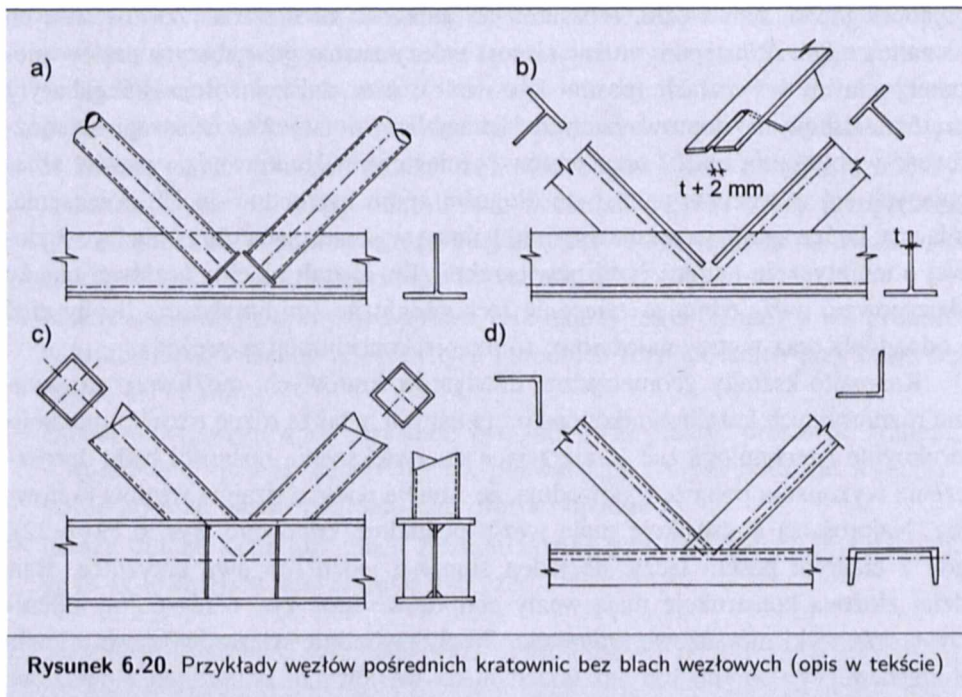
gających się w tym węźle, utożsamiając je z osiami ciężkości zastosowanych kształtowników. Następnie na zarysie osi należy zaznaczyć gabaryty prętów nieprzerwywanych w węzłach (pasów kratownic), a w dalszej kolejności gabaryty prętów ściskanych, doprowadzanych jak najbliżej do węzłów (z uwagi na możliwość wyboczenia blach) oraz prętów rozciąganych. Na krawędzie prętów zbiegających się w węzłach nanosi się długości spoin niezbędne do ich połączenia, a łącząc końce spoin, uzyskuje się linię łamaną wyznaczającą obrys blachy węzłowej o teoretycznie najmniejszej powierzchni. Ten kształt blachy węzłowej należy skorygować, uwzględniając zalecenie technologiczne (minimalizację liczby cięć i odpadów) oraz wytrzymałościowe (unikanie koncentracji naprężeń).

Różne kształty geometryczne dźwigarów kratowych, możliwość stosowania różnorodnych kształtowników na pręty ustroju, a także różne rozwiązania konstrukcyjne i technologiczne (zmierzające do zwiększenia nośności bądź uproszczenia wykonania połączeń) powodują, że istnieje wiele rodzajów węzłów kratownic. Najprostszą konstrukcją mają węzły pośrednie kratownic (rys. 6.19÷6.22), gdy z ciągłym pasem łączy się jeden słupek i jeden lub dwa krzyżulce. Bardziej złożoną konstrukcją mają węzły podporowe (por. rys. 6.23÷6.26), kalenicowe oraz styki montażowe kratownic. Węzły pośrednie wiązarów konstruuje się z blachami węzłowymi lub bez takich blach węzłowych. Połączenia montażowe kratownic oraz ich węzły podporowe wymagają zastosowania dodatkowych blach węzłowych i żeber usztywniających.

Przykłady konstrukcji węzłów kratownic, w których zastosowano blachy węzłowe, pokazano na rys. 6.19. Węzła wiązara o prętach z dwóch kątowników (rys. 6.19a) nie zaleca się stosować w środowisku oddziałującym korozyjnie. W tym przypadku kątowniki są mocowane do blach węzłowych spoinami pachwinowymi. W celu zmniejszenia wymiarów blach węzłowych przycięto odpowiednio półki kątowników.

Pręty skratowania lekkich kratownic wykonuje się z pojedynczych kątowników i teowników (rys. 6.19c, d, 6.20b, d). Łączenie takich prętów jest trudne i pracochłonne. Jeśli na pasy zastosuje się połówki dwuteowników (por. rys. 6.10d), to krzyżulce z pojedynczego kątownika z pasem mogą być łączone bez blach węzłowych. Pręty skratowania można wtedy umieszczać niesymetrycznie względem płaszczyzny dźwigara (np. naprzemiennie w węźle) lub symetrycznie, ale z koniecznością wycięcia szczeliny w kątowniku, umożliwiając wprowadzenie pręta w węzeł i wykonanie spoin (rys. 6.19d, e). Niesymetryczne umieszczenie kątownika (rys. 6.10d) wymaga uwzględnienia dodatkowego wyężenia (skręcania i zginania) prętów, wynikającego z mocowania pręta wykratowania jednym ramieniem.

Pręty wykratowania wiązarów z pojedynczego kątownika lub połówki dwuteownika mogą być połączone z blachą węzłową lub środkiem kształtownika pasowego na tzw. widelec (rys. 6.19c, d, e, 6.20b). Jeśli prętem jest teownik



Rysunek 6.20. Przykłady węzłów pośrednich kratownic bez blach węzłowych (opis w tekście)

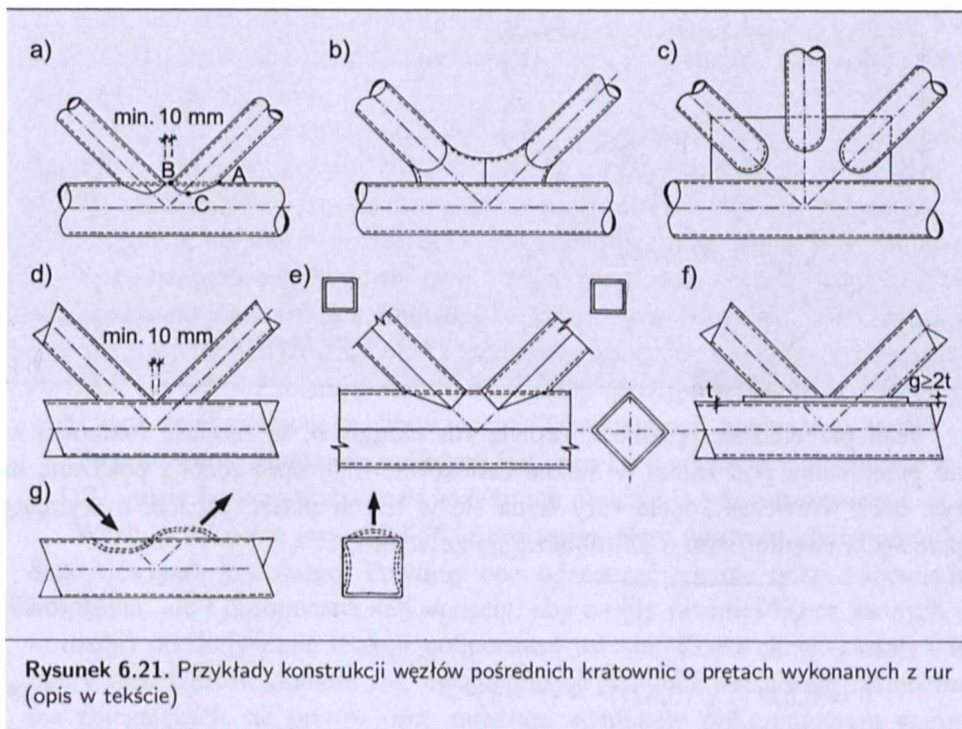
(lub część dwuteownika), to należy odciąć od pasa jego środek na odcinku zakładu na blachę węzłową, a w pasie wyciąć centralną szczelinę szerokości równej grubości blachy  $t$  plus 2 mm (rys. 6.20b). Pas teownika jest połączony za pomocą czterech spoin pachwinowych, których nośność powinna być równa nośności pasa. Środek teownika jest połączony doczołowo z blachą węzłową. Zgodnie z normą [98] w konstrukcjach obciążonych dynamicznie nie uwzględnia się w obliczeniach spoin pachwinowych, natomiast w ustrojach obciążonych statycznie nośność takiego połączenia można ustalić jako sumę nośności spoiny czołowej i 50% nośności spoin pachwinowych.

Jeśli prętem wykratowania jest symetrycznie usytuowany pojedynczy kątownik, to należy w nim wyciąć centralną szczelinę długości zakładu na blachę węzłową (rys. 6.19e), dodając  $10 \div 20$  mm. W tym przypadku wycięcie jest prostopadłe do półek kątownika, dzięki czemu uzyskuje się zakończenia (rowki spawalnicze) do spoin czołowych.

Pojedyncze kątowniki jako pręty wykratowania są stosowane również w węzłach kratownic z pasami z ceowników ułożonych poziomo w węzłach bez blach węzłowych (rys. 6.20d). Jeśli kątowniki są przyspawane bezpośrednio do nieusztynionych środków ceowych pasów (rys. 6.20d), to takie węzły są podatne i wymagają oddzielnego obliczenia. Jeśli ceownik w węźle jest uźebrowany przeponami usztyniającymi środek, to węzeł traktuje się jako niepodatny. Jako niepodatne można uznać połączenie prętów wykratowania z rur kwadratowych

z dwuteowym pasem wiązara (rys. 6.20c). W tym przypadku, w połączeniu bez blach węzłowych, zastosowano żebra usztywniające przekrój tego pasa.

Dźwigary kratowe z rur kolistych, kwadratowych lub prostokątnych mogą mieć węzły z blachami węzłowymi (rys. 6.19b, 6.21c), ale częściej stosuje się węzły bez blach (np. rys. 6.20a, c, 6.21a, d, e).

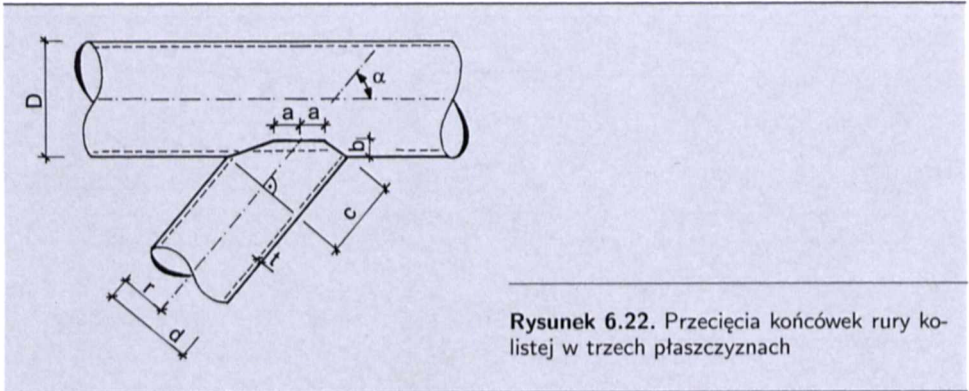


**Rysunek 6.21.** Przykłady konstrukcji węzłów pośrednich kratownic o prętach wykonanych z rur (opis w tekście)

Kratownice z rur okrągłych lub prostokątnych odznaczają się większą sztywnością boczną, dobrym wykorzystaniem nośności prętów oraz znacznie lepszą odpornością na korozję niż wiązary z kształtowników o przekrojach otwartych. W połączeniach takich (np. rys. 6.19b, 6.20a), po wycięciu szczeliny w końcówce, rury łączy się na tzw. widelec. Wówczas należy zamykać końce rur przyspawanymi blachami czołowymi (półkolistymi) w celu niedopuszczenia do wnętrza rury czynników powodujących korozję. Wnętrze rury kolistej można zamknąć przez wytłoczenie kolistej jej końcówki (rys. 6.21c).

Pręty kratownic rurowych można połączyć bez użycia blach węzłowych wtedy, gdy pas ma odpowiednio większy wymiar (średnicę lub szerokość boku) niż wymiary prętów wykratowania (rys. 6.21a, d, e, f). W takiej sytuacji należy stosować spoinę czołową, ponieważ spoina pachwinowa musiałaby bardzo często być układana pod kątem mniejszym niż  $60^\circ$  (rys. 6.21a — punkt A) lub większym niż  $120^\circ$  (rys. 6.21a — punkt B i C).

Wycinanie końcówek rur okrągłych według linii przenikania (dwóch powierzchni walcowych) jest trudną operacją technologiczną, chyba że dysponuje się sterowanym automatycznie aparatem Mannesmana lub Müllera. Urządzenie to umożliwia cięcie rury wzdłuż przestrzennej linii przenikania z równoczesnym ukosowaniem brzegów do ułożenia spoin.



Rysunek 6.22. Przecięcia końcówek rury kołistej w trzech płaszczyznach

Jeśli przecina się ręcznie końcówki rur okrągłych, to zamiast dokładnej linii przenikania pod kątem  $\alpha$  można zastosować linię uproszczoną pokazaną na rys. 6.22. Wówczas koniec rury ścina się w trzech płaszczyznach, a wymiary przecięcia (według rys. 6.22) oblicza się ze wzorów:

$$a = \sqrt{r^2 - (r - t)^2} \quad (6.27)$$

$$b = 0,5D - \sqrt{(0,5D)^2 - (r - t)^2} \quad (6.28)$$

$$c = d \operatorname{ctg} \alpha \quad (6.29)$$

Odległość końcówek rurowych prętów wykratowania spawanych do pasów kratownicy nie powinna być mniejsza niż 10 mm (rys. 6.21a i d). Jeśli średnica rur lub nachylenie krzyżulców uniemożliwiają uzyskanie zaleconego odstępu 10 mm, połączenia takie projektuje się jako mimośrodowe (uwzględniając ten fakt w obliczeniach wyężenia ustroju).

Nieosiowe połączenia prętów rurowych z tzw. mimośrodem dodatnim  $e > 0$  pokazano na rys. 6.11b, c, natomiast z mimośrodem ujemnym  $e < 0$  na rys. 6.11d. Jak wykazały badania, nośność połączenia z tzw. mimośrodem ujemnym ( $e < 0$ ) o wartości  $e = -0,55d$  (gdzie  $d$  — średnica rury pasa) może być większa od nośności węzłów z osiowo połączonymi prętami ( $e = 0$ ). W węzłach, w których  $e < 0$ , pręty wykratowania często nachodzą na siebie. Nośność połączeń natomiast z mimośrodem  $e > 0$  jest mniejsza niż nośność węzłów prętów połączonych osiowo ( $e = 0$ ).

Znacznie prościej konstruuje się końcówki węzłów kratownic z rur prostokątnych (rys. 6.21d, e, f). Należy jednak wówczas zwracać szczególną uwagę na możliwość odkształceń cienkich ścianek. Przy dużym zróżnicowaniu boków rury pasa i wykratowania może dojść do nadmiernych deformacji lokalnie giętych ścianek pasa (rys. 6.21g). Należy dążyć do takiego rozwiązania węzła, w którym długość boku pręta wykratowania równa się długości części prostoliniowej boku pasa, lub zastosować usztywnienia ścianek za pomocą przyspawanych blach (rys. 6.21f). Grubość blachy wzmacniającej węzeł powinna być równa co najmniej dwóm grubościom pasa.

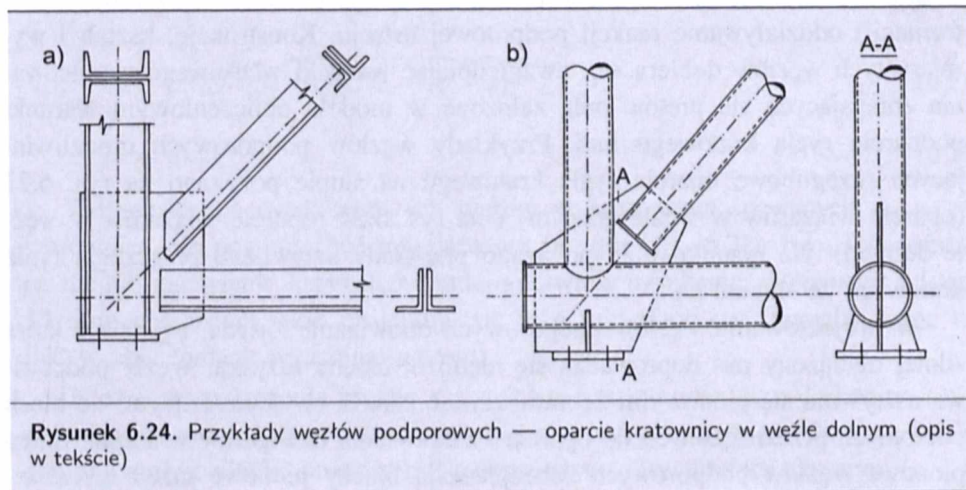
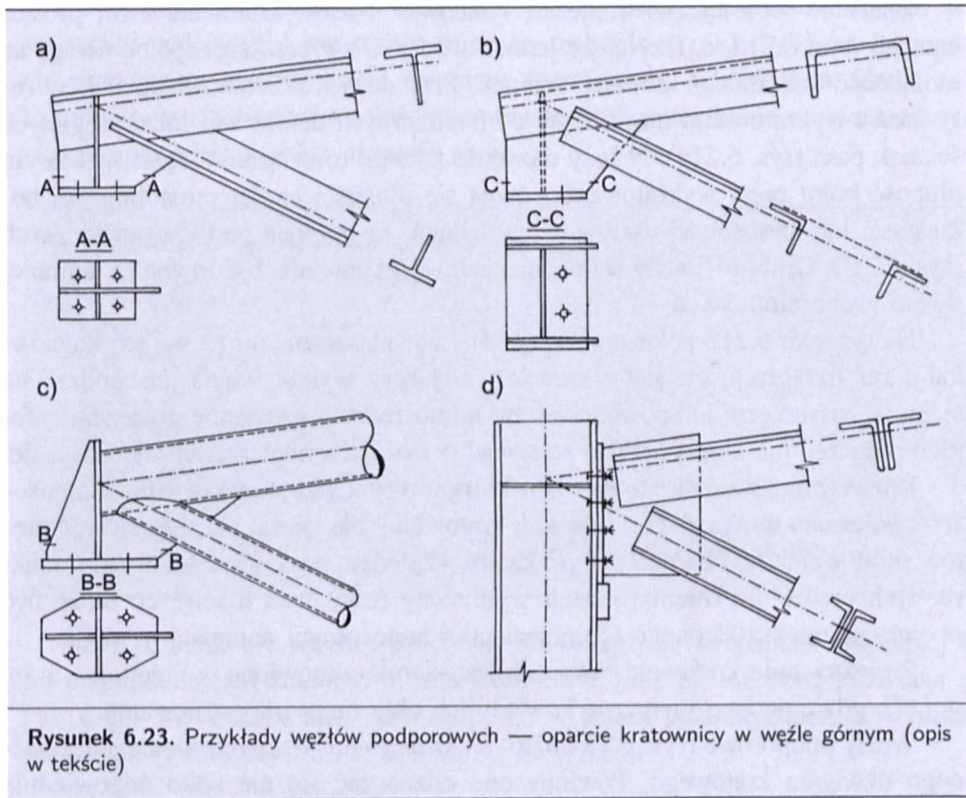
Na rysunku 6.21b pokazano połączenie ze spłaszczonymi na gorąco końcówkami rur okrągłych, co jest stosowane, gdy rury wykratowania „nachodzą” na siebie, a rozsuniecie ich powodowałoby mimośrodowe wyężenie połączenia. Takich połączeń nie należy jednak stosować w ustrojach obciążonych dynamicznie.

Rozwiązanie węzła kratownicy, w którym rury kwadratowe są ustawione ukośnie, pokazano na rys. 6.21e. W takiej kratownicy nie zaleca się projektować prętów skratowania pod bardzo ostrym kątem względem pasa, gdyż wówczas ścianki rur tych prętów przybierają kształt wydłużony (tzw. ptasi dziób), co może być przyczyną zniekształconego ich przecięcia i koncentracji naprężeń w węźle.

Projektowanie kratownic rurowych jest szeroko omówione w literaturze m.in. w [17], gdzie podano wytyczne i zasady ich obliczania i konstruowania.

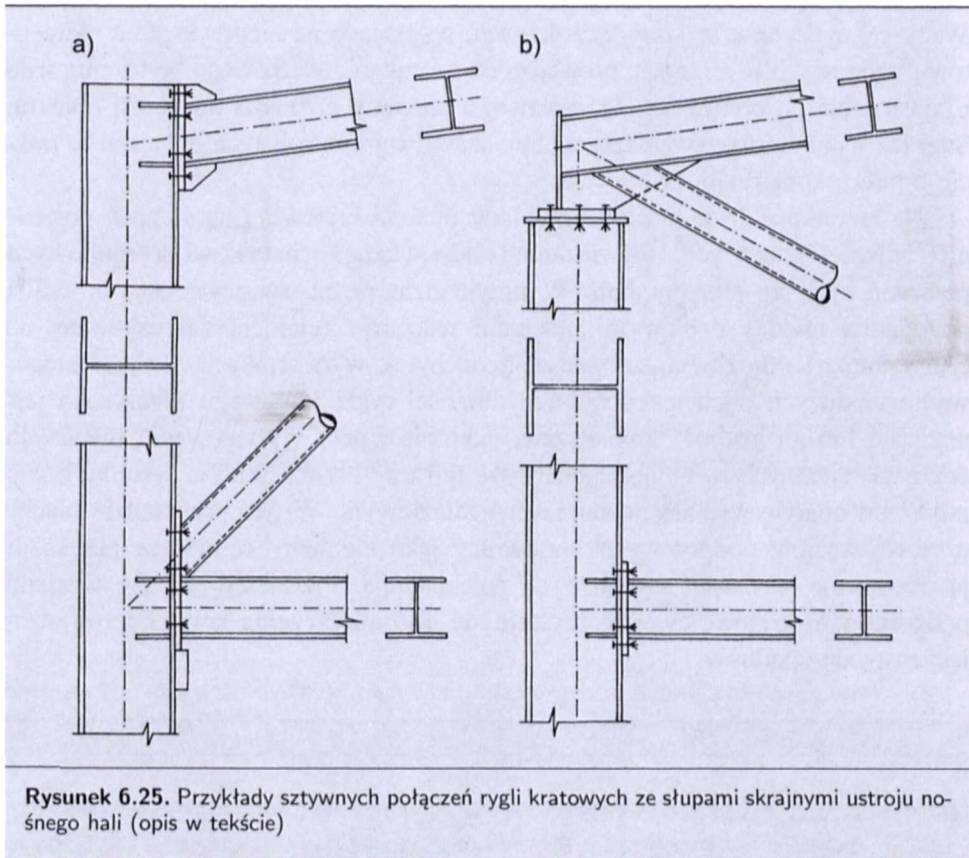
Węzły podporowe (rys. 6.23÷6.26) są szczególnie ważnymi elementami każdego dźwigara kratowego. Powinny one odznaczać się nie tylko odpowiednią nośnością, ale i dostateczną sztywnością, aby mogły przenieść (bez żadnych deformacji) oddziaływanie reakcji podporowej ustroju. Konstrukcję, kształt i wymiary tych węzłów dobiera się, uwzględniając warunki właściwego zamocowania zbiegających się prętów oraz założone w modelu obliczeniowym warunki podparcia rygła kratowego hali. Przykłady węzłów podporowych umożliwiających przegubowe oparcie rygła kratowego na słupie pokazano na rys. 6.23 (oparcie wiązarów w węźle górnym) i na rys. 6.24 (oparcie wiązarów w węźle dolnym). Na rysunku 6.25 pokazano przykłady sztywnego połączenia rygła kratowego ze słupem hali.

W projektowaniu węzłów podporowych obowiązuje zasada, zgodnie z którą silniej obciążony pas doprowadza się najbliżej blachy łożyska. Węzły podporowe usztywnia się pionowymi żebrami (rys. 6.23a, b, c), dochodzącymi do blach poziomych przeznaczonych do oparcia i zakotwienia dźwigarów w słupie. Żebra pionowe węzłów podporowych zabezpieczają blachy pionowe przed wyboczeniem, równocześnie usztywniając podporowe pręty wiązara na zginanie. Kratownice o węzłach podporowych pokazanych na rys. 6.23a, b, c i na rys. 6.24 opierają się na głowicach słupów (najczęściej wyposażonych w elementy centrujące). Blachę poziomą węzła podporowego kratownic łączy się na śruby z blachą poziomą głowicy słupa. W rozwiązaniu konstrukcyjnym pokazanym na rys. 6.23d węzeł



podporowy kratownicy jest połączony ze słupem w styku doczołowym. Blacha węzłowa kratownicy jest w węźle podporowym wyposażona w blachę czołową, która opiera się na „stołeczku” przyspawanym do pasa słupa dwuteowego. Blacha czołowa węzła podporowego kratownicy jest połączona na śruby z pasem słupa.

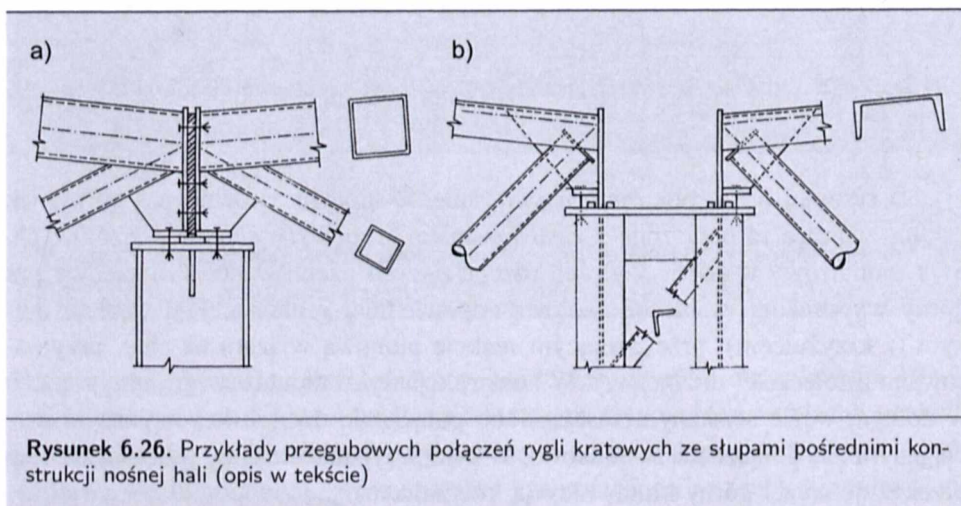
Rygle kratowe układów poprzecznych hal, w przypadku ich sztywnego połączenia ze słupami, są najczęściej więzarami trapezowymi. W styku montażowym słupa z kratownicą należy połączyć z podporą zarówno pas rozciągany, jak i pas ściskany rygla kratowego. Dwa przykłady takich sztywnych połączeń rygli kratowych ze słupami skrajnymi pokazano na rys. 6.25. Dla takiego schematu statycznego układu poprzecznego hali, najczęściej w styku kratownicy ze słupem, pas górny jest rozciągany, dolny zaś ściskany.



Na rysunku 6.25a pokazano rozwiązanie, w którym zarówno pas górny, jak i dolny więzara są połączone z podporą z zastosowaniem śrubowych styków doczołowych. Styk montażowy w strefie wyteżeń rozciągających uźebrowano, a dwuteowy pas górny wyposażono w blachę czołową odpowiedniej grubości. Pod węzłem dolnym (z krzyżulcem), przekazującym reakcję pionową więzara na słupek, przymocowano „stołeczek” montażowy. W konstrukcji styku montażowego na rys. 6.25b w dolnym węźle ściskanym zastosowano połączenie doczołowe, w górnym rozciągającym zaś połączenie zakładkowe. W tym przypadku reakcję pionową na słupek przekazuje węzeł górny kratownicy (z krzyżulcem).

Projektując doczołowe połączenia pasów rozciąganych (rys. 6.25a), należy zwrócić uwagę na odkształcalność elementów przylgowych (pasa słupa, blachy czołowej pręta rozciąganego). W celu zwiększenia sztywności takiego styku elementy te wyposaża się w żebra, a blacha czołowa pasa rozciąganego musi mieć odpowiednią grubość. W omawianych połączeniach jest wskazane zastosowanie śrub o wysokiej wytrzymałości i sprężenie styku. Istotnym zagadnieniem w realizacji tego typu połączeń jest przestrzeganie wymagań dotyczących granicznych imperfekcji geometrycznych elementów przylgowych styków doczołowych [8]. Wady geometryczne styków doczołowych, polegające na nieprzyleganiu elementów przylgowych w złączach, prowadzą do istotnego dodatkowego wyężenia śrub i konstrukcji, co obniża bezpieczeństwo, a niekiedy prowadzi do awarii obiektu. Stąd też należy dokonywać szczególnie wnikliwej kontroli tych połączeń w trakcie odbioru konstrukcji [104].

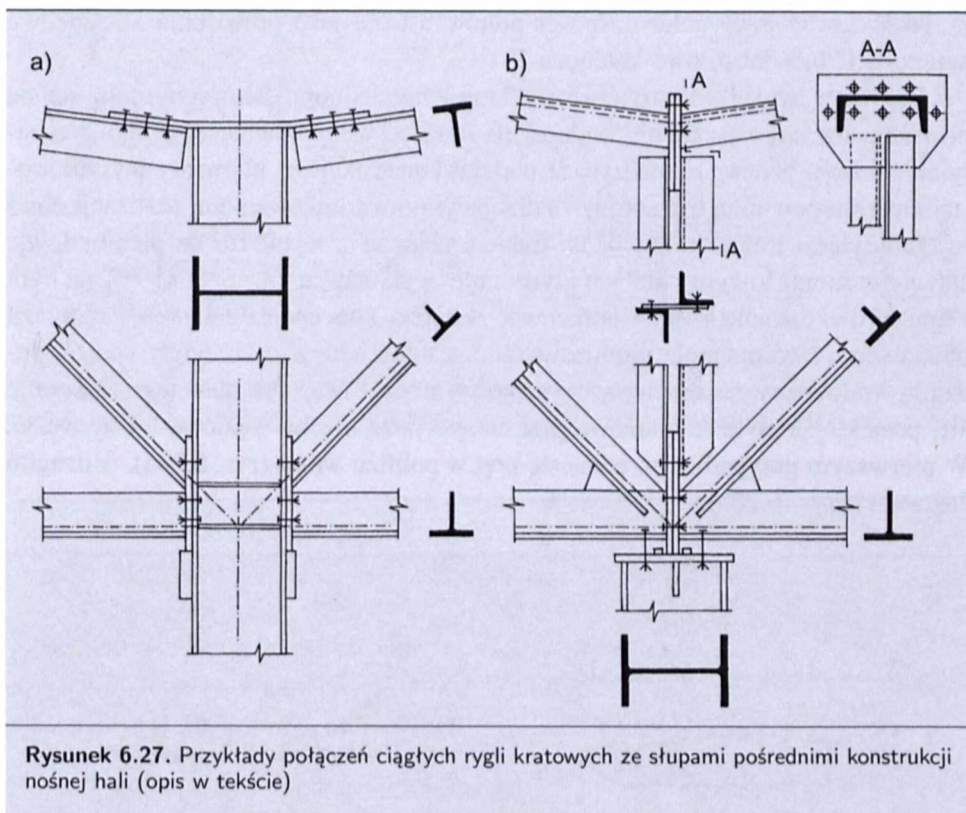
Na rysunku 6.26 pokazano przykłady oparcia kratownic na słupach pośrednich hal wielonawowych. Rozwiązania te odpowiadają schematowi przegubowych połączeń rygli ze słupami hali. W przykładzie przedstawionym na rys. 6.26a przekładka między czołowymi blachami wiązarów (element zakreskowany na tym rysunku) umożliwi kompensację odchyłek wymiarowych. Przy występowaniu niedużych odchyłek dodatnich długości rygla kratowego przekładka jest usuwana lub jej grubość zmniejszana, natomiast przy występowaniu niedużych odchyłek ujemnych są umieszczone dwie lub trzy przekładki. Na rysunku 6.26b pokazano oparcie wiązara na słupie dwugałęziowym. W tym przykładzie blachy czołowe węzłów podporowych kratownicy jako elementy centrujące przekazują obciążenie w osiach dwugałęziowym słupa. Przestrzeń między węzłami podporowymi kratownicy wykorzystuje się do umieszczenia koryt odprowadzających wodę opadową.



**Rysunek 6.26.** Przykłady przegubowych połączeń rygli kratowych ze słupami pośrednimi konstrukcji nośnej hali (opis w tekście)



Na rysunku 6.27 pokazano przykładowe sposoby oparcia wieloprzęsłowych ciągłych dźwigarów kratowych na słupie wewnętrznym hali. Rozwiązanie przedstawione na rys. 6.27a realizuje schemat sztywnego połączenia kratownicy ze słupem pośrednim, konstrukcja uwidoczniiona na rys. 6.27b jest zaś przykładem przegubowego oparcia ciągłego rygla kratowego na słupie.



**Rysunek 6.27.** Przykłady połączeń ciągłych rygli kratowych ze słupami pośrednimi konstrukcji nośnej hali (opis w tekście)

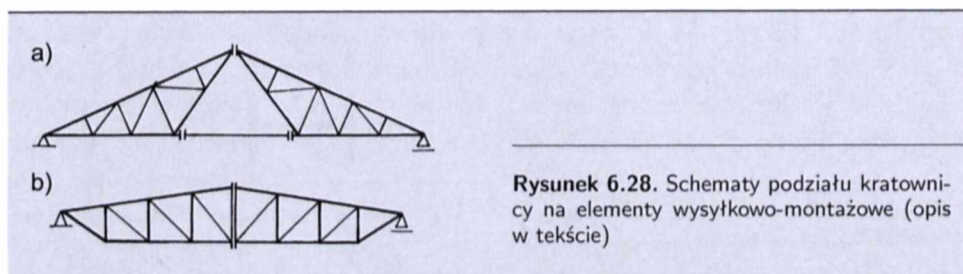
Podporowy węzeł dolny kratownicy (ze ściskającym pasem dolnym — rys. 6.27a) jest połączony ze słupem w styku doczołowym. W celu ułatwienia montażu w styku tym zastosowano „stołeczek”. Rozciągane pasy górne wiązara uciąglono, dołączając je na śruby w styku zakładkowym do blachy przyspawanej do słupa.

W rozwiązaniu pokazanym na rys. 6.27b wiązary uciąglono w stykach doczołowych pasów górnego i dolnego wieloprzęsłowej kratownicy dachowej. Czołowe blachy w połączeniu pasów dolnych są odpowiednio dłuższe i stanowią element przekazujący obciążenie na słupek. W węźle górnym tego styku montażowego rozciągane pasy kratownicy z ceowników wyposażono w blachy czołowe odpowiedniej grubości. Elementy wysyłkowo-montażowe wiązara są połączone ze sobą na śruby w górnym i dolnym stykach doczołowych. Do blach czołowych węzłów górnego i dolnego są przyspawane pojedyncze kątowniki słupka podporowego.

Te kątowniki są połączone przykręcany na śruby przewiązkami i tworzą słupek podporowy o przekroju krzyżowym.

W kratownicach o dużych rozpiętościach (najczęściej przekraczających 18,0 m) stosuje się styki montażowe, sytuowane zazwyczaj w środku rozpiętości dźwigara kratowego. Do ich wykonania używa się połączeń na śruby zwykłe lub wysokiej wytrzymałości, rzadziej zaś połączeń spawanych. Styki śrubowe należy projektować z warunku nośności prętów ustroju jako połączenia zakładkowe kategorii C lub doczołowe kategorii F.

Elementy wysyłkowo-montażowe kratownic jednoprzęsłowych scala się na poziomie terenu, a następnie podnosi na miejsce wbudowania, opierając z reguły na słupach. Należy zaznaczyć, iż podział konstrukcji na elementy wysyłkowo-montażowe powinien być spójny z istniejącymi uwarunkowaniami realizacji obiektu (gabarytami transportowymi na trasie przejazdu z wytwórni na plac budowy, sprzętem montażowym, którym dysponuje wykonawca, itp.). Stąd też na tym etapie projektowania należy opracować wstępną koncepcję realizacji i montażu obiektu, gdyż wymagania montażowe mogą mieć wpływ na przyjęty sposób podziału kratownicy na elementy wysyłkowo-montażowe. Podziału tego dokonuje się, projektując styki montażowe przesunięte poza blachę węzłową lub w węźle. W pierwszym przypadku przecina się pręt w pobliżu węzła (rys. 6.28a), w drugim zaś węzeł (rys. 6.28b).

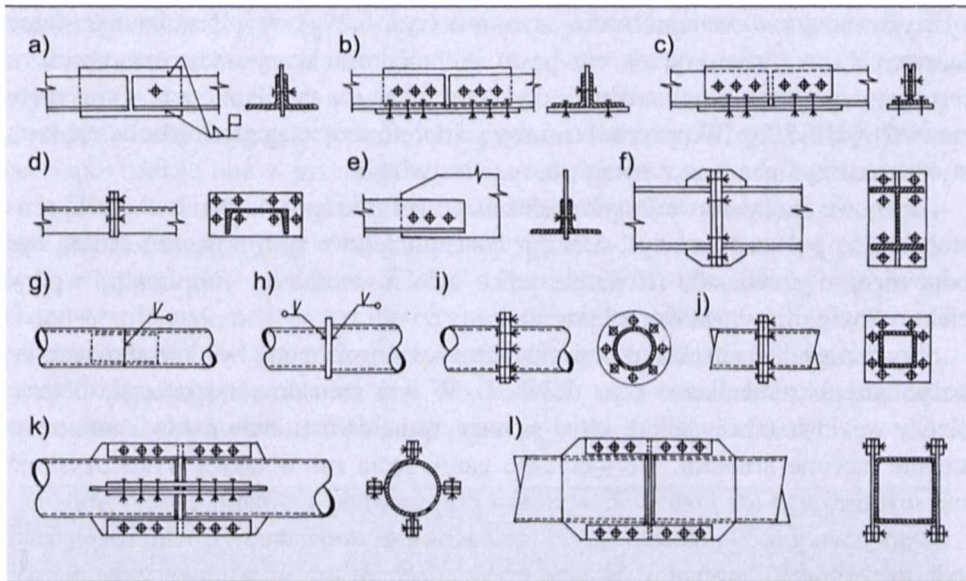


**Rysunek 6.28.** Schematy podziału kratownicy na elementy wysyłkowo-montażowe (opis w tekście)

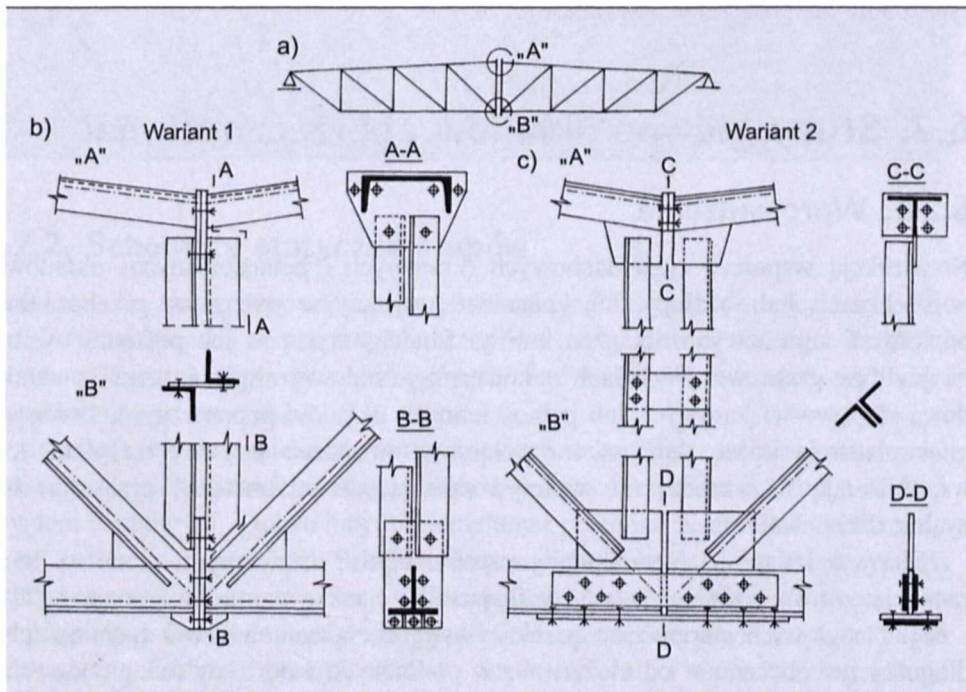
Na rysunku 6.29 przedstawiono przykładowe konstrukcje styków montażowych prętów kratownic. Połączenie spawane (rys. 6.29a) występuje rzadko, a zastosowana śruba montażowa służy do wstępnego zespolenia elementów. Na rysunkach 6.29b i c pokazano zakładkowe połączenie prętów o przekroju złożonym z dwóch kątowników oraz teownika.

Doczołowe styki śrubowe prętów rozciąganych o przekroju ceowym i dwuteowym pokazano na rys. 6.29d i f. W prętach ściskanych w takich połączeniach stosuje się mniejszą liczbę śrub oraz cieńsze blachy czołowe. Niekiedy pręty dołączają się w stykach montażowych do blach węzłowych kratownicy (rys. 6.29e).

Warsztatowe styki rur okrągłych przedstawiono na rys. 6.29g, h. Styk warsztatowy rur bez zmiany ich średnicy najlepiej rozwiązać, zakładając do wewnątrz rurę o średnicy zewnętrznej mniejszej o  $2\div 3$  mm od wewnętrznej średnicy ru-



Rysunek 6.29. Przykłady styków montażowych prętów kratownic (opis w tekście)



Rysunek 6.30. Przykłady konstrukcji styków montażowych kratownic jednoprzęsłowych (opis w tekście)

ry stykowanej i wykonując spoinę czołową (rys. 6.29g). Jeżeli zmiana średnicy łączonych rur (zmiana przekroju pasa) jest nieduża, korzystnym rozwiązaniem jest zastosowanie blachy czołowej, do której łączy się spoinami czołowymi pręty rurowe (rys. 6.29h). W przypadku rurowych prętów rozciąganych blacha czołowa styku musi być zbadana z uwagi na rozwarstwianie.

Śrubowe „kołnierzowe” styki montażowe rur (okrągłych, kwadratowych, prostokątnych) pokazano na rys. 6.29i, j. Blachy czołowe tych połączeń muszą być odpowiednio grube, aby rozwarcie styku było równomierne (minimalny wpływ efektu dźwigni na nośność połączenia).

Styki rur kolistych, kwadratowych i prostokątnych mogą być kształtowane jako połączenia zakładkowe (rys. 6.29k, l). W tym celu do rur spawa się boczne blachy węzłowe (skrzydełka), które są nakrywane dwustronnie nakładkami, a następnie łączone śrubami. Hermetyczne zamknięcia rur w takim styku uzyskuje się, wyposażając ich końcówki w denka przyspawane spoinami czołowymi.

Na rysunku 6.30 pokazano styki montażowe usytuowane w środku rozpiętości jednoprzęsłowej kratownicy. W tych przykładach zastosowano połączenie doczołowe w ściskany węźle górnym oraz dwugałęziowe słupki w środku rozpiętości dźwigara. Kątowniki tego słupka są łączone przewiązkami na śruby. Połączenie doczołowe w rozciągany węźle dolnym w styku pokazano na rys. 6.30a, na rys. 6.30b zaś połączenie zakładkowe.

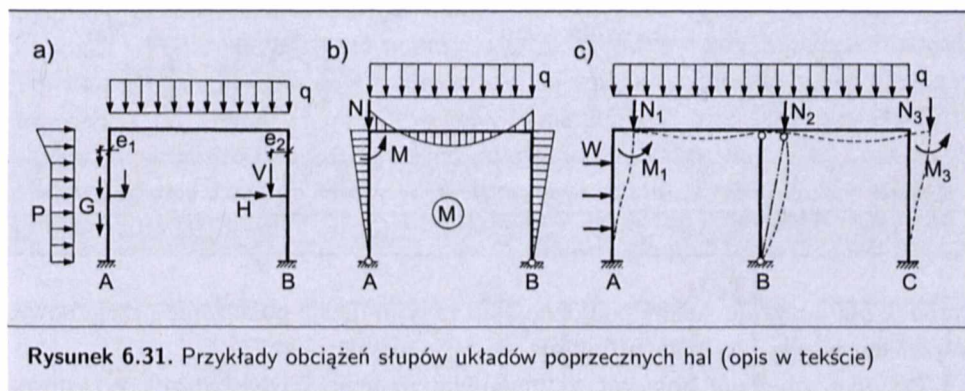
## 6.2. Słupy główne układów poprzecznych hal

### 6.2.1. Wprowadzenie

Konstrukcją wsporczą rygli dachowych (kratowych i pełnościennych) układów poprzecznych hal są słupy. Ich zadanie konstrukcyjne polega na przekazaniu poziomych i pionowych obciążeń hali na fundamenty, a za ich pośrednictwem na podłoże gruntowe. W halach o konstrukcji stalowej słupy są częścią składową słupowo-wiązarowych lub pełnościennych układów poprzecznych, tworząc główne ustroje nośne. Jeśli są one połączone w sposób sztywny z rygłem, to współdziałają w przenoszeniu wyteżeń zginających od obciążeń przekazywanych z dachu hali.

Słupy w halach są elementami prostoliniowymi, ustawionymi pionowo. Ich zasadniczym obciążeniem są siły ściskające  $N$ , a także momenty zginające  $M_x$  i  $M_y$ . Na głowice słupów jest przekazywane obciążenie z dachu hali, na ich długości zaś obciążenie od ciężaru ścian podłużnych i oddziaływań pionowych suwnicy (rys. 6.31a). Oprócz tych obciążeń ściskających osiowych i mimośrodowych (rys. 6.31a — mimośrodowość  $e_1$  i  $e_2$  obciążeń  $G$  i  $V$ ) na słupy hal oddziałują obciążenia poprzeczne (zginające). Są to między innymi obciążenia od wiatru  $p$

działającego na ściany podłużne oraz od poziomych oddziaływań suwnicy  $H$ . Te obciążenia poprzeczne oraz mimośrodowe działanie obciążeń pionowych powodują zginanie słupów. Słupy mogą być również wyężone momentem zginającym w przypadku sztywnego połączenia ich z ryglami dachowymi (rys. 6.31b). Wówczas współdziałają one w przenoszeniu obciążeń poprzecznych rygla dachowego. Najczęściej słupy główne hal są elementami ściskanymi i zginanymi. Słupy ściskane osiowo, występujące w wieloprzęślowych układach hal, to słupy pośrednie między słupami głównymi (rys. 6.31c — słupek w osi B). Zasadniczy wpływ na ukształtowanie parametrów geometrycznych i wytrzymałościowych przekrojów poprzecznych słupów ma rodzaj i wartość wyężeń ściskających i zginających, długość i sposób podparcia na obu ich końcach oraz rola konstrukcyjna tych elementów w ustroju nośnym hali (np. oparcie belki podsuwnicowej).



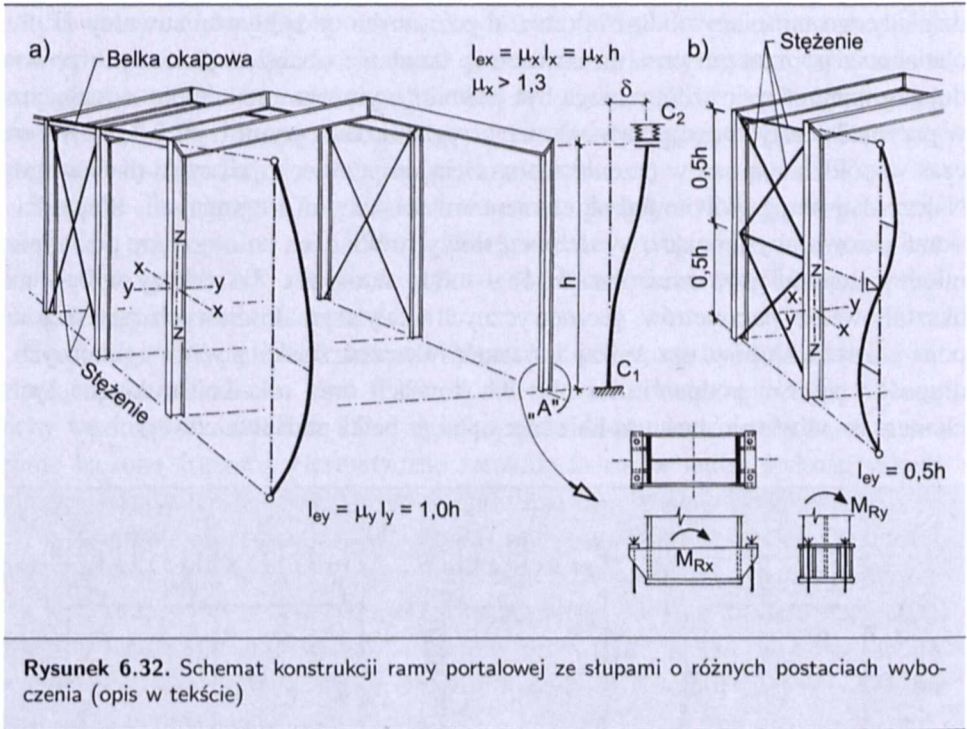
Rysunek 6.31. Przykłady obciążeń słupów układów poprzecznych hal (opis w tekście)

## 6.2.2. Schematy statyczne słupów

Projektowanie słupa rozpoczyna się od ustalenia jego schematu statycznego i długości wybozeniowej w płaszczyźnie i z płaszczyzny ustroju nośnego. Przykład schematu konstrukcji portalowej ramy ze słupami o różnych postaciach wybożenia pokazano na rys. 6.32.

Identyfikacji odpowiednich obliczeniowych schematów statycznych słupów dokonuje się na podstawie analizy sposobów połączeń ich końców z fundamentem i rygłem dachowym, a także innymi elementami pośrednimi, np. belką podsuwnicową, ryglami ściennymi itp. Schemat statyczny słupa ustala się w płaszczyznach układu poprzecznego oraz ściany podłużnej hali. Należy zwrócić uwagę, że węzły podporowe i pośrednie słupa mogą mieć różne charakterystyki sztywnościowe ze względu na obrót i przemieszczenie w płaszczyźnie i z płaszczyzny układu poprzecznego hali.

W konstrukcji pokazanej na rys. 6.32 połączenie słupa z fundamentem w płaszczyźnie ramy ma schemat sztywnego zamocowania, w analizie zaś wybożenia



**Rysunek 6.32.** Schemat konstrukcji ramy portalowej ze słupami o różnych postaciach wybożenia (opis w tekście)

słupa w płaszczyźnie ściany podłużnej hali przyjmuje się połączenie przegubowe. Węzeł ten w obu kierunkach traktuje się jako nieprzesuwny.

Przyjęte schematy połączeń z fundamentem mają ścisły związek z zastosowanym rozwiązaniem konstrukcyjnym podstawy słupa i śrub kotwiących (patrz szczególnie „A” na rys. 6.32). W tym przypadku założono, że w płaszczyźnie układu poprzecznego połączenie słupa z fundamentem przenosi moment zginający, w kierunku prostopadłym zaś jest możliwy swobodny obrót.

Z kolei w płaszczyźnie ramy słup z ryglem może być połączony w sposób sztywny lub przegubowy, lecz węzeł ten ma swobodę przemieszczeń poziomych. W płaszczyźnie prostopadłej do układu poprzecznego połączenie głowicy słupa z belką okapową umożliwia obrót i odpowiada schematowi przegubowemu, bez możliwości przemieszczeń poziomych tego węzła. Ograniczenie przemieszczeń głowic słupów zapewniają w tym przypadku stężenia pionowe w płaszczyźnie ścian podłużnych. W omawianym przykładzie współczynnik długości wybożeniowej słupa w płaszczyźnie ramy  $\mu_x$  jest różny od tegoż współczynnika w płaszczyźnie ściany  $\mu_y$  ( $\mu_x \neq \mu_y$ ).

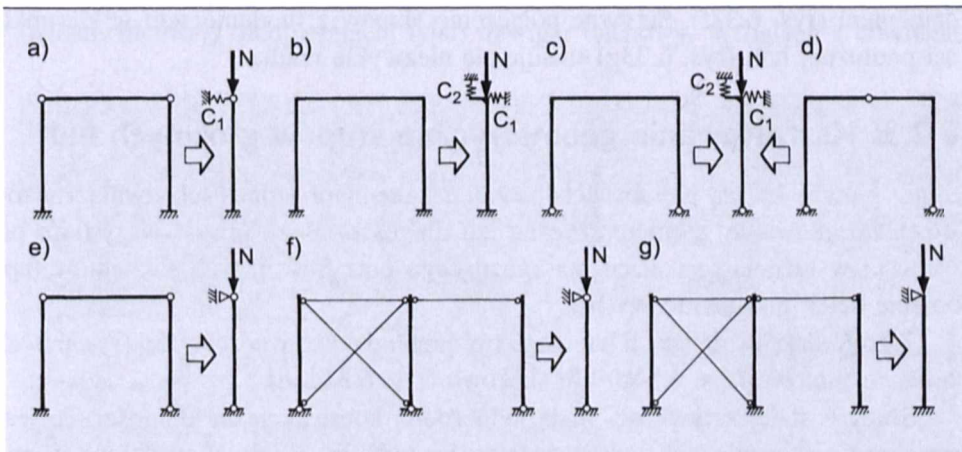
W przypadku konstrukcji nośnej hali pokazanej na rys. 6.32a teoretyczne długości słupa w obu płaszczyznach są takie same ( $l_x = l_y = h$ ). W przykładzie na rys. 6.32b długość teoretyczna słupa w płaszczyźnie ściany podłużnej jest dwukrotnie mniejsza ( $l_y = 0,5h$ ) od tejże długości w płaszczyźnie układu

poprzecznego ( $l_x = h$ ). W tym przypadku  $l_x \neq l_y$ , co wynika z zastosowanego w ścianie bocznej hali stężenia pionowego podłużnego słupów.

Oprócz analizy giętej postaci wybożenia, należy badać możliwość wystąpienia giętno-skrętnej (przestrzennej) postaci utraty stateczności słupów. Wskazówki i propozycje obliczeniowe dotyczące takiej postaci wyczerpania nośności są podane w [52], a także w [29], [30].

Podsumowując problematykę identyfikacji schematów statycznych słupów układów poprzecznych hal, należy podkreślić, że jest konieczne przyjmowanie możliwie precyzyjnego i adekwatnego modelu teoretycznego, opisującego warunki fizyczne zamocowania tych prętów według kryterium szacowania nośności krytycznej od dołu.

Cechą charakterystyczną słupów, jako elementów składowych układów poprzecznych hal, jest przesuwność ich węzłów górnych w płaszczyźnie ramy. Słupy ram o węzłach przesuwnych charakteryzują większe wartości współczynników długości wybożeniowych niż w przypadku ustrojów o węzłach nieprzesuwnych. Ponadto w analizie stateczności słupów tych nie można traktować jako pojedyncze pręty, lecz jako elementy składowe ram. Charakterystyczne schematy statyczne słupów w układach poprzecznych hal pokazano na rys. 6.33.



Rysunek 6.33. Schematy słupów układów poprzecznych hal (opis w tekście)

Słupy główne hal mogą być połączone z fundamentem w sposób przegubowy bądź sztywny (słup zamocowany w fundamencie). Taki element prętowy można uznać za utwierdzony, gdy nie może obrócić się w fundamencie, a fundament w gruncie; tj. wtedy gdy linia ugięcia słupa odkształconego jest w miejscu zamocowania styczna do osi słupa przed odkształceniem. Sztywne zamocowanie słupa w fundamencie wymaga nie tylko poprawnego skonstruowania i zakotwienia podstawy słupa, ale również takiego ukształtowania fundamentu, aby był mało

odkształcalny i zdolny do przeniesienia momentu od słupa na podłoże gruntowe. Słupy zamocowane w fundamencie przekazują na fundament moment zginający, siły poziome (poprzeczne) i pionowe (osiowe). Takie schematy zamocowania słupów pokazano na rys. 6.33a, b, g. Górny węzeł tych słupów może być połączony z ryglem w sposób przegubowy (rys. 6.33a, e f, g) lub sztywny (rys. 6.33b, c, d).

Przegubowe połączenie słupa z fundamentem przekazuje na podporę siłę poprzeczną i osiową. Jeśli drugi koniec tego słupa jest połączony z ryglem również przegubowo, to słup taki jest zwany wahadłowym (rys. 6.33e). Słupy wahadłowe mogą być tylko ściskane (rys. 6.31c — słup w osi B) lub ściskane i zginane (rys. 6.33e). W przykładach pokazanych na rys. 6.33c, d słup połączony przegubowo z fundamentem jest u góry połączony z ryglem w sposób sztywny.

W schematach obliczeniowych słupów pokazanych na rys. 6.33a, b, c, d przyjęto sprężyste połączenia ich górnych węzłów. Charakterystyka  $C_1$  odwzorowuje sprężystość przesuwu poziomego, charakterystyka  $C_2$  opisuje podatność na obrót wynikający ze sztywności rygla poziomego ramy.

Pokazane na rys. 6.33 przykłady schematów statycznych dotyczą sposobu połączeń słupów z fundamentem i ryglem dachowym w płaszczyźnie układu poprzecznego hali. W drugim kierunku, czyli w płaszczyźnie prostopadłej do układu poprzecznego słupa, są najczęściej połączone przegubowo z belką okapową i fundamentem (rys. 6.33f). Sztywne połączenie słupów z fundamentem w kierunku osi podłużnej hali (rys. 6.33g) stosuje się niezwykle rzadko.

### 6.2.3. Kształtowanie geometryczne słupów głównych hal

Słupy główne hal są prętami ściskanymi i zginanymi jedno- lub dwukierunkowo. Ukształtowanie geometryczne na ich długości zależy przede wszystkim od wartości wytyżenia ściskającego i zginającego oraz funkcji tych elementów (np. oparcie belek podsuwnicowych).

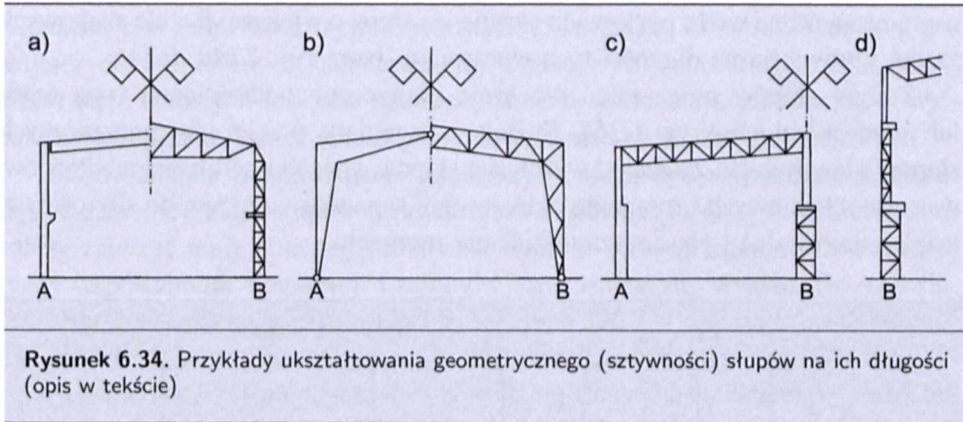
Trzony słupów głównych hal mogą być prętami o sztywności stałej (rys. 6.34a), zmiennej liniowo (rys. 6.34b) lub skokowo (rys. 6.34c, d).

Słupy o stałej sztywności mają jednorodną konstrukcję na długości, co jest korzystne pod względem wykonawczym. Stosuje się je, gdy są wytyżone w podobny sposób na swej długości.

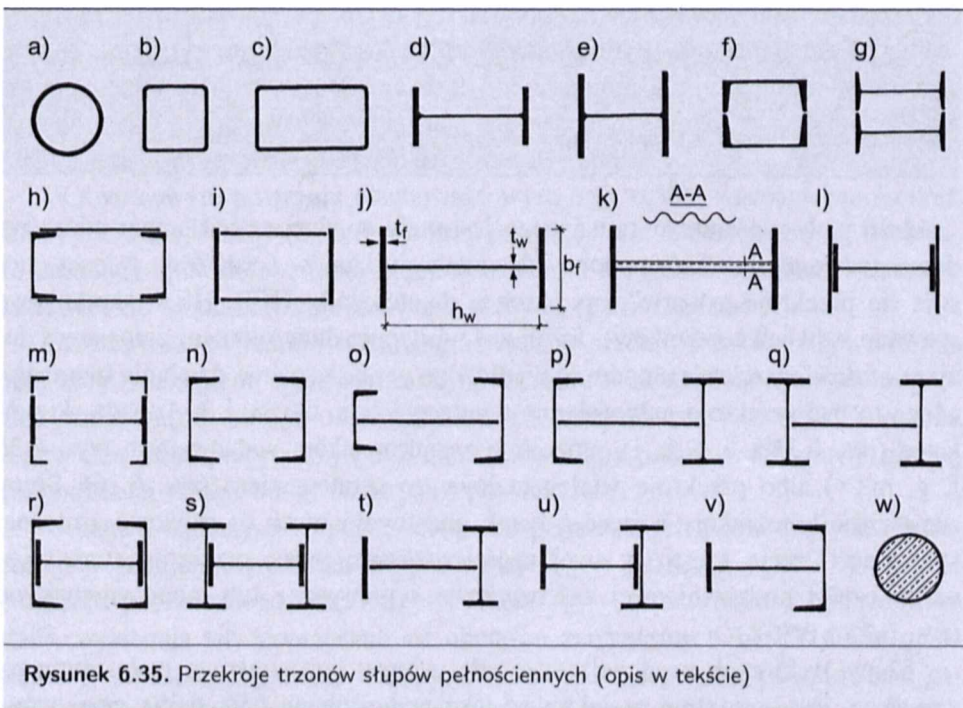
Słupy o sztywności zmiennej (tzw. słupy zbieżne) stosuje się w celu „wpisania” się nośności ustroju w jego wytyżenie. Przyjęcie takiego rozwiązania konstrukcji słupa jest uzasadnione, np. gdy jest połączony przegubowo z fundamentem, sztywno zaś z ryglem dachowym (rys. 6.34b).

W halach z suwnicami o małym udźwigu do oparcia belek podsuwnicowych na słupach o stałym przekroju stosuje się specjalne wsporniki (rys. 6.34a). Częściej jednak, w przypadku suwnic o większym udźwigu, należy przewidzieć słupy o skokowo zmiennej sztywności (rys. 6.34c, d). Takie rozwiązanie jest uzasad-



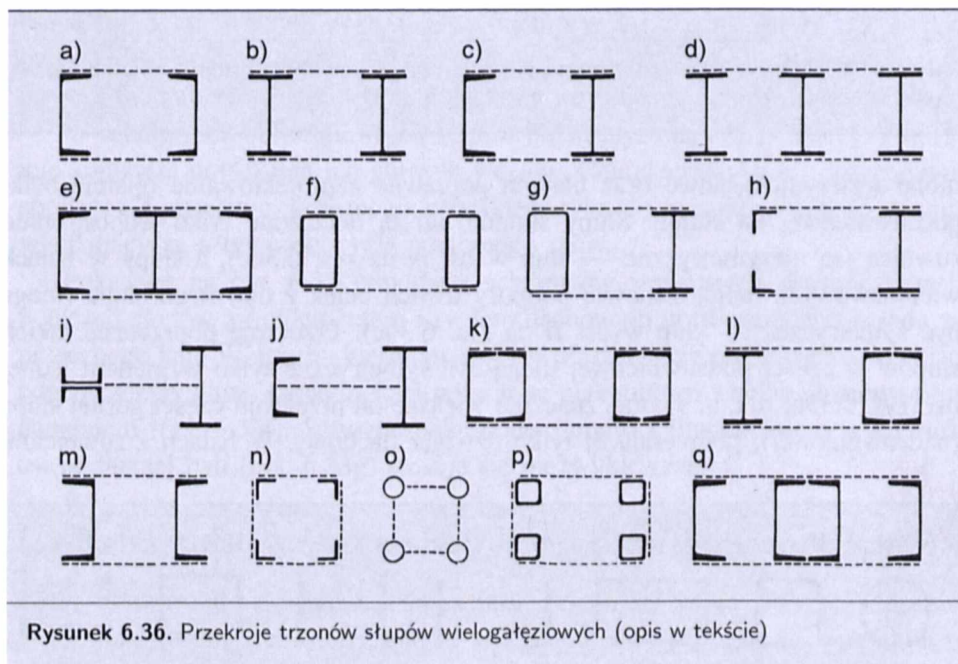


nione wytrzymałościowo oraz ułatwia poprawne zaprojektowanie oparcia belki podsunicowej na słupie. Słupy skrajne hal są obciążone tylko jednostronnie suwnicą (są niesymetryczne — słup w osi A na rys. 6.34c), a słupy w halach wielonawowych mogą stanowić podpory dwóch belek z obu stron słupa (mogą być symetryczne — słup w osi B na rys. 6.34c). Przekroje poprzeczne takich słupów w części podsunicowej mogą być symetryczne tylko względem jednej osi (rys. 6.35o, p, t, u, v) oraz znacznie większe od przekroju części górnej słupa (nadsunicowej), podpierającej tylko dźwigar dachowy. W halach z suwnicami



usytuowanymi na wielu poziomach stosuje się słupy o większej liczbie skokowych zmian sztywności na długości tych elementów (patrz rys. 1.14d, 6.34d).

Trzony słupów mogą mieć przekroje poprzeczne pełnościennie (rys. 6.35) lub wielogałęziowe (rys. 6.36). Kształty i wymiary przekrojów poprzecznych słupów głównych hal zależą od wysokości słupów, sposobu podparcia ich końców, wartości sił osiowych i momentu zginającego, stosunku momentu do siły osiowej (czyli mimośrod) i płaszczyzny działania momentu.



Rysunek 6.36. Przekroje trzonów słupów wielogałęziowych (opis w tekście)

Jeśli wpływ momentu zginającego jest mały, to słupom ściskającym mimośrodowo nadaje się przekrój podobny do przekroju słupów ściskanych osiowo (stosuje się przekroje „zwarłe”, np. rurowe, dwuteowniki HEB, HEA, skrzynkowe spawane z dwóch ceowników). Jeżeli zaś występuje duży moment zginający i duży mimośród, przekroje słupów są wydłużone w płaszczyźnie działania momentu. Mogą to być przekroje pełnościennie dwuteowe (rys. 6.35d, j, k, l) bądź skrzynkowe (rys. 6.35b, c, f, h, i), złożone z kształtowników walcowanych (rys. 6.35 f, g, m÷v) albo przekroje wielogałęziowe ze skratowaniem (rys. 6.36). Słupy stanowiące konstrukcję wsporczą belek podsuwnicowych (o skokowo zmiennej sztywności) mają często w swej części nadsuwnicowej przekroje symetryczne, w części podsuwnicowej zaś przekroje symetryczne lub monosymetryczne (rys. 6.35 i 6.36).

Słupy, w których występują duże siły osiowe, a stosunkowo małe momenty zginające, jest korzystnie projektować jako pełnościennie (rys. 6.35), gdyż wów-

czas prawie w pełni wykorzystuje się nośność środnika. Konstruuje się je z pojedynczych walcowanych kształtowników dwuteowych (normalnych, IPE, HEA, HEB) bądź rurowych lub jako spawane, złożone z blach i kształtowników walcowanych o przekrojach dwuteowych, quasi-dwuteowych albo skrzynkowych.

Trzony słupów o przekrojach zamkniętych mogą być wypełnione betonem (rys. 6.35w). Do zalet słupów o przekrojach zamkniętych (rys. 6.35b, c, f, h, i) należy zaliczyć mały przekrój, możliwość dobrego zabezpieczenia przed korozją (mały współczynnik ekspozycji i załomów) oraz estetyczny wygląd. Do wad słupów skrzynkowych o przekroju złożonym (rys. 6.35f, h, i) należą pracochłonność ich wykonania oraz trudności związane z łączeniem z innymi elementami.

W halach bez suwnic najczęściej stosuje się słupy z dwuteowników HEA lub HEB. Słupy z dwuteowników normalnych i IPE projektuje się przy mniejszych obciążeniach oraz wtedy, gdy jest możliwość ich usztywnienia na wyboczenie w płaszczyźnie mniejszej sztywności.

Słupy blachownicowe o dwuteowym przekroju bisymetrycznym (rys. 6.35j) zaleca się konstruować z zachowaniem następujących warunków:

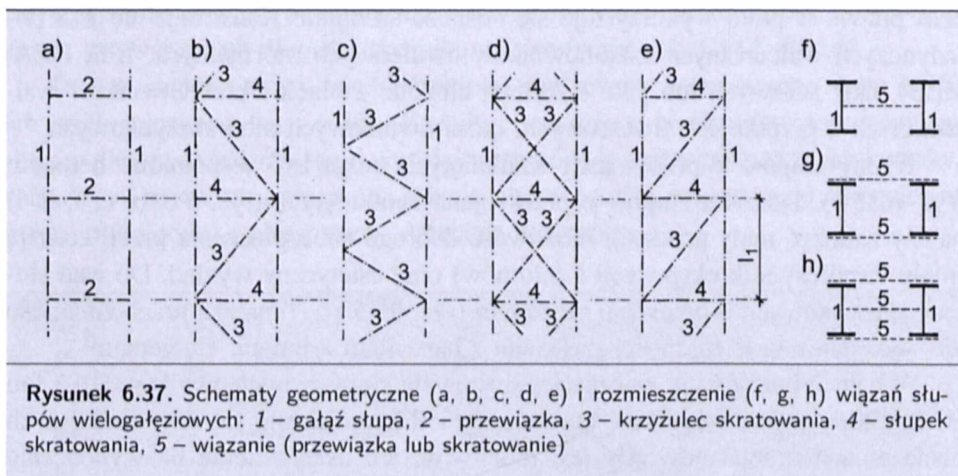
- wysokość środnika  $h_w = l/20 \div l/15$  (gdzie  $l$  — wysokość słupa),
- grubość środnika  $t_w = 6 \div 12$  mm,
- szerokość pasa  $b_f \leq 30t_f$ ,
- grubość pasa  $t_f = 10 \div 40$  mm.

Takie słupy są najczęściej wykonywane z zastosowaniem automatycznego spawania blach przekroju poprzecznego. Środniki dwuteowych, blachownicowych słupów z przekrojami klasy 4. należy usztywnić żebrami poprzecznymi, co zwiększa pracochłonność ich wykonania. Stąd też projektuje się je ze środnikami klasy co najmniej 3., gdyż wówczas nie musi się usztywniać przekroju słupa żebrami i lepiej jest wykorzystana nośność ściskanego środnika.

W dwuteowym przekroju blachownicowym (rys. 6.35k) zastosowano środnik falisty z cienkiej blachy (2÷3 mm). Przy produkcji takich dźwigarów są stosowane automaty spawalnicze (spoiny jednostronne) i nie jest wymagane dodatkowe usztywnienie środników żebrami poprzecznymi (patrz rozdział 7.).

Gałęzie trzonów słupów wielogałęziowych (o przekrojach jak na rys. 6.36) są połączone wiązaniami (przewiązkami lub skratowaniami). Charakterystykę geometryczną wiązań słupów wielogałęziowych pokazano na rys. 6.37. Wiązania zapewniają współpracę wszystkich elementów słupa podczas deformacji giętej osi podłużnej trzonu od sił osiowych i poprzecznych.

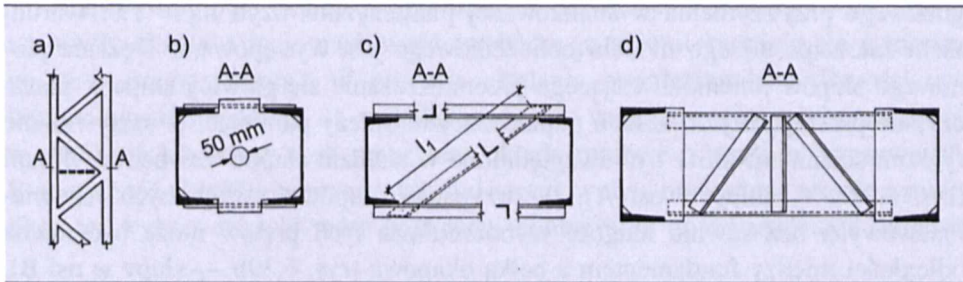
W takich zginanych słupach, oprócz sił poprzecznych pochodzących od imperfekcji geometrycznych ich osi podłużnej ( $V_0 = 0,012Af_d$ , gdzie  $A$  — pole przekroju poprzecznego gałęzi trzonu słupa,  $f_d$  — wytrzymałość obliczeniowa stali), występują siły poprzeczne od obciążeń zewnętrznych  $V_1$ . W takim przypadku dostateczną sztywność i nośność trzonu słupa zapewniają skratowania gałęzi przekroju. Przewiązki łączące gałęzie słupa mogą być stosowane w słupach



obciążonych osiowo lub bardzo małym momentem zginającym. Gałęzie słupów obciążonych mimośrodowo (ściskanych i zginanych) łączy się skratowaniem składającym się z krzyżulców (rys. 6.37c) lub słupków i krzyżulców (rys. 6.37b, d, e). Skratowanie słupa zginanego spełnia pod względem statycznym taką samą funkcję jak łożysko w dźwigarze pełnościennym. Może być ono usytuowane w jednej (rys. 6.37f), dwóch (rys. 6.37g) lub trzech (rys. 6.37h) płaszczyznach. W celu uproszczenia rozwiązania konstrukcyjnego i technologicznego (uniknięcia stosowania blach węzłowych) dopuszcza się centrowanie osi ciężkości krzyżulców skratowania na zewnętrzne krawędzie gałęzi trzonu słupa.

Na pręty skratowania najczęściej przeznaczają się kątowniki, ceowniki lub rury. W halach przemysłowych stosuje się zazwyczaj słupy dwugałęziowe ze skratowaniem o przekroju stałym na wysokości lub zmiennym skokowo (w halach z suwnicami). Dzięki możliwości dowolnego rozsuwania gałęzi słupy te mogą przenosić znaczne momenty zginające. Słupy podsuwnicowe hal są tak kształtowane, aby reakcja pionowa od belki podsuwnicowej przekazywała się osiowo na gałąź słupa (por. rys. 6.35o, p, q, t). Wówczas często stosuje się przekroje monosymetryczne, będące kombinacją dwuteowników, ceowników, kątowników i przekrojów rurowych.

Trzony słupów wielogałęziowych wyższych niż 5,0 m wymagają dodatkowego stężenia poziomego przeponami, których rozstaw nie powinien być większy niż 4,0 m. Ich zadaniem jest zapewnienie odpowiedniej sztywności przekroju poprzecznego słupa na działanie losowego momentu skręcającego, jaki może wystąpić w fazie transportu, montażu, eksploatacji (np. od uderzeń środków transportu wewnątrzzakładowego, wózków widłowych, samochodów itp.). W słupie dwugałęziowym przeponę może stanowić pojedynczy kątownik przyspawany do słupków wykratowania w sposób mimośrodkowy względem gałęzi (rys. 6.38c, d). Jego przekrój poprzeczny dobiera się z warunku smukłości  $\lambda_{\eta} = l_1/i_{\eta} \leq 150$



Rysunek 6.38. Konstrukcje przepon słupów (opis w tekście)

(gdzie  $i_\eta$  — promień bezwładności kątownika względem jego osi ukośnej  $\eta$ ,  $l_1$  — długość pręta — jak na rys. 6.38c).

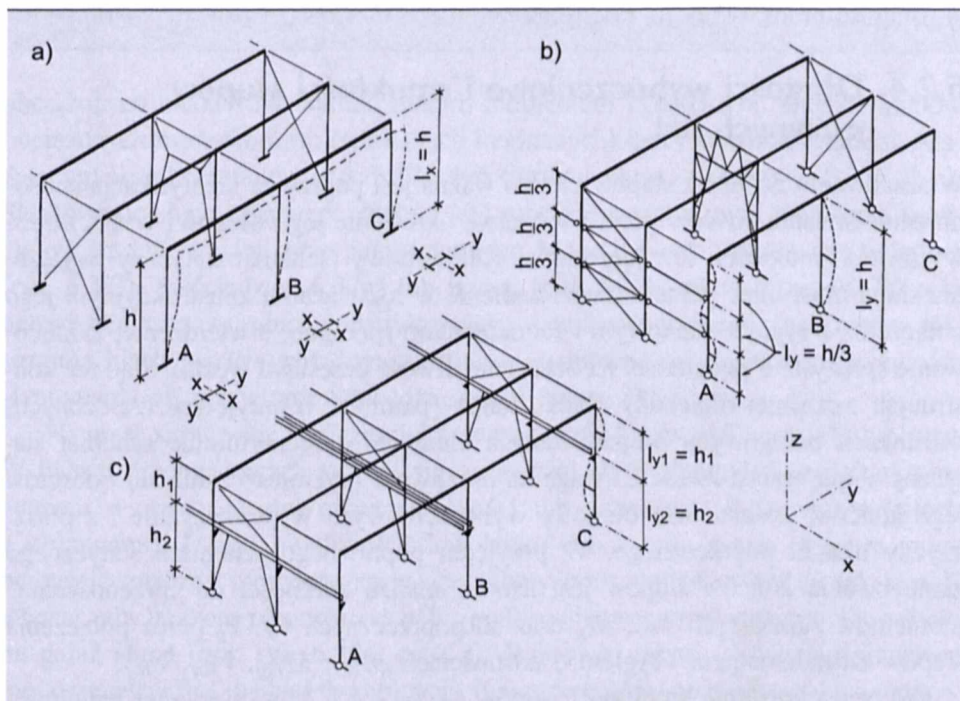
#### 6.2.4. Długości wyboczeniowe i smukłości słupów głównych hal

W szacowaniu nośności słupów bardzo ważna jest poprawna identyfikacja sposobu zamocowania końców pręta i właściwe określenie jego długości wyboczeniowych oraz smukłości. Przyjęty model obliczeniowy (schemat statyczny) wyężenia słupa musi mieć pełne odzwierciedlenie w rozwiązaniu konstrukcyjnym jego połączenia z ryglem dachowym i fundamentem (przegub, utwierdzenie, zamocowanie sprężyste o podatności na obrót, możliwość przesuwu węzła). Stąd też konstruując wcześniej obliczony obiekt, należy pamiętać o przyjętych (założonych) warunkach brzegowych projektowanych elementów. Identyfikując schemat statyczny słupa, trzeba zwrócić uwagę na możliwość przemieszczania się i obrotów jego końców, postaci oraz długości wyboczeniowych w płaszczyźnie i z płaszczyzny układu poprzecznego. W przyjęciu poprawnego schematu statycznego zamocowania końców słupów jest istotna analiza zdolności do „przenoszenia” momentów zginających  $M_x$ ,  $M_y$  oraz sił poprzecznych  $V_x$ ,  $V_y$  przez połączenia słupów z fundamentem i ryglem o nośnościach  $M_{Rx}$ ,  $M_{Ry}$ ,  $V_{Rx}$ ,  $V_{Ry}$ .

W celu określenia smukłości słupów ( $\lambda_i = \mu_i l_i i_i^{-1}$ ) w pierwszej kolejności należy ustalić długość teoretyczną  $l_i$  postaci utraty stateczności w analizowanej płaszczyźnie. Jak pokazano na rys. 6.32b, w przypadku występowania w ścianie bocznej hali stężeń pionowych podłużnych słupów, rygli ściennych, belek podsuwnicowych, długość teoretyczna w płaszczyźnie ramy  $l_x$  może być większa od teje w płaszczyźnie do niej prostopadłej  $l_y$ .

W płaszczyźnie prostopadłej do układu poprzecznego hali długość teoretyczną słupa  $l_y$  przyjmuje się równą odległości między punktami przytrzymania go przez rygle ściennie (słup w osi A rys. 6.39b), belki podsuwnicowe (słup w osi A rys. 6.39c), belkę okapową (rys. 6.39a, b). Zazwyczaj rozwiązania konstrukcyjne połączeń tych elementów ze słupami (np. na 2 śruby) uzasadniają przyjęcie prze-

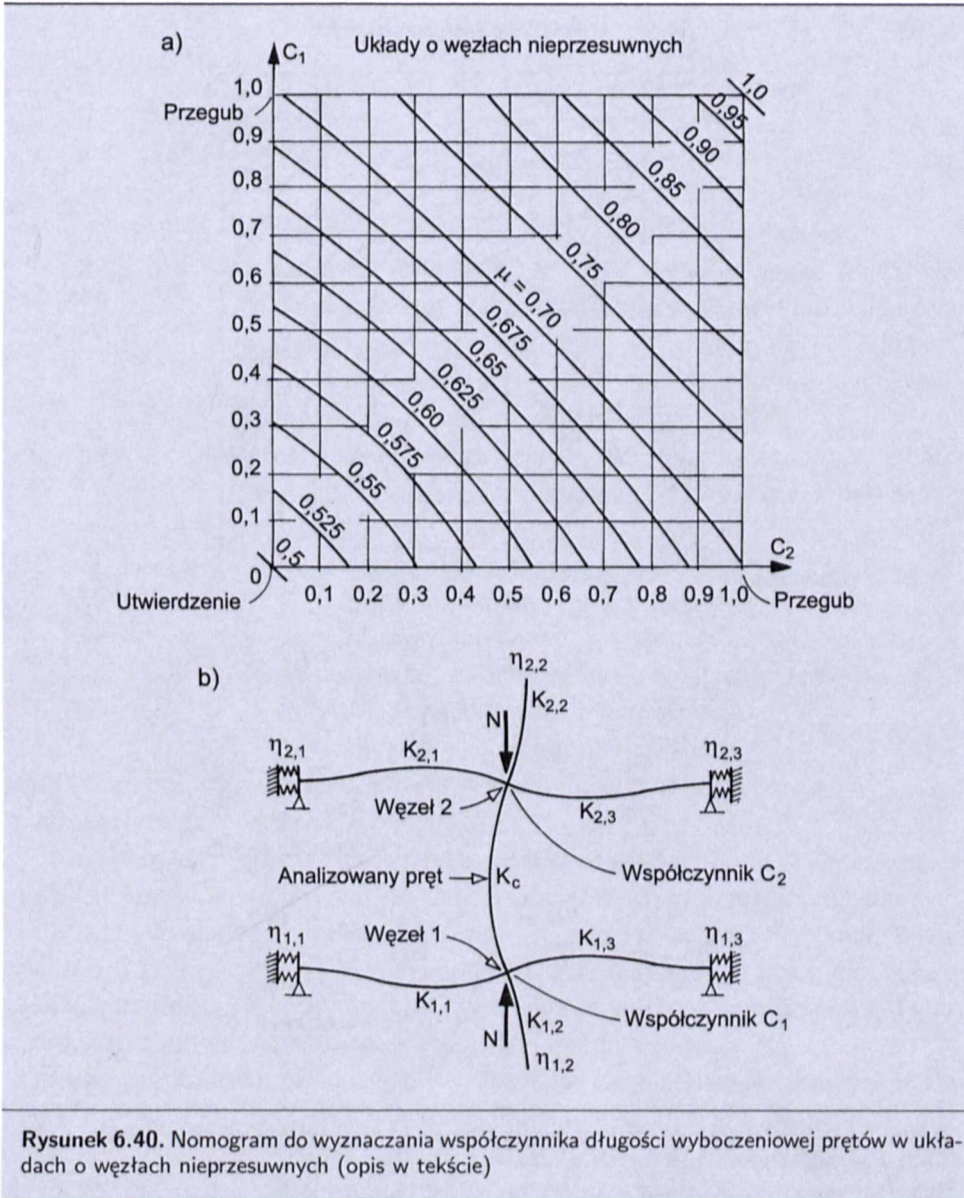
gubowego przytrzymania w analizowanej płaszczyźnie, czyli  $\mu_y = 1,0$ . Warunkiem założenia takiego modelu obliczeniowego jest występowanie stężenia pionowego słupów uniemożliwiającego przemieszczanie się głowicy słupa w płaszczyźnie prostopadłej do układu poprzecznego. Należy pamiętać, iż usztywnienie ryglami ściennymi może być uwzględnione w analizie słupów zewnętrznych hali (rys. 6.39b — słupy w osi A). W przypadku słupów wewnętrznych hal wielonawowych bez suwnic długość wybożeniowa tych prętów może być równa odległości między fundamentem a belką okapową (rys. 6.39b — słupy w osi B). Długość teoretyczną słupa w płaszczyźnie układu poprzecznego  $l_x$  przyjmuje się jako odległość między jego podstawą a osią (w przypadku zamocowania) lub punktem przegubowego oparcia rygla dachowego.



**Rysunek 6.39.** Długości teoretyczne słupów głównych hal o różnych schematach konstrukcyjnych (opis w tekście)

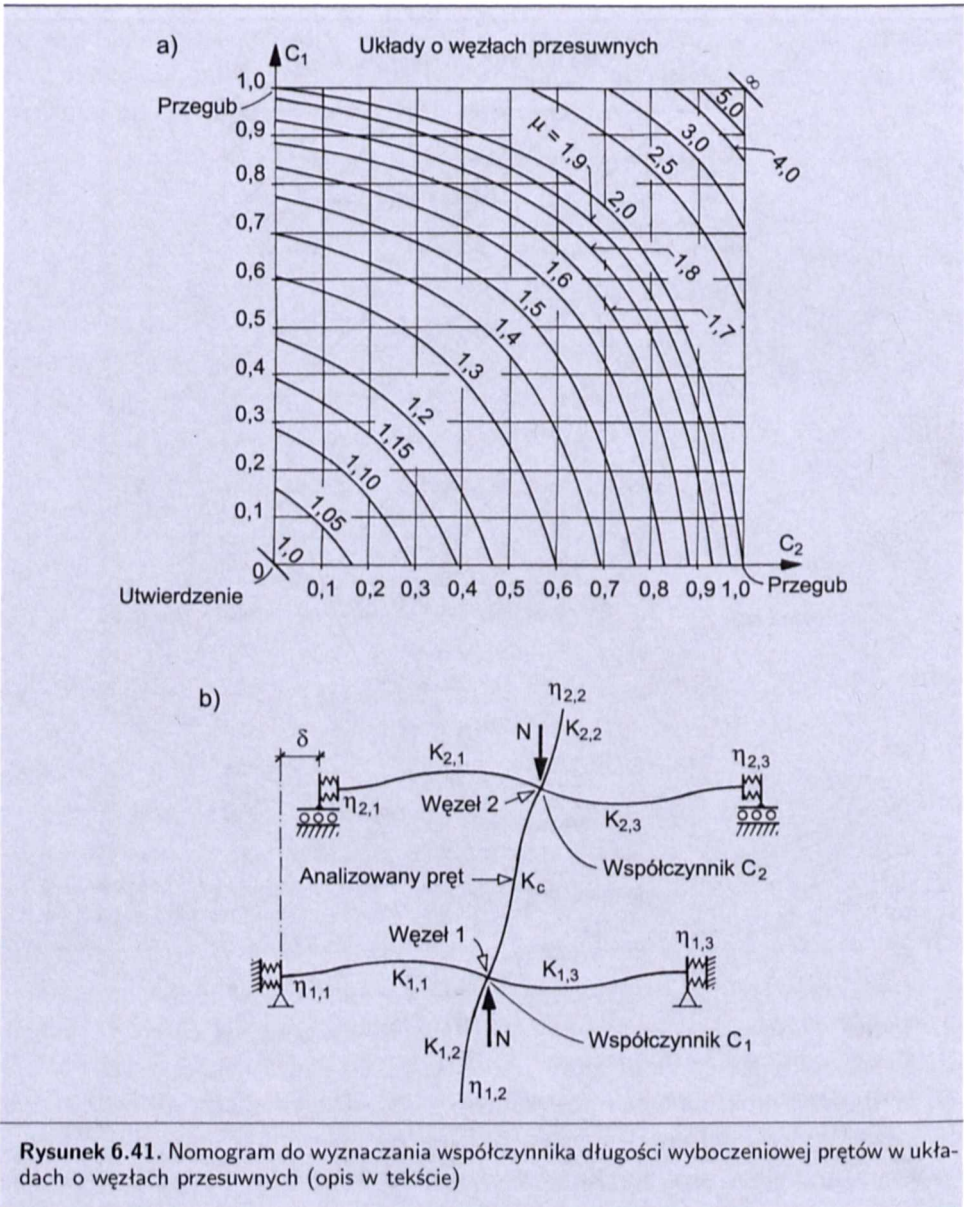
Na rysunku 6.39 przedstawiono rozwiązanie konstrukcyjne, w którym rygle ścienne znajdują się w osi słupów układu poprzecznego. Częściej jednak rygle ścienne są umieszczone po zewnętrznej stronie słupów, czego konsekwencją jest możliwość utraty stateczności z płaszczyzny układów poprzecznych w postaci przestrzennej [30]. Wówczas jest korzystne zastosowanie stężeń uniemożliwiających skręcanie słupów w miejscach połączeń słupów z ryglami ściennymi (por. rys. 4.31).

Słupowo-ryglowe układy poprzeczne hal są ustrojami przechyłowymi, gdyż ich węzły okapowe mają możliwość swobodnego przemieszczania się poziomego (brak przytrzymania). W procesie ustalania współczynników długości wybocheniowych słupów  $\mu_x$  (z wyjątkiem słupów wahadłowych) należy traktować te słupy nie jak pojedyncze pręty, lecz układy ramowe o węzłach przesuwnych. Przesuwność układów poprzecznych ma istotny wpływ na wartość współczynnika długości wybocheniowej pręta (porównaj nomogramy do wyznaczania długości



**Rysunek 6.40.** Nomogram do wyznaczania współczynnika długości wybocheniowej prętów w układach o węzłach nieprzesuwnych (opis w tekście)

wybocheniowych prętów w układach o węzłach nieprzesuwnych i przesuwnych — rys. 6.40, 6.41). W przypadku sztywnego połączenia słupa z ryglem dachowym na wartość współczynnika długości wybocheniowej słupa w płaszczyźnie ramy  $\mu_x$  mają wpływ długości  $h_s$ ,  $l_b$  oraz sztywności  $J_s$ ,  $J_b$  słupa ( $s$ ) i rygła dachowego ( $b$ ). Współczynniki długości wybocheniowych  $\mu_x$  słupów układów poprzecznych hal określa się, dla układów nieprzesuwnych i przesuwnych, z nomogramów podanych w normie [98] (rys. 6.40 i 6.41).





Współczynnik długości wybozeniowej słupa  $\mu_x = \mu(C_1, C_2)$  jest funkcją sztywności jego zamocowania na końcach  $C_1, C_2$ . Sztywności  $C_i$  ( $i = 1, 2$  — numery węzłów górnego i dolnego) wyznacza się ze wzoru

$$C_i = \frac{K_c}{K_c + K_{o,i}} \geq 0,3 \quad (6.30)$$

w którym  $K_c$  — sztywność analizowanego słupa i  $K_{o,i}$  — sztywność zamocowania słupa w węźle;

$$K_c = \frac{J_s}{h_s} \quad (6.31)$$

$$K_{o,i} = \sum_j \eta_{ij} \frac{J_{b,ij}}{l_{b,ij}} \quad (6.32)$$

gdzie:

- $J_s, h_s$  — moment bezwładności przekroju i wysokość słupa,
- $J_{b,ij}, l_{b,ij}$  — moment bezwładności i długość  $j$ -tego elementu (belki, słupa) zbiegającego się w  $i$ -tym węźle, który jest połączony w sposób sztywny z analizowanym prętem ( $\sum$  — sumowanie obejmuje tylko pręty leżące w płaszczyźnie wybożenia i sztywno połączone w analizowanym węźle),
- $\eta_{ij}$  — współczynnik uwzględniający warunki podparcia  $j$ -tego elementu w  $i$ -tym węźle, na drugim jego końcu, który należy przyjmować:
  - w przypadku układu (ramy) o węzłach nieprzesuwnych:
    - $\eta = 1,5$  przy podparciu przegubowym,
    - $\eta = 2,0$  przy sztywnym utwierdzeniu,
  - w przypadku układu (ramy) o węzłach przesuwnych:
    - $\eta = 0,5$  przy podparciu przegubowym,
    - $\eta = 1,0$  przy sztywnym utwierdzeniu.

Jeżeli słup jest sztywno utwierdzony w fundamencie, należy przyjąć  $K_o = K_c$ , w pozostałych przypadkach  $K_o = 0,1K_c$ .

Przedstawiony sposób szacowania współczynnika długości wybozeniowej można stosować w odniesieniu do słupów obciążonych zmieniającą się siłą osiową, a także do słupów o zmiennej skokowo sztywności na długości pręta. W Eurokodzie 3 [79] podano sposób wyznaczania współczynnika  $\eta$  belek nieobciążonych siłą podłużną. Teoretyczne i praktyczne zasady szacowania nośności słupów o zmiennym momencie bezwładności podał Mendera [44].

Normowe zalecenia dotyczące wyznaczania długości wybozeniowych słupów nie wyczerpują wszystkich sytuacji projektowych, a wiele wskazówek w tej dziedzinie można znaleźć w literaturze dotyczącej stateczności układów prętowych. W przypadku złożonych układów konstrukcyjnych hal, szczególnie gdy

uwzględnia się podatność węzłów, należy korzystać z programów numerycznych analizujących stateczność ustroju prętowego.

### 6.2.5. Sprawdzenie stanu granicznego nośności trzonu słupów

Słupy główne (o przekrojach pełnościennych lub wielogałęziowych) układów poprzecznych hal są na ogół elementami ściskanymi i zginanymi. W takich słupach, oprócz siły podłużnej  $N$ , występuje w płaszczyźnie układu poprzecznego moment zginający  $M_x$  (działający względem osi największej bezwładności przekroju  $x-x$ ), również w płaszczyźnie prostopadłej do ramy moment zginający  $M_y$  (działający względem osi najmniejszej bezwładności przekroju  $y-y$ ). Są to słupy zginane odpowiednio jednokierunkowo lub dwukierunkowo. Słupy ściskane osiowo wahaczowe (połączone przegubowo na obu końcach) występują w układach poprzecznych hal stosunkowo rzadko. Najczęściej słupy hal są ściskane siłą  $N$  i zginane momentem  $M_{x, \max}$  działającym względem osi większego oporu przy zginaniu przekroju poprzecznego  $x-x$ .

Miarodajne do wymiarowania trzonu słupa siły wewnętrzne  $N$ ,  $M_{x, \max}$ ,  $M_{y, \max}$  oblicza się na podstawie analiz statycznych konstrukcji i w wyniku ustalenia ich ekstremalnych wartości. Sposób obciążenia omawianych elementów sprawia, że podczas ich wymiarowania uwzględnia się ogólne wymagania dotyczące stateczności ogólnej prętów ściskanych (wyboczenia) i zginanych (zwichrzenia), stateczności lokalnej (utrata stateczności ścianek przekrojów słupów). Stan graniczny nośności słupów o przekrojach wielogałęziowych sprawdza się z uwzględnieniem wpływu niestateczności na nośność zarówno całego słupa, jak i pojedynczych jego gałęzi.

Ścisłe określenie nośności prętów ściskanych mimośrodowo powinno być rozpatrywane z uwzględnieniem teorii II rzędu. Jednak w tym przypadku wpływ nieliniowości geometrycznej na ogół nie jest zbyt duży. Dlatego z wystarczającym w praktyce przybliżeniem można takie elementy rozpatrywać zgodnie z założeniami teorii I rzędu, uwzględniając wskaźnik poprawkowy  $\Delta_i$ . W PN-90/B-03200 [98] zalecono obliczanie tego wskaźnika według wzoru

$$\Delta_i = 1,25\varphi_i \bar{\lambda}_i^2 \frac{\beta_i M_{i, \max} N}{M_{Ri} N_{Rc}} \leq 0,1 \quad (6.33)$$

w którym użyto oznaczeń zgodnych z zastosowanymi w tejże normie. We wzorze (6.33) do obliczenia  $\Delta_i$  wielkości z indeksem  $i = x$  lub  $i = y$  odpowiadają zawsze rozpatrywanej płaszczyźnie wyboczenia względem osi  $x-x$  lub  $y-y$ .

Zgodnie z postanowieniami PN-90/B-03200 [98] stan graniczny nośności trzonów słupów pełnościennych lub wielogałęziowych, stałych na długości o przekrojach co najmniej monosymetrycznych, ściskanych i zginanych jedno- lub dwu-

kierunkowo sprawdza się według wzoru (4.5). W ogólnym przypadku należy dwukrotnie sprawdzić warunek (4.5), przyjmując indeks  $i = x$  oraz  $i = y$ , wyznaczając  $\varphi_x, \varphi_y, \Delta_x, \Delta_y$ .

W analizie zginania jednokierunkowego słupów bez możliwości ich zwichrzenia ( $\varphi_L = 1,0$  albo  $M_x = 0$ ) przyjmuje się współczynnik wybocheniowy  $\varphi_i$  w płaszczyźnie zginania. Jeśli współczynnik  $\varphi_i$  nie odpowiada największej smukłości słupa, to należy dodatkowo sprawdzić warunek (4.14), przyjmując współczynnik wybocheniowy odpowiadający największej smukłości pręta, czyli  $\varphi_{\min}$ .

Wzór (4.14) odnosi się do prętów ściskanych osiowo. Podane sprawdzenie nośności słupów ściskanych mimośrodowo (4.5) jest przybliżone i dopuszczalne, gdy elementy te są wykonane z kształtowników walcowanych na gorąco lub są prętami wielogałęziowymi, o co najmniej dwóch płaszczyznach skratowań lub przewiązek. Jeśli element ściskany jest blachownicą o przekroju otwartym, to przedstawiony sposób sprawdzenia nośności może okazać się niewystarczający. Wówczas należy określić współczynnik wybocheniowy  $\varphi$ , w zależności od smukłości giętno-skrajnej wybochenia pręta ściskanego mimośrodowego, zgodnie z teorią pręta cienkościennego [29], [30].

Współczynniki korygujące  $\beta_i$  we wzorze (4.5) służą do przybliżonego określenia wartości momentów zginających przyjmowanych do oceny nośności pręta mimośrodowo ściskanego. Wartości współczynników  $\beta_i$  należy ustalić w zależności od warunków podparcia i obciążenia pręta (wykresu momentów zginających), na odcinku równym jego długości wybocheniowej  $l$  w rozpatrywanej płaszczyźnie wybochenia. Ustala się je wg tabl. 6.2 [40].

Jeżeli współczynnik korygujący  $\beta_i$  występujący we wzorze (4.5) zmniejsza wartość momentu zginającego (czyli  $\beta < 1$ ), to należy dodatkowo sprawdzić nośność słupa bez uwzględnienia wybochenia, lecz ze zwichrzeniem według wzoru

$$\frac{N}{N_{Rc}} + \frac{M_{x, \max}}{\varphi_L M_{Rx}} + \frac{M_{y, \max}}{M_{Ry}} \leq 1 \quad (6.34)$$

W słupach mimośrodowo ściskanych duża siła poprzeczna ( $V > V_0$ ) może zmniejszać ich nośność. Dlatego należy dodatkowo sprawdzić warunki

$$\frac{N}{N_{Rc}} + \frac{M_{x, \max}}{M_{Rx, V}} + \frac{M_{y, \max}}{M_{Ry, V}} \leq 1 \quad (6.35)$$

$$V \leq V_{R, N} = V_R \sqrt{1 - \left( \frac{N}{N_{Rc}} \right)^2} \quad (6.36)$$

We wzorach (6.35) i (6.36) użyto oznaczeń zawartych w PN-90/B-03200 [98].

Sprawdzając stan graniczny nośności słupów wielogałęziowych względem osi  $y$ - $y$  (nieprzecinającej materiału gałęzi — por. rys. 6.36a) wg wzoru (4.5) nale-

Tablica 6.2. Współczynniki  $\beta$  wpływu zginania na wyężenie pręta ściskanego [40]

Schemat pręta i wykres momentów zginających	$\beta$	$M_{i, \max}$
	$\beta = \frac{0,55M_1 + 0,45M_2}{M_1}$ $0,4 \leq \beta \leq 1,0$	$M_1$
	$\beta = \frac{M_1 + 0,15M_2}{M_2}$ $\beta \leq 1$	$M_1$
	$\beta = 1$	$M_1$
	$\beta = 1$	$M_3$
W innych przypadkach, gdy nie przeprowadza się dokładnej analizy	$\beta = 1$	$M_{\max}$

ży uwzględnić interakcję ogólnej stateczności i wyoboczenia pojedynczej gałęzi między skartowaniami lub przewiązkami. W tym celu określa się smukłości: postaciową  $\lambda_v$  i zastępczą  $\lambda_{my}$  wg wzorów (59), (60) i (61) w normie [98]. Badając wyężenie takiego słupa na wyoboczenie względem osi nieprzecinającej materiału

gałęzi, gdy  $\lambda_{my} \geq \lambda_x$ , nośność przekroju oblicza się, jak w przypadku pręta pełnościennego o przekroju klasy 4., ze wzoru

$$N_{Rc} = \psi A f_d \quad (6.37)$$

gdzie:

$A$  — pole przekroju słupa,

$f_d$  — wytrzymałość obliczeniowa stali,

$\psi$  — współczynnik redukcyjny; przyjmuje się  $\psi = \varphi_1$  lub, gdy przekrój gałęzi jest klasy 4.,  $\psi = \min(\varphi_1, \varphi_p)$ .

Współczynnik wybocheniowy  $\varphi_1$  oblicza się, biorąc pod uwagę smukłość pojedynczej gałęzi  $\lambda_1$ . Współczynnik niestateczności miejscowej  $\varphi_p$  wyznacza się na podstawie największej płytowej smukłości względnej jednej ze ścianek cienkościennego przekroju poprzecznego (klasy 4.) gałęzi słupa  $\bar{\lambda}_p$  ze wzoru (7.15). Sprawdzając wyężenie słupa we wzorze (4.5), należy w takim przypadku przyjąć współczynnik wybochenia ogólnego słupa  $\varphi_y$  wg krzywej  $b$  zgodnie z [98]. Współczynnik wybochenia  $\varphi_y$  oblicza się na podstawie smukłości względnej wyznaczonej ze wzoru

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_{my}}{\lambda_p} \right) \sqrt{\psi} \quad (6.38)$$

gdzie:

$\lambda_p$  — smukłość porównawcza wg wzoru (38) w normie [98],

$\psi$  — jak w (6.37).

Jeśli  $\lambda_x \geq \lambda_{my}$ , to analizuje się wyężenie słupa złożonego na wybochenie względem osi  $x-x$  (przecinającej materiał gałęzi — por. rys. 6.36a), a nośność obliczeniową przekroju oblicza się ze wzoru (6.37), przyjmując  $\psi = 1$  — przy przekrojach klasy 1., 2. lub 3. lub  $\psi < 1$  — przy przekrojach klasy 4. Wówczas we wzorze (4.5) współczynnik wybocheniowy (utruty stateczności ogólnej słupa)  $\varphi_x$  przyjmuje się wg krzywej wybocheniowej odpowiadającej kształtownikowi gałęzi. Oblicza się go na podstawie smukłości względnej  $\bar{\lambda}_x = \lambda_x / \lambda_p$ .

Skratowanie lub przewiązki słupa należy wymiarować na siły wynikające z obciążenia zastępczą siłą poprzeczną wyznaczoną ze wzoru

$$Q = 1,2V \geq 0,012A f_d \quad (6.39)$$

gdzie:

$V$  — siła poprzeczna w elemencie wielogałęziowym od obciążenia zewnętrznego,

$A$  — pole przekroju wszystkich gałęzi słupa,

$f_d$  — wytrzymałość obliczeniowa stali.

Zwiększenie o 20% siły poprzecznej  $V$  wynika z uwzględnienia wpływu losowych imperfekcji geometrycznych słupów na ich wyężenie.

Krzyżulce (pręty skośne wiązania) i słupki (pręty poziome wiązania) w słupach wielogałęziowych skratowanych oblicza się na działanie odpowiednich sił. Są to siły:

— w krzyżulcach

$$N_k = \frac{Q}{n \sin \alpha} \quad (6.40)$$

— w słupkach

$$N_s = \frac{Q}{n} \quad (6.41)$$

gdzie:

$Q$  — zastępcza siła poprzeczna wg (6.39),

$n$  — liczba płaszczyzn skratowań,

$\alpha$  — kąt zawarty między osiami krzyżulców a gałęzi.

Nośność krzyżulców i słupków skratowania słupów wielogałęziowych sprawdza się wg zasad obliczania pojedynczych prętów ściskanych, przy czym należy zazwyczaj uwzględnić mimośród spowodowany mocowaniem prętów jedną półką.

## 6.2.6. Konstruowanie słupów głównych hal

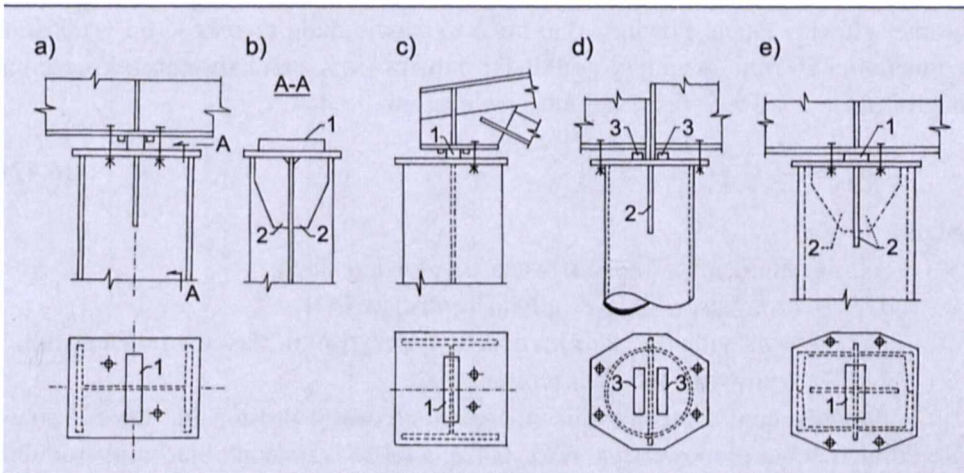
Charakterystycznymi elementami konstrukcyjnymi słupów oprócz ich trzonów są głowica, podstawa, a w przypadku hal wyposażonych w suwnice — miejsce oparcia belki podsuwnicowej. Głowica stanowi podporę rygla dachowego, której głównym zadaniem jest przejęcie obciążenia z dachu hali i przekazanie go na trzon. Podstawowy element nośny słupa, trzon (jedno- lub wielogałęziowy), przenosi obciążenia z głowicy na podstawę. Z kolei podstawa, przejmując obciążenia z trzonu, rozkłada je na fundament oraz kotwi słup w fundamencie.

Dodatkowymi elementami słupa mogą być wsporniki pod belki podsuwnicowe, rygle ścienne i pomostowe, a także elementy do mocowania obudowy, stężeń i wyposażenia hali.

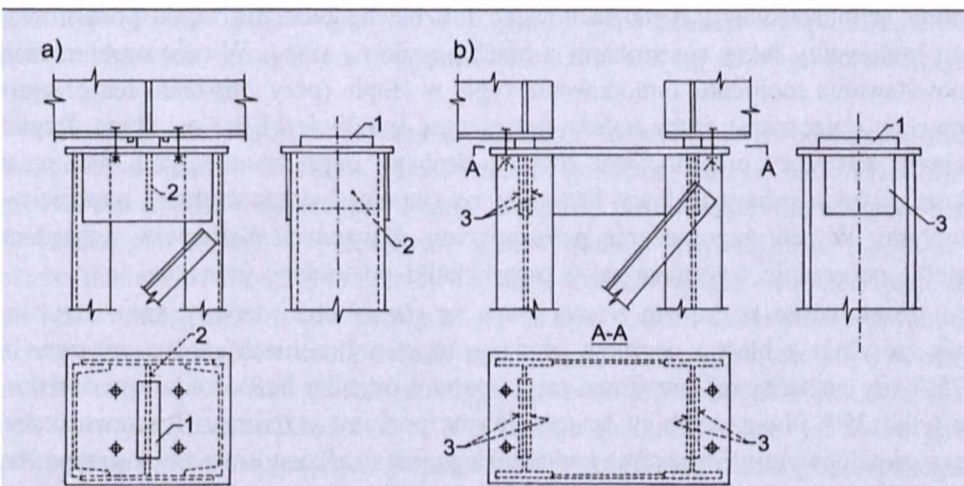
**Głowica słupa** jest górną, końcową częścią słupa, która „zamyka” i usztywnia jego trzon, umożliwiając równocześnie połączenie go z rygłem dachowym. Kształt i konstrukcja głowicy zależą od przekroju poprzecznego trzonu słupa, rodzaju i wartości przekazywanych obciążeń oraz sposobu jego połączenia z rygłem dachowym. Połączenie to może być przegubowe, sztywne lub podatne.

Rygiel dachowy oparty przegubowo na słupie przekazuje na głowicę siłę pionową  $N$  i poprzeczną  $V$ . Wówczas jej głównym elementem, zamykającym trzon, jest blacha pozioma oraz element centrujący. Blacha pozioma może być usztywniona bądź wzmocniona pionowymi elementami głowicy (tj. skrajnymi przewiązkami), przeponami, żeberkami usztywniającymi itp. Grubość blachy poziomej głowicy nie powinna być mniejsza niż 10 mm. Wyznacza się ją z warunku

nośności na zginanie, przyjmując schemat płyty lub belki opartej na krawędziach elementów trzonu słupa lub na blachach pionowych (rys. 6.42). Zastosowanie pionowego żeberka usztywniającego (patrz rys. 6.42a, d, e) znacznie zmniejsza grubość blachy poziomej.



**Rysunek 6.42.** Głowice pełnościennych słupów obciążonych osiowo (opis w tekście): 1 – element centrujący, 2 – żebro, 3 – element ograniczający



**Rysunek 6.43.** Głowice słupów dwugązgowych obciążonych osiowo (opis w tekście): 1 – element centrujący, 2 – żebro, 3 – blachy wzmacniające

Nieosiowe przekazywanie obciążeń pionowych na trzon słupa w istotny sposób zmniejsza jego nośność, gdyż wówczas pręt ten jest nie tylko ściskany, ale i zginany (nośność graniczna  $N_{gr}$  pręta ściskanego mimośrodowo jest mniejsza

od jego nośności krytycznej  $N_{cr}$ ). Stąd też przy konstruowaniu słupów ważne jest zapewnienie osiowego przekazywania ich obciążenia. Elementy głowicy słupa ściskanego osiowo powinny być umieszczone symetrycznie względem osi trzonu. Osiowe przekazywanie obciążeń pionowych na trzon słupa zapewnia się, stosując podkładki centrujące (elementy centrujące), przyspawane do blachy poziomej głowicy słupa. Powinny one mieć możliwie małą szerokość  $b$  i grubość  $t$  co najmniej 20 mm. Wymiary podkładki dobiera się z warunku nieprzekroczenia naprężeń na docisk dwóch płaskich powierzchni

$$\sigma_b = \frac{N}{ab} \leq f_{db} = 1,25f_d \quad (6.42)$$

gdzie:

$N$  — siła osiowa przekazywana na głowicę słupa,

$a, b$  — szerokość i długość płytki centrującej,

$f_{db}$  — wytrzymałość stali na docisk w przypadku płaskich powierzchni,

$f_d$  — wytrzymałość obliczeniowa stali.

Pod elementami centrującymi umieszcza się często prostopadłe lub równoległe do nich żebra pionowe (rys. 6.42, 6.43), a także wzmacnia blachami środkami dwuteowych słupów (rys. 6.43b). Przyspawaną do blachy poziomej głowicy płytkę centrującą można uwzględnić jako współpracującą przy zginaniu tych elementów.

W blasze poziomej głowicy słupa są wywiercone otwory na śruby. Półkę dolną pełnościennego rygla dachowego lub blachę poziomą węzła podporowego kratownicy łączy się śrubami z blachą poziomą słupa. W celu ograniczenia powstawania momentu zamocowania rygla w słupie (przy założeniu ich przegubowego połączenia) śruby należy umieszczać możliwie blisko osi słupa. Rygiel ciągly wystarczy przymocować dwiema śrubami naprzemianległymi, natomiast każdy rygiel jednoprzęsłowy łączy się ze słupem dwiema śrubami naprzeciwległymi. W celu zapobieżenia przesunięciom złączonych elementów względem siebie połączenie wyposaża się w ograniczniki poziomego przesuwu.

Jeżeli górne krawędzie trzonu słupa są sfrezowane (dopasowane) i stykają się szczelnie z blachą poziomą głowicy, to w obliczeniach można założyć, iż 75% siły obciążającej przejmują trzon słupa w wyniku bezpośredniego docisku, a tylko 25% obciąża spoiny łączące blachę poziomą z trzonem i przewiązkami przygłowicowymi. Frezowanie końców słupa jest rzadko stosowane (w przypadku niektórych słupów o bardzo dużych obciążeniach głowicy).

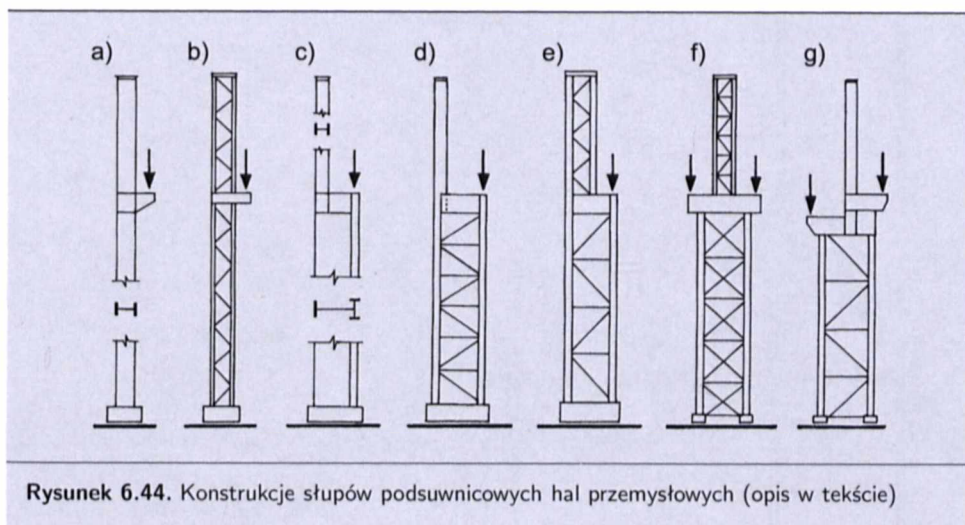
Sztywne połączenia słupów z ryglem kratowym omówiono w p. 6.1.7, a przykłady konstrukcji takich węzłów pokazano na rys. 6.25.

Konstruowanie i obliczanie sztywnych połączeń rygli pełnościennych ze słupami omówiono w rozdziale 7.

**Wsporniki podsuwnicowe słupów.** Na słupach hal przemysłowych wyposażonych w suwnice (rys. 6.44) opiera się belki podsuwnicowe. Takie słupy,



nazywane podsuwnicowymi, mogą być o przekroju zmiennym skokowo lub stałym ze specjalnym wspornikiem. W pierwszym przypadku belki podsuwnicowe opiera się w osi gałęzi (rys. 6.44c, d, e) lub poza trzonem części podsuwnicowej słupa (rys. 6.44f, g), w drugim zaś na wsporniku słupa (rys. 6.44a, b).

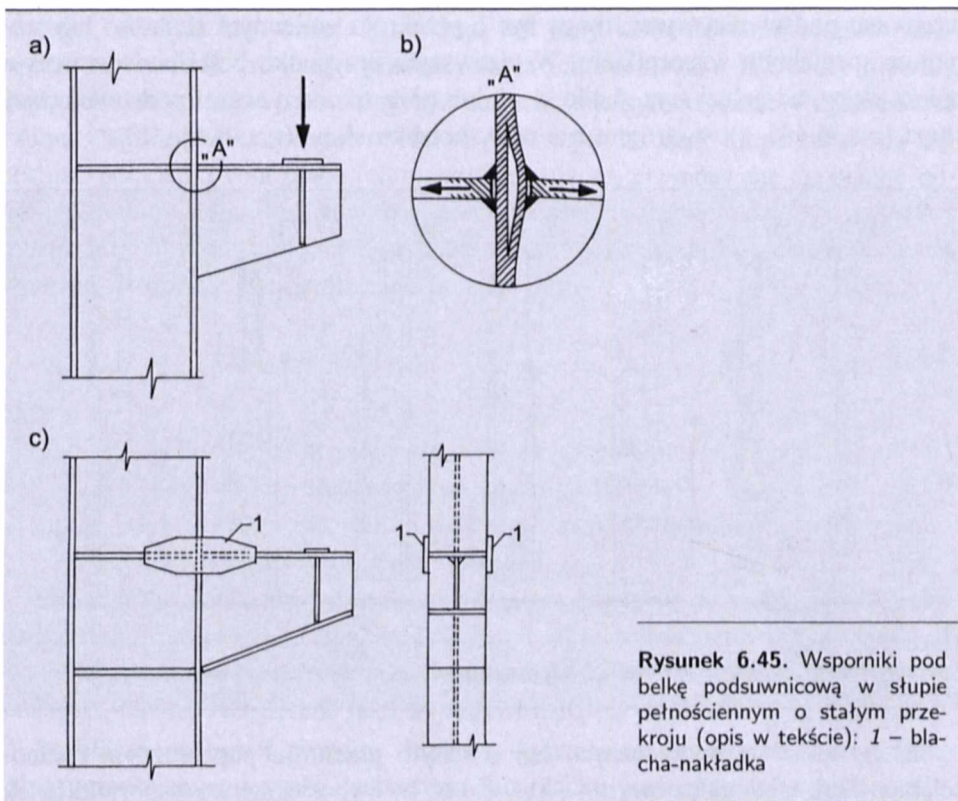


Rysunek 6.44. Konstrukcje słupów podsuwnicowych hal przemysłowych (opis w tekście)

Słupy układów poprzecznych hal o stałym przekroju poprzecznym (pełnościennym lub wielogałęziowym — rys. 6.44a, b) wyposażone we wsporniki belek podsuwnicowych stosuje się w przypadku suwnic o małym udźwigu (orientacyjnie do około 100 kN).

Przykłady rozwiązań wspornika (o przekroju teowym lub dwuteowym) pod belkę podsuwnicową na słupie pełnościennym pokazano na rys. 6.45. Przekroje poprzeczne słupów w osi przekazywania obciążeń z pasów wsporników usztywnia się poziomymi żebrami poprzecznymi. Zastosowana w przykładzie na rys. 6.45c blacha-nakładka *l* ma na celu przeciwdziałanie rozwarstwianiu się materiału pasa w węzle rozciągającym (patrz szczegół „A” na rys. 6.45b). Takie rozwarstwienie występuje przy dużych obciążeniach rozciągających, działających poprzecznie do kierunku walcowania (szczególnie gdy grubość elementu pasa jest większa niż 20 mm). Blacha-nakładka *l* w rozwiązaniu pokazanym na rys. 6.45c jest przyspawana do rozciąganego, górnego pasa wspornika i żebra poprzecznego słupa. W ten sposób przekazanie obciążeń rozciągających ze wspornika na słup nie spowoduje rozwarstwienia pasa słupa.

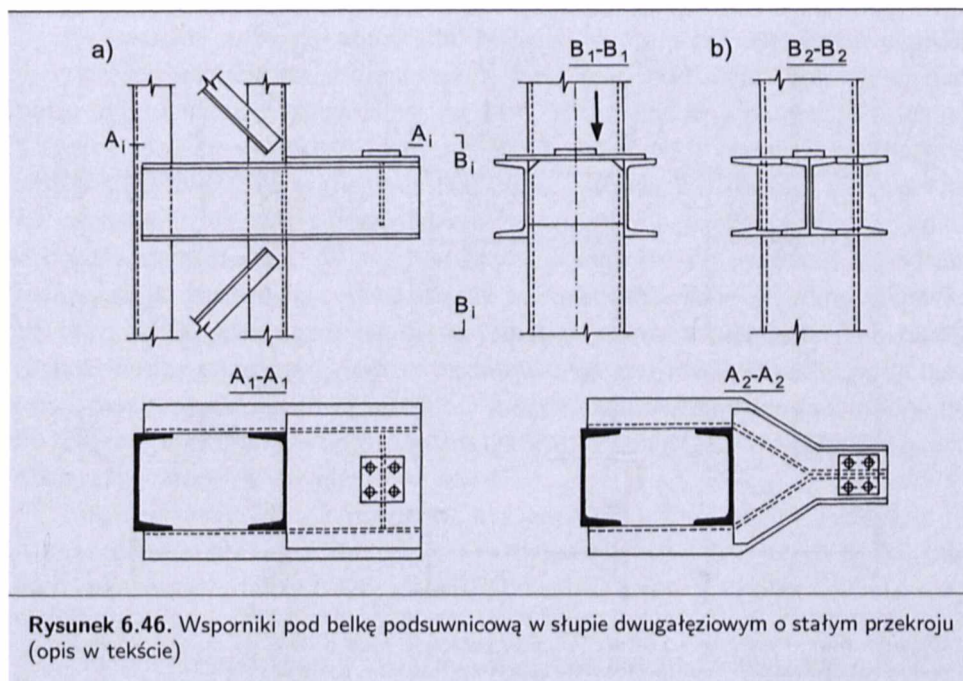
Przykład wspornika w słupie dwugałęziowym o stałym na długości przekroju pokazano na rys. 6.46. Wspornik słupa tworzą dwa ceowniki przyspawane do gałęzi jego trzonu. Są one połączone pionowym żebrzem (przeponą) w miejscu przekazywania obciążenia z belki podsuwnicowej na wspornik oraz blachę poziomą (wieńczącą) i płytkę centrującą. Przy dużej szerokości wspornika (rys. 6.46a,



**Rysunek 6.45.** Wsporniki pod belkę podsuwnicową w słupie pełnościennym o stałym przekroju (opis w tekście): 1 – blacha-nakładka

przekrój  $B_1-B_1$ ) belka podsuwnicowa uginając się, może przekazywać obciążenie mimośrodowo (skręcać i zginać słup w kierunku mniejszej sztywności). W celu uniknięcia niesiowego przekazywania obciążenia na wspornik przez belkę podsuwnicową należy dać odpowiednio grubą i wąską płytkę centrującą lub zastosować rozwiązanie pokazane na rys. 6.46b, przekrój  $B_2-B_2$  i  $A_2-A_2$ . W tym rozwiązaniu, dzięki wygięciu ceowniki przylegają do siebie środkami, tworząc wspornik o mniejszej szerokości przekroju.

Przy większych udźwigach suwnic słup układu poprzecznego jest elementem dwustopniowym, o dużym momencie bezwładności w części podsuwnicowej i znacznie mniejszym w części nadsuwnicowej (o skokowo zmiennej sztywności). Słupy takie są konstruowane jako w całości pełnościenne (rys. 6.44c), pełnościenne w części nadsuwnicowej i dwugałęziowe w części podsuwnicowej (rys. 6.44d, g) oraz w całości wielogałęziowe (rys. 6.44e, f). Belki podsuwnicowe opiera się bezpośrednio na dolnej części słupa (podsuwnicowej) w osi pasa lub gałęzi; górna część słupa (poddachowa) łączy się z częścią dolną poniżej miejsca oparcia belki podsuwnicowej. Słupy skrajne hal przemysłowych z suwnicami pomostowymi są z reguły niesymetryczne (rys. 6.44c, d, e), natomiast słupy wewnętrzne w obiektach wielonawowych są często symetryczne (rys. 6.44f). Nie-



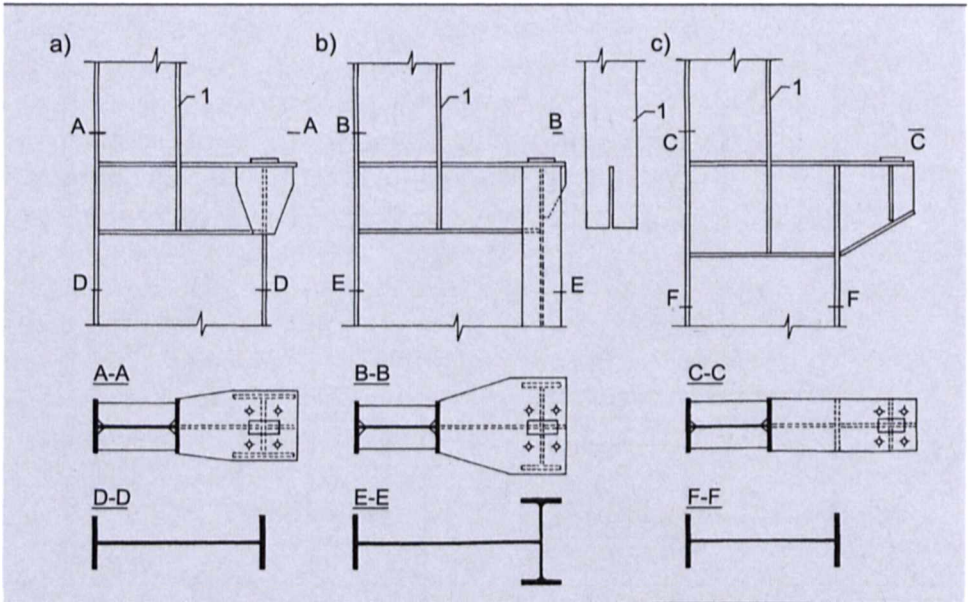
**Rysunek 6.46.** Wsporniki pod belkę podsownicową w słupie dwugałęziowym o stałym przekroju (opis w tekście)

kiedy słupy dwustopniowe w miejscu oparcia belek podsownicowych wyposaża się we wsporniki (por. rys. 6.44f, g). Ma to miejsce wówczas, gdy należy uzyskać „wąskie” słupy, a belki podsownicowe mają „szerokie” pasy górne.

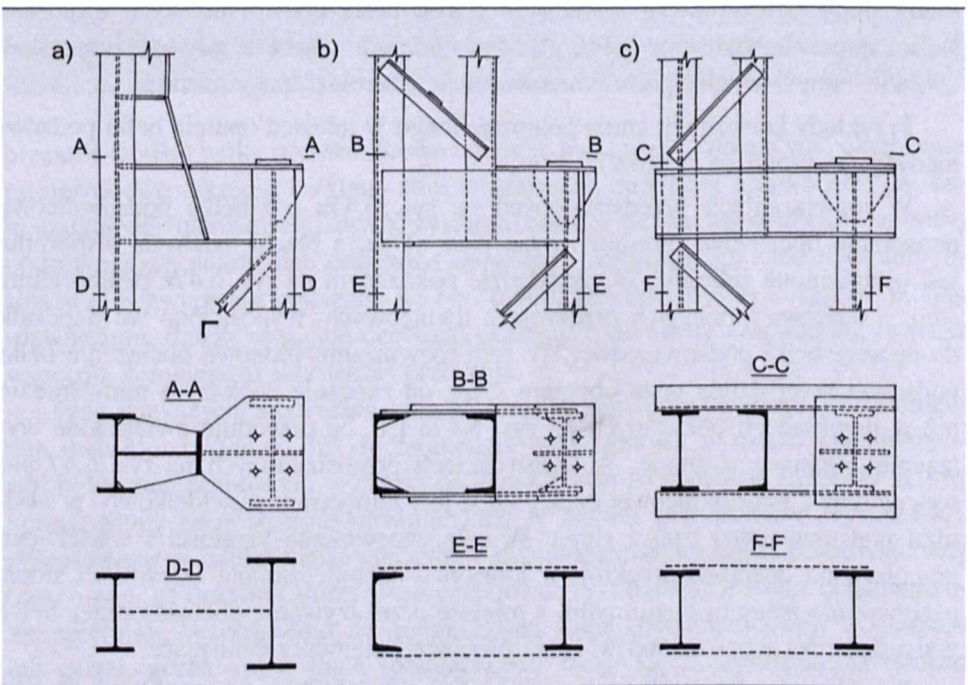
Przykłady konstrukcji słupa pełnościennego w miejscu oparcia belki podsownicowej pokazano na rys. 6.47.

W rozwiązaniach przedstawionych na rys. 6.47a i b belka podsownicowa przekazuje obciążenie pionowe w osi pasa słupa, a blacha pozioma wspornika jest usztywniona żebrami. W przykładzie pokazanym na rys. 6.47c pełnościenny słup, o skokowo zmiennych przekrojach dwuteowych, wyposażono we wspornik do oparcia belki podsownicowej. W tym rozwiązaniu pionowe obciążenie belki podsownicowej działa poza obrysem słupa na znacznie większym mimośrodku niż w przykładach pokazanych na rys. 6.47a i b, co powoduje zwiększone wyężenie zginające w słupie. W konstrukcjach przedstawionych na rys. 6.47 pas wewnętrzny  $I$  nadsownicowej części słupa jest zamocowany „widełkowo” w środku podsownicowej części słupa. W celu zapewnienia ciągłości i właściwego przeniesienia obciążeń przekrój, w którym występuje zmiana sztywności słupa, usztywniono żebrami poziomymi, a miejsce przekazywania obciążeń przez belkę podsownicową wyposażono w żebra pionowe i elementy centrujące.

Rozwiązania konstrukcyjne wsporników pod belki podsownicowe słupów dwugałęziowych, o skokowo zmiennym przekroju poprzecznym, przedstawiono na rys. 6.48.



**Rysunek 6.47.** Przykłady konstrukcji słupów pełnościennych o skokowo zmiennym przekroju, w miejscu oparcia belki podsuwnicowej (opis w tekście): 1 – pas słupa



**Rysunek 6.48.** Przykłady konstrukcji słupów dwugązgowych o skokowo zmiennym przekroju w miejscu oparcia belki podsuwnicowej (opis w tekście)

Na rysunku 6.48a pokazano słup podsuwnicowy o pełnościennym przekroju w części poddachowej i dwugałęziowy w części podsuwnicowej. W miejscu połączenia obu części słupa skonstruowano blachownicowy przekrój dwuteowy. W przykładzie na rys. 6.48b dwugałęziowy trzon słupa w części nadsuwnicowej składa się z dwóch ceowników, w podsuwnicowej zaś z ceownika i dwuteownika. W osi wewnętrznego pasa dwuteowego słupa jest przekazywane obciążenie z belki podsuwnicowej. W miejscu łączenia części nadsuwnicowej z podsuwnicową słupa zastosowano dwie blachy pionowe połączone poziomą przeponą. W przykładzie pokazanym na rys. 6.48c funkcję blach pionowych i przepony (z rys. 6.48b) pełnią poziomo usytuowane dwa ceowniki. Ponadto w miejscu oparcia belki podsuwnicowej na słupie zastosowano blachy poziome, usztywnione żebrami pionowymi oraz płytki centrujące zapewniające osiowe przekazywanie obciążeń pionowych suwnicy.

Belki podsuwnicowe zaprezentowane na rysunku 6.48 są usytuowane w osi gałęzi wewnętrznej słupa. Rozwiązania słupów wielostopniowych (o wielu zmianach przekroju), a także o konstrukcji jak na rys. 6.44f, g są odpowiednią adaptacją rozwiązań pokazanych na rys. 6.45÷6.48.

**Podstawa słupa** (nazywana również stopą) jest dolną jego częścią, której głównym zadaniem konstrukcyjnym jest przekazanie obciążeń z trzonu na fundament. Elementy składowe podstawy „zamykają” od dołu i usztywniają trzon słupa. Ponadto konstrukcja podstawy umożliwia właściwe ustawienie słupa podczas montażu oraz zakotwienie go w fundamencie. Konstrukcja i kształt podstawy zależy od przekroju trzonu, schematu statycznego, rodzaju i wartości przekazywanych obciążeń z trzonu na fundament oraz wymaganego sposobu jego działania (zakotwienia) w fundamencie.

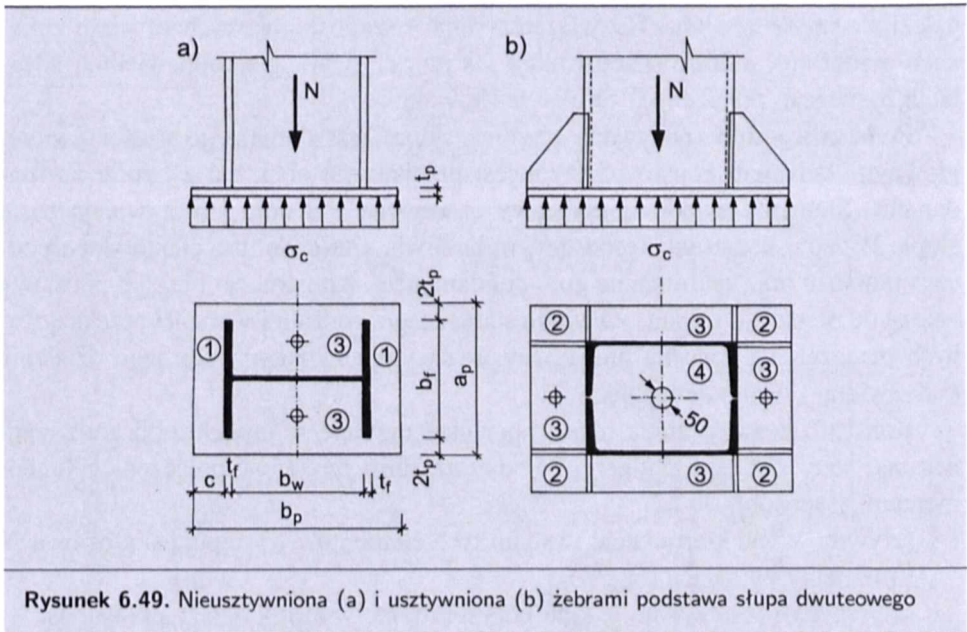
Konstrukcja stopy słupa musi zapewniać przyjęte w modelu obliczeniowym warunki statyczne jego podparcia. Podstawa słupa może być połączona z fundamentem w sposób:

- sztywny w obu kierunkach; w styku tych elementów występują siła osiowa  $N$  i momenty zginające  $M_x$ ,  $M_y$ ,
- sztywny w płaszczyźnie układu poprzecznego, w której działa siła osiowa  $N$ , moment zginający  $M_x$  i przegubowy w kierunku prostopadłym ( $M_y = 0$ ),
- przegubowy w obu kierunkach ( $M_x = 0$ ,  $M_y = 0$ ), gdzie występuje siła osiowa  $N$ .

Ponadto w połączeniu słupa z fundamentem może występować siła poprzeczna  $V_x$  lub  $V_x$  i  $V_y$ .

Głównym elementem podstawy każdego słupa jest blacha pozioma, „zamykająca” trzon słupa i zwiększająca jego powierzchnię docisku do betonu. Obciążenie z trzonu słupa przekazuje się przez docisk blachy poziomej do górnej powierzchni fundamentu (w przypadku małej powierzchni kontaktu tych elementów przekroczone byłyby parametry wytrzymałościowe betonu). Blacha pozioma

wraz z odpowiednimi usztywnieniami powinna zapewnić docisk do betonowego fundamentu. Dociskowy model wyężenia blachy poziomej podstawy jest uwarunkowany małą jej odkształcalnością. Niewielkie ugięcia wywołane odporem fundamentu można uzyskać, stosując odpowiednio grube blachy poziome, co jest nieefektywne ekonomicznie, lub projektując cieńsze płyty poziome usztywnione żebrami pionowymi, blachami trapezowymi i żebrami (rys. 6.49). Tylko podstawy lekkich słupów obciążonych osiowo mogą być o konstrukcji zbliżonej kształtem do głowic (bez blach pionowych, żeber, usztywnień). Słupy ściskane osiowo (połączone przegubowo z fundamentem) mogą mieć blachy poziome podstawy kwadratowe lub zbliżone kształtem do kwadratu. Słupy ściskane i zginane jednokierunkowo mają blachy podstawy zawsze prostokątne. Są one często znacznie wydłużone w stosunku do wymiaru trzonu słupa, tak aby podstawa słupa mogła przekazać na fundament również moment zginający  $M_x$  i siłę poprzeczną  $V_y$ .



Rysunek 6.49. Nieusztywniona (a) i usztywniona (b) żebrami podstawa słupa dwuteowego

Na ukształtowanie podstawy słupa, oprócz wymagań wynikających z przyjętego schematu statycznego trzonu (jako pręta połączonego w sposób przegubowy lub sztywny), ma również wpływ rodzaj zastosowanego zakotwienia podstawy w fundamencie. Słupy ściskane osiowo łączy się zwykle z fundamentem przegubowo, natomiast słupy ściskane mimośrodowo mają często sztywno zamocowane podstawy w płaszczyźnie działania momentu zginającego. Rzeczywiście, nominalnie przegubowe podstawy słupów mogą zazwyczaj przenosić nieduże momenty zginające (powstające podczas montażu elementów), co zapewnia konstrukcja ich podstawy i zakotwienia. Podstawy słupów projektuje się na ogół

jako nieodkształcalne, przyjmując liniowo-sprężysty rozkład naprężeń dociskowych między poziomą płytą podstawy a betonem fundamentu.

Najprostsza konstrukcja podstawy słupa, o połączeniu przegubowym, składa się tylko z poziomej blachy przyspawanej do trzonu (rys. 6.49a). Jeśli powierzchnie czołowe trzonu (przylegające do blachy poziomej podstawy) są frezowane, to w obliczeniach zakłada się, że 75% siły osiowej  $N$  będzie przekazywane przez docisk, natomiast pozostałe 25% siły  $N$  będą przenosić spoiny obwodowe. Wymiary płyty poziomej podstawy słupa w rzucie wyznacza się z warunku wytrzymałości na docisk betonu w fundamencie

$$N_{Rc} = A_p f_b \geq N_{\max} \quad (6.43)$$

gdzie:

- $A_p$  — efektywna powierzchnia docisku poziomej blachy podstawy słupa do betonu,  
 $N_{\max}$  — największa siła osiowa w podstawie słupa,  
 $f_b$  — wytrzymałość obliczeniowa betonu na docisk, którą można otrzymać z przybliżonego wzoru

$$f_b = 0,8 f_{cd} \quad (6.44)$$

w którym  $f_{cd}$  — wytrzymałość obliczeniowa betonu na ściskanie wg PN-B-03264:2002 [103]. Jeśli nie uzależnia się wytrzymałości obliczeniowej betonu na docisk od klasy betonu, marki zaprawy podlewki czy ewentualnie zbrojenia, to zamiast  $f_{cd}$  należy wprowadzić  $f_{cd}^*$ , jak podaje tablica 2 w PN-B-03264:2002. Dokładniejsze określenie wytrzymałości obliczeniowej betonu na docisk wg PN-B-03264:2002 [103] prowadzi do uzyskania nieco mniejszych wymiarów poziomej płyty podstawy słupa.

W przypadku dwuteowego trzonu słupa (rys. 6.49a) szerokość płyty poziomej podstawy  $a_p$  ustala się na podstawie szerokości  $b_f$  i grubości  $t_f$  jego pasa ze wzoru

$$a_p = b_f + 4t_p \quad (6.45)$$

natomiast długość  $b_p$  z zależności

$$b_p \geq \frac{A_p}{a_p} \quad (6.46)$$

Grubość nieuzębrowanej blachy poziomej podstawy lekkiego słupa ściskanego osiowo (bez blach trapezowych — rys. 6.49a) według PN-B-03215:1998 [102] oblicza się ze wzoru

$$t_p = 1,7 \sqrt{\frac{b_f h \sigma_c}{m f_d}} \quad (6.47)$$

gdzie:

- $b_f, h$  — szerokość półki (stopki) i wysokość przekroju dwuteownika,  
 $f_d$  — wytrzymałość obliczeniowa stali blachy podstawy,  
 $\sigma_c$  — naprężenia obliczeniowe na docisk pod blachą podstawy;

$$\sigma_c = \frac{N_{\max}}{a_p b_p} \leq f_b \quad (6.48)$$

gdzie  $f_b$  — wytrzymałość obliczeniowa betonu na docisk.

Wartość współczynnika  $m$  we wzorze (6.47) do obliczania grubości blachy podstawy lekkiego słupa dwuteowego ściskanego osiowo podano w tabl. 6.3 [102].

**Tablica 6.3. Współczynnik  $m$  do obliczania grubości blachy poziomej podstawy lekkiego słupa ściskanego osiowo [102]**

Dwuteowniki	IPE IPN	HE						
		$\leq 300$	360	400	450	500	550	600
$m$	8,0	7,0	7,1	7,4	7,8	8,1	8,6	9,1

Grubość poziomej blachy podstawy słupów o dowolnych przekrojach trzonu i o konstrukcjach z blachami trapezowymi i żebrami pionowymi można obliczyć, wykorzystując nośność na zginanie poszczególnych płyt umownych, dających się wyróżnić w całym polu podstawy. Blachy poziome podstawy pokazane na rys. 6.49: o schematach płyt wspornikowych (płyta ①), podpartych na dwóch (płyta ②), trzech (płyta ③) i czterech (płyta ④) krawędziach są zginane odporem od docisku między płytą podstawy a fundamentem. Podporami poszczególnych płyt są krawędzie trzonu, blachy trapezowe i żebra podstawy, a ich obciążenie jest skierowane ku górze.

Grubość blachy poziomej dowolnej podstawy słupa oblicza się ze wzoru

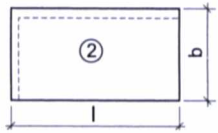
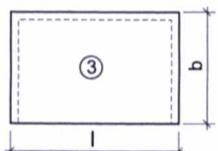
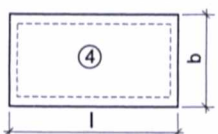
$$t_p = \omega \sqrt{\frac{\sigma_c}{f_d}} \quad (6.49)$$

gdzie:

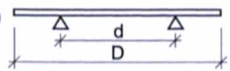
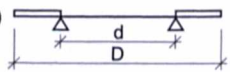
- $\sigma_c$  — równomiernie rozłożone naprężenie od docisku pod blachą podstawy w rozpatrywanym polu płyty,  
 $f_d$  — wytrzymałość obliczeniowa stali blachy podstawy,  
 $\omega$  — współczynnik określający wpływ momentu zginającego w rozpatrywanej umownej płycie; i tak przyjmuje się:  
 — w płycie wspornikowej (rys. 6.49a; o wysięgu  $c$ , podpartej na jednej krawędzi)  $\omega = 1,732c$ ,  
 — w płytach prostokątnych podpartych na dwóch, trzech lub czterech krawędziach wg tabl. 6.4 [102],  
 — w płytach kołowych i pierścieniowych wg tabl. 6.5 [102].



**Tablica 6.4. Współczynniki  $\frac{\omega}{l}$  dla płyt prostokątnych [102]**

	$\frac{b}{l}$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
	$\frac{\omega}{l}$	0,795	0,914	1,008	1,084	1,139	1,187
	$\frac{b}{l}$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
	$\frac{\omega}{l}$	0,488	0,595	0,661	0,697	0,714	0,720
	$\frac{b}{l}$	0,9	1,0	1,1	1,2	1,5	2,0
	$\frac{\omega}{l}$	0,721	0,719	0,718	0,714	0,711	0,707
	$\frac{b}{l}$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
	$\frac{\omega}{l}$	0,354	0,414	0,466	0,506	0,537	0,556

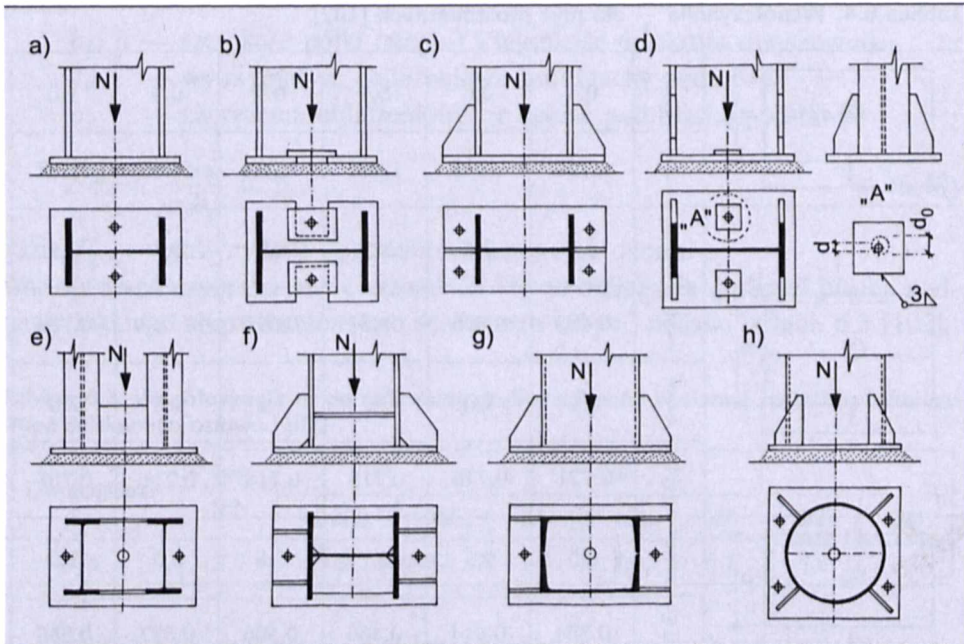
**Tablica 6.5. Współczynniki  $\frac{\omega}{d}$  dla płyt kołowych i pierścieniowych [102]**

Schemat		$\frac{D}{d}$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	
k)		$\frac{\omega}{d}$	k)	0,545	0,526	0,495	0,447	0,391	0,473	0,553
			p)	0	0,293	0,440	0,571	0,695	0,817	0,939
p)		$\frac{D}{d}$		1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,5
		$\frac{\omega}{d}$	k)	0,637	0,721	0,804	0,888	0,975	1,062	1,363
			p)	1,061	1,183	1,307	1,431	1,556	1,684	2,071

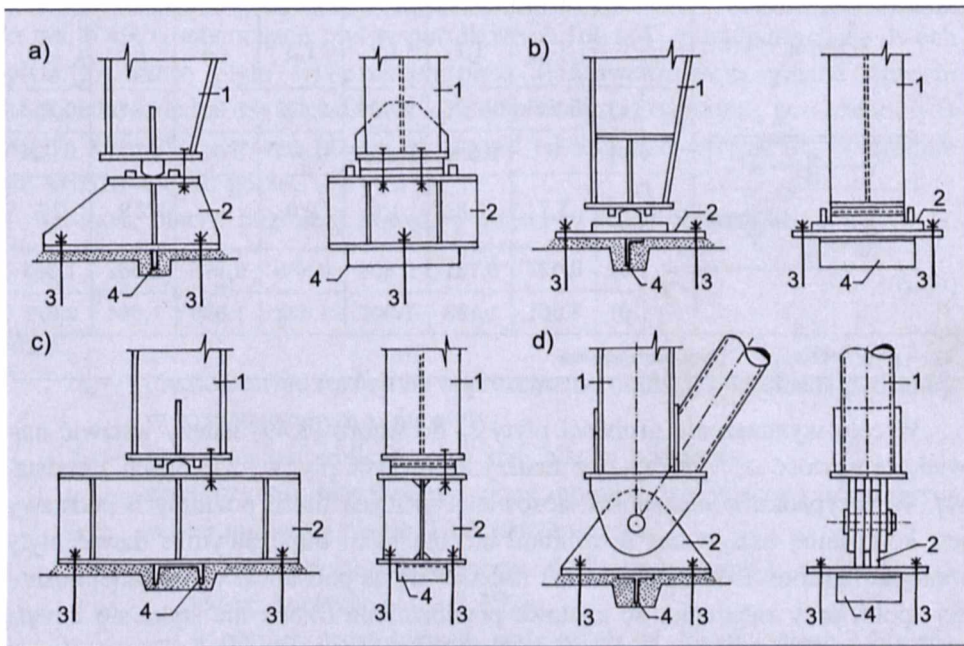
k) — płyty kołowe, p) — płyty pierścieniowe

W celu wyznaczenia grubości płyty  $t_p$  do wzoru (6.49) należy wstawić największą wartość  $\omega$ , wynikającą z analizy umownych płyt wydzielonych z podstawy. W przypadku konieczności stosowania grubych blach poziomych podstawy jest korzystniej usztywniać je żebrami lub blachami trapezowymi i dawać płyty mniejszej grubości. Wysokość żeber  $h$  ustala się na podstawie wymaganej nośności spoin, przy założeniu, że czołowa powierzchnia trzonu nie styka się z płytą poziomą podstawy.

Przykłady rozwiązań konstrukcyjnych podstaw słupów połączonych przegubowo z fundamentem pokazano na rys. 6.50 i 6.51.



Rysunek 6.50. Przykłady konstrukcji podstaw słupów ściskanych osiowo (opis w tekście)



Rysunek 6.51. Przykłady konstrukcji przegubowych połączeń słupów z fundamentem (opis w tekście): 1 – słup, 2 – element wsporczy, 3 – śruba kotwiąca, 4 – element oporowy

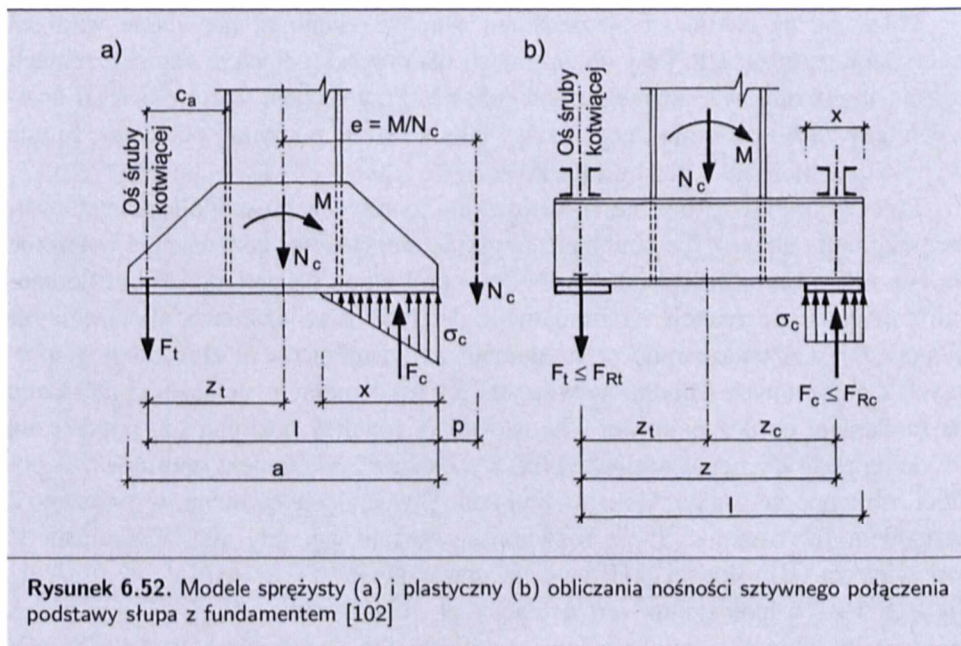
Pokazane na rysunku 6.50 podstawy słupów przenoszą niewielkie wartości momentów zginających. Przy obciążeniach osiowych i małych przemieszczeniach ustroju mogą one być uznane za przegubowe. Przy dużych wartościach sił osiowych, gdy zachodzi konieczność usztywnienia blachy poziomej podstawy, są one wyposażane w żebra i blachy trapezowe.

Precyzyjne odwzorowanie konstrukcyjne teoretycznego modelu przegubowego połączenia słupa z fundamentem uzyskuje się, stosując rozwiązania pokazane na rys. 6.51. Umożliwiają one swobodny obrót słupa na podporze i bezmomentowe przekazanie reakcji na fundament. W tych rozwiązaniach obciążenie ze słupów 1 jest przekazywane na fundament za pośrednictwem elementów wsporczych 2 połączonych śrubami kotwiącymi 3 z fundamentem. Jeśli słup przekazuje na fundament oprócz pionowej siły osiowej  $N$  również poziomą siłę poprzeczną  $V$ , dolną płytę elementu wsporczego 2 wyposaża się w element oporowy 4 w postaci żebra poprzecznego. Uniemożliwia ono przesunięcie elementu wsporczego 2 względem fundamentu. Takie rozwiązanie stosuje się, gdy siła poprzeczna  $V$  jest większa od nośności podstawy na przesunięcie  $N_{Rs} = \mu N_{\min} = 0,3N_{\min}$  ( $\mu = 0,3$  — współczynnik tarcia blachy po fundamencie,  $N_{\min}$  — minimalna siła osiowa słupa z uwzględnieniem współczynnika obciążenia  $\gamma_i \leq 1,0$ ). W tym przypadku siła poprzeczna  $V$  oddziałuje na fundament przez docisk elementu oporowego (żebra poprzecznego) do betonu. Słup podparty przegubowo jest na ogół dość wąski albo zwężony do dołu, co ułatwia konstruowanie podstawy. Reakcję przekazuje element poziomy o płaskiej lub stycznej powierzchni docisku przyspawany do blachy poziomej słupa (rys. 6.51a) lub blachy poziomej elementu wsporczego (rys. 6.51b, c). W przypadku przegubowego oparcia słupa kratowego (rys. 6.51d) obciążenie na element wsporczy jest przekazywane za pośrednictwem stalowego sworznia lub śruby.

Podstawy słupów przenoszące siłę osiową  $N$ , moment zginający  $M$  i siłę poprzeczną  $V$  są nieco inaczej skonstruowane. Wymagany jest również bardziej rozszerzony zakres ich obliczeń w stosunku do przypadku osiowego obciążenia. Działanie momentu zginającego powoduje, że naprężenia dociskowe występują tylko na fragmencie powierzchni podstawy. Pozostała część jest odrywana od powierzchni fundamentu i musi być kotwiona śrubami fundamentowymi. Modele wyężenia takich podstaw słupów pokazano na rys. 6.52.

Podstawy słupów ściskanych i zginanych mogą być konstruowane jako pojedyncze jednodzielne (rys. 6.52a) lub dwudzielne (rys. 6.52b), w których pozioma płyta podstawy składa się z dwu części.

Podstawa jednodzielna słupa to odpowiednio usztywniona pełna płyta pozioma, spoczywająca i zakotwiona w fundamencie. Rozkład naprężeń dociskowych pod taką podstawą (trójkątny lub trapezowy) oraz rozkład sił rozciągających w śrubach kotwiących zależą przede wszystkim od mimośrodów  $e = M/N$  oraz rozmieszczenia śrub fundamentowych. Podstawy jednodzielne można projekto-



wać, przyjmując model sprężysty rozkładu naprężeń dociskowych pod blachą poziomą podstawy (rys. 6.52a). W PN-B-03215:1998 [102] dopuszcza się również obliczanie takich podstaw słupów według modelu plastycznego, o rozkładzie wyciężeń pokazanym na rys. 6.52b. Odpowiednie wzory, tablice i nomogramy do obliczeń podstawy słupa według modeli sprężystego i plastycznego zamieszczono w normie [102].

Dwudzielna podstawa słupa (rys. 6.52b) umożliwia odrębne rozpatrywanie jej części ściskanej i rozciąganej. W takim przypadku wyraźnie oddziela się konstrukcyjnie te części przez zastosowanie oddzielnych blach poziomych (czołowych) w częściach skrajnych podstawy. Takie rozwiązanie stosuje się między innymi w słupach dwugałęziowych o dużych rozstawach gałęzi i znacznych obciążeniach zginających. Wtedy konstruuje się quasi-oddzielne podstawy pod poszczególne gałęzie słupa, które są osiowo obciążonymi prętami ściskanymi lub rozciąganymi (por. rys. 6.54). Zatem stopy pod oddzielnymi gałęziami projektuje się według zasad dotyczących słupów osiowo ściskanych lub osiowo rozciąganych. Rozkład naprężeń dociskowych pod częścią ściskaną podstawy dwudzielnej przyjmuje się jako prostokątny, równomiernie rozłożony (rys. 6.52b). Grubość blachy poziomej podstawy w strefie ściskanej projektuje się jak dla słupa obciążonego osiowo (według modelu sprężystego). Grubość blachy poziomej podstawy w strefie rozciąganej określa się dla najbardziej niekorzystnie podpartych i obciążonych jej fragmentów według modelu sprężysto-plastycznego. W normie [102] są podane wzory i nomogramy do obliczania grubości płyt podpartych

wzdłuż trzech krawędzi obciążonych siłą skupioną od oddziaływania kotwiącej śruby fundamentowej.

Schemat obliczeniowy wyznaczania nośności podstawy jednostzielnej (pojedynczej) według modelu plastycznego jest taki sam jak w przypadku podstawy dwudzielnej (rys. 6.52b). Nośność połączenia podstawy z fundamentem, obciążonej siłą podłużną ściskającą  $N_c$  (lub rozciągającą  $N_t$ ) oraz momentem  $M$ , sprawdza się według wzoru

$$M \leq M_{Rj,N} \quad (6.50)$$

przyjmując właściwą nośność obliczeniową  $M_{Rj,N}$ ; i tak w przypadku:

— zginania ze ściskaniem ( $N = N_c$ ):

— ze względu na docisk

$$M_{Rj,N} = zF_{Rc} - z_t N_c \quad (6.51)$$

— ze względu na wrywanie

$$M_{Rj,N} = zF_{Rt} + z_c N_c \quad (6.52)$$

— zginania z rozciąganiem ( $N = N_t$ ):

— ze względu na docisk

$$M_{Rj,N} = zF_{Rc} + z_t N_t \quad (6.53)$$

— ze względu na wrywanie

$$M_{Rj,N} = zF_{Rt} - z_c N_t \quad (6.54)$$

gdzie:

$z, z_c, z_t$  — ramiona sił wewnętrznych według rys. 6.52b,

$F_{Rc}$  — nośność ze względu na docisk przy zginaniu, którą oblicza się jak  $N_{Rc}$  (według (6.43)),

$F_{Rt}$  — nośność ze względu na wrywanie przy zginaniu

$$F_{Rt} = nS_R = n \min(S_{Rt}, S_{Ra}) \quad (6.55)$$

przy czym:

$n$  — liczba śrub kotwiących z jednej strony,

$S_{Rt}$  — nośność śruby kotwiącej na rozciąganie według PN-90/B-03200,

$S_{Ra}$  — nośność zakotwienia ze względu na przyczepność śruby fundamentowej, którą oblicza się lub przyjmuje według PN-B-03215:1998 [102].

Do wyznaczania wartości  $F_{Rc}$  i  $z_c$  lub  $F_{Rt}$  i  $z_t$  graniczne położenie osi obojętnej przy zginaniu można przyjmować w połowie odległości między osią kotwi a krawędzią ściskaną ( $x = 0,5l$ , rys. 6.52b).

Jeśli podstawy słupów są obciążone na małym mimośrodku, gdy  $N_i \geq 0,5N_{Rj}$  ( $i = c$  — przy ściskaniu,  $i = t$  — przy rozciąganiu), sprawdza się warunek nośności

$$M_{Rj,N} = z_i(N_{Ri} - N_i) \quad (6.56)$$

Schemat obliczeniowy wyznaczania nośności podstawy według modelu sprężystego pokazano na rys. 6.52a. Nośność takiego połączenia ściskanego i zginanego sprawdza się zależnie od wartości mimośrodu  $e = M/N$ .

Jeśli mimośród  $e$  znajduje się wewnątrz rdzenia przekroju ( $e \leq a/6$ ), sprawdza się docisk do fundamentu według wzoru

$$\sigma = \frac{2N_c}{3b(0,5a - e)} \leq f_b \quad (6.57)$$

gdzie  $f_b$  — wytrzymałość obliczeniowa betonu na docisk.

Jeśli natomiast mimośród znajduje się poza rdzeniem przekroju ( $e > a/6$ ), to oprócz maksymalnego nacisku na beton należy obliczyć zakotwienie podstawy słupa w stopie fundamentowej. Potrzebne wymiary podstawy i przekrój kotwi określa się ze wzorów:

$$\zeta = 1 + \frac{E_c f_d}{E f_b} \quad (6.58)$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{1,5f_b}{3\zeta - 1}} \quad (6.59)$$

$$\beta = \zeta \sqrt{\frac{6}{f_b(3\zeta - 1)}} \quad (6.60)$$

$$l = \beta \sqrt{\frac{N_c(e + z_t)}{b}} \quad (6.61)$$

$$nA_s = \frac{1}{f_d} \left( \alpha \sqrt{N_c b(e + z_t)} - N_c \right) \geq 0 \quad (6.62)$$

w których:

$n, A_s, f_d$  — odpowiednio: liczba, pole przekroju, wytrzymałość obliczeniowa stali kotwi rozciąganych,

$E, E_c$  — współczynniki sprężystości podłużnej stali i betonu, który można przyjmować  $E/E_c = 6$ .

W przypadku gdy  $\alpha \sqrt{N_c b(e + z_t)} \leq N$ , należy zwiększyć szerokość podstawy słupa  $b$  lub odległość  $z_t$ .

Zakres strefy docisku podstawy słupa do fundamentu (wzór Fischera) wyznacza się z równania [102]

$$x^3 + 3px^2 + k(x-l)(l+p) = 0 \quad (6.63)$$

w którym

$$k = \frac{6nA_s E}{bE_c} \quad (6.64)$$

gdzie:  $l, p$  — wymiary według rys. 6.52a.

Z równania (6.63) wyznacza się długość strefy docisku w zależności od wymiarów podstawy słupa, cech sprężystych stali i betonu, przekroju kotwi oraz ramienia mimośrod.

Nośność połączenia słupa z fundamentem dla przyjętych wymiarów podstawy i kotwi rozciąganych oraz zasięgu strefy docisku  $x$  sprawdza się ze wzorów:

$$F_t = \frac{N_c \left( p + \frac{x}{3} \right)}{l - \frac{x}{3}} \leq nS_R \quad (6.65)$$

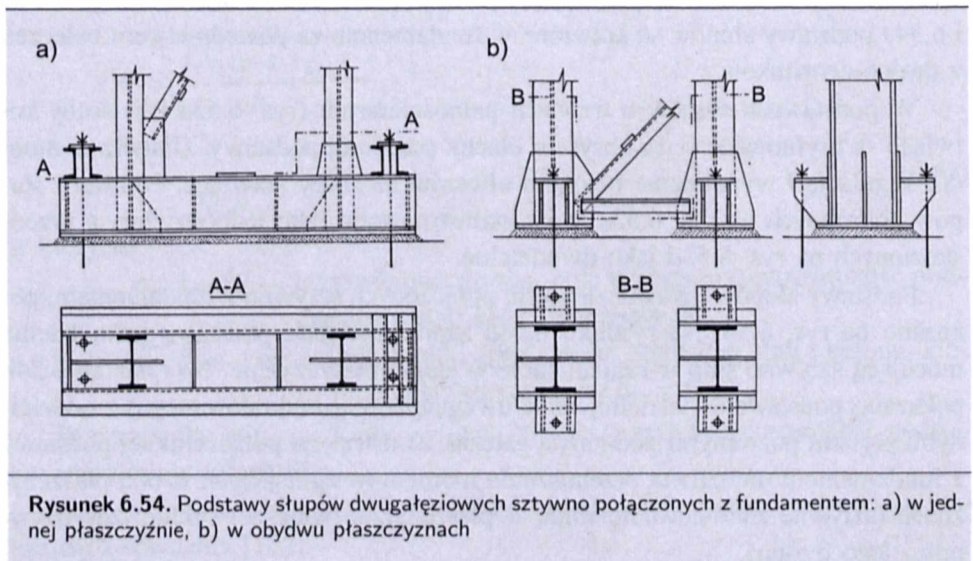
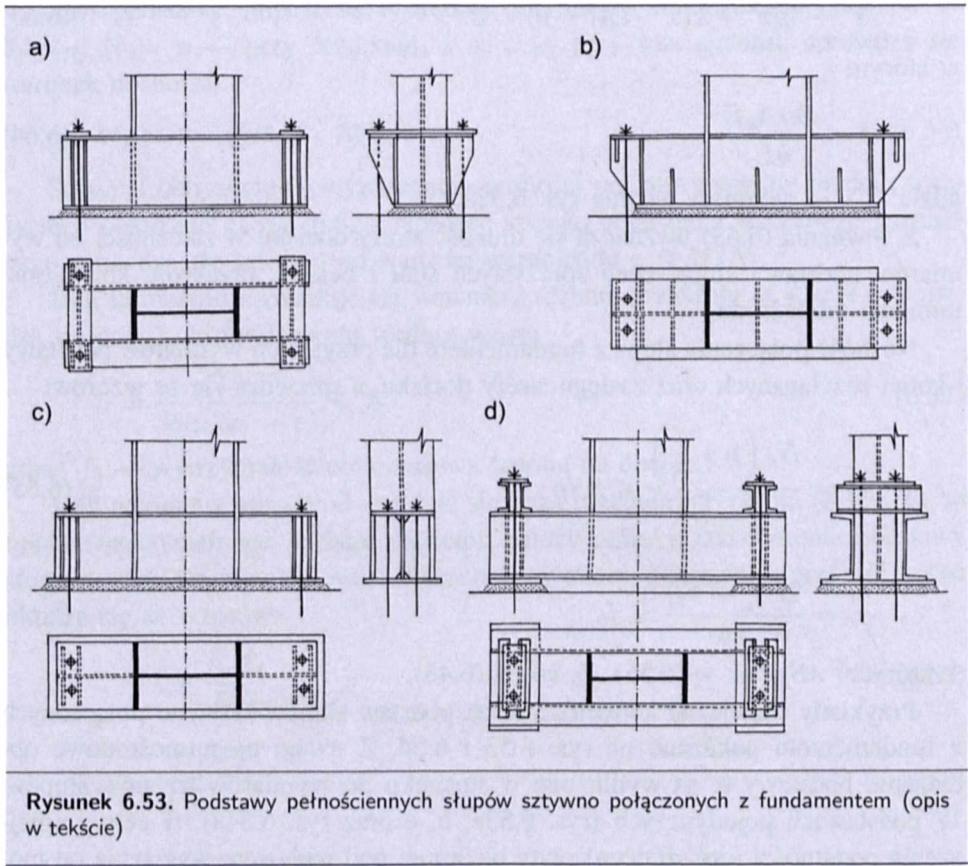
$$\sigma_c = \frac{2(N_c + F_t)}{xb} \leq f_b \quad (6.66)$$

w których:  $nS_R$  jak w (6.55),  $f_b$  jak w (6.43).

Przykłady rozwiązań konstrukcyjnych podstaw słupów sztywno połączonych z fundamentem pokazano na rys. 6.53 i 6.54. Z uwagi na mimośrodowe obciążenie podstawy te są wydłużone w stosunku do wymiarów trzonów słupów. W podstawach pojedynczych (rys. 6.53a, b, c oraz rys. 6.54a), w celu zmniejszenia podatności (odkształceń) płyty poziomej pod wpływem wyężenia od momentu utwierdzenia, stosuje się żebra usztywniające. Również miejsca oddziaływania reakcji śrub kotwiących są zazwyczaj uźebrowane. Pokazane na rys. 6.53d i 6.54a podstawy słupów są kotwione w fundamencie za pośrednictwem beleczek z dwóch ceowników.

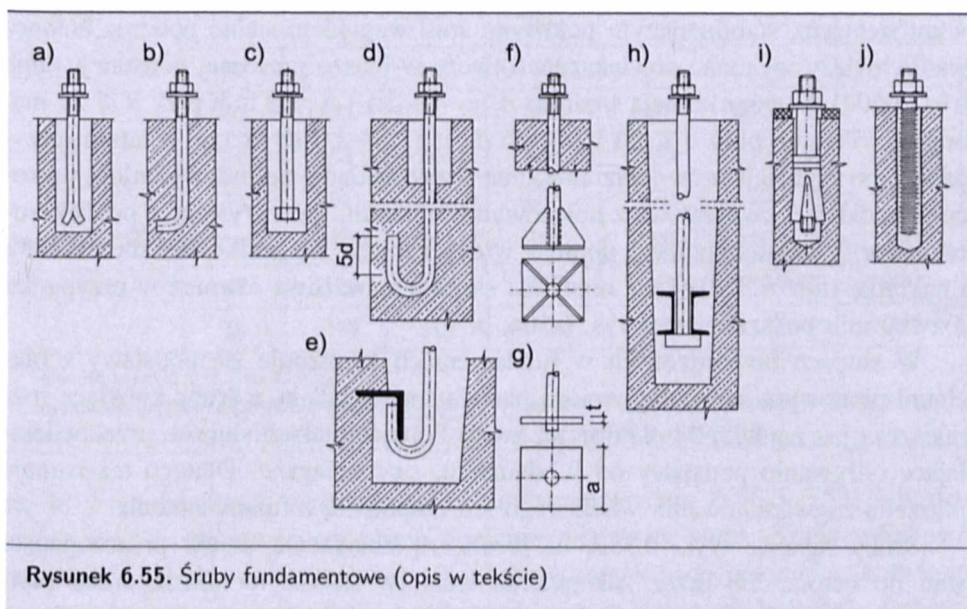
W podstawach słupów o trzonach pełnościennych (rys. 6.53a i b) śruby kotwiące są usytuowane poza obrysem blachy poziomej podstawy. Ułatwia to montaż, regulację i wypełnienie betonem otworów na śruby kotwiące. Podstawy słupów pokazanych na rys. 6.53a, b i c skonstruowano jako jednodzielne, a przedstawionych na rys. 6.53d jako dwudzielne.

Podstawy słupów dwugałęziowych, połączonych sztywno z fundamentem, pokazano na rys. 6.54. Na rysunku 6.54a zaprezentowano podstawę jednodzielną mocującą sztywno słupek w fundamencie w jednej płaszczyźnie. Na rysunku 6.54b pokazano podstawę dwudzielną słupa dwugałęziowego (skratowanego) z oddzielnymi płytami poziomymi pod każdą gałęzią. Konstrukcja połączenia tej podstawy z fundamentem umożliwiła przenoszenie momentów zginających w obu płaszczyznach (sztywne zamocowanie słupa w płaszczyźnie większej i mniejszej sztywności jego trzonu).





**Zakotwienie słupów w fundamencie.** Zespoleenie podstaw słupów z fundamentami (betonowymi lub żelbetowymi) zapewniają śruby kotwiące (rys. 6.55) wykonane ze stalowych prętów okrągłych. Jeden koniec śruby jest nagwintowany, drugi zaś ukształtowany tak, aby było możliwe dobre zakotwienie w betonie lub belce kotwiącej osadzonej w fundamencie. Śruby te mają za zadanie prawidłowe ustawienie słupa na fundamencie, zapobieżenie przemieszczeniu się konstrukcji podczas montażu (zapewnienie stabilności), a przede wszystkim przekazanie obciążeń prętowego ustroju nośnego hali na fundament.



Rysunek 6.55. Śruby fundamentowe (opis w tekście)

Podstawy słupów obciążonych osiowo kotwi się w fundamencie za pomocą przynajmniej dwóch śrub. W słupach osiowo ściskanych łączniki te pełnią funkcję stabilizującą na czas montażu. Są one potrzebne z uwagi na możliwość wystąpienia nieprzewidzianych sił poziomych podczas scalania konstrukcji. Jeśli dolny koniec słupa był traktowany jako przegubowo-nieprzesuwny, to dwie śruby należy umieszczać na potencjalnej osi obrotu przekroju podporowego podczas ewentualnego zginania (por. rys. 6.50a, b, d). Gdy nie jest to możliwe, wówczas należy je umieszczać jak najbliżej osi obrotu, aby zapewnić założoną pracę statyczną słupa.

Do łączenia słupów ściskanych osiowo z fundamentem używa się śrub kotwiących o średnicach 16÷30 mm. Głębokość kotwienia śrub ze stali okrągłej powinna wynosić około 20 średnic. Do zakotwienia można użyć śrub: z rozciętym końcem (rys. 6.55a), z odgiętym końcem (rys. 6.55b), zgrubnych z krótkim gwintem odpowiedniej długości (rys. 6.55c), fajkowych (rys. 6.55d, e), płytkowych (rys. 6.55f, g), młotkowych (rys. 6.55h), a także rozporowych (rys. 6.55i)

lub kotwi wklejanych (rys. 6.55j). Kotwie (rys. 6.55b, f) mogą być zabetonowane razem z fundamentem lub osadzone w uprzednio wykonanych kanałach kotwiących (otworach, studzienkach) w fundamencie (rys. 6.55a, c, e, h, i, j). Śruby kotwiące rozporowe i wklejane (rys. 6.55i, j) osadza się w otworach wierconych w fundamentach, po ostatecznym ustaleniu usytuowania słupów. Osadzenie śrub w kanałach kotwiących lub wierconych otworach umożliwia gubienie „losowych” odchyłek wykonawczych.

Możliwość niewielkiej regulacji położenia kotwi fajkowej zapewnia rozwiązanie pokazane na rys. 6.55d. Jeśli śrubę zabetonowuje się łącznie ze stalowym stelażem, stabilizującym położenie śrub względem siebie podczas betonowania, należy wykonać powiększone otwory w blasze poziomej podstawy słupa (rys. 6.50d). Otwory te mają średnicę  $d_o = d + 2\Delta$  ( $\Delta = 2$  mm przy  $d \leq 24$  mm oraz  $\Delta = 3$  mm przy  $d \leq 30$  mm) lub  $d_o = (1,5 \div 2,0)d$ . W tym ostatnim przypadku, po regulacji ustawienia słupa, na śruby nakłada się indywidualnie wykonane podkładki kwadratowe z normowymi otworami (przykrywające powiększone otwory), układa spoinę i dopiero wtedy zakłada się podkładkę standardową i nakrętkę (rys. 6.50d). Taka regulacja słupa jest możliwa również w przypadku rozwiązania pokazanego na rys. 6.50a, b.

W słupach utwierdzonych w fundamentach konstruuje się podstawy z blachami pionowymi równoległymi do płaszczyzny zginania, a śruby kotwiące rozmieszcza jak najdalej od osi obrotu. Śruby kotwiące takich słupów, przeciwdziałające odrywaniu podstawy od fundamentu, są rozciągane. Dlatego też istnieje potrzeba zagwarantowania właściwego ich zespolenia z fundamentem.

Śruby fajkowe (rys. 6.55d, e) przenoszą obciążenie dzięki przyczepności stali do betonu lub przez zakotwienie haka (w trakcie montażu), śruby płytkowe (rys. 6.55f, g) przez docisk płytki oporowej do betonu, śruby młotkowe (rys. 6.55h) przez docisk do belki kotwiącej zabetonowanej w fundamencie, śruby rozporowe (rys. 6.55i) przez tarcie i docisk do betonu, a śruby wklejane (rys. 6.55j) dzięki przyczepności kleju (żywicy) do stali i betonu.

Parametry wytrzymałościowe (nośności) i geometryczne (pole przekroju poprzecznego) oraz minimalną długość zakotwienia śrub fajkowych i płytkowych podano w tabl. 6.6. Podobne parametry dotyczące śrub rozporowych i wklejanych podają producenci tych wyrobów.

Śruby fajkowe wykonuje się ze stali gatunku S235 (St3), natomiast płytkowe i młotkowe ze stali S355 (18G2). Kotwie fajkowe oznacza się symbolem F i liczbą odpowiadającą ich średnicy (F12, F16, F20, F24, F30), śruby płytkowe literą P, młotkowe zaś literą T i liczbami określającymi średnicę ich trzpienia (P20÷P48, T36÷T80).

Śruby fajkowe i płytkowe można osadzać w fundamencie w czasie jego betonowania, jednak zamocowanie ich z dokładnością wymaganą do montażu konstrukcji stalowych jest na ogół niewykonalne. Dlatego też zazwyczaj osadza

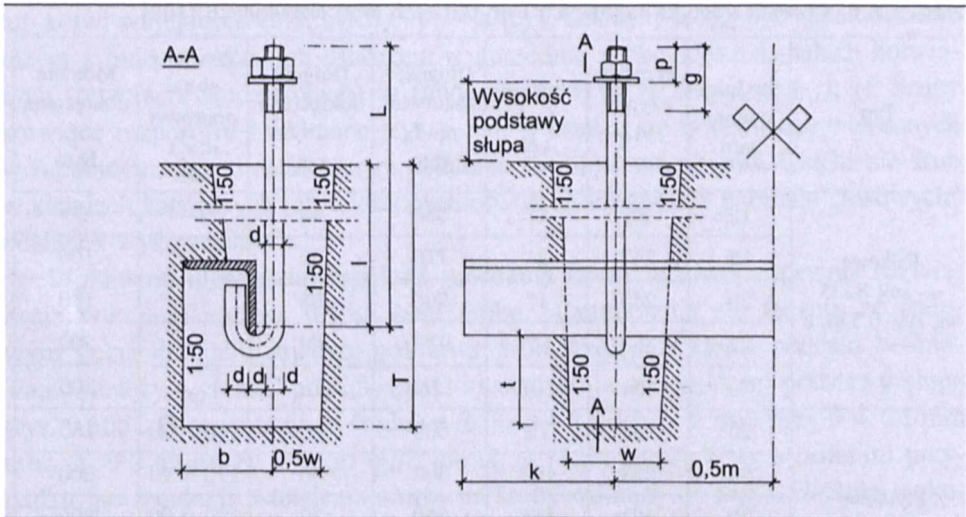
Tablica 6.6. Charakterystyka fajkowych i płytkowych śrub kotwiących [102]

Typ	Średnica gwintu mm	Przekrój czynny $A_s$ mm <sup>2</sup>	Nośność $S_R^1$ kN	Długość zakotwienia $l_a$ mm	Długość dokręcenia min $l_d$ cm	Wymiary płytki oporowej $a \times t$ mm	Moment dokręcania $M_o$ N·m
Fajkowe — stal S235 wg rys. 6.55d, e	12	85	17	580	45	—	50
	16	157	31	770	50	—	100
	20	245	47	900	55	—	150
	24	353	67	1080	60	—	200
	30	561	107	1330	70	—	300
Płytkowe — stal S355 wg rys. 6.55f, g	20	245	72	500	55	100 × 20	150
	24	353	103	500	60	110 × 20	200
	30	561	164	650	70	120 × 20	300
	36	817	233	800	80	130 × 20	500
	42	1120	319	900	85	150 × 20	800
	48	1472	419	1000	90	170 × 20	950

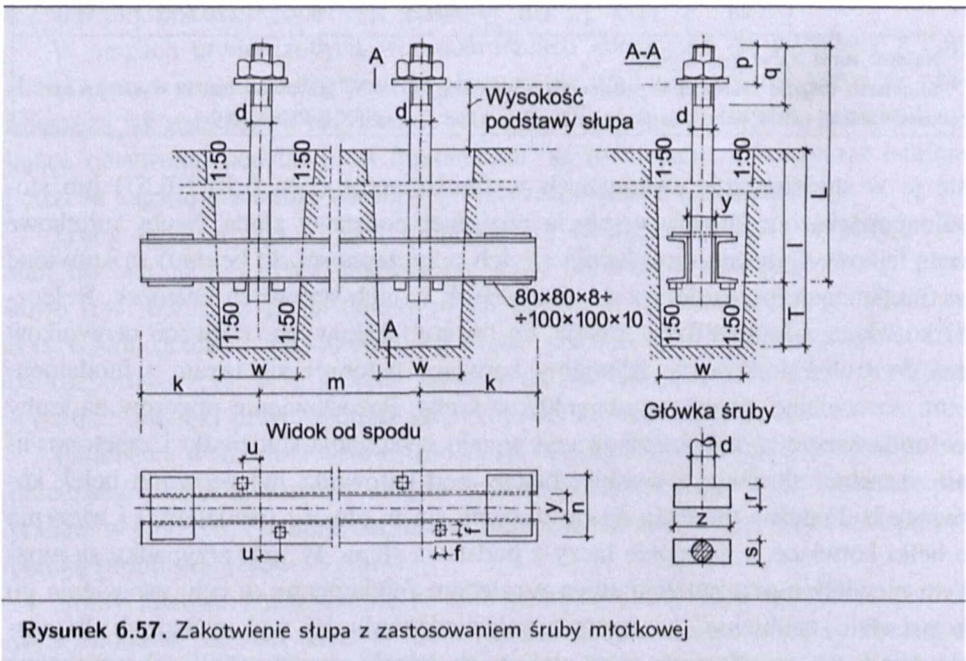
<sup>1</sup> Nośność kotwi  $S_R = S_{Rt} \leq S_{Ra}$ .

<sup>2</sup> Minimalną długość zakotwienia podano dla betonu klasy B15. W przypadku betonu wyższej klasy podane wartości należy pomnożyć przez  $\sqrt{12/f_{ck}}$ , gdzie  $f_{ck}$  wg PN-B-03264:2002.

się je w studzienkach wykonanych w fundamencie (rys. 6.56 i 6.57) lub stosuje powiększone otwory w płycie poziomej podstawy słupa. Śruby młotkowe oraz fajkowe (gdy nie uwzględnia się ich przyczepności do betonu) są kotwione w fundamencie przez docisk do osadzonych w nich stalowych beleczek. Beleczki kotwiące z kątowników stosuje się do śrub hakowych, z dwóch ceowników zaś do śrub młotkowych. Elementy kotwiące betonuje się razem z fundamentem, zostawiając otwory (studzienki) na śruby. Pozostawienie otworów na śruby w fundamencie wymaga deskowania w celu wykonania studzienki i zabetonowania szczelnej skrzynki z cienkiej blachy pod kątowniki lub ceowniki belek kotwiących. Podczas montażu śruby wstawia się w otwory (studzienki) i zaczepia o belki kotwiące, a następnie łączy z podstawą słupa. W tym przypadku są możliwe niewielkie przesunięcia słupa względem fundamentu, w celu ustawienia go w osiach i „zgubienia” geometrycznych niedokładności wykonawczych. W czasie między betonowaniem a montażem studzienki powinny być zabezpieczone przed zanieczyszczeniem i zalaniem wodą opadową. Kotwienie słupów z zastosowaniem śrub zaczepionych w belkach kotwiących osadzonych w fundamencie jest zadaniem dość kłopotliwym technologicznie i stosunkowo drogim. Takie rozwiązania są stosowane w przypadku występowania dużych sił kotwiących słup w fundamencie.



Rysunek 6.56. Zakotwienie słupa z zastosowaniem śruby fajkowej



Rysunek 6.57. Zakotwienie słupa z zastosowaniem śruby młotkowej

Zakotwienie słupa z zastosowaniem śruby fajkowej pokazano na rys. 6.56. Parametry geometryczne tego połączenia podano w tabl. 6.7.

Zakotwienie słupa z zastosowaniem śruby młotkowej pokazano na rys. 6.57. Parametry geometryczne tego połączenia podano w tabl. 6.8.

Tablica 6.7. Parametry geometryczne zakotwienia wg rys. 6.56

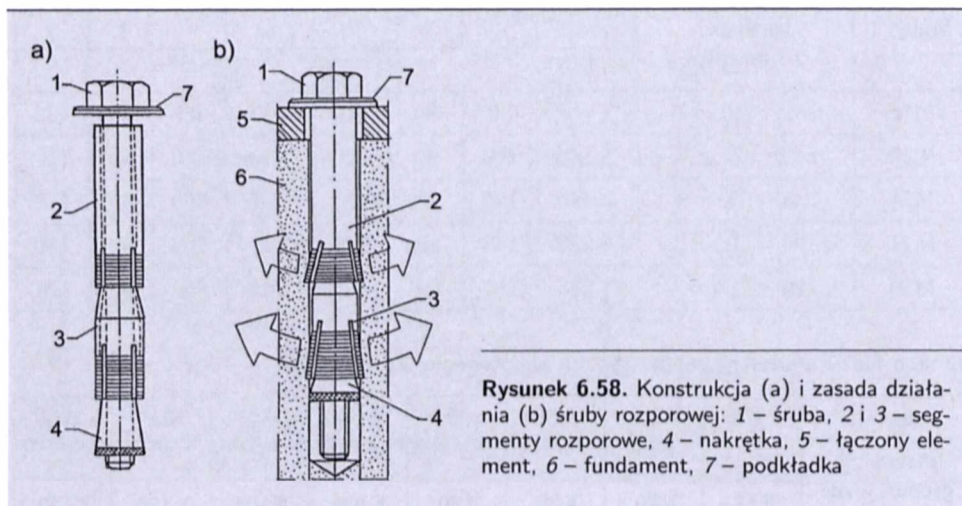
Śruby	Przekrój belki kotwiącej z kątownika	Wymiary gniazda					Wymiary śruby		
		$k$	$w$	$b$	$t$	$T$	$l$	$p$	$g$
		mm							
M16	L 65 × 65 × 7	≥ 150	80	80	110	560	450	35	100
M20	L 75 × 75 × 8	≥ 160	100	90	120	680	560	40	110
M24	L 90 × 90 × 9	≥ 190	120	110	130	790	660	45	110
M27	L 100 × 100 × 12	≥ 220	140	130	140	900	760	50	120
M30	L 120 × 120 × 11	≥ 250	150	150	150	1010	860	55	120

Tablica 6.8. Parametry geometryczne zakotwienia wg rys. 6.57

Śruba	M24	M27	M30	M36	M39	M42	M45	M48
Parametry geometryczne do rys. 6.57 mm	∩ 65	∩ 80	∩ 80	∩ 80	∩ 100	∩ 100	∩ 120	∩ 120
$y$	35	40	40	40	50	60	60	65
$k$	≥ 200	≥ 220	≥ 220	≥ 220	≥ 240	≥ 260	≥ 280	≥ 300
$n$	105	110	110	110	130	140	150	155
$f$	35	37	37	37	42	42	47	47
$o$	15	15	15	15	20	20	22	22
$u$	40	41	41	41	45	46	50	52
$w$	120	120	150	150	160	170	180	190
$t$	120	120	120	120	130	130	140	150
$T$	980	1040	1040	1040	1150	1250	1360	1450
$l$	860	920	920	920	1020	1120	1220	1300
$p$	45	60	60	60	65	70	75	80
$g$	110	130	130	130	130	140	140	160
$r$	20	23	25	30	33	35	37	40
$s$	24	27	30	36	40	42	45	48
$z$	60	65	70	85	95	110	110	115

Znacznie łatwiejsze technologicznie jest zastosowanie kotwi rozporowych i wklejanych. Wówczas konstrukcja fundamentu jest prostsza (bez studzienek) i nie jest wymagana taka dokładność jego wykonania jak w przypadku hakowych lub fajkowych śrub kotwiących. Po wytrasowaniu osi usytuowania śrub

rozporowych lub wklejanych wierci się w fundamencie otwory do ich osadzenia. Przykład konstrukcji i zasady działania śruby rozporowej pokazano na rys. 6.58.



**Rysunek 6.58.** Konstrukcja (a) i zasada działania (b) śruby rozporowej: 1 – śruba, 2 i 3 – segmenty rozporowe, 4 – nakrętka, 5 – łączony element, 6 – fundament, 7 – podkładka

Nośność zakotwienia śruby fajkowej (niemocowanej w belce kotwiącej) wyznacza się z warunku jej przyczepności do betonu [102], kotwi zaś płytkowej — ze względu na docisk płytki oporowej do betonu. W przypadku zakotwienia z belką kotwiącą osadzoną w fundamencie nośność belki oblicza się ze względu na jej docisk do betonu i ścinanie, przyjmując odpowiednie wartości pola obwodu strefy docisku belki, przypadające na jedną kotew. Nośność połączenia śruby kotwiącej z belką i strefy tego połączenia nie powinny być mniejsze od nośności zakotwienia belki. Wymagania techniczne i nośności zakotwień rozporowych i wklejanych są podawane w aprobatkach technicznych tych wyrobów.

### 6.3. Konstrukcja stężeń dachów i słupów hal

Stężenia dachów i słupów głównych hal stosuje się przede wszystkim w celu zapewnienia geometrycznej niezmienności i sztywności ustroju nośnego. Dodatkowe ich zadania konstrukcyjne, zasady stosowania i rozmieszczania podano w rozdziale 1. W rozdziale 5. natomiast omówiono modele obliczeniowe wyznaczania sił wewnętrznych w tych elementach.

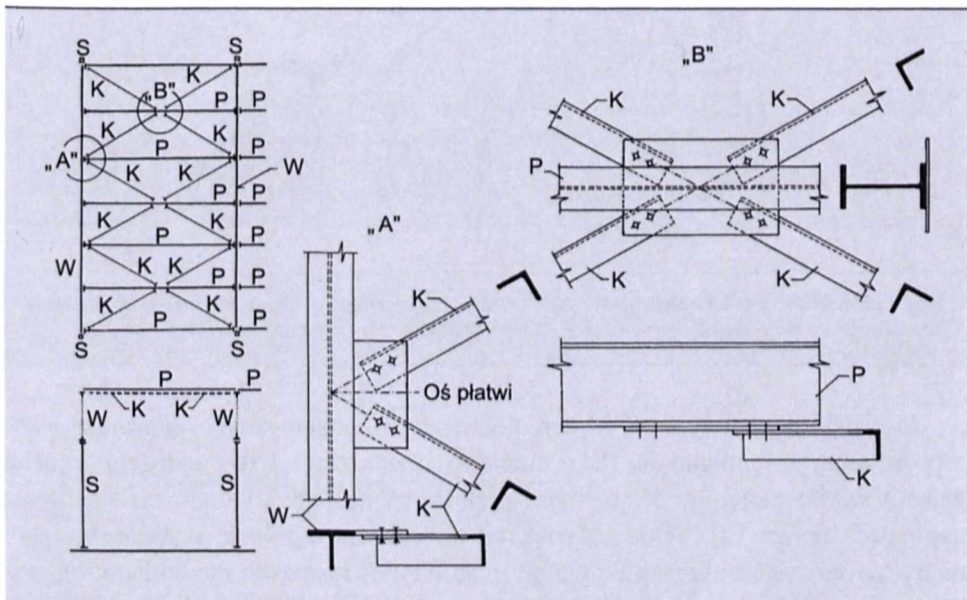
Stężenia hal tworzą przede wszystkim systemy prętów połączonych przegubowo. Rzadziej projektuje się stężenia powłokowe (tarczowe z blach fałdowych — por. rys. 1.27) lub ramowe (por. rys. 1.34I).

Na pręty stężeń stosuje się kształtowniki walcowane, gięte z blach na zimno, pojedyncze lub wielogłązgiowe. Przekroje tych elementów są bisymetryczne

lub monosymetryczne. Niekiedy, w celu uproszczenia konstrukcji, łączy się je mimośrodowo z blachami węzłowymi układów stężanych. Następstwem takich mimośrodowych połączeń prętów stężeń jest ich dodatkowe wyężenie zginające.

Osiowo wyężone ściskane lub rozciągane pręty stężeń wymiaruje się zgodnie z postanowieniami normy [98]. Jeżeli są nieosiowo połączone z głównym ustrojem nośnym (układem poprzecznym), należy w analizie nośności uwzględnić wyężenie zginające prętów.

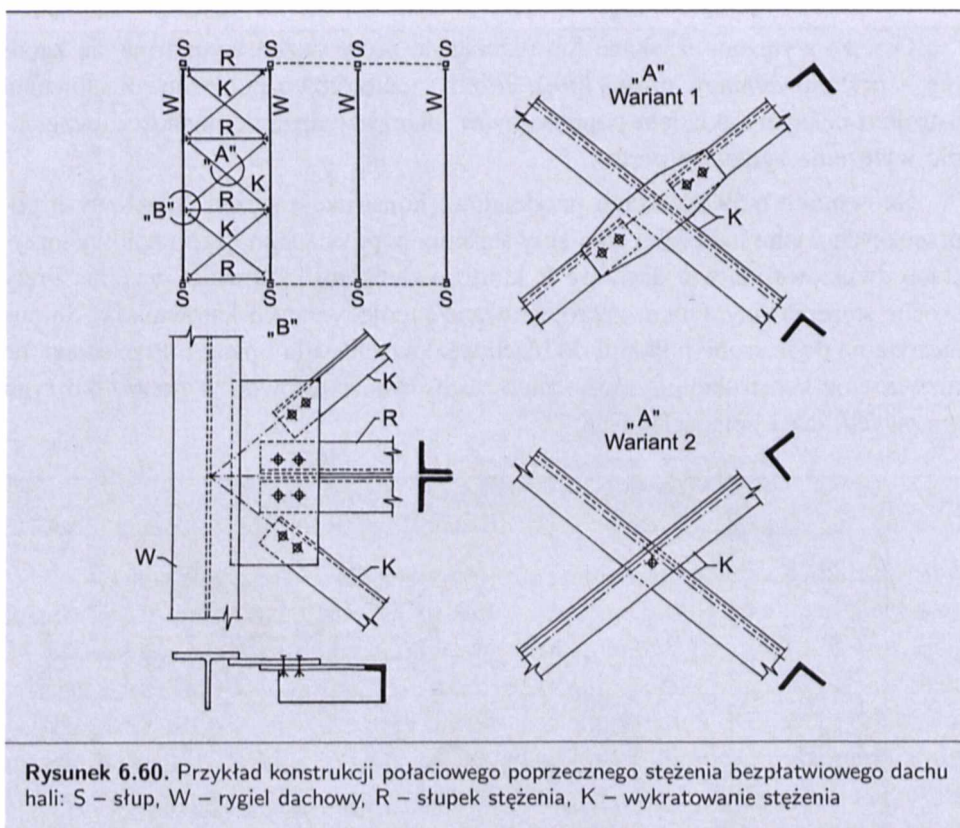
Na rysunku 6.59 pokazano przykładowe konstrukcje stężeń połączeniowych poprzecznych dachu hali. Jako elementy stężenia poprzecznego dachu hali wykorzystano dwuteowe płatwie dachowe P, które są słupkami kratownicy tężnika. Pręty skośne stężenia (krzyżulce) zaprojektowano z pojedynczych kątowników. Są one łączone na dwie śruby półkami do blach węzłowych rygla i płatwi. Przedstawione rozwiązanie konstrukcyjne może mieć zastosowanie zarówno w przypadku rygli kratowych, jak i pełnościennych.



**Rysunek 6.59.** Przykład konstrukcji połączeniowego poprzecznego stężenia płatwiowego dachu hali: S – słup, W – rygiel dachowy, P – płatwie, K – pręt stężenia

W przykładzie pokazanym na rys. 6.60 dach hali jest bezpłatwiowy. Stężenie połączeniowe poprzeczne tworzą skratowania typu X oraz słupki R. Pręty stężenia typu X zaprojektowano z pojedynczych kątowników. W wariantcie 1. kątowniki łączą się ze sobą za pośrednictwem blachy węzłowej, w wariantcie 2. zaś ciągłe pręty są zespolone jedną śrubą. Pręt R stężenia z dwóch kątowników (słupki) oraz pręty skośne typu X są połączone na śruby z blachą węzłową przyspawana-

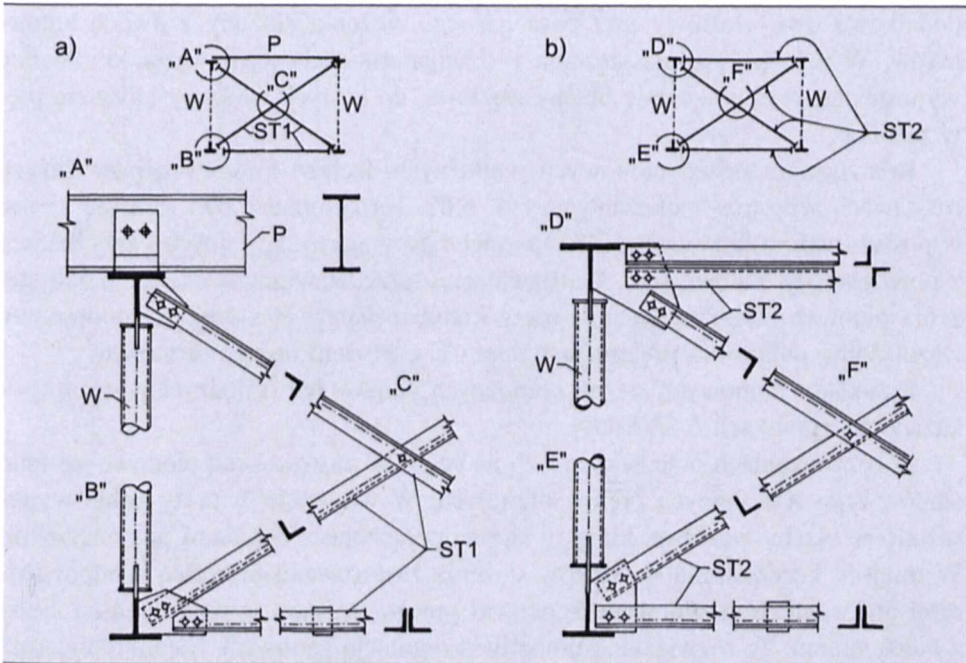
ną do rygla dachowego. Rozwiązanie to stosuje się w dachach hal z ryglami pełnościennymi i kratowymi.



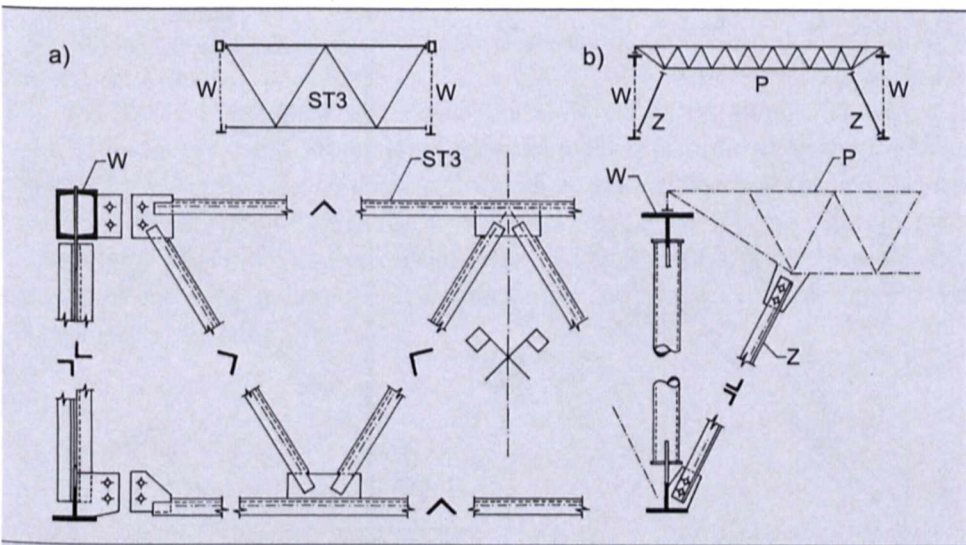
Pręty skratowań typu X stężeń połączeniowych poprzecznych zaprojektowane z pojedynczych kątowników (jako elementy przenoszące tylko wyężenia rozciągające) często zastępuje się pełnymi prętami okrągłymi z wbudowaną nakrętką napinającą (rzymską). Takie rozwiązanie umożliwia regulację parametrów geometrycznych systemu konstrukcyjnego i „gubienie” losowych niedokładności wykonawczych. W podobny sposób, jak pokazano na rys. 6.59 i 6.60, konstruuje się poziome podłużne stężenia połączeniowe dachów hal.

Przykłady konstrukcji pionowych stężeń podłużnych kratowych dachów hal pokazano na rys. 6.61 i 6.62. W pionowym stężeniu podłużnym dachu hali pokazanym na rys. 6.61a wykorzystano konstrukcyjną rolę dwuteowych płatew pełnościennych. Stężenie to ma krzyżujące się pręty typu X z pojedynczych kątowników, połączonych ze sobą jedną śrubą. Pas dolny stężenia zaprojektowano jako pręt dwugałęziowy z dwóch kątowników. W przykładzie pokazanym na rys. 6.61b (dach bezpłatiowy) zastosowano podobne rozwiązanie jak na rys. 6.61a, dając





**Rysunek 6.61.** Przykłady konstrukcji pionowych stężeń podłużnych dachów hal z wykorzystaniem (a) i bez uwzględnienia (b) konstrukcyjnej roli płatwi pełnościennych: W – rygiel dachowy, P – płatwie, ST1, ST2 – stężenie międzywiązarowe



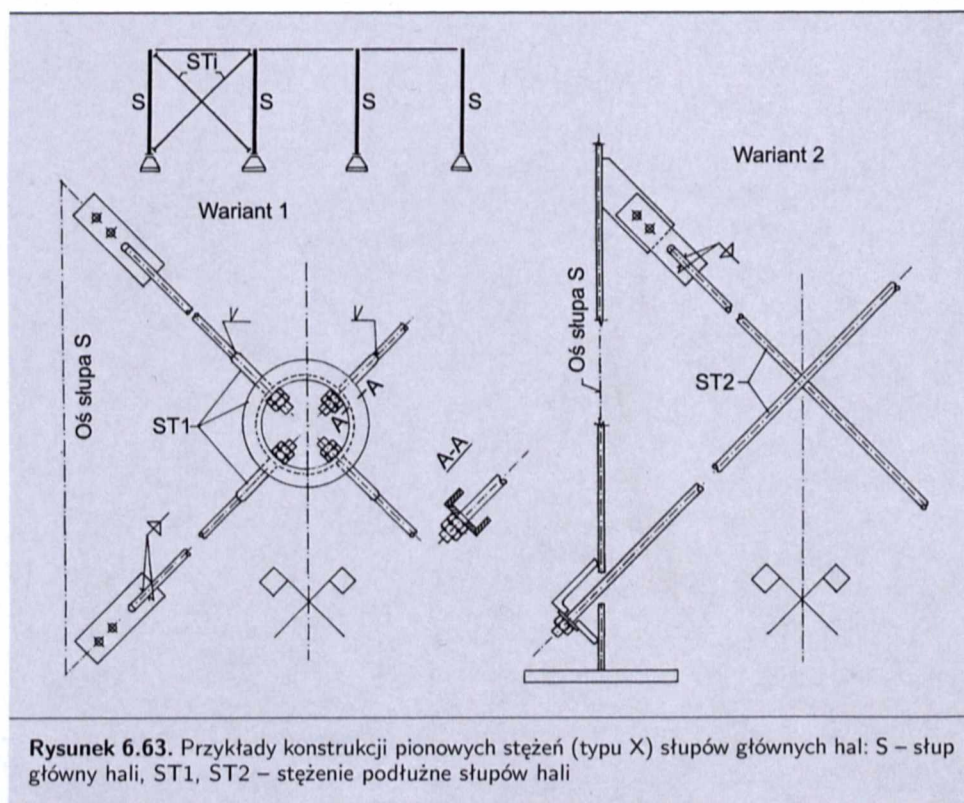
**Rysunek 6.62.** Przykłady konstrukcji pionowych stężeń podłużnych dachów hal o dużym rozstawie dźwigarów kratowych (opis w tekście): W – rygiel dachowy, P – płatwie, ST3 – stężenie międzywiązarowe, Z – zastrzał

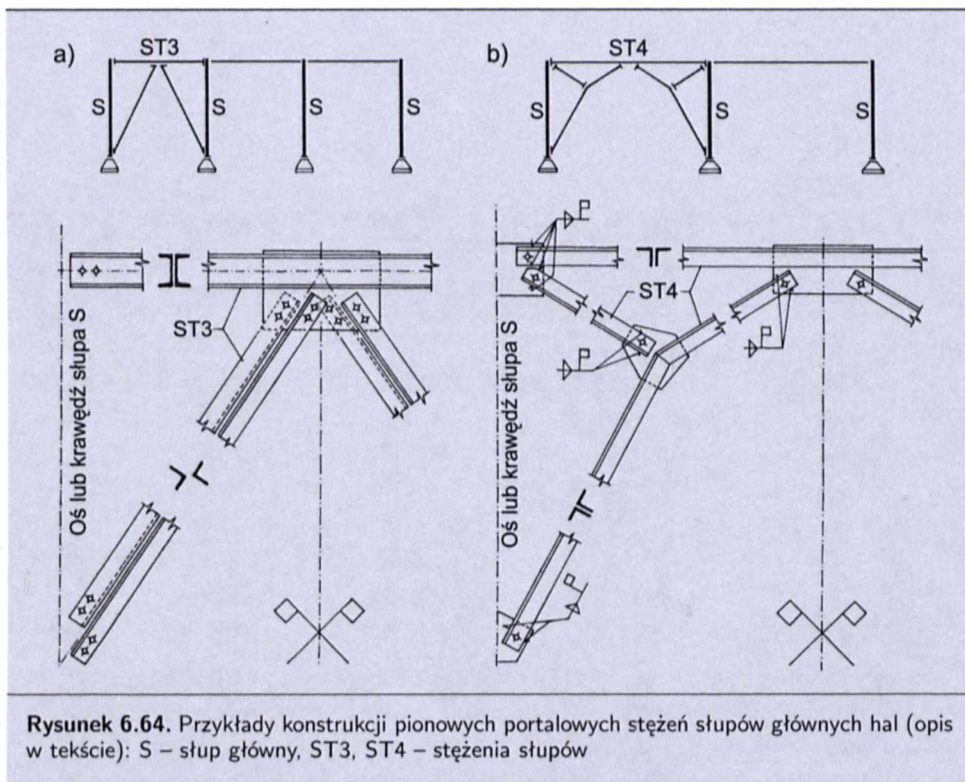
dotąd dwugłęziowy pręt pasa górnego stężenia złożony z dwóch kątowników. W celu połączenia stężenia z dźwigarem dachowym węzły kratownicy wyposażono w odpowiednie blachy węzłowe, do których na śruby łączy się pręty tężnika.

Rozwiązania stężeń pionowych podłużnych dachów kratowych przy dużych rozstawach wiązarów pokazano na rys. 6.62. Na rysunku 6.62a stężenie to jest w postaci ustroju kratowego ST3 o prętach pasów górnych, dolnych i krzyżulcach z pojedynczych kątowników. W rozwiązaniu przedstawionym na rys. 6.62b stężenia pionowe podłużne dachu tworzy kratowa płatek P, której przypodporowy węzeł dolny połączono prętem-zastrzałem Z z węzłem dolnym kratownicy.

Przykłady pionowych stężeń podłużnych słupów hal (międzysłupowych) pokazano na rysunkach 6.63 i 6.64.

W rozwiązaniach przedstawionych na rys. 6.63 zastosowano pionowe stężenie słupów typu X z pełnych prętów okrągłych. W wariancie 1. pręty pełne wyposażono w blachy węzłowe, którymi są one połączone z układami poprzecznymi. W miejscu krzyżowania się prętów stężenia zastosowano pierścienie z odpowiednimi otworami. Nagwintowane końcówki prętów stężenia są połączone na śruby z pierścieniem. To rozwiązanie umożliwia regulację geometrii systemu konstruk-





cyjnego hali. Również w wariantcie 2. jest możliwa taka regulacja. Tu też zmienia się długości prętów stężenia, które są mocowane do środka słupa za pośrednictwem kątownika.

Przykłady konstrukcji pionowych portalowych stężeń słupów głównych hal pokazano na rys. 6.64. Pręty stężeń zaprojektowano jako dwugąździowe z kształtowników walcowanych na gorąco. Z uwagi na uwarunkowania transportowe podzielono je na prętowe elementy wysyłkowo-montażowe. W rozwiązaniu przedstawionym na rys. 6.64a zastosowano wszystkie połączenia montażowe na śruby, na rys. 6.64b zaś połączenia spawane (śruby w tym przypadku dano w celu łatwiejszego scalenia ustroju).

# Wymiarowanie i konstruowanie pełnościennych układów poprzecznych hal

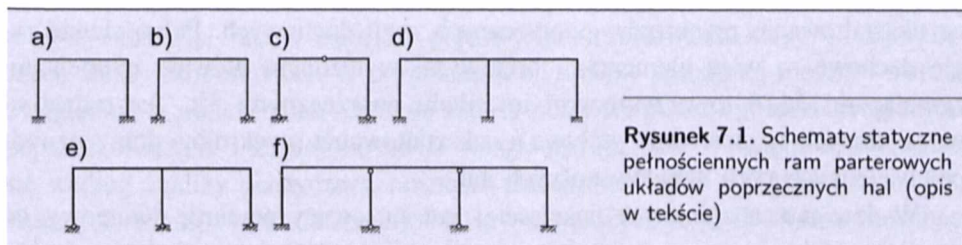
## 7.1. Wprowadzenie

W ostatnich latach obserwuje się powszechne stosowanie na układy poprzeczne hal ustrojów ramowych o pełnościennych prętach spawanych z blach. Wynika to z zalet technologicznych tych konstrukcji (uproszczenie wykonawstwa warsztatowego) oraz możliwości ograniczenia do minimum nieużytkowej kubatury obiektu w porównaniu z kratowo-słupowymi układami poprzecznymi hal.

Mimo że na pełnościenne układy poprzeczne hal zużywa się nieco więcej stali niż na konstrukcje o kratowych ryglach dachowych, to jednak koszty inwestycji są mniejsze ze względu na niską pracochłonność robót w wytwórni. W halach o małych i średnich rozpiętościach przekrój słupów i rygli jest stały na ich długości, zaprojektowany z dwuteowników walcowanych lub blachownic. Przy większych rozpiętościach w narożach ram z dwuteowników daje się skosy lub nakładki pasowe. Przy bardzo dużych rozpiętościach naw elementy układów poprzecznych kształtuje się o przekroju zmiennym w sposób ciągły.

Układy poprzeczne hal o pełnościennych przekrojach poprzecznych słupów i rygli są ramami. W przypadku hal jednonawowych są to ramy bezprzegubowe (rys. 7.1a), dwuprzegubowe o słupach połączonych z fundamentem bezmomentowo (rys. 7.1b) lub — rzadziej stosowane — trójprzegubowe (rys. 7.1c). Nie stosuje się jednonawowych pełnościennych ram o przegubowym połączeniu słupa z rygłem dachowym. Przykłady schematów statycznych parterowych ram hal wielonawowych pokazano na rys. 7.1d, e, f.

Cechą charakterystyczną analizowanych konstrukcji są połączenia słupów z ryglami dachowymi. Pełnościenne, parterowe, jedno- i wielonawowe ramowe



układy poprzeczne są zwykle projektowane o sztywnych połączeniach słupów z ryglami dachowymi. Oddzielnym zagadnieniem w przypadku takich ustrojów jest kształtowanie, wymiarowanie i konstruowanie naroży peñościennych. Mogą one być dwu- (rys. 7.1a, b, c) lub trójramienne (rys. 7.1d, e). Projektowanie sztywnych naroży ram o prętach peñościennych ma uzasadnienie statyczno-wytrzymałościowe. W takich konstrukcjach lepiej wykorzystuje się nośności przekrojów słupów i rygli w strefie naroży ram niż ma to miejsce przy przegubowych połączeniach tych elementów. Przenoszenie momentów zginających przez naroże ramy układu poprzecznego umożliwia ponadto zmniejszenie wyężenia zginającego w przęśle rygla dachowego. Jednak zasady obliczania i konstruowania naroży ram peñościennych, z uwagi na osobliwy sposób ich wyężenia, wymagają oddzielnego omówienia (patrz p. 7.3).

Pręty ram peñościennych układów poprzecznych są projektowane z dwuteowników walcowanych lub jako blachownice spawane z blach. Słupy hal zamocowane sztywno w fundamentach mają zazwyczaj przekrój poprzeczny stały na swej wysokości. W ramach przegubowo połączonych z fundamentami (rys. 7.1b) stosuje się niekiedy zbieżny ku dołowi przekrój poprzeczny słupów (por. rys. 1.13c, d i 6.34b). W halach przemysłowych z suwnicami peñościennie słupy mogą być wyposażone we wsporniki (por. rys. 6.44a) lub mieć skokowo zmienną sztywność (por. rys. 6.44c). Sposób kształtowania, zasady wymiarowania i konstruowania trzonów, wsporników i podstaw słupów omówiono szczegółowo w rozdziale 6.

## 7.2. Peñościennie rygle dachowe

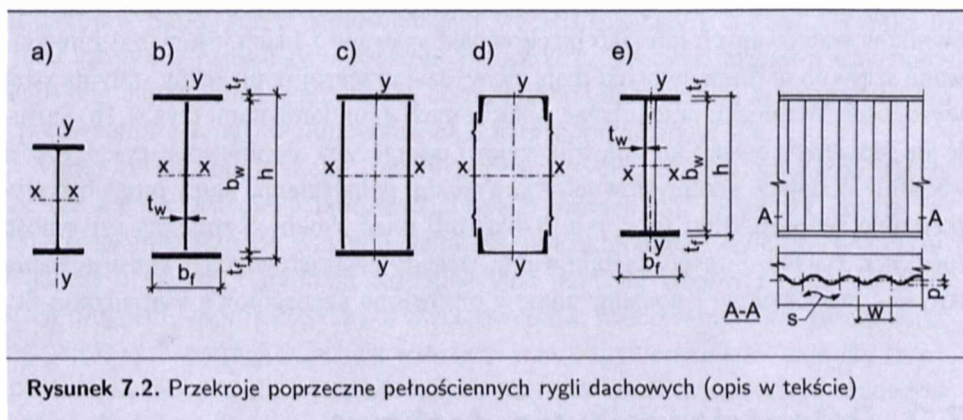
### 7.2.1. Kształtowanie poprzeczne i podłużne rygli peñościennych

Rygle układów poprzecznych hal są przede wszystkim dźwigarami obciążonymi poprzecznie do swej osi podłużnej. Są to obciążenia od ciężaru własnego rygla i osłon dachowych, klimatyczne (od śniegu i wiatru), a także od urządzeń technologicznych (suwnic, wentylacji itp.) podwieszonych do dachu hali. Obciążenia poziome hali, powodujące występowanie sił podłużnych  $N$ , mają mniejszy wpływ

na ukształtowanie przekrojów poprzecznych rygli dachowych. Pełnościennie rygle dachowe są więc elementami prętowymi wywołanym głównie momentami zginającymi  $M_x$  i towarzyszącymi im siłami poprzecznymi  $V_x$ . Ten rodzaj sił wewnętrznych bezpośrednio wpływa na ukształtowanie przekrojów poprzecznych pełnościennych rygli układów nośnych hal.

W dźwigarach zginanych najczęściej jest stosowany przekrój dwuteowy, co wynika z efektywnego rozmieszczenia masy tego przekroju względem osi obojętnej (oddalenie od osi obojętnej pasów dwuteowników zwiększa nośność tych przekrojów w porównaniu np. ze zwartym przekrojem prostokątnym).

Przy małych i średnich rozpiętościach ram na rygle dachowe są stosowane dwuteowniki walcowane na gorąco (normalne i równoległościennie, rys. 7.2a), o znormalizowanych przekrojach poprzecznych. W takich przypadkach koszt materiału jest mniejszy, a wykonanie rygla łatwiejsze niż dźwigara dachowego o przekroju złożonym (blachownicowym). Wynika to z faktu, iż przy produkcji warsztatowej elementów wysyłkowo-montażowych takich ustrojów wykonuje się jedynie styki montażowe rygli. Wadą jest tu nie zawsze pełne wykorzystanie nośności przekrojów poprzecznych dwuteowników walcowanych. Dlatego niekiedy, w celu lepszego wykorzystania nośności kształtownika, takie rygle wzmacnia się lokalnie przez przyspawanie do pasów nakładek.



Rysunek 7.2. Przekroje poprzeczne pełnościennych rygli dachowych (opis w tekście)

Do zalet dwuteowych rygli z kształtowników walcowanych na gorąco zalicza się możliwość wykorzystania ich nośności plastycznej. Dwuteowniki walcowane są w przypadku ich zginania przekrojami klasy 1. Jeśli są spełnione odpowiednie wymagania normowe [98], można takie konstrukcje obliczać z uwzględnieniem plastycznej redystrybucji wyężeń między przekrojami (według modelu analizy plastycznej ustroju). W przypadku konstrukcji statycznie niewyznaczalnych (a takimi zazwyczaj są ramy układów poprzecznych hal) można w modelu obliczeniowym dopuścić do tworzenia się kolejnych przegubów plastycznych w zginanych przekrojach, aż do zamiany ustroju w mechanizm. Wykorzystanie plastycznej

rezerwy nośności takich ustrojów prętowych o przekrojach klasy 1. daje znaczące efekty ekonomiczne. W odróżnieniu od analizy sprężystej można wówczas uwzględnić w obliczeniach zarówno zapasy nośności poszczególnych przekrojów poprzecznych, jak i zapasy nośności całego ustroju (siły wewnętrzne wyznacza się według analizy plastycznej, nośności przekrojów zaś z uwzględnieniem plastycznych właściwości materiału). Należy zaznaczyć, że o ile wzrost nośności plastycznej w porównaniu do nośności sprężystej pojedynczego przekroju dwuteowego według [98] wynosi 7%, to w całej konstrukcji ramowej może on sięgać około 30÷40%. Obszerne omówienie zagadnień obliczeń statycznych, wymiarowania i projektowania konstrukcji z wykorzystaniem plastycznych właściwości ustroju nośnego (według teorii nośności granicznej) podano m.in. w [6].

Jeśli przekrój dwuteownika walcowanego nie spełnia wymagań w zakresie stanów granicznych nośności (ma niedostateczną wytrzymałość) lub użytkowania (przekroczony jest warunek ugięć), to na rygiel ramy stosuje się blachownicę. Z takim właśnie przypadkiem ma się najczęściej do czynienia w projektowaniu pełnościennych układów poprzecznych. Przy większych rozpiętościach zachodzi bowiem potrzeba stosowania przekrojów wyższych i smuklejszych niż spotykane w standardowych dwuteownikach walcowanych na gorąco.

Projektowanie pełnościennego rygla dachowego rozpoczyna się od doboru jego optymalnego przekroju poprzecznego, a następnie dokonuje się ewentualnych zmian przekroju wzdłuż osi podłużnej. Na podstawie analiz dobrze ukształtowanych dźwigarów proponuje się przyjmować optymalną (z warunku minimum masy ustroju) wysokość blachownicy rygla według empirycznego wzoru

$$h = 1,15 \sqrt{\frac{W}{t_w}} \quad (7.1)$$

w którym:

$t_w$  — grubość środnika,

$W$  — potrzebny wskaźnik wytrzymałości przekroju;

$$W = \frac{M_{\max}}{f_d} \quad (7.2)$$

gdzie:

$M_{\max}$  — maksymalny moment zginający w ryglu,

$f_d$  — wytrzymałość obliczeniowa stali.

Według zaleceń podanych w literaturze przy konstruowaniu klasycznych blachownic najmniejszą grubość środnika chronionego przed wpływami atmosferycznymi przyjmuje się  $t_w = 6$  mm, a środnika niechronionego  $t_w = 7$  mm (w przypadku stali trudno rdzewiejącej można przyjąć mniejsze grubości środników). Stosunek wysokości środnika do jego grubości powinien wynosić 90÷150. Dobór grubości środnika powinien być analizowany w aspekcie smukłości tej

części składowej przekroju, gdyż przyjęcie cienkiego środnika może wymagać zastosowania żeber usztywniających. Szerokość pasów blachownic przyjmuje się orientacyjnie  $0,25h$ . Zaleca się przyjmować grubości pasa  $t_f$  oraz środnika  $t_w$  pozwalające zaliczyć przekrój blachownicy do klasy co najmniej 3.

Zagadnienia doboru optymalnego kształtu przekroju poprzecznego blachownicy komplikują dwa przeciwstawne kryteria. W celu zwiększenia nośności przekroju dwuteowego jego pasy powinny być rozstawione w dużej odległości od osi obojętnej. Sprawia to, że środniki takich dźwigarów są smukłe (w klasie 4.) i należy je usztywnić żebrami, co wiąże się z kolei ze zwiększoną pracochłonnością.

Przedstawione zalecenia w zakresie kształtowania cech geometrycznych przekroju poprzecznego dotyczą klasycznych blachownic wykonanych ze stali niestopowych (np. niskowęglowej S235). Zastosowanie stali o podwyższonej wytrzymałości (np. S355) pozwala znacznie obniżyć wysokość kształtowników dwuteowych rygli ( $h = l/20 \div l/30$ , gdzie  $l$  — rozpiętość przęsła ramy). Podstawowym warunkiem determinującym małe zużycie stali przeznaczonej na konstrukcję ram nośnych jest właściwe dobranie wysokości jej dwuteowych kształtowników. Należy zwrócić uwagę, iż we współcześnie projektowanych obiektach, mimo stosowania bardzo smukłych środników ( $b_w/t_w = 120 \div 230$ ), ich udział w wartości pola przekroju poprzecznego jest duży ( $40 \div 60\%$ ), przy niewielkim przecież udziale w przenoszeniu momentu zginającego, który wynosi  $8 \div 15\%$ . Stąd też ostatnio coraz częściej stosuje się środniki z blach grubości  $4 \div 6$  mm.

Poszukiwanie efektywniejszych ekonomicznie rozwiązań dźwigarów bez żeber poprzecznych doprowadziło do zastosowania dwuteowników spawanych automatycznie z faliście profilowanym środnikiem i pasami z blachy płaskiej [24]. Zakres wymiarów (rys. 7.2e) takich dźwigarów produkowanych w Polsce jest następujący:  $h = 500 \div 1500$  mm,  $b = 200 \div 450$  mm,  $t_w = 2 \div 3$  mm,  $t_f = 10 \div 30$  mm. Falisty środnik z cienkiej blachy (grubości  $2 \div 3$  mm) zapewnia stateczność miejscową i zmniejsza ciężar belki w stosunku do rozwiązań tradycyjnych. Blachownice takie należy stosować w obiektach obciążonych statycznie.

Dźwigary z dwuteowników walcowanych mają na całej swej długości jednakową wysokość, wskaźnik wytrzymałości oraz moment bezwładności przekroju. Stąd ich przekrój jest wykorzystany pod względem wytrzymałościowym na bardzo małym odcinku, tj. w sąsiedztwie przekroju, gdzie wstępuje ekstremalny moment zginający  $M_{\max}$ . Blachownicowe rygle projektuje się, przestrzegając zasad pełnej ekonomiczności konstrukcji, tzn. dobierając i zmieniając przekroje poprzeczne prętów na ich długości adekwatnie do wartości sił wewnętrznych („wpisując” się nośnością w wyężenie ustroju). Takie efektywne ekonomicznie rygle blachownicowe można uzyskać, stosując cieńszy środnik oraz zmieniając na jego długości przekrój blachownicy (grubość lub szerokość pasów, wysokość środnika) w zależności od wartości momentów zginających. Główną zaletą takich blachownic jest, że zawsze można zaprojektować przekrój optymalny ze względu



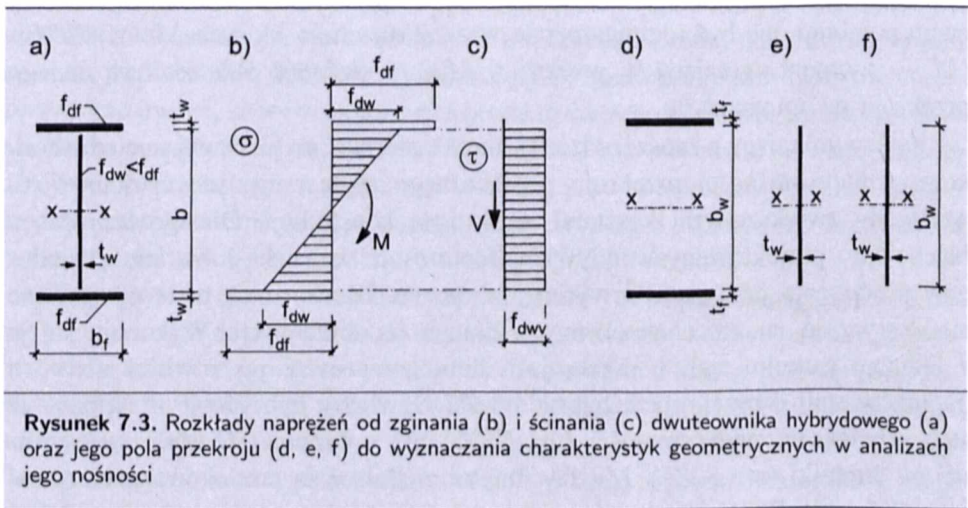
na zużycie stali oraz dostosować go do występujących obciążeń i warunków połączenia ze słupem. Zmianę nośności przekroju rygla na jego długości uzyskuje się w wyniku zróżnicowania wysokości środników (przekrój zbieżny) bądź przez skokową zmianę przekrojów pasów lub dwoma sposobami jednocześnie. W konstrukcjach rygli blachownicowych układów poprzecznych hal najczęściej różnicuje się przekroje pasów (zazwyczaj ich grubości) i wysokość środników, pozostawiając bez zmiany grubość środników. Kształtowanie podłużne rygla polega na takim dobraniu optymalnych wymiarów pasów i środników przekroju poprzecznego, by spełnione były normowe warunki stanu granicznego nośności (wytrzymałości, stateczności) oraz użytkowania (sztywności), przy równoczesnym najmniejszym zużyciu materiału. W celu wyznaczenia w sposób racjonalny zmiany przekroju blachownicy na wykresy momentów zginających „nakłada” się schodkowy wykres nośności przekrojów poszczególnych odcinków rygla. Styki pasów w miejscu zmiany przekroju wykonuje się za pomocą spoin czołowych, przy czym powinny one być rozmieszczone w przekrojach, w których  $M \leq 0,85M_{Ri}$  ( $M$  — moment zginający w przekroju,  $M_{Ri}$  — nośność obliczeniowa danego przekroju na zginanie).

Zysk wynikający z zaoszczędzonej masy materiału, co jest związane ze schodkową zmianą nośności przekroju poprzecznego rygla ramy, jest częściowo niwelowany zwiększonymi kosztami wykonania konstrukcji. Dlatego też oprócz blachownic projektowanych indywidualnie stosuje się rygle dobierane z katalogów producenta jako gotowe wyroby fabryczne. Blachownice takie są spawane automatycznie na zmechanizowanych liniach produkcyjnych. Wykonuje się je z jednego gatunku stali o przekrojach homogenicznych, jak również z dwóch gatunków stali o przekrojach hybrydowych. Dźwigary hybrydowe mają pasy ze stali o większej wytrzymałości (np. S355) niż wytrzymałość stali zastosowanej na środniki (np. S235). Między innymi w Polsce są produkowane blachownice IKS oraz IKSH o następujących parametrach geometrycznych (rys. 7.2b):  $h = 600 \div 2000$  mm,  $t_w = 7 \div 14$  mm,  $b_f = 200 \div 500$  mm,  $t_f = 8 \div 26$  mm. Dwuteowniki IKS o przekrojach homogenicznych wykonuje się ze stali oraz S235. Dwuteowniki o przekrojach hybrydowych IKSH mają środniki wykonane ze stali S235 oraz pasy ze stali niskostopowej o podwyższonej wytrzymałości, np. S355, S420, S460. W tablicach do projektowania konstrukcji metalowych [15] podano charakterystyki geometryczne blachownic IKS oraz IKSH.

### 7.2.2. Sprawdzenie stanu granicznego nośności pełnościennego rygla dachowego

Pełnościennie rygle dachowe mogą być homogeniczne lub hybrydowe. Nośności homogenicznych przekrojów zginanych rygli wyznacza się w zależności od ich klasy zgodnie z postanowieniami normy [98].

Zwiększoną nośność przekroju elementu można uzyskać, wykonując go ze stali o podwyższonej wytrzymałości (np. S355). W przypadkach takich homogenicznych blachownicowych przekrojów zginanych materiał smukłych środników nie jest w pełni wykorzystany, a przekroje klasy 4. należy usztywnić żebrami poprzecznymi. W dźwigarach hybrydowych wykorzystuje się wyższe parametry wytrzymałościowe stali, z których zrobiono pasy, a dając grubsze środniki (o klasie przekroju nie większej niż 3.), wykonane ze stali o niższej wytrzymałości (np. S235), unika się konieczności stosowania żeber poprzecznych w blachownicy. W dwuteowym przekroju hybrydowym klasy 3. (rys. 7.3a) rozkłady naprężeń normalnych od zginania pokazano na rys. 7.3b, rozkłady naprężeń ścinających od sił poprzecznych na rys. 7.3c, a parametry geometryczne przekroju uwzględniane przy obliczaniu charakterystyk geometrycznych w analizach jego nośności na rys. 7.3d, e, f.



Nośność obliczeniowa przekroju dwuteowników hybrydowych ( $f_{df} > f_{dw}$ ) zginanych jednokierunkowo jest sumą nośności pasów oraz środnika, co wyznacza się ze wzoru

$$M_{R,hyb} = M_{Rf} + M_{Rw} \quad (7.3)$$

gdzie:

$M_{Rf}$  — nośność obliczeniowa przy zginaniu części przekroju złożonego z pasów ze stali o wytrzymałości obliczeniowej  $f_d = f_{df}$ ,

$M_{Rw}$  — nośność obliczeniowa przy zginaniu części przekroju złożonego ze środnika ze stali o wytrzymałości obliczeniowej  $f_d = f_{dw}$ ,

$f_{df}$  — wytrzymałość obliczeniowa stali pasów,

$f_{dw}$  — wytrzymałość obliczeniowa stali środnika.

Nośności obliczeniowe pasów (średnika) przy zginaniu oblicza się jak podano niżej:

— w przekrojach klas 1. i 2. ze wzoru

$$M_{Rf(w)} = \alpha_p \frac{J_{f(w)}}{J} W f_{df(w)} \quad (7.4)$$

— w przekrojach bisymetrycznych klasy 3. według (7.4), przyjmując  $\alpha_p = 1$

— w przekrojach klasy 4. ze wzoru

$$M_{Rf(w)} = \psi \frac{J_{f(w)}}{J} W_c f_{df(w)} \quad (7.5)$$

gdzie:

$J_f, J_w, J$  — momenty bezwładności pasów (rys. 7.3d), średnika (rys. 7.3e), całego przekroju (rys. 7.3a),

$\alpha_p, \psi, W, W_c$  — jak dla przekroju homogenicznego według [98].

Nośność hybrydowego przekroju przy ścinaniu ze zginaniem oblicza się ze wzoru:

$$V_{R,V \text{ hyb}} = V_R \left( 1 - \frac{0,4M}{M_0} \right) \quad (7.6)$$

w którym

$$M_0 = W f_{dw} \quad (7.7)$$

gdzie:

$W$  — wskaźnik zginania całego przekroju,

$V_R$  — nośność obliczeniowa przekroju na ścinanie według [98].

Sprawdzenie stanu granicznego nośności ściskanych i jednokierunkowo zginanych rygli pełnościennych przeprowadza się według [98] ze wzoru

$$\frac{N}{\varphi_x N_{Rc}} + \frac{\beta M}{\varphi_L M_R} \leq 1 - \Delta_x \quad (7.8)$$

We wzorze (7.8) przyjęto oznaczenia jak w [98].

Sposób ustalania współczynników wyboczeniowego  $\varphi_x$  i uwzględniającego kształt momentu zginającego na długości rygla  $\beta$  omówiono w rozdziale 6.

Współczynnik zwichrzenia  $\varphi_L$  rygla określa się według [98] ze wzoru

$$\varphi_L = \left( 1 + (\bar{\lambda}_L)^{2n} \right)^{-\frac{1}{n}} \quad (7.9)$$

na podstawie smukłości względnej rygla

$$\bar{\lambda}_L = 1,15 \sqrt{\frac{M_R}{M_{cr}}} \quad (7.10)$$

gdzie:

- $M_R$  — nośność przekroju na zginanie,  
 $M_{cr}$  — moment krytyczny zwichrzenia, który zależy od rozpiętości i sposobu podparcia końców belki, wykresu momentu na długości pręta oraz od miejsca zaczepienia obciążenia w przekroju poprzecznym,  
 $n$  — uogólniony parametr imperfekcji; w przypadku belek walcowanych na gorąco i blachownic spawanych na liniach automatycznych przyjmuje się  $n = 2,5$ , a w przypadku blachownic spawanych ręcznie  $n = 2,0$ .

Szczegółowe wzory do określenia  $M_{cr}$  podano w załączniku 1. do normy [98].

Można pominąć w obliczeniach zwichrzenie rygła pełnościennego, gdy jego ściskany pas jest stężony konstrukcyjnie przed utratą płaskiej postaci zginania. Takim stężeniem może być sztywna tarcza (zabezpieczenie ciągłe na długości rygła) lub ustrój prętowy, który zabezpiecza punktowo w odległościach  $l_1$  przekroje rygła przed obrotem i przesunięciem bocznym. I tak według [98] w przypadku: — dwuteowników walcowanych

$$l_1 \leq \frac{35i_y}{\beta} \sqrt{\frac{215}{f_d}} \quad (7.11)$$

— elementów rurowych i skrzynkowych

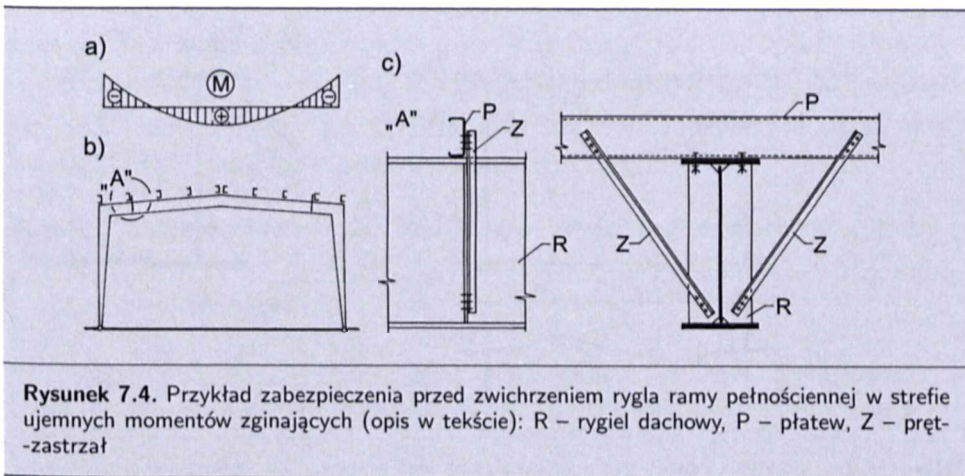
$$l_1 \leq 100l_0 \sqrt{\frac{215}{f_d}} \quad (7.12)$$

gdzie:

- $i_y$  — promień bezwładności przekroju poprzecznego względem osi  $y$ ,  
 $\beta$  — współczynnik zależny od kształtu wykresu momentu zginającego według tabl. 6.2,  
 $l_0$  — osiowy rozstaw środków przekroju rurowego lub skrzynkowego,  
 $f_d$  — wytrzymałość obliczeniowa stali.

Najczęściej w środku rozpiętości przeseł rygli pełnościennych ram (por. rys. 7.1a, b, d, e, f) występują dodatnie momenty zginające i jest ściskany pas górny tych elementów (rys. 7.4a). Na odcinku ściskanego pasa górnego zabezpieczenie przed przesunięciem i obrotem rygła może stanowić tarcza prętowa złożona z płatwi połączonych z połącziowym stężeniem poprzecznym. W dachach bezpłatwiowych takim zabezpieczeniem przed zwichrzeniem może być tarcza z płyt osłonowych (np. blach fałdowych), połączonych konstrukcyjnie ze ściskany pasem górnym rygła dachowego.

W narożach ram (por. rys. 7.1) występują ujemne momenty zginające i jest ściskany pas dolny rygła dachowego (rys. 7.4a). Wówczas tarcza prętowa (złożona z płatwi i stężeń poprzecznych) lub powłokowa (z blachy fałdowej) nie zabezpiecza rygła przed zwichrzeniem, co należy uwzględnić w obliczeniach. Nośność



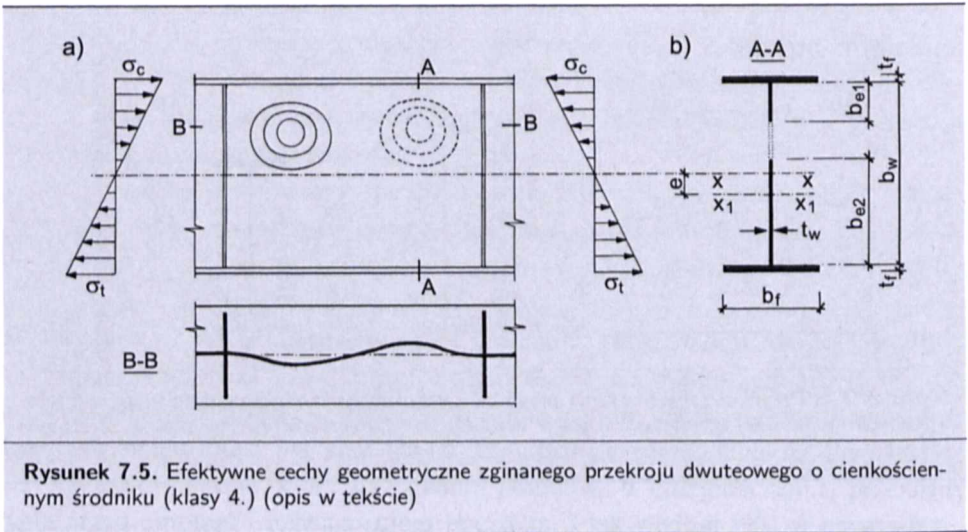
z warunku zwichrzenia można w takim przypadku oszacować, rozpatrując ściskany odcinek pasa jako wspornik obciążony osiową siłą  $N$  o zmiennej wartości. Ten sposób zaproponowany w [16] omówiono w rozdziale 4. w odniesieniu do wieloprzęstowych płatwi.

Zabezpieczenie przed zwichrzeniem rygła pełnościennego w strefie ujemnych momentów zginających można zapewnić, stosując punktowe przytrzymanie przed przesunięciem i obrotem jego dolnego pasa ściskanego. W tym celu daje się pręty (zastrzały) Z, łączące płatwie dachowe P z pasem dolnym rygła R (rys. 7.4c).

Współcześnie projektowane rygle pełnościenne są ustrojami cienkościennymi. Ich pasy i żebra poprzeczne muszą mieć przekroje co najmniej klasy 3., środniki zaś najczęściej przekroje klasy 4.

Blachownicowe rygle pełnościenne układów poprzecznych, o przekrojach klasy 4., zabezpieczone przed zwichrzeniem i nieobciążone dynamicznie, można projektować z uwzględnieniem nadkrytycznej nośności środnika. Środniki takich rygli, zwykle o dużych smukłościach, mogą ulegać lokalnej utracie stateczności. Ocena nośności przekrojów o ściankach wrażliwych na lokalną utratę stateczności wiąże się z analizą nośności krytycznej i nadkrytycznej ściskanych płyt (teoretycznych modeli obliczeniowych ściskanych części kształtownika). Badania doświadczalne i teoretyczne wykazały, że nośność krytyczna płyt podpartych wzdłuż dwóch krawędzi (równoległych do kierunku obciążenia) nie wyczerpuje ich wytrzymałości. Stan graniczny takich ustrojów występuje przy znacznie większych obciążeniach (granicznych), gdy uplastycznieniu ulegną krawędzie podtrzymujące lokalnie wybrzuszoną płytę (ściankę kształtownika).

W stanie nadkrytycznym nośność przekroju na zginanie wyznacza się przy założeniu pominięcia strefy wybrzuszonej środnika. Moment zginający w ryglu jest przenoszony przez przekrój efektywny, składający się z pasów i części współpracującej środnika z pasami szerokości  $b_{e1}$  i  $b_{e2}$  (rys. 7.5).



**Rysunek 7.5.** Efektywne cechy geometryczne zginanego przekroju dwuteowego o cienkościennym środniku (klasy 4.) (opis w tekście)

Efektywną (współpracującą) szerokość środnika wysokości  $b_w$  wyznacza się ze wzorów:

$$b_e = \varphi_{pe} b_w \quad (7.13)$$

gdzie:

$\varphi_{pe}$  — współczynnik niestateczności miejscowej w stanie nadkrytycznym ( $\sigma_c = f_d$ );

$$\varphi_{pe} = 0,8 \bar{\lambda}_p^{-0,8} \quad \text{przy} \quad 0,75 \leq \bar{\lambda}_p \leq 3 \quad (7.14a)$$

$\varphi_{pe} = \varphi_{pe,o}$  — współczynnik niestateczności miejscowej w stanie nadkrytycznym ograniczonym; gdy naprężenia  $\sigma_c$  w przekroju ścianki podpieranej są ograniczone do wartości  $\sigma_c < f_d$ , wówczas zamiast  $\varphi_{pe}$  należy przyjmować

$$\varphi_{pe,o} = \frac{f_d}{\sigma_c} \left\{ \varphi_p + (\varphi_{pe} - \varphi_p) \frac{\frac{\sigma_c}{f_d} - \varphi_p}{1 - \varphi_p} \right\} \leq 1 \quad (7.14b)$$

$\varphi_{pe} = \varphi_p$  — współczynnik niestateczności miejscowej w stanie krytycznym;

$$\varphi_p = 0,8 \bar{\lambda}_p^{-0,8} \quad \text{przy} \quad 0,75 \leq \bar{\lambda}_p \leq 1 \quad (7.14c)$$

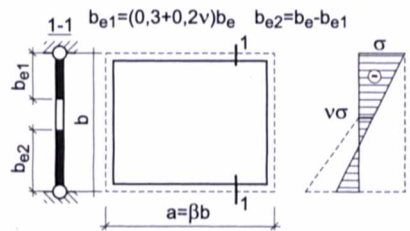
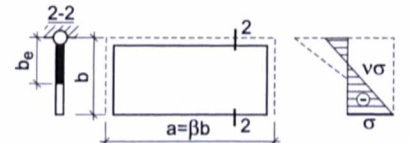
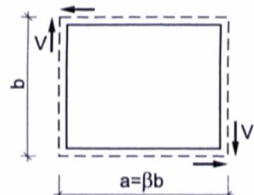
$$\varphi_p = 0,8 \bar{\lambda}_p^{-1,6} \quad \text{przy} \quad 1 \leq \bar{\lambda}_p \leq 3 \quad (7.14d)$$

Współczynniki niestateczności miejscowej ścianki wyznacza się na podstawie względnej smukłości płytowej ze wzoru

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b_w K}{t_w 56} \sqrt{\frac{f_d}{215}} \quad (7.15)$$

Współczynnik  $K$  we wzorze (7.15) zależy od sposobu podparcia i obciążenia środnika i przyjmuje się go, korzystając z tabl. 7.1. Tam też pokazano sposób ustalania części współpracujących środnika  $b_{e1}$  i  $b_{e2}$ .

**Tablica 7.1. Współczynnik  $K$  do określenia smukłości względnej ścianki według PN-90/B-03200**

Schemat podparcia i naprężenia w ściance	Zakres ważności	Współczynnik $K$
 <p><math>b_{e1} = (0,3 + 0,2\nu)b_e</math>   <math>b_{e2} = b_e - b_{e1}</math></p> <p><math>a = \beta b</math></p>	$\beta > 1$ $0 \leq \nu \leq 1$	$K_2 = 0,4 + 0,6\nu$
	$\nu \leq 0$	$K_2 = 0,4(1 - \nu)^{-1}$
	$\beta < 1$ $0,5 \leq \nu \leq 1$	$K'_2 = 2K_2(\beta + \beta^{-1})^{-1}$
 <p><math>a = \beta b</math></p>	$\beta \geq 1,6$ $0 \leq \nu \leq 1$	$K_1 = 2,2 + 0,8\nu$
 <p><math>a = \beta b</math></p>	$\beta \geq 1$	$K_\nu = 0,65\sqrt{2 - \beta^{-1}} \leq 0,8$
	$\beta < 1$	$K_\nu = 0,65\beta\sqrt{2 - \beta}$

W celu wyznaczenia nośności na zginanie przekroju klasy 4. należy określić zredukowane charakterystyki geometryczne przekroju efektywnego (współpracującego). W stanie granicznym zmieniają się bowiem położenie osi obojętnej (przesunięcie o  $e$ ; rys. 7.5b), moment bezwładności  $J \rightarrow J_e$  oraz wskaźnik zginania  $W \rightarrow W_e$  przekroju poprzecznego. W przypadku niesymetrycznej redukcji przekroju zginanego momentem  $M$  i ściskanego siłą podłużną  $N$ , w wyniku przesunięcia osi obojętnej o wartość  $e$  (rys. 7.5b), powstaje dodatkowy moment zginający

$$\Delta M = Ne \quad (7.16)$$

który należy uwzględnić w analizie wyęźnienia rygla.

Nośność cienkościennych przekrojów (klasy 4.) można wyznaczać w stanie nadkrytycznym, nadkrytycznym ograniczonym lub krytycznym. Szczegółowo

te procedury obliczeniowe według PN-90/B-03200 [98] oraz Eurokodu 3 [79] przedstawiono m.in. w [6], [18], [40], [56].

Nośność przekroju zginanego klasy 4. wyznacza się następująco:

— gdy  $W_t > W_c$

$$M_R = \psi W_c f_d \quad (7.17)$$

— gdy  $W_c > W_t$

$$M_R = W_t f_d [1 + \psi(\alpha_p - 1)] \quad (7.18)$$

gdzie  $\psi$  — współczynnik redukcyjny, który przyjmuje się:

— w stanie nadkrytycznym i nadkrytycznym ograniczonym

$$\psi = \frac{W_{ec}}{W_c} \quad (7.19a)$$

— w stanie krytycznym

$$\psi = \varphi_p \quad (7.19b)$$

przy czym:

$W, W_c, W_t, W_{ec}$  — odpowiednie wskaźniki zginania przekroju w stanie sprężystym dla najbardziej oddalonej krawędzi ściskanej ( $c$ ), rozciąganej ( $t$ ), ściskanej przekroju efektywnego ( $ec$ );  $W = \min(W_c, W_t)$ ,  
 $\alpha_p$  — obliczeniowy współczynnik rezerwy plastycznej [98].

W środnikach klasy 4. może wystąpić utrata ich stateczności lokalnej w wyniku ścinania. Nośność obliczeniową przekroju klasy 4. przy ścinaniu siłą  $V$  określa się wg [98] ze wzoru

$$V_R = 0,58 \varphi_{pv} A_v f_d \quad (7.20)$$

gdzie  $\varphi_{pv}$  — współczynnik niestateczności przy ścinaniu;

$$\varphi_{pv} = (\bar{\lambda}_p)^{-1} \leq 1 \quad \text{przy} \quad \bar{\lambda}_p \leq 5 \quad (7.21)$$

przy czym:

$\bar{\lambda}_p$  — względna smukłość płytowa według (7.15) przy  $K = K_v$  i według tabl. 7.1,

$A_v$  — pole przekroju czynnego przy ścinaniu według [98].

Działanie obciążenia skupionego  $P$  na nieuzębrowany przekrój blachownicy o cienkim środniku może doprowadzić do lokalnej utraty stateczności lub uplastycznienia (zgniecenia) w strefie kontaktu z pasem. Dlatego należy sprawdzić stateczność i nośność  $P_{Rc}$  przekroju pod obciążeniem skupionym według procedur podanych w [98].



W złożonym stanie wyężenia stateczność 6rodników obciężonych siłami  $N_w$ ,  $M_w$  i  $P$  sprawdza się według [98] ze wzoru

$$\left( \frac{N_w}{N_{Rw}} + \frac{M_w}{M_{Rw}} + \frac{P}{P_{Rc}} \right)^2 - 3\varphi_p \left( \frac{N_w}{N_{Rw}} + \frac{M_w}{M_{Rw}} \right) \frac{P}{P_{Rc}} + \left( \frac{V}{V_R} \right)^2 \leq 1 \quad (7.22)$$

gdzie:

$N_{Rw}$ ,  $M_{Rw}$  — odpowiednio no6sno6c obliczeniowa 6rodnika przy 6ciskaniu i przy zginaniu; w przypadku obcięże6 statycznych i braku sił skupionych ( $P = 0$ ) mo6na przyjmowa6c no6sno6c w stanie nadkrytycznym,

$\varphi_p$  — wspo6czynn timer stateczno6ci 6cianki według (7.14c) i (7.14d),

$P_{Rc}$  — no6sno6c przekroju pod obciężeniem skupionym według [98],

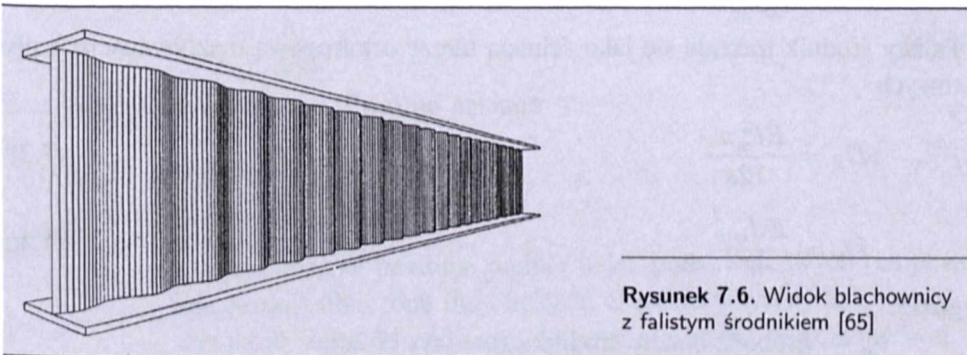
$V_R$  — no6sno6c przekroju na 6cinanie według (7.20).

Na rysunkach 7.6 oraz 7.2e pokazano konstrukcję blachownicy z falistym 6rodnikiem [24], [56], [65]. Dźwigar ten składa się z paso6 wykonanych z blachy pła6kiej oraz 6rodnika z sinusoidalnie sfalowanej cienkiej blachy (grubo6ci 2÷3 mm). Elementy te sę połączone jednostronną spoinę układaną automatycznie. 6rodnik z blachy falistej odznacza się du6ż sżywno6cią na zginanie w swej pła6czyźnie i w związku z tym jego usztywnianie żebrami poprzecznymi jest zbyteczne. Ponadto ksztalt fali sinusoidalnej został dobrany tak, aby nie wystąpiła utrata stateczno6ci lokalnej 6rodnika przed osiężeniem w materiale granicy pła6ycznoci stali.

Wysoko6 6rodnika  $b_w$  rygli takich ram pe6no6ciennych (por. rys. 7.2e) przyjmuje się  $b_w \approx l/25$  (gdzie  $l$  — rozpięto6c rygla). Szeroko6 pasa dźwigara doбира się tak, aby jego przekrój był klasy 3. i wyznacza się ze wzoru

$$b_f \leq (28t_f + p) \sqrt{\frac{215}{f_d}} \quad (7.23)$$

gdzie  $p$  — wysoko6 fali blachy falistej 6rodnika (por. rys. 7.2e).



Rysunek 7.6. Widok blachownicy z falistym 6rodnikiem [65]

Teoretyczny model obliczeniowy wyężenia blachownicy z falistym średnikiem jest zbliżony do analizy dźwigara z pasami równoległymi, którego wiotki średnik nie przenosi naprężeń normalnych. W wyniku sfalowania średnik nie ma zdolności do przejmowania wyężeń od momentu zginającego  $M$ . Spełnia on jedynie rolę łączącą pasy i przenosi tylko przekrojowe siły poprzeczne  $V$ .

Pasy i średniki blachownic z falistymi średnikami wykonuje się często z różnych gatunków stali.

Nośność przekroju analizowanego dźwigara na zginanie [24] wyznacza się ze wzoru

$$M_R = b_f t_f (b_w + t_f) f_{df} \quad (7.24)$$

gdzie:

$b_f, t_f, b_w$  — szerokość i grubość pasa oraz wysokość średnika (por. rys. 7.2e),

$f_{df}$  — wytrzymałość obliczeniowa stali pasów.

Nośność średnika falistego na ścinanie [24] wyznacza się ze wzoru

$$V_R = 0,58 K_v b_w t_w f_{dw} \quad (7.25)$$

gdzie:

$b_w, t_w$  — wysokość i grubość średnika (rys. 7.2e),

$f_{dw}$  — wytrzymałość obliczeniowa stali średnika,

$K_v$  — współczynnik niestateczności średnika.

Współczynnik niestateczności średnika oblicza się ze wzoru

$$K_v = (\bar{\lambda}_p)^{-1,5} \quad (7.26)$$

na podstawie smukłości względnej

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{0,58 f_{dw}}{\tau_{cr}}} \quad (7.27)$$

gdzie naprężenia krytyczne wyboczenia średnika wyznacza się z zależności

$$\tau_{cr} = \frac{32,4}{t_w b_w^2} \sqrt{D_x D_y^3} \quad (7.28)$$

Falsty średnik traktuje się jako ścinaną tarczę ortotropową o sztywnościach płytowych

$$D_x = \frac{E t_w^3 w}{12s} \quad (7.29)$$

$$D_y = \frac{E J_{wy}}{w} \quad (7.30)$$

gdzie:

$t_w$  — grubość blachy średnika (por. rys. 7.2e),

- $s$  — długość łuku fali blachy falistej (por. rys. 7.2e),  
 $w$  — długość cięciwy fali blachy falistej (por. rys. 7.2e),  
 $J_{wy}$  — moment bezwładności jednej fali, którą wyznacza się drogą numerycznego całkowania rzeczywistego kształtu łuku,  
 $E$  — moduł Younga.

Nośność środka pod obciążeniem odcinkowym, rozłożonym równomiernie na długości  $c$  (np. pod stopką belki opierającej się na dźwigarze) [24], wyznacza się ze wzoru

$$P_{Rc} = (c - 5t_f)t_w f_{dw} \quad (7.31)$$

Producenci blachownic z falistym środkiem podają zazwyczaj w katalogach swoich wyrobów nośności przekrojów na zginanie  $M_R$  i ścinanie  $V_R$ .

### 7.2.3. Sprawdzenie stanu granicznego użytkowania pełnościennego układu poprzecznego

Przemieszczenia poziome jednokondygnacyjnej ramy pełnościennej układu poprzecznego hali bez suwnic powinny spełniać warunki:

— przy obudowie wrażliwej na pękanie

$$u < u_{gr} = \frac{h}{250} \quad (7.32)$$

— w pozostałych przypadkach

$$u < u_{gr} = \frac{h}{150} \quad (7.33)$$

gdzie:

$u$  — przemieszczenia poziome głowicy słupów obliczone z uwzględnieniem obciążeń charakterystycznych,

$h$  — wysokość słupa.

W halach z suwnicami ponadto powinien być spełniony warunek przemieszczeń poziomych podpór belek podsuwnicowych:

— przy obudowie wrażliwej na pękanie

$$u_1 < u_{gr1} = \frac{h_1}{500} \quad (7.34)$$

— przy obudowie niewrażliwej na pękanie

$$u_1 < u_{gr1} = \frac{h_1}{300} \quad (7.35)$$

gdzie:

$u_1$  — przemieszczenie poziome podpór belek podsuwnicowych (na poziomie jezdni) obliczone dla obciążeń charakterystycznych,

$h_1$  — wysokość słupa od podstawy do poziomu jezdni podsuwnicowej.

W odniesieniu do sprawdzenia stanu granicznego użytkowania pełnościenne rygle dachowe układów poprzecznych hal powinny spełniać warunek przemieszczeń pionowych ustroju

$$y < y_{gr} = \frac{l}{250} \quad (7.36)$$

gdzie:

- $y$  — ugięcia rygła dachowego wyznaczone z uwzględnieniem obciążeń charakterystycznych,
- $l$  — rozpiętość przęsła rygła.

Obliczając ugięcia rygła o przekroju klasy 4. w stanie nadkrytycznym, należy wyznaczyć efektywny moment bezwładności przekroju zredukowanego  $J_e$  lub oszacować go [56] ze wzoru

$$J_e = J \left( 1,2 - 0,033 \frac{b_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_d}{E}} \right) \quad (7.37)$$

gdzie:

- $J$  — moment bezwładności przekroju (brutto),
- $b_w, t_w$  — wysokość i grubość środnika,
- $E, f_d$  — moduł sprężystości i wytrzymałość obliczeniowa stali.

Moment bezwładności względem osi silniejszego oporu przy zginaniu przekroju ( $x$ ) rygła o falistym środniku (rys. 7.2e) wyznacza się ze wzoru

$$J_x = \frac{A_{fg} A_{fd}}{A_{fg} + A_{fd}} y^2 \quad (7.38)$$

gdzie:

- $A_{fg}, A_{fd}$  — pole przekroju poprzecznego pasów górnego ( $g$ ) i dolnego ( $d$ ),
- $y$  — odległość między środkami ciężkości pasów.

Obliczając ugięcia dźwigara, należy uwzględnić wpływ siły poprzecznej, gdyż podatność na ścinanie środnika z blachy falistej jest większa od podatności środnika z blachy płaskiej. Wyznaczone dla momentu bezwładności według (7.38) ugięcie dźwigara należy zwiększyć [24], mnożąc je przez odpowiednią wartość współczynnika  $u$ . I tak:

— przy  $l/b_w < 20$

$$u = 1,10 \div 1,30 \quad (7.39)$$

— przy  $l/b_w > 20$

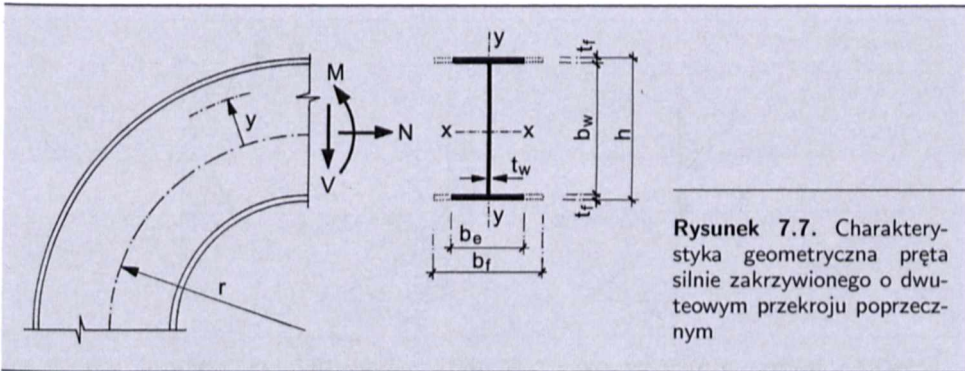
$$u = 1,02 \div 1,15 \quad (7.40)$$

gdzie  $l$  — obliczeniowa rozpiętość przęsła dźwigara.

## 7.3. Naroża ram pełnościennych

### 7.3.1. Wyteżenie naroży ram pełnościennych

Specyficzną częścią jednokondygnacyjnych ram pełnościennych układów poprzecznych hal są ich naroża, czyli miejsca, gdzie zbiegają się elementy mimośrodowo ściskane z elementami zginanymi, a w obszarach tych występuje duża koncentracja naprężeń. Rozkłady naprężeń normalnych (od zginania  $M$ ), jak również stycznych (od sił poprzecznych  $V$ ) znacznie różnią się od wyznaczonych według klasycznych wzorów znanych z wytrzymałości materiałów. Różnorodność kształtów i konstrukcji naroży ram sprawia, iż brak jest ścisłych analitycznych rozwiązań opisujących wyteżenie tych elementów, przy czym żadna ze znanych teorii nie podaje ich dokładnego rozkładu. Najbardziej zbliżony do rzeczywistych wyteżeń jest rozkład naprężeń otrzymany przy zastosowaniu modelu obliczeniowego pręta silnie zakrzywionego (rys. 7.7). W teorii tej rezygnuje się z założenia liniowego rozkładu naprężeń.



Rysunek 7.7. Charakterystyka geometryczna pręta silnie zakrzywionego o dwuteowym przekroju poprzecznym

Wydzielając myślowo z obszaru naroża ramy pręt zakrzywiony o parametrach geometrycznych jak na rys. 7.7, naprężenia normalne w przekroju obciążonym momentem zginającym  $M$  i siłą podłużną  $N$  działającą w jego osi obojętnej [21], [33], [60] wyznacza się ze wzoru

$$\sigma = \frac{N}{A} - \frac{M}{Ar} - \frac{Myr}{Y(r+y)} \quad (7.41)$$

gdzie:

- $A$  — pole przekroju poprzecznego pręta,
- $r$  — promień krzywizny osi pręta (rys. 7.7),
- $y$  — odległość rozpatrywanego punktu od osi  $y$ , przyjmowana jako dodatnia na zewnątrz, a ujemna do wewnątrz naroża,

$Y$  — cecha geometryczna przekroju, która jest odpowiednikiem momentu bezwładności, obliczana dla przekroju dwuteowego ze wzoru

$$Y = b_e r^3 \left[ \ln \frac{r + 0,5h}{r + 0,5h - t_f} + \ln \frac{r - 0,5h + t_f}{r - 0,5h} \right] + t_w r^3 \ln \frac{r + 0,5h - t_f}{r - 0,5h + t_f} - r^2 A \quad (7.42)$$

gdzie:

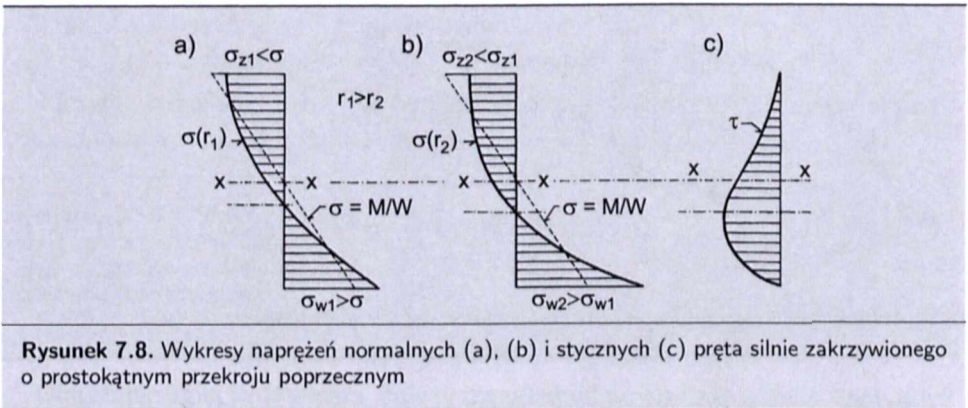
$t_w, t_f$  — grubość środnika i pasów,

$b_e$  — efektywna szerokość pasa według (7.43),

$h$  — wysokość przekroju dwuteowego.

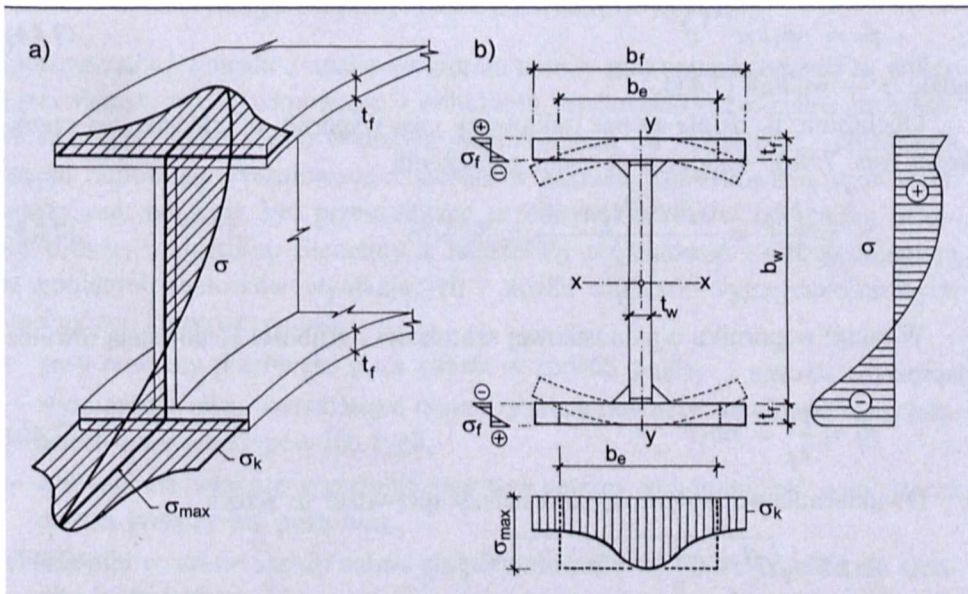
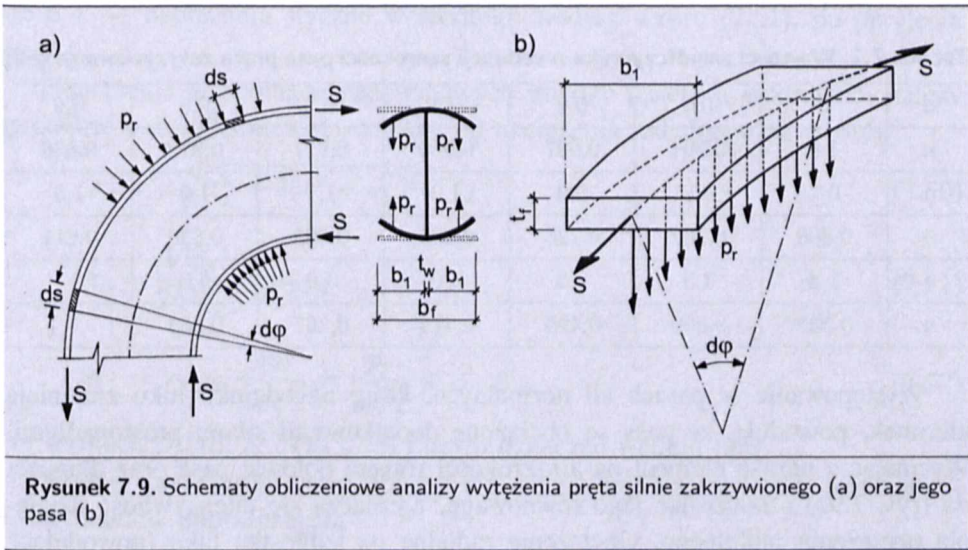
Jeżeli  $r \rightarrow \infty$ , to  $r/(r + y) \rightarrow 1$ , natomiast  $Y \rightarrow J_x$ . W przypadku parametru  $r/h \leq 3$  opis naprężeń według (7.41) daje wyniki zgodne z otrzymanymi eksperymentalnie.

Na rysunku 7.8 pokazano wykresy naprężeń normalnych (rys. 7.8a, b) i stycznych (rys. 7.8c) przy różnych krzywiznach naroża pręta silnie zakrzywionego o prostokątnym przekroju poprzecznym.



Badanie rozkładu naprężeń, tj. funkcji  $\sigma = \sigma(y)$  według wzoru (7.41) prowadzi do stwierdzenia, że jest to zależność hiperboliczna (rys. 7.8a, b). Należy zwrócić uwagę, że naprężenia normalne od strony zewnętrznej naroża  $\sigma_{zi}$  są mniejsze niż te od strony wewnętrznej  $\sigma_{wi}$ . W związku z tym zwykle rezygnuje się z wyokrąglenia pasa zewnętrznego słupa i górnego rygla naroża ramy. Na rysunku 7.8a i b linią przerywaną oznaczono naprężenia normalne  $\sigma$  w zginanym pręcie prostym. Są one zdecydowanie mniejsze niż naprężenia rzeczywiste w pręcie zakrzywionym od strony wewnętrznej  $\sigma_w$ , większe zaś niż te od strony zewnętrznej  $\sigma_z$ . Różnice maleją tu ze wzrostem promienia  $r$  zakrzywienia pręta. Z tych też względów należy dążyć do zaokrąglenia naroży możliwie dużym promieniem.

Naprężenia ze wzoru (7.41) są wyznaczone przy założeniu płaskich przekrojów poprzecznych. Jednak w wyniku zakrzywienia pasów powstają w nich naprężenia dodatkowe od obciążeń radialnych (siły promieniowe skierowane prostopadle do pasów). Pasy pręta zakrzywionego są obciążone dodatkowymi siłami prostopadłymi, co powoduje odkształcenie ich przekroju (rys. 7.9). To sprawia, że rozkład naprężeń w pasie jest nierównomierny (rys. 7.10). Można jednak w dal-



szym ciągu rozpatrywać przekrój jako nieodkształcony (płaski), redukując odpowiednio jego szerokość z wielkości  $b_1$  do  $nb_1$  i przyjmując w nim równomierny rozkład naprężeń normalnych. Zastępczą szerokość pasa (rys. 7.9b) wyznacza się ze wzoru

$$b_e = 2nb_1 + t_w \quad (7.43)$$

gdzie  $n$  — podano w tabl. 7.2 w zależności od parametru  $a = b_1^2/(rt_f)$ .

**Tablica 7.2. Wartości współczynnika  $n$  redukcji szerokości pasa pręta zakrzywionego [60]**

$a$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
$n$	1,0	0,994	0,997	0,950	0,917	0,878	0,838
$a$	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3
$n$	0,800	0,762	0,726	0,693	0,663	0,636	0,611
$a$	1,4	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	
$n$	0,589	0,569	0,495	0,414	0,367	0,334	

Występowanie w pasach sił normalnych, które na odcinku łuku zmieniają kierunek, powoduje, że pasy są obciążone dodatkowymi siłami prostopadłymi. Wycinając z naroża element pasa szerokości równej połowie pasa oraz długości  $ds$  (rys. 7.9b) i analizując jego równowagę, wyznacza się intensywność działania obciążenia radialnego. Obciążenie radialne na jednostkę łuku (powodujące dodatkowe zginanie poprzeczne pasa) zapisuje się wzorem

$$p_r = nb_1 t_f r^{-1} \sigma \quad (7.44)$$

gdzie  $\sigma$  — według (7.41).

Obciążenie  $p_r$  działa na pas traktowany jako wspornik o jednostkowej szerokości (rys. 7.9b), w którym powstają naprężenia

$$\sigma_f = \frac{M_f}{W_f} = \frac{0,5n^2 b_1^2 t_f \sigma r^{-1}}{\frac{t_f^2}{6}} = 3a n^2 \sigma \quad (7.45)$$

W takim wsporniku o jednostkowej szerokości i grubości  $t_f$  powstają również naprężenia styczne

$$\tau_f = \frac{p_r}{t_f} = nb_1 r^{-1} \sigma \quad (7.46)$$

Dwukierunkowe wyężenie pasa należy sprawdzić ze wzoru

$$\sigma_{zf} = \sqrt{\sigma^2 + \sigma_f^2 - \sigma \sigma_f + 3\tau_f} \leq f_d \quad (7.47)$$

Dwukierunkowy stan naprężeń występuje również w styku środka z pasem, gdyż obciążenia radialne, dociskając pas do środka, powodują powstanie



dotychczasowych naprężeń

$$\sigma_r = \frac{2p_r}{t_w} \quad (7.48)$$

Naprężenia zastępcze we włóknach skrajnych środniczka wyznacza się ze wzoru

$$\sigma_{zw} = \sqrt{\sigma^2 + \sigma_r^2 - \sigma\sigma_r + 3\tau} \leq f_d \quad (7.49)$$

gdzie  $\tau$  — naprężenia styczne w środniczku według wzoru (7.51), po przyjęciu  $2a = t_w$ .

Naprężenia w spoinach pachwinowych między pasem a środniczkiem należy sprawdzić z uwzględnieniem docisku od obciążenia radialnego ze wzorów:

$$\sigma_z = \kappa \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)} \leq f_d \quad (7.50)$$

$$\tau_{\parallel} = \frac{VS_x}{2a J_x} \leq \alpha_{\parallel} f_d \quad (7.51)$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{2p_r}{2a\sqrt{2}} = \frac{p_r}{a\sqrt{2}} \leq \alpha_{\perp} f_d \quad (7.52)$$

We wzorach (7.50), (7.51) i (7.52) użyto oznaczeń według [98].

Według podobnych zasad oblicza się naroża trójramienne ram wielonawowych układów poprzecznych.

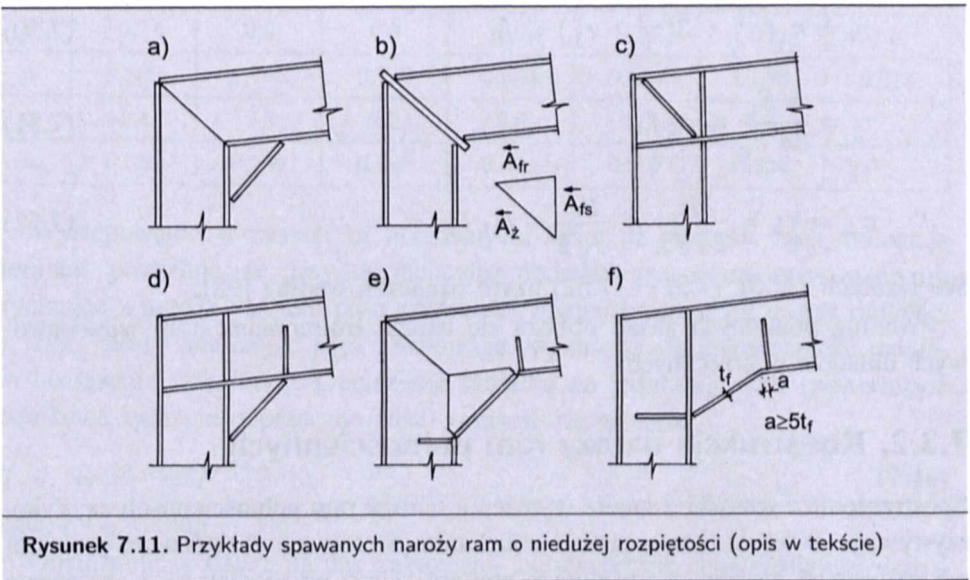
### 7.3.2. Konstrukcje naroży ram pełnościennych

Spostrzeżenia i wnioski z analiz wytyżenia naroży ram pełnościennych są wykorzystywane w ich konstruowaniu i obliczaniu. Stosowane rozwiązania projektowe spawanych naroży ram w dużym stopniu zależą od rozpiętości i obciążenia ustroju ramowego. Postulowane zalecenia w zakresie konstruowania spawanych naroży ram powinny być przestrzegane przede wszystkim w przypadku ustrojów o dużej rozpiętości. Elementy te należałoby projektować z uwzględnieniem następujących wniosków wynikających z analiz statyczno-wytrzymałościowych i techniczno-konstrukcyjnych:

- pasy powinny przebiegać poza naroże w sposób ciągły,
- styki montażowe i warsztatowe rygla czy słupa powinny znajdować się w częściach prostych słupów lub rygli,
- z uwagi na większe wytyżenie pas wewnętrzny powinien być w obszarze naroża grubszy niż poza nim,
- środniczki w strefie naroży zaleca się przyjmować o 25÷50% grubsze niż środniczki rygla i słupa,
- środniczki naroża powinny być wykonane z jednego arkusza blachy,

- w strefie naroża należy dostatecznie zagęścić żebra usztywniające, w szczególności od strony wewnętrznej; można w tym przypadku usztywnić środek żebromi krótkimi długości sięgającej 30% wysokości środnika (np. jak na rys. 7.13),
- w miejscach zmiany kierunku (załamania) pasów muszą być wykonane żebra poprzeczne.

W przypadku węzłów ram o niedużej rozpiętości i małym obciążeniu można stosować rozwiązania naroży ram pokazane na rys. 7.11. Elementy tych ram są wykonywane z dwuteowników walcowanych lub mogą być (szczególnie rygle) projektowane jako spawane blachownice.



Rysunek 7.11. Przykłady spawanych naroży ram o niedużej rozpiętości (opis w tekście)

W przykładach pokazanych na rys. 7.11a i e jednoramienne naroże wzmocniono, stosując trójkątną „wstawkę” z dwuteownika walcowanego. Dwuteowy rygiel i słup w rozwiązaniu na rys. 7.11b jest spawany do ukośnego żebra. Wypadkową siłę w pasach słupa i rygla przejmuje ukośne żebro, którego przekrój wyznacza się ze wzoru

$$\overleftarrow{A}_z = \overleftarrow{A}_{fs} + \overleftarrow{A}_{fr} \quad (7.53)$$

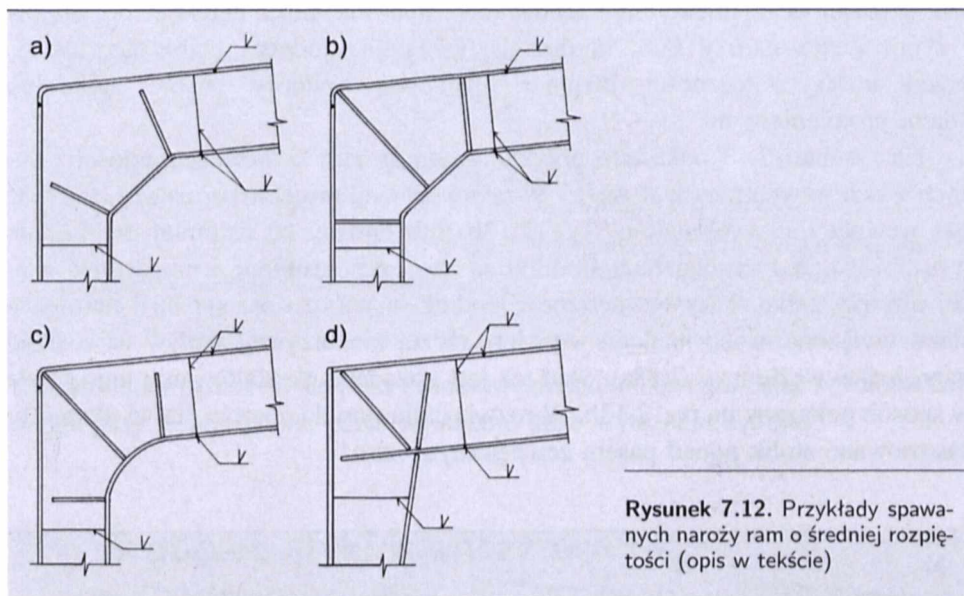
gdzie:

$\overleftarrow{A}_{fs}$ ,  $\overleftarrow{A}_{fr}$  — wektory przypisane polom przekrojów poprzecznych pasów słupa (s) i rygla (r),

$\overleftarrow{A}_z$  — wektor przypisany polu przekroju poprzecznego żebra.

W analogiczny sposób wyznacza się przekroje poprzeczne żebier w innych narożach ram (np. rys. 7.12a, b; rys. 7.13a) o pasach załamanych. Wadą omawia-

nego rozwiązania jest możliwość rozwarstwienia się żebra w strefie rozciąganej węzła ramy. Ponadto nośność graniczna naroża jest mniejsza niż nośność przekroju rygla dachowego.



**Rysunek 7.12.** Przykłady spawanych naroży ram o średniej rozpiętości (opis w tekście)

Żebra usztywniające środek naroża są umieszczone na całej wysokości przekroju (rys. 7.11c) lub jako niedochodzące do pasa rozciąganego (rys. 7.11d, e, f). W celu uniknięcia koncentracji naprężeń spawalniczych żebra mogą być łączone niewspółosiowo w stosunku do pasów (rys. 7.11c). Wskazane jest również przesunięcie usytuowania żeber w stosunku do miejsc gięcia pasów (rys. 7.11f). Ze względu na łatwość i szybkość montażu naroża wykonuje się jako spawane, a ich styki montażowe „wyprowadza” się poza węzeł, stosując połączenie śrubowe (rzadziej spawane).

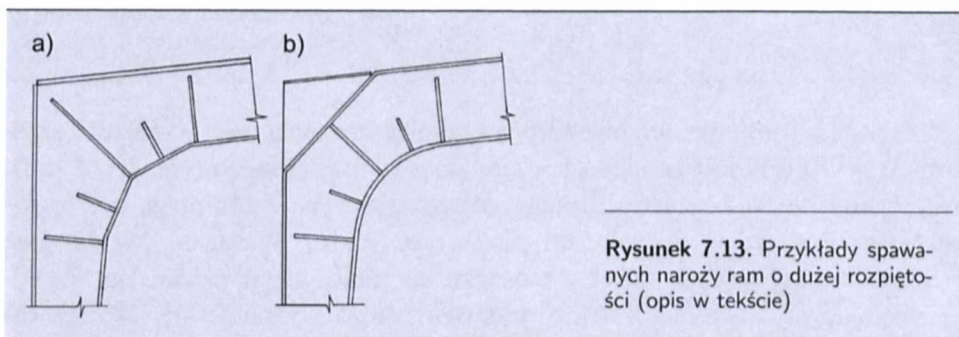
W przypadku dużych sił poprzecznych występujących w obszarze naroży ram ich środniki są pogrubione w stosunku do tychże w ryglach (rys. 7.12), a ponadto są usztywnione żebrami i przeponami wzmocniającymi strefę ściskaną naroża.

W celu uniknięcia rozwarstwienia żeber w strefie rozciąganej pas rozciągany rygla należy wygiąć i spawać poza załamaniem w sposób pokazany na rys. 7.12b i c. Załamania pasów w narożach wyokrągla się promieniem nie mniejszym niż dopuszczalny w użytej technologii gięcia i gatunku stali.

Przykłady naroży spawanych pokazane na rys. 7.12 dotyczą ram o średniej rozpiętości i lekko obciążonego dachu. Prętowe elementy ram mogą być wykonywane jako blachownice lub dwuteowniki dużych wymiarów. W takich ustrojach naroża są kształtowane jako oddzielne części z grubszym środnikiem i łamanym pasem wewnętrznym (rys. 7.12a, b). Wyokrąglone pasy (rys. 7.12c)

są obecnie rzadko stosowane w ramach o średnich rozpiętościach. Środniki naroży, które mogą być grubsze o 25÷50% od środników słupów i rygli, są wycinane z jednego arkusza blachy (jak np. styki warsztatowe środników na rys. 7.12). Tak wydzielone elementy są uźebrowane i spawane poza narożem do słupów i rygli. Żebra naroży ram, oprócz usztywnienia środnika (zabezpieczają go przed utratą stateczności lokalnej), stanowią podpory pasów zginanych siłami promieniowymi.

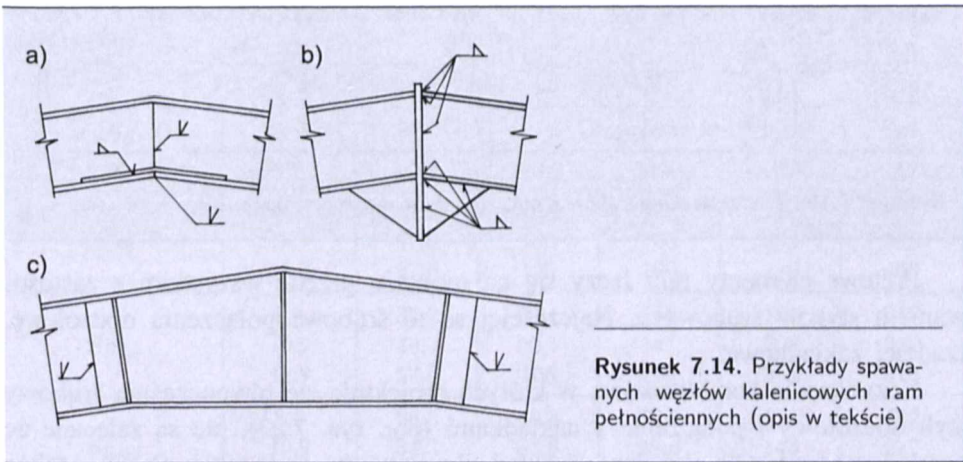
Na rysunku 7.13 pokazano przykłady naroży ram o dużej rozpiętości i dużych siłach wewnętrznych w węźle. W takiej sytuacji projektowej należy stosować pas wewnętrzny wyokrąglony (rys. 7.13b) lub łamany co najmniej dwukrotnie (rys. 7.13a). W tych narożach środniki są zawsze pogrubione i mogą mieć więcej niż trzy żebra. Pasy zewnętrzne i środnik w pobliżu osi symetrii naroża są słabo wyteżone, a ich istnienie wywiera raczej niekorzystny wpływ na rozkład naprężeń w węźle (rys. 7.13a). Stąd też jest pożądane ukształtowanie tego węzła w sposób pokazany na rys. 7.13b. W rozwiązaniu tym do oparcia płatwi okapowej zastosowano stolik ponad pasem zewnętrznym naroża.



**Rysunek 7.13.** Przykłady spawanych naroży ram o dużej rozpiętości (opis w tekście)

Naroża trójramienne (ram wielonawowych) słupów wewnętrznych układów poprzecznych hal projektuje się według takich samych zasad, jakie obowiązują w przypadku naroży dwuramiennych.

Na rysunku 7.14 pokazano przykłady konstrukcji spawanych węzłów kaleniowych ram pełnościennych o przekrojach dwuteowych. W styku rygla z dwuteownikiem walcowanym (rys. 7.14a) ściskany pas górny jest ciągły. Środnik i rozciągany pas dolny są połączone spoiną czołową. Takie rozwiązanie uzyskuje się przez trójkątne wycięcie kształtownika i zgięcie na gorąco pasa górnego. Wzmacniające nakładki na rozciąganym pasie dolnym należy umieszczać symetrycznie od strony środnika, aby przy ich wyteżeniu dociskały do stopki dolnej dwuteownika. W przykładzie pokazanym na rys. 7.14b rygiel jest spawany do prostokątnego żebra poprzecznego, a styk dodatkowo wzmocniono żebrami trójkątnymi w strefie rozciąganej tego połączenia. W przypadku rygli blachownicowych (rys. 7.14c)



**Rysunek 7.14.** Przykłady spawanych węzłów kalenicowych ram pełnościennych (opis w tekście)

styk środniczka przesuwają się poza środek węzła kalenicowego, dając równocześnie ciągle pasy w przedziale, gdzie występuje duże wyężenie ustroju.

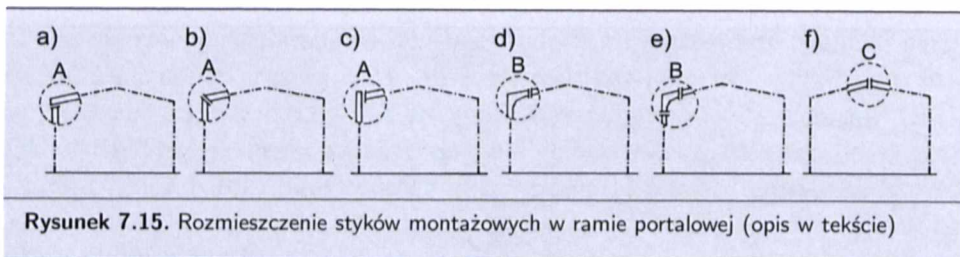
## 7.4. Śrubowe styki montażowe ram pełnościennych

### 7.4.1. Wprowadzenie

Z uwagi na wymiary płaskich ram układów poprzecznych hal (które przekraczają dopuszczalne gabaryty transportowe) dzieli się je na elementy prętowe. Są one scalane na montażu z zastosowaniem śrubowych styków montażowych.

Sposoby rozmieszczenia styków montażowych w ramie portalowej pokazano na rys. 7.15. Styki montażowe mogą się znajdować w węźle okapowym (typ A) lub kalenicowym (typ C), a czasami również w przęśle rygla (typ B). Można wyróżnić okapowe styki ram pełnościennych: poziomy (rys. 7.15a), skośny (rys. 7.15b) i pionowy (rys. 7.15c).

W kalenicowym styku poziomym (rys. 7.15a) rygiel dachowy pasem dolnym opiera się na wieńczącej blasze poziomej słupa. W kalenicowym styku skośnym (rys. 7.15b) rygiel dachowy i słupek są wyposażone w ukośnie usytuowane względem swych osi blachy czołowe. Z kolei w pionowym styku kalenicowym pionową blachę czołową rygla łączy się z pasem wewnętrznym słupa. Przy rozbudowanych narożach ram (gdzie występują duże siły wewnętrzne w węźle) styki montażowe (czołowe lub zakładkowe) przesuwają się poza obręb węzła kalenicowego ustroju. Wówczas mogą one być usytuowane w przęśle rygla (rys. 7.15d) lub także na wysokości słupa (rys. 7.15e). Z uwagi na rozpiętość rygli ram dzieli się je zazwyczaj w węźle kalenicowym (rys. 7.15f).



Rysunek 7.15. Rozmieszczenie styków montażowych w ramie portalowej (opis w tekście)

Prętowe elementy ram łączy się na montażu przede wszystkim z zastosowaniem styków śrubowych. Najczęściej są to śrubowe połączenia doczołowe, rzadziej zakładkowe.

Rozwiązania kombinowane, w których projektuje się równocześnie śrubowy styk doczołowy i połączenie z nakładkami (por. rys. 7.23), nie są zalecane ze względu na trudny do określenia rozkład sił wewnętrznych w takim złączeniu, a także wobec niedogodności technologicznych związanych z ich poprawną realizacją.

#### 7.4.2. Obliczanie śrubowych styków doczołowych i zakładkowych

W styku doczołowym łączone elementy prętowe wyposaża się w blachy czołowe, usytuowane prostopadle (lub skośnie) do ich osi podłużnych i obciążenia. W połączeniach doczołowych wypadkowa sił wewnętrznych w styku jest równoległa do osi łączników i wykorzystuje się tu zdolność śrub do przenoszenia sił rozciągających [7].

Śrubowe styki doczołowe projektuje się w jednej z trzech kategorii obliczeniowych D, E lub F [98]. Połączenia kategorii D mogą być na śruby zwykłe (klas 4.6, 5.6) niesprężone albo wysokiej wytrzymałości (klas 8.8, 10.9, 12.9) sprężone siłą  $S_0$ . Połączenia kategorii E i F projektuje się wyłącznie jako sprężone siłą (patrz tabl. 7.3), którą oblicza się ze wzoru

$$S_0 = 0,7R_m A_s \quad (7.54)$$

gdzie:

$R_m$  — wytrzymałość na rozciąganie materiału śrub,

$A_s$  — pole przekroju czynnego rdzenia śruby.

W połączeniach kategorii F jest wymagana odporność na rozwarcie styku w stanie granicznym nośności (od obciążeń obliczeniowych), natomiast w połączeniach kategorii E — odporność złącza na zerwanie trzpienia śruby w stanie granicznym nośności (od obciążeń obliczeniowych) oraz na rozwarcie styku w stanie granicznym użytkowania (od obciążeń charakterystycznych).

Sprężanie śrub siłą  $S_0$  (7.54) w styku doczołowym zapobiega zmianie amplitud wyężenia łączników i jest szczególnie wskazane w złączach obciążonych dynamicznie. Siły rozciągające w śrubach są równe siłom sprężającym, aż do

**Tablica 7.3. Nośności obliczeniowe śrub klas 8.8, 10.9 i 12.9 w doczołowych połączeniach sprężonych**

Nośność obliczeniowa śrub $S_{Ri}$ , kN						
Parametry śrub $S_{Ri}, S_0, M_1$	Klasa śrub	Oznaczenie śrub				
		M12	M16	M20	M24	M30
$S_{Rt}$	8.8	43,8	81,3	132	190	303
	10.9	57,0	106	166	239	379
	12.9	67,0	125	196	280	445
$S_{Rr,s}$	8.8	37,2	69,1	112	161	257
	10.9	48,4	90,1	141	203	322
	12.9	57,0	106	166	238	378
$S_{Rr,d}$	8.8	26,3	48,8	79,2	114	182
	10.9	34,2	63,6	99,6	143	227
	12.9	40,2	75,0	117	168	267
$S_0$	8.8	47,1	87,5	142	204	326
	10.9	61,3	114	178	257	408
	12.9	72,1	134	211	301	479
$M_s$ , kN·m	8.8	0,102	0,252	0,511	0,881	1,760
	10.9	0,132	0,328	0,640	1,110	2,203
	12.9	0,156	0,386	0,760	1,300	2,587

chwili, gdy obciążenie zewnętrzne nie przekroczy wartości sprężenia  $S_0$ . Ze względu na małą wytrzymałość zmęczeniową śruby o wysokiej wytrzymałości nie powinny być stosowane wówczas, gdy naprężenia rozciągające są zmienne. Zmiany amplitud wyężenia łączników występują w razie zaniku docisku między blachami czołowymi wokół najbardziej obciążonej śruby i rozwarcia styku. Stąd też w połączeniach kategorii F analizuje się stany graniczne nośności z warunku rozwarcia styku.

Istotnym zagadnieniem w projektowaniu połączeń doczołowych jest przyjęcie odpowiednio sztywnych (grubości  $t$ ) blach czołowych i właściwe rozmieszczenie śrub w styku. Aby efekt dźwigni był mały [7], należy w połączeniach doczołowych rozmieszczać śruby w możliwie najmniejszych odległościach od pasów i środków. Przyjęcie minimalnych grubości blach w stykach doczołowych, wyznaczonych ze wzoru

$$t \geq t_{\min,1} = 1,2 \sqrt{\frac{c S_{Rt}}{b_s f_d}} \quad (7.55)$$

gdzie:

$S_{Rt}$  — nośność obliczeniowa na rozciąganie śruby osadzonej w blasze, przy czym, jeśli nie jest ona całkowicie wykorzystana, to można zamiast  $S_{Rt}$  przyjmować siłę  $S_t$  w śrubie najbardziej wyężonej (wartości  $S_{Rt}$  podano w tablicy 7.3),

- $c$  — odległość między brzegiem otworu a spoiną lub początkiem wyokrąglenia ścianek dwuteownika;  $c \leq d$ ,
- $b_s$  — szerokość współdziałania blachy czołowej przypadającej na jedną śrubę, którą przyjmuje się z zachowaniem warunku  $b_s \leq 2(c + d)$ , w którym  $d$  — średnica śruby,

prowadzić może do nadmiernych przemieszczeń połączeń. Dlatego też dla sprężonych styków doczołowych w normie [98] podano, uzyskany na podstawie wyników badań doświadczalnych, wzór określający minimalną grubość blachy czołowej w złączu obciążonym statycznie

$$t \geq t_{\min,2} = d^3 \sqrt{\frac{R_m}{1000}} \quad (7.56)$$

gdzie:

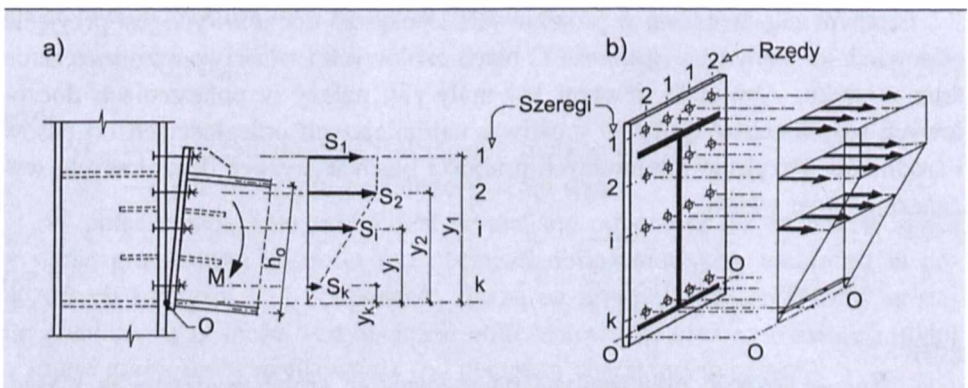
- $d$  — średnica trzpienia śruby,
- $R_m$  — wytrzymałość doraźna na rozciąganie stali śrub.

W połączeniach, w których występuje efekt zginania blach czołowych, wartość siły sprężenia zmniejsza się na skutek działania obciążeń wielokrotnie zmiennych. Dlatego też — według [98] — w połączeniach sprężonych obciążonych dynamicznie siłami wielokrotnie zmiennym zaleca się przyjmować większe grubości blach czołowych

$$t \geq \max(1,62t_{\min,1}, 1,25t_{\min,2}) \quad (7.57)$$

Zwiększenie grubości blach czołowych jest zalecane również w złączach niesprężonych.

W zginanym niesprężonym połączeniu doczołowym siły w śrubach zwiększają się w miarę oddalania od osi obrotu styku (rys. 7.16a). W styku tym oś obrotu połączenia znajduje się w połowie grubości ściskanego pasa belki, względem



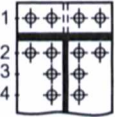
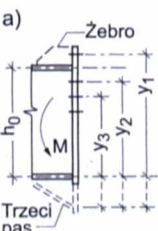
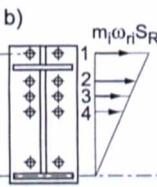
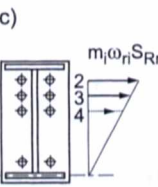
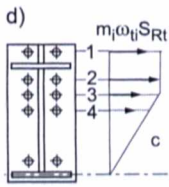
**Rysunek 7.16.** Schemat modelu obliczeniowego doczołowego, niesprężonego styku zginanego (opis w tekście)



której oblicza się odległości  $y_i$  śrub usytuowanych w  $i$ -tych szeregach złącza. Śruby w  $i$ -tym szeregu mogą być rozmieszczone w 2 lub 4 rzędach (rys. 7.16b).

Rozdział sił na poszczególne śruby w rzędzie i szeregu styku zależy od podatności blach czołowych i miejsca osadzenia łącznika w złączu, co w obliczeniach według [98] uwzględniają współczynniki rozdziału  $\omega_i$ . Ich wartości do uproszczonego obliczania styku zginanego w stanie granicznym nośności ( $\omega_{ti}$ ) i użytkowania ( $\omega_{ri}$ ) podano w tabl. 7.4. W dolnej części tabl. 7.4 pokazano schematy rozdziału sił wewnętrznych w połączeniach zginanych, przyjmowane do sprawdzenia stanu granicznego nośności (d) i użytkowania (b, c). Liniją przerywaną na rysunku (a) pokazano sposób zwiększenia ramion sił wewnętrznych  $y_i$  w styku (przez dodanie trzeciego pasa).

**Tablica 7.4. Współczynniki rozdziału obciążeń w doczołowych stykach zginanych według [98]**

Średnica śrub		M20, M24		M20		M24	
Liczba śrub $m_i$ w $i$ -tym szeregu	$m_1$	2	—	4	—	4	—
	$m_2$	2	2	4	4	4	4
	$m_3$	2	2	2	2	2	2
	$m_4$	—	2	—	2	—	2
Schemat rozmieszczenia śrub  	nr szeregu $i$	Współczynniki rozdziału obciążenia w połączeniach zginanych $\omega_{ti}$ ( $\omega_{ri}$ ) <sup>1</sup>					
	1	0,8 <sup>2,4</sup> (0,7)	—	0,7 <sup>2</sup>	—	0,7	—
	2	1	1(0,9)	0,9	0,9	0,8	0,8
	3	0,8	0,8 (0,6)	0,8 (0,8)	0,8 (0,6)	0,8	0,8 (0,6)
	4 <sup>3</sup>	—	0,6	—	0,6	—	0,6
<sup>1</sup> Jeśli nie podano wartości w nawiasach, to należy przyjmować.		$\omega_{ri} = \omega_{ti}$		$\omega_{ri} = \omega_{ti} - 0,1$			
<sup>2</sup> W przypadku usztywnienia blachy zębem można przyjmować wartości większe o 0,1.							
<sup>3</sup> Jeśli w połączeniu występuje zewnętrzny szereg śrub nr 1, a nie stosuje się dodatkowych zębów, to śrub w szeregu nr 4 nie uwzględnia się przy zginaniu.							
<sup>4</sup> Jeśli występuje tylko zewnętrzny szereg śrub, to w razie braku zębów należy przyjmować $\omega_i = 1/\beta$ .							
Schemat styku	Schematy rozkładu sił w śrubach w styku w stanie granicznym						
	użytkowania				nośności		
a) 	b) 			c) 		d) 	

Nośność zginanych połączeń doczołowych zależy głównie od nośności śrub usytuowanych w szeregach położonych najbliżej pasa rozciąganego belki. W obliczeniach według [98] uwzględnia się co najwyżej trzy szeregi śrub ( $k \leq 3$ , gdzie  $k$  — liczba szeregów) przy równoczesnym spełnieniu warunku  $y_i \geq 0,6h_0$ , gdzie  $y_i$  — ramię działania sił w śrubach (odległość osi śrub  $i$ -tego szeregu od osi pasa ściskanego) oraz  $h_0$  — osiowy rozstaw pasów. Przyjęte oznaczenia geometryczne pokazano na rysunkach w tabl. 7.4 oraz na rys. 7.16.

Stanem granicznym nośności zginanego połączenia doczołowego jest zerwanie najbardziej wyężonej śruby w połączeniu, a stanem granicznym użytkowania w połączeniach kategorii E — rozwarcie styku (zanik naprężeń docisku między blachami czołowymi) wokół najbardziej wyężonej śruby w styku.

Doczołowe połączenie zginane momentem  $M$  powinno spełniać warunek

$$M \leq M_{Rj} \quad (7.58)$$

Uwzględniając liczbę szeregów  $k$  i rzędów  $p$  śrub oraz współczynniki rozdziału sił  $\omega_i$  w połączeniu jak na rysunku (a) w tabl. 7.4, nośność połączenia wyznacza się ze wzoru

$$M_{Rj} = S_{Rt} \sum_{i=p}^{p+k-1} m_i \omega_{ti} y_i \quad (7.59)$$

Wzór (7.59) określa obliczeniową nośność graniczną zginanego połączenia doczołowego z warunku zerwania śrub [98]. Do sprawdzenia stanu granicznego nośności należy stosować rozkład sił wewnętrznych (współczynniki  $\omega_{ti}$ ) według rysunku (d) w tabl. 7.4.

Normową, obliczeniową nośność graniczną, ze względu na rozwarcie styku, według [98] wyznacza się z następujących wzorów:

— w przypadku połączeń z żebrzem usztywniającym blachę czołową (trójkątny rozkład sił, licząc od pierwszego szeregu; patrz rysunek (a) i (b) w tabl. 7.4)

$$M_{Rj} = S_{Rr} \sum_{i=p}^{p+k-1} m_i \omega_{ri} \frac{y_i^2}{y_{\max}} \quad (7.60)$$

— w przypadku połączeń bez żebra usztywniającego blachę czołową (trójkątny rozkład sił, licząc od drugiego szeregu; patrz rysunek (c) w tabl. 7.4)

$$M_{Rj} = S_{Rr} \left( m_1 \omega_{r1} y_1 + \sum_{i=2}^k m_i \omega_{ri} \frac{y_i^2}{y_2} \right) \quad (7.61)$$

We wzorach (7.59), (7.60), (7.61) przyjęto następujące oznaczenia:  
 $\omega_{ti}$ ,  $\omega_{ri}$  — uśrednione dla  $i$ -tego szeregu współczynniki rozdziału obciążenia, które można przyjmować według tabl. 7.4,

$p = 1$  (gdy występuje zewnętrzny szereg śrub) lub 2,

$k$  — liczba szeregów śrub, przy czym do obliczeń przyjmuje się  $k \leq 3$ ,

$S_{Rt}$  — nośność obliczeniowa śrub na rozciąganie,

$m_i$  — liczba śrub w  $i$ -tym szeregu,

$y_i$  — ramię działania sił w śrubach  $i$ -tego szeregu względem potencjalnej osi obrotu, przy czym w obliczeniach należy uwzględnić te śruby, które spełniają warunek  $y_i \geq 0,6h_0$  (patrz rysunek w tabl. 7.4); w elementach dwuteowych wysokości większej niż 400 mm lub ze średnicą o smukłości ( $h_w/t_w$ ) większej niż  $140\sqrt{215/f_d}$  należy w stanie granicznym rozwarcia zamiast  $y_i$  przyjmować  $y_{i,red} = y_i - h/6$ ,

$S_{Rr}$  — nośność śrub z warunku rozwarcia styku;

— przy obciążeniach statycznych

$$S_{Rr} = 0,85S_{Rt} \quad (7.62a)$$

— przy obciążeniach dynamicznych

$$S_{Rr} = 0,60S_{Rt} \quad (7.62b)$$

Momentowi zginającemu  $M$  w styku doczołowym towarzyszy zazwyczaj siła poprzeczna  $V$ , której nie uwzględniono w dotychczasowych analizach wyężenia zginania styków doczołowych. Projektując doczołowe połączenia zginane, należy uwzględnić w obliczeniach działającą siłę poprzeczną  $V$ . W połączeniach doczołowych siłę poprzeczną w styku uwzględnia się, obliczając zredukowaną nośność śrub na rozciąganie, bądź zakłada się, że przenosi się ona przez tarcie między blachami czołowymi, a także konstruując elementy (np. stołeczki), na które się ją przekazuje. W połączeniach sprężanych kategorii F siła poprzeczna  $V$  powinna być według [98] przeniesiona przez tarcie, przy czym uwzględnia się wpływ siły rozciągającej w śrubach na nośność styku z warunku poślizgu.

Najczęściej w projektowaniu doczołowych połączeń zginanych i ścinanych stosuje się zasadę, że siłę poprzeczną przenoszą wyłącznie śruby usytuowane w strefie ściskanej połączenia lub też, że siła ta jest przekazywana przez docisk blachy czołowej belki do stołeczka montażowego, przyspawanego do pasa słupa.

Nośność doczołowych połączeń elementów dwuteowych w złożonym stanie obciążenia ( $M$ ,  $N$ ,  $V$ ) można według [98] sprawdzać w sposób uproszczony, przy założeniu, że moment zginający  $M$  i siła podłużna  $N$  są przenoszone wyłącznie przez pasy, spełniając warunek nośności dla wypadkowej siły podłużnej w pasie rozciągającym i śrub znajdujących się w jego bezpośrednim sąsiedztwie. Jeśli w połączeniu jest tylko jeden pas rozciągany, to można przyjmować współczynniki  $\omega_i$  jak w połączeniach wyłącznie zginanych według tabl. 7.4.

W stykach doczołowych obciążonych prostopadle ( $S_{ov}$ ) i równolegle ( $S_{ot}$ ) do osi łączników wyznacza się zredukowane nośności śrub z następujących nierówności interakcyjnych:

— w połączeniach niesprężonych [98]

$$\left(\frac{S_t}{S_{Rt}}\right)^2 + \left(\frac{S_v}{S_{Rv}}\right)^2 \leq 1 \quad (7.63)$$

— w połączeniach sprężonych [7]

$$\frac{S_t}{S_{Rt}} + \frac{S_s}{S_{Rs}} \leq 1 \quad (7.64)$$

gdzie:

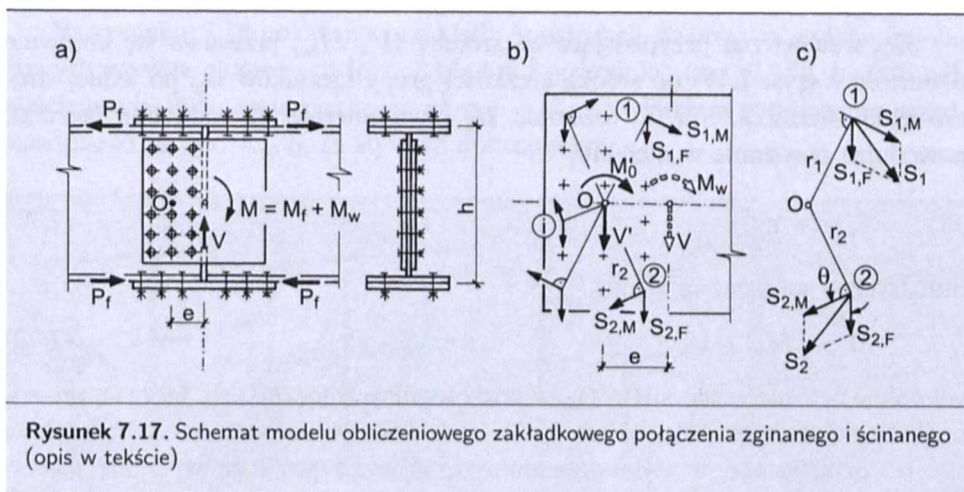
- $S_t$  — nośność śruby na rozciąganie, zredukowana z uwagi na obciążenie poprzeczne,
- $S_v$  — nośność śruby na ścinanie, zredukowana z uwagi na obciążenie rozciągające,
- $S_s$  — nośność śruby z warunku poślizgu styku, zredukowana z uwagi na obciążenia rozciągające,
- $S_{Rt}, S_{Rv}, S_{Rs}$  — odpowiednio nośność śruby na rozciąganie, ścinanie oraz z warunku poślizgu według [98].

W analizowanych połączeniach zredukowane nośności śrub  $S_t, S_v, S_s$  (wyznaczone z zależności (7.63) lub (7.64)) muszą być większe niż wyteżenia łączników od sił  $S_{ov}, S_{ot}$ . W [7] obszerniej omówiono dwukierunkowe wyteżenie śrub oraz podano tablice ich interakcyjnej nośności w połączeniach niesprężonych i sprężonych.

W śrubowych stykach zakładkowych łączniki są wyteżone prostopadle do swych osi. Nośność takich styków jest uwarunkowana nośnością śrub na ścinanie i docisk  $S_{Rv}, S_{Rb}$  lub z warunku poślizgu  $S_{Rs}$ . Projektuje się je na jedną z trzech kategorii A, B lub C [98]. Połączenia kategorii A mogą być na śruby zwykłe (klasy 4.6, 5.6) niesprężone albo wysokiej wytrzymałości (klasy 8.8, 10.9, 12.9) sprężone siłą  $0,5S_0$ . Połączenia kategorii B i C projektuje się wyłącznie jako sprężone siłą  $S_0$  (7.54). Odporność styku zakładkowego na poślizg jest wymagana w odniesieniu do połączeń kategorii B w stanie granicznym użytkowania, a przy złączach kategorii C w stanie granicznym nośności.

Śrubowy styk zakładkowy rygła o przekroju dwuteowym (rys. 7.17a) składa się z nakładek uciągających pasy górny i dolny oraz środnik. W takim styku występuje siła poprzeczna  $V$  i moment zginający  $M$ . W obliczeniach połączenia zakłada się, że siłą ścinającą  $V$  w całości przenosi tylko środnik, natomiast moment zginający  $M$  rozdziela się na moment zginający przenoszony przez środnik  $M_w$  i moment zginający przenoszony przez pasy  $M_f$ , proporcjonalnie do momentu bezwładności względem wspólnej osi ciężkości przekroju. Można zatem zapisać:

$$M_w = M \frac{J_w}{J} \quad (7.65)$$



$$M_f = M \frac{J_f}{J} \quad (7.66)$$

przy czym:

$$M = M_w + M_f \quad (7.67)$$

$$J = J_w + J_f \quad (7.68)$$

gdzie:

$M$ ,  $M_f$ ,  $M_w$  — momenty zginające w styku oraz przenoszone przez pasy ( $f$ ) i środnik ( $w$ ),

$J$ ,  $J_f$ ,  $J_w$  — momenty bezwładności całego przekroju, pasów ( $f$ ), środnika ( $w$ ), względem osi silniejszego oporu ( $x$ ).

Przecięte w styku pasy zastępuje się jedno- lub dwustronnymi nakładkami uciągającymi. Są one wyłożone parą sił podłużnych  $P_f$ , od momentu zginającego  $M_f$  (rys. 7.17a). Można zatem zapisać:

$$P_f = \frac{M_f}{(h - t_f)} \leq n_f S_R \quad (7.69)$$

gdzie:

$h$ ,  $t_f$  — wysokość i grubość pasa dźwigara dwuteowego,

$n_f$  — liczba śrub z jednej strony styku pasów,

$S_R$  — miarodajna nośność śruby;

$$S_R = \min(S_{Rv}, S_{Rb}, S_{Rs}) \quad (7.70)$$

przy czym:

$S_{Rv}$ ,  $S_{Rb}$ ,  $S_{Rs}$  — odpowiednio nośność śruby na ścinanie, docisk, z warunku poślizgu.

Siły wewnętrzne przypadające na środnik ( $V$ ,  $M_w$ ) przesuwa się umownie o wartość  $e$  (rys. 7.17) do środka ciężkości grupy łączników  $n_w$  po jednej stronie styku środnika. Siła  $V$  rozdziela się równomiernie na wszystkie łączniki, powodując powstanie w nich sił

$$S_{i,F} = V_1 = \frac{V}{n_w} \quad (7.71)$$

Sumaryczny moment zginający

$$M_0 = M_w + V e \quad (7.72)$$

wywołuje zróżnicowane siły  $S_{i,M}$  w poszczególnych łącznikach, które są prostopadłe do ich ramion odległych o  $r_i$  od środka obrotu połączenia  $O$ . Największa siła od działającego w styku momentu zginającego powstaje w śrubie najbardziej oddalonej od środka obrotu połączenia. Siłę od momentu zginającego  $M_0$  w  $i$ -tym łączniku zapisuje się wzorem

$$S_{i,M} = \frac{M_0 r_i}{\sum_{i=1}^n r_i^2} \quad (7.73)$$

gdzie  $r_i$  — ramię działania siły  $S_{i,M}$ .

Stan graniczny połączenia zakładkowego środnika obciążonego momentem zginającym  $M_0$  i siłą poprzeczną  $V$  sprawdza się ze wzoru

$$S_i = \sqrt{(S_{i,M} + S_{i,F} \cos \theta_i)^2 + (S_{i,F} \sin \theta_i)^2} \leq S_R \quad (7.74)$$

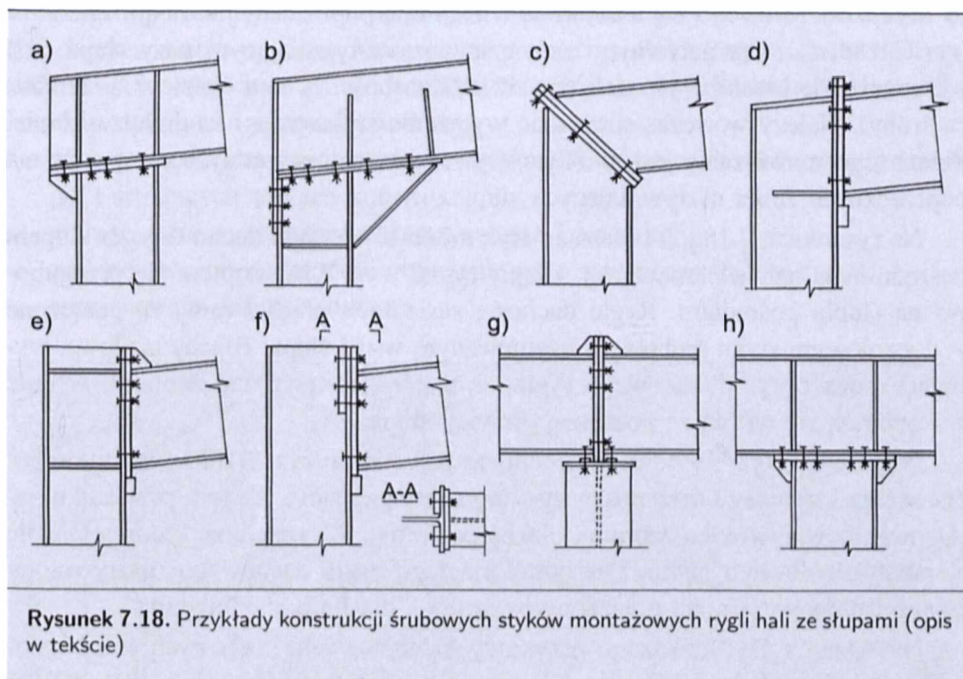
gdzie:

- $\theta_i$  — kąt między wektorami sił składowych ( $0 \leq \theta_i \leq 180^\circ$ ),
- $S_i$  — siła wypadkowa przypadająca na  $i$ -ty łącznik (rys. 7.17c),
- $S_{i,F}$  — według (7.71),
- $S_{i,M}$  — według (7.73),
- $S_R$  — według (7.70).

### 7.4.3. Konstruowanie śrubowych styków montażowych ram pełnościennych

W układach poprzecznych o niedużej lub średniej rozpiętości naroża ram pełnościennych można kształtować jako śrubowe styki montażowe, najczęściej doczołowe, rzadziej zaś zakładkowe lub zakładkowo-doczołowe. Z uwagi na przyjęty schemat statyczny ustroju nośnego styki montażowe powinny przenosić znaczne wartości momentów zginających występujących w narożu ramy. W projektowaniu tych styków zalecane jest takie ich ukształtowanie, aby nośność połączenia nie była mniejsza od nośności rygła na zginanie.

Na rysunku 7.18 pokazano przykłady konstrukcji śrubowych styków montażowych węzłów okapowych (rys. 7.18a÷f) i pośrednich (rys. 7.18g, h) ram pełnościennych. Połączenia pokazane na rys. 7.18, z wyjątkiem rozwiązania przedstawionego na rys. 7.18b, są stykami doczołowymi.



**Rysunek 7.18.** Przykłady konstrukcji śrubowych styków montażowych rygli hali ze słupami (opis w tekście)

Na rysunkach 7.18a, b pokazano poziome styki okapowe. Słup na rys. 7.18a wyposażono w czołową blachę wieńczącą, która wystaje poza obrys jego dwuteowego przekroju i jest usztywniona żebrem. Do tej blachy czołowej dołącza pas dolny rygla dachowego. Rygiel dachowy w miejscu połączenia usztywniono żebami poprzecznymi. Styk na rys. 7.18b jest połączeniem doczołowo-zakładkowym. W tym przypadku słup wyposażono w skośny wspornik, co zwiększa nośność tego naroża ramy. Usztywniony żebami poprzecznymi pas dolny rygla dachowego jest połączony z blachą czołową (wieńczącą słupa). Z kolei pionowa blacha wieńcząca rygla dachowego jest połączona w styku zakładkowym z pasem zewnętrznym słupa. Omawiane rozwiązanie nie jest zalecane z uwagi na trudny do identyfikacji model obliczeniowy, a także kłopotliwe wykonawczo „dopasowanie” (przyleganie) dwóch płaszczyzn styku (doczołowej i zakładkowej).

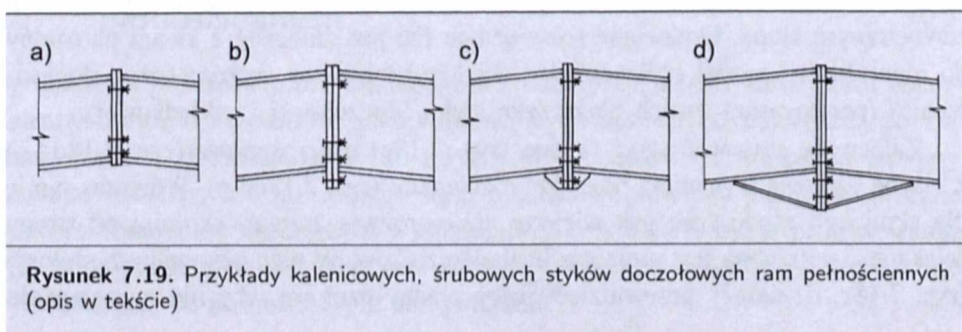
Zaleca się stosować styki skośne (rys. 7.18c) oraz pionowe (rys. 7.18d÷g) z blachą czołową wysuniętą poza pas rozciągany (rys. 7.18c÷g). Wówczas ramie dla skrajnego rzędu śrub jest większe niż w rozwiązaniu ze skosami od strony ściskanej i potrzebna jest mniejsza liczba łączników. W nieuzębrowanych stykach (rys. 7.18c, d) należy przewidzieć grube blachy czołowe, aby nie występowało

ich odkształcenie (efekt dźwigni). Można jednak zastosować nieco cieńszą blachę czołową rygla, gdy jej wystająca krawędź jest usztywniona żebrem (rys. 7.18e). W celu ułatwienia montażu słupek jest wyposażony w stołeczek, na którym opiera się blacha czołowa rygla dachowego (rys. 7.18d, e, f). W osi pasów rygla słupki styku doczołowego są usztywnione żebrami poprzecznymi lub przeponami (rys. 7.18d, e). Alternatywnym rozwiązaniem, usztywniającym pasy słupa, jest wprowadzenie blach-przykładek (rys. 7.18f) grubości  $t_p = d$  (gdzie  $d$  — średnica śruby). Należy wówczas sprawdzić wyężenie styku pasa i środka w słupie. Zaletą tego rozwiązania jest możliwość wyeliminowania trudnych do wykonania poprzecznych żeber usztywniających słupek.

Na rysunkach 7.18g, h pokazano styk montażowy rygla dachowego ze słupem pośrednim w hali wielonawowej. Ciągły rygiel (rys. 7.18g) opiera się przegubowo na słupie pośrednim. Rygle dachowe sąsiadnych przęseł ramy są połączone w doczołowym styku śrubowym usytuowanym w osi słupa. Blachy czołowe, wystające poza obrys dwuteowego rygla, są u góry usztywnione żebrami, w dole zaś opierają się na blasze poziomej głowicy słupa.

Połączenie rygla dachowego ze słupem pośrednim (rys. 7.18h) realizuje schemat węzła sztywnego (przenoszącego moment zginający). W tym przypadku zastosowano, usztywnioną żebrami, blachę poziomą głowicy słupa, która pełni rolę elementu czołowego styku. Pas dolny ciągłego rygla dachowego (usztywniony żebrami pionowymi) jest połączony na śruby z blachą poziomą słupa.

Na rysunku 7.19 pokazano przykłady kalenicowych, śrubowych styków doczołowych ram pełnościennych. W ustrojach o małej rozpiętości i niewielkim obciążeniu projektuje się styki o konstrukcji pokazanej na rys. 7.19a. Większą nośność połączenia można uzyskać, stosując wystającą blachę czołową (rys. 7.19b). W celu zapobieżenia jej odkształceniom w strefie rozciąganej należy dać żebra trójkątne (rys. 7.19c). Zdecydowanie większą nośność przekroju rygla dachowego oraz jego styku montażowego można osiągnąć, stosując styk z tzw. trzecim pasem (rys. 7.19d). W ten sposób powstaje większe ramie sił w skrajnych śrubach w strefie rozciąganej. Takie rozwiązanie można przewidzieć również w narożu ramy (por. rys. 7.21b).

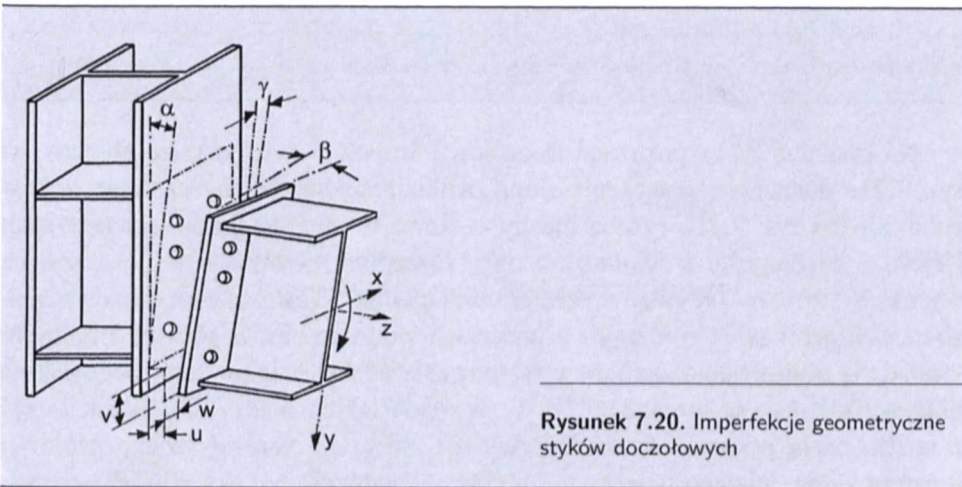


**Rysunek 7.19.** Przykłady kalenicowych, śrubowych styków doczołowych ram pełnościennych (opis w tekście)



Stosowane do scalania elementów wysyłkowo-montażowych śrubowe styki doczołowe charakteryzuje duża wrażliwość na wstępne imperfekcje geometryczne powstające zarówno w trakcie formowania wyrobów hutniczych, wykonawstwa warsztatowego elementów konstrukcji, jak i transportu oraz montażu. Przejawem istnienia imperfekcji jest brak przylegania elementów przylgowych (skręcenia  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  i przesunięcia  $u$ ,  $v$ ,  $w$ ), które pokazano na rys. 7.20. Zagadnienie negatywnych skutków tych wad ustroju analizowano w pracy [8]. Badania te wykazały, że wady styków mogą powodować:

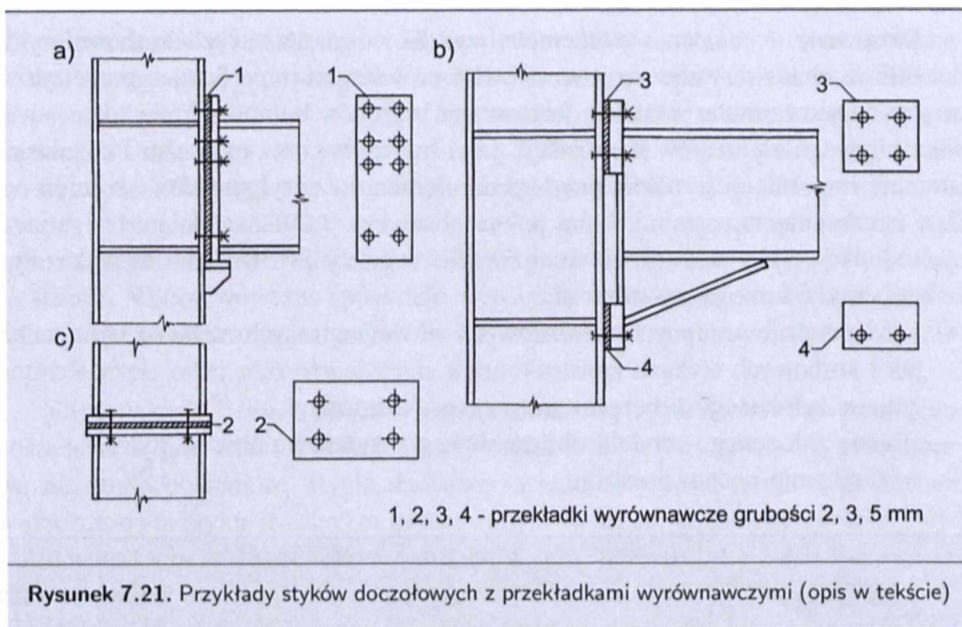
- występowanie wstępnych montażowych sił wewnętrznych zarówno w prętach, jak i śrubowych stykach konstrukcji,
- zmianę założonego schematu statycznego konstrukcji,
- zmianę założonego modelu obliczeniowego wyężenia śrub w styku,
- zmniejszenie nośności ustroju.



Rysunek 7.20. Imperfekcje geometryczne styków doczołowych

Zdając sobie sprawę z niekorzystnych następstw niedoskonałości geometrycznych śrubowych styków doczołowych, należy powierzać realizację takich konstrukcji przedsiębiorstwom dysponującym odpowiednim wyposażeniem technicznym i wykwalifikowaną załogą. Wykonanie styków doczołowych powinno być kontrolowane zgodnie z normą [104].

Komplikacje występujące przy montażu ustrojów ze stykami doczołowymi można zmniejszyć, odpowiednio konstruując te połączenia. Elementy wysyłkowo-montażowe ze śrubowymi połączeniami doczołowymi należy projektować z założeniem, iż w konstrukcji mogą wystąpić jedynie ujemne odchyłki ich długości. Podczas montażu takie odchyłki usuwa się przez stosowanie przekładek wyrównawczych, śrub o zwiększonych długościach oraz dłuższych wsporników (stołeczków) montażowych. W tym celu należy przewidzieć potrzebę założenia w styku podczas montażu przekładek wyrównawczych grubości 2, 3 i 5 mm (rys. 7.21).

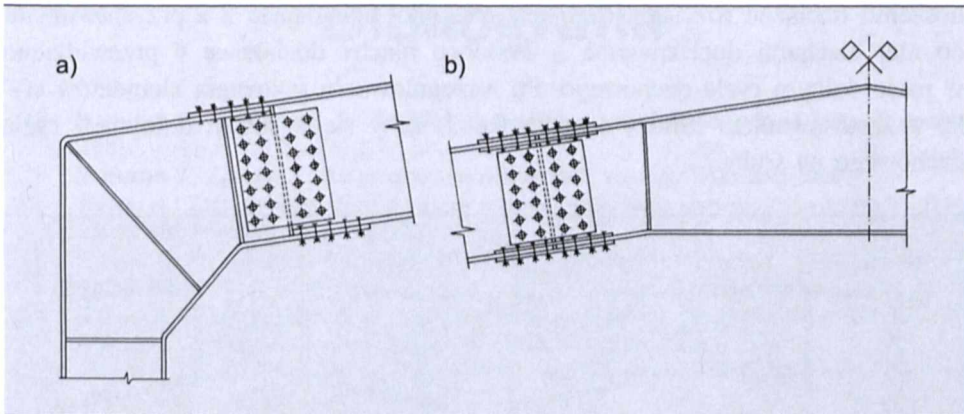


**Rysunek 7.21.** Przykłady styków doczołowych z przekładkami wyrównawczymi (opis w tekście)

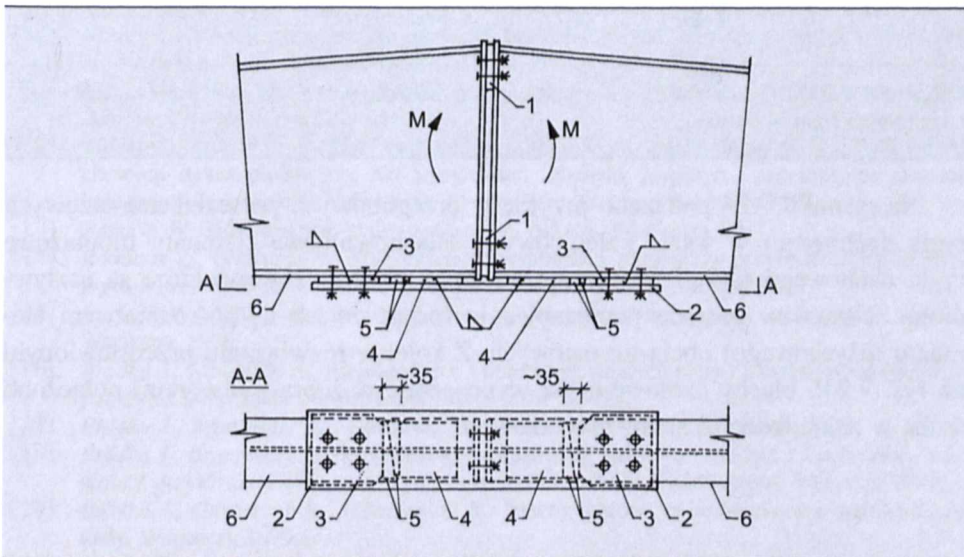
Na rysunku 7.21a pokazano doczołowy śrubowy styk belki ze słupem, na rys. 7.21c doczołowe połączenie słupa. Kilkuczęściowe blachy czołowe styków pokazano na rys. 7.21b (grube blachy czołowe w obrębie pasów zewnętrznych i cieńsze na długości środniczka). Są one szczególnie efektywne w połączeniach wysokich rygli (na przykład z tzw. trzecim pasem). Zastosowanie frezowanych, zbieżnych przekładek o różnych grubościach w strefie pasów górnych i dolnych, umożliwia niwelowanie skutków występowania odchyłek kątowych i odchyłek na długości elementów montażowych. W węzłach takich należy się jednak liczyć z możliwością powstawania ognisk korozji na styku cieńszej blachy czołowej z pasem słupa. Dlatego przestrzeń między elementami czołowymi trzeba wypełnić odpowiednimi preparatami antykorozyjnymi.

Na rysunku 7.22 pokazano zakładkowe styki śrubowe ram pełnościennych. W rozwiązaniu przedstawionym na rys. 7.22a słupek wykonano łącznie z narożem ramy. W miejscu styku pas dolny (wewnętrzny) naroża ramy jest przedłużony i połączony zakładkowo z pasem dolnym rygla dachowego. Z kolei pas górny rygla dachowego (dłuższy od jego pasa dolnego) jest połączony z pasem górnym naroża w styku zakładkowym. Środniki rygla i naroża ramy połączono dwoma przykładkami w styku zakładkowym. Na rysunku 7.22b zakładkowy styk rygla dachowego przesunięto poza węzeł kalenicowy. W przypadku dwuteowego przekroju poprzecznego rygla konstrukcyjne uciążlenie ustroju uzyskano, stosując po trzy nakładki pasów i dwie przykładki środniczków.

Na rysunku 7.23 pokazano konstrukcję montażowego styku zakładkowo-dociskowego. W połączeniu tym wykorzystuje się nośność stalowej nakładki uciąż-



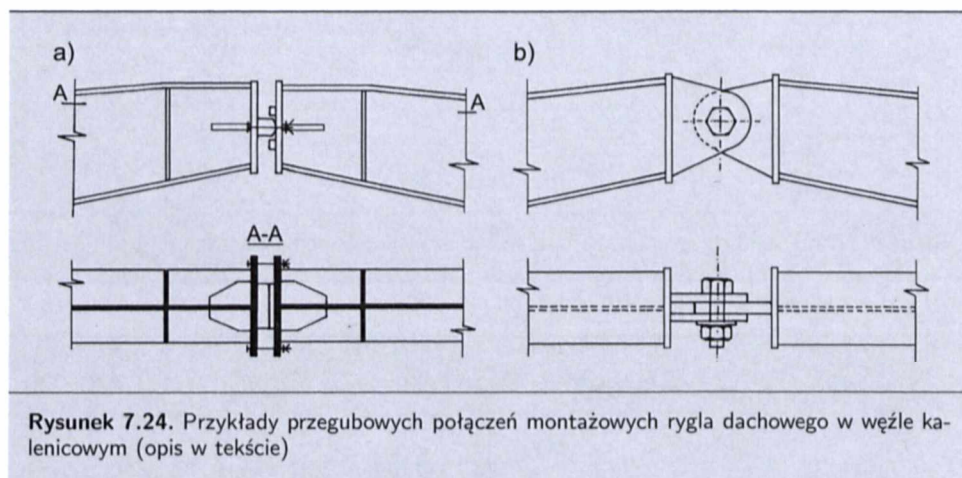
Rysunek 7.22. Przykłady zakładkowych styków śrubowych ram pełnościennych (opis w tekście)



Rysunek 7.23. Konstrukcja zakładkowo-dociskowego styku montażowego ryglu dachowego: 1 – przekładka dystansowa, 2 – nakładka uciągająca, 3 – blacha dociskowa nakładki, 4 – blacha dociskowa pasa dolnego ryglu, 5 – klin, 6 – pas dolny ryglu dachowego

gląjącej na rozciąganie i docisk w strefie ściskanej styku. Blachownicowy rygiel dwuteowy w styku kalenicowym wyposażono w blachy czołowe i połączone śrubami w styku doczołowym. Pomiędzy blachami czołowymi zastosowano przekładki 1, umożliwiające „gubienie” losowych odchyłek geometrycznych. W połączeniu tym wyężenie ściskające od momentu zginającego jest przenoszane przez docisk w strefie pasa górnego. Również przez docisk jest przekazywane wyężenie rozciągające w strefie pasa dolnego. Elementami pośredniczącymi w prze-

noszeniu obciążeń rozciągających jest nakładka uciągająca 2 z przyspawanymi do niej blachami dociskowymi 3. Podobne blachy dociskowe 4 przewidziano w pasie dolnym rygła dachowego. Po wyregulowaniu położenia elementów styku z zastosowaniem klinów 5 nakładkę 2 łączy się z pasem dolnym 6 rygła dachowego na śruby.



Na rysunku 7.24 pokazano przykłady przegubowych połączeń montażowych rygła dachowego w węźle kalenicowym. Blachownicowe elementy montażowe rygła dachowego (rys. 7.24a) wyposażono w blachy czołowe, które są usztywnione żebrami w miejscu przekazywania (przez docisk za pośrednictwem elementu łożyskowego) obciążeń osiowych. Z kolei w rozwiązaniu przedstawionym na rys. 7.24b blachy czołowe rygła wyposażone w żebra z otworami połączono śrubą w zakładkowym styku montażowym.

# Bibliografia

- [1] *Augustyn J., Śledziwski E.*: Technologiczność konstrukcji stalowych. Arkady, Warszawa 1981.
- [2] *Augustyn J., Laguna J.*: Racjonalne stosowanie stali. Arkady, Warszawa 1990.
- [3] *Biegus A.*: Zastosowanie teorii drugiego rzędu do obliczania słupów utwierdzonych. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 8/1979.
- [4] *Biegus A.*: Lokalnie wzmocnione blachy faldowe. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 2/2001.
- [5] *Biegus A.*: Nośność graniczna ściskanych blach faldowych. Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, nr 18/38, Wrocław 1983.
- [6] *Biegus A.*: Nośność graniczna stalowych konstrukcji prętowych. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa–Wrocław 1997.
- [7] *Biegus A.*: Połączenia śrubowe. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa–Wrocław 1997.
- [8] *Biegus A.*: Nośność graniczna śrubowych styków doczołowych z imperfekcjami geometrycznymi. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1998.
- [9] *Biegus A.*: Probabilistyczna analiza konstrukcji stalowych. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa–Wrocław 1999.
- [10] *Biegus A.*: Modele obliczeniowe łukowych blach faldowych. X Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna „Konstrukcje Metalowe”. Gdańsk 2001.
- [11] *Biegus A., Cabaj J.*: Oszacowanie wyężenia pionowych stężeń dźwigarów kratowych. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 2/1991.
- [12] *Biegus A., Cabaj J.*: Wpływ imperfekcji montażowych kratownic na bezpieczeństwo dachowych stężeń pionowych. XII Sympozjum „Badanie przyczyn i zapobieganie awariom konstrukcji budowlanych”, Szczecin–Swinoujście 22-24 października 1991.
- [13] *Bogucki W.*: Budownictwo stalowe. Część 2. Arkady, Warszawa 1997.
- [14] *Bodarski Z., Gosowski B.*: Wykorzystanie współpracy elementów przy wzmacnianiu stalowych konstrukcji hal i estakad. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 11/1974.
- [15] *Bogucki W., Żybutowicz M.*: Tablice do projektowania konstrukcji metalowych. Arkady, Warszawa 1996.
- [16] *Bródka J., Jabłońska A.*: Projektowanie i obliczanie ciągłych płatwi z kształtowników zdwojonych na podporach. „Konstrukcje Stalowe” nr 1/1997.
- [17] *Bródka J., Broniewicz M.*: Konstrukcje stalowe z rur. Arkady, Warszawa 2001.
- [18] *Bródka J., Broniewicz M.*: Projektowanie konstrukcji stalowych zgodnie z Eurokodem 3-1-1 wraz z przykładami obliczeń. Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok 2001.
- [19] *Bródka J., Garncarek R., Miłaczewski K.*: Blachy faldowe w budownictwie stalowym. Arkady, Warszawa 1999.
- [20] *Bródka J., Garncarek R., Grudka A.*: Współdziałanie blach faldowych obudowy hali i jej stalowego szkieletu ramowego. „Archiwum Inżynierii Lądowej”, nr 4/1988.
- [21] *Bródka J.* (tom 1 i 2), *Goczek J.* (tom 2): Stalowe konstrukcje hal i budynków wysokich. Wydawnictwo Politechniki Łódzkiej, Łódź 1994.
- [22] *Bryła S.*: Konstrukcje stalowe hal przemysłowych. Arkady, Warszawa 1958.
- [23] *Czechowski A., Życiński J., Kociatkiewicz A., Bródka J.*: Obliczanie kratownic o węzłach podatnych z kształtowników o przekrojach otwartych. „Biuletyn Techniczny Mostostal” nr 1/1987.
- [24] Dokumentacja techniczna kształtowników z falistym środkiem SIN. GZP Spółka z o.o., Ruda Śląska 2000.
- [25] *Engel L., Sieczkowski J. M.*: Obciążenia konstrukcji budowlanych. Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1988.
- [26] *Giżewski M.*: Modele obliczeniowe stalowych ram płaskich z węzłami podatnymi. Prace Naukowe, Budownictwo z. 136. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2000.

- [27] *Giżejowski M.*: Probabilistyczny model wybożenia słupów w podwyższonej temperaturze. XXXI Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1985.
- [28] *Gosowski B., Kubica E.*: Badania laboratoryjne konstrukcji metalowych. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2001.
- [29] *Gosowski B.*: Stateczność przestrzenna stężonych podłużnie i poprzecznie pełnościennych elementów konstrukcji metalowych, Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, nr 18/38, Wrocław 1983.
- [30] *Gosowski B.*: Wymiarowanie stalowych słupów pełnościennych a problem stateczności przestrzennej. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 10/1998.
- [31] *Jankowiak W.*: Konstrukcje metalowe. PWN, Warszawa 1983.
- [32] Katalog rozwiązań konstrukcyjnych hal ocieplonych „Mostostal”. Wydawnictwo COBPKM „Mostostal”, Warszawa 1998.
- [33] *Kowal Z.*: Wybrane działy z konstrukcji metalowych. Część 1, 2 i 3. Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1975 i 1977.
- [34] *Kucharczuk W., Denis T.*: Stalowe hale i budynki wielokondygnacyjne. Część 1. Przegląd rozwiązań konstrukcyjnych oraz ogólne zasady obliczania i projektowania. Wydawnictwo Politechniki Częstochowskiej, Częstochowa 1992.
- [35] *Kucharczuk W.*: Efektywne zastosowanie ram ze ściągami w konstrukcjach halowych. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 2/1985.
- [36] *Kucharczuk W.*: O rozwiązaniach konstrukcyjnych niektórych stalowych hal magazynowych. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 5/2002.
- [37] *Krzyśpiak T.*: Konstrukcje stalowe hal. Arkady, Warszawa 1976.
- [38] *Łaguna J.*: Płatwie ciągle z kształtowników profilowanych na zimno o rozpiętości ponad 12 m. X Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna „Konstrukcje Metalowe”, Gdańsk 2001.
- [39] *Langer J.*: Obiektywne kryteria projektowania tężników pionowych w konstrukcjach stalowych. VIII Sympozjum „Badanie przyczyn i zapobieganie awariom budowlanym”, Szczecin 1987.
- [40] *Lubiński M., Filipowicz A., Żółtowski W.*: Konstrukcje metalowe. Część 1. Podstawy projektowania. Arkady, Warszawa 2000.
- [41] *Lubiński M., Żółtowski M.*: Konstrukcje metalowe. Część 2. Obiekty budowlane. Arkady, Warszawa 1992.
- [42] *Matysiak A.*: Budownictwo stalowe. Belki podsuwnicowe – estakady. PWN, Warszawa–Poznań 1994.
- [43] *Mendera Z.*: Problemy harmonizacji polskiej normy projektowania konstrukcji stalowych z normą europejską. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 10/1993.
- [44] *Mendera Z.*: Nośność słupów stalowych o zmiennym przekroju. XL Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, t. 3, Rzeszów–Krynica–Warszawa 1994.
- [45] *Mendera Z.*: Częściowe współczynniki bezpieczeństwa i modele obliczeniowe konstrukcji stalowych na tle Eurokodu 3. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 11/1995.
- [46] *Mendera Z.*: Współdziałanie imperfekcji w stalowych prętach ścisłanych. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 9/1997.
- [47] *Murzewski J.*: Niezawodność konstrukcji inżynierskich. Arkady, Warszawa 1989.
- [48] *Murzewski J.*: Stany graniczne stalowych ram regularnych przy zmianach temperatury. XXXVI Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1990.
- [49] *Niewiadomski J., Głębik J., Kazek M., Zamorowski J.*: Obliczenia konstrukcji stalowych. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 1994.
- [50] *Palkowski Sz.*: Konstrukcje stalowe. Wybrane zagadnienia obliczania i projektowania. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2001.
- [51] *Palkowski Sz.*: Wybrane zagadnienia obliczania i projektowania konstrukcji stalowych. Wydawnictwo Uczelniane Politechniki Koszalińskiej, Koszalin 1998.
- [52] Poradnik projektanta konstrukcji metalowych. Część 1 i 2. Praca zbiorowa pod redakcją *W. Boguckiego*. Arkady, Warszawa 1980, 1982.
- [53] Praca zbiorowa. Przekrycia strukturalne. Arkady, Warszawa 1985.
- [54] *Roik K.*: Vorlesungen über Stahlbau. Verlag, Berlin 1978.

- [55] *Rykaluk K.*: Pękanie w konstrukcjach stalowych. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2000.
- [56] *Rykaluk K.*: Konstrukcje stalowe. Podstawy i elementy. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2001.
- [57] *Sertler H., Vican J., Slavik J.*: Compression Resistance of Steel Structure Members. International Colloquium European Section „Stability of Steel Structures”, Preliminary Report, Budapest 1995.
- [58] *Sertler H., Vican J., Slavik J.*: Structural Capacity of Existing Steel Bridges. IX International Conference on Metal Structures, Kraków 1995.
- [59] *Seidel W.*: Próba analizy i syntezy wybranych właściwości struktur przestrzennych. Praca doktorska, Politechnika Wrocławska, Wrocław 1981.
- [60] *Stalowe konstrukcje budowlane.* Praca zbiorowa pod redakcją *J. Medwadowskiego*. PWN, Warszawa 1980.
- [61] *Timoschenko S.P., Gere J.M.*: Teoria stateczności sprężystej. Arkady, Warszawa 1963.
- [62] *Urbańska-Galewska E.*: Analiza wpływu rzeczywistych niedokładności geometrycznych na pracę konstrukcji ramowej. Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej nr 368, Budownictwo Lądowe XXXIX, Gdańsk 1984.
- [63] *Weiss S., Giżejowski M.*: Stateczność konstrukcji metalowych. Układy prętowe. Arkady, Warszawa 1991.
- [64] *Winter G.*: Strength of Thin Steel Compression Flanges. Trans. ACSE, 112/1974.
- [65] *Włodarczyk W.*: Konstrukcje stalowe. Część 1. Podstawy projektowania. WSiP, Warszawa 1997.
- [66] *Volmir A.S.*: Ustojčivost' deformirujemych sistem. Nauka, Moskva 1967.
- [67] *Ziółko J.*: Utrzymanie i modernizacja konstrukcji stalowych. Arkady, Warszawa 1991.
- [68] *Ziółko J.*: Konstrukcje stalowe. Cz. 2. Wytwarzanie i montaż. WSiP, Warszawa 1995.
- [69] *Ziółko J.*: Zbiorniki stalowe na ciecze i gazy. Arkady, Warszawa 1986.
- [70] *Ziółko J., Orlik G.*: Montaż konstrukcji stalowych. Arkady, Warszawa 1980.
- [71] *Ziółko J., Włodarczyk W., Mendera Z., Włodarczyk S.*: Stalowe konstrukcje specjalne. Arkady, Warszawa 1995.
- [72] *Żmuda J.*: Podstawy projektowania konstrukcji metalowych. Arkady, Warszawa 1997.
- [73] *Żmuda J.*: Projektowanie torów jezdnych suwnic i elektrowciągów. Wydawnictwo TiT, Opole 1997.
- [74] *Żurański J.A.*: Obciążenie wiatrem budowli i konstrukcji. Arkady, Warszawa 1978.

### Normy

- [75] BS 5950. Structural use of Steelwork in Building, Part 1, 1990.
- [76] DIN 18800. TEIL 1-4. Stahlbauten.
- [77] ENV-1991-1. Eurocode 1. Basic of Design and Actions on Structures, Part 1, Brussels 1993.
- [78] ENV 1993-1-1. Eurocode 3. Design of Steel Structures. Part 1. General Rules and Rules for Buildings, European Prestandard, CEN, Brussels 1992.
- [79] ENV 1993-1-3:1996. Eurocode 3. Design of Steel Structures. Part 1-3. General Rules – Supplementary Rules for Cold Formed Thin Gauge Members And Sheeting CEN, Brussels 1993.
- [80] European Recommendations for the Application of Metal Sheeting Acting as a Diaphragm. Stressed Skin Design. ECCS Committee TC7, TWG 7.5, May 1995.
- [81] Essentials of Eurocode 3, Design Manual for Steel Structures in Buildings. ECCS-Advisory Committee, nr 65, 1991.
- [82] PN-94/B-01040 Rysunek konstrukcyjny budowlany. Zasady ogólne.
- [83] PN-64/B-01043 Rysunek konstrukcyjny budowlany. Konstrukcje stalowe.
- [84] PN-ISO 5261. Rysunek techniczny dla konstrukcji metalowych (arkusz krajowy, 1994).
- [85] PN-82/B-02000 Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.
- [86] PN-82/B-02001 Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.
- [87] PN-82/B-02003 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.

- [89] PN-82/B-02004 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Obciążenia pojazdami.
- [90] PN-86/B-02005 Obciążenia budowli. Obciążenia suwnicami pomostowymi, wciągarkami i wciągnikami.
- [91] PN-80/B-02010 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem.
- [92] PN-77/B-02011 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.
- [93] PN-86/B-02013 Obciążenie budowli. Obciążenie oblodzeniem.
- [94] PN-88/B-02014 Obciążenie budowli. Obciążenie gruntem.
- [95] PN-86/B-02015 Obciążenie budowli. Obciążenie temperaturą.
- [96] PN-90/B-03000 Projekty budowlane. Obliczenia statyczne.
- [97] PN-76/B-03001 Konstrukcje i podłoża budowli. Ogólne zasady obliczeń.
- [98] PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [99] PN-93/B-03201 Konstrukcje stalowe. Kominy. Obliczenia i projektowanie.
- [100] PN-96/B-03202 Konstrukcje stalowe. Silosy na materiały sypkie. Obliczenia i projektowanie.
- [101] PN-B-03207:2002 Konstrukcje stalowe. Konstrukcje z kształtowników i blach profilowanych na zimno. Projektowanie i wykonanie.
- [102] PN-B-03215:1998 Konstrukcje stalowe. Połączenia z fundamentami. Projektowanie i wykonanie.
- [103] PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [104] PN-B-06200:2002 Konstrukcje stalowe budowlane. Wymagania i badania. Wymagania podstawowe.
- [105] PN-63/B-06201 Konstrukcje stalowe z cienkościennych kształtowników profilowanych na zimno. Wymagania techniczne przy odbiorze.
- [106] PN-B-3210:1997 Konstrukcje stalowe. Zbiorniki walcowe pionowe na cieczy. Projektowanie i wykonanie.
- [107] PN-79/H-92202 Blachy cienkie. Tolerancje wykonania.
- [108] PN-79/H-92203 Blachy grube i uniwersalne. Tolerancje wykonania.
- [109] PN-79/H-93010 Warunki techniczne wykonania kształtowników walcowanych.
- [110] PN-91/H-93419 Dwuteowniki. Tolerancje wykonania.
- [111] PN-91/H-93451 Ceowniki. Tolerancje wykonania.
- [112] PN-84/H-93402 Kątowniki. Tolerancje wykonania.
- [113] PN-91/H-93406 Teowniki wysokie. Tolerancje wykonania.
- [114] PN-80/H-74219 Rury stalowe bez szwu, przewodowe. Tolerancje wykonania.

Na okładce wykorzystano zdjęcie z archiwum TRASKO – Stal Sp. z o.o.





••• **INTERsoft®**

**INNOWACYJNE OPROGRAMOWANIE DLA ARCHITEKTURY I BUDOWNICTWA**



**CAD/CAE**  
**ARCHITEKTURA**  
**KONSTRUKCJA**  
**KOSZTORYSY**  
**INSTALACJE**  
**NEMETSCHek**

**Zamówienia na bezpłatny Informator Handlowy opisujący pełną gamę produktów (+ 2 demo CD) przyjmują nasi konsultanci pod numerem telefonu ☎ 042 6891111**

**SKLEP INTERNETOWY:**  
zawsze aktualne promocje, 4% rabatu.

**[www.intersoft.pl](http://www.intersoft.pl)**

**NEMETSCHek**  
Wylączna Dystrybucja w Polsce · **INTERsoft**

**[www.nemetschek.pl](http://www.nemetschek.pl)**

**INTERsoft Sp. z o.o.**  
**90-057 Łódź, ul. Sienkiewicza 85/87**

**Microsoft**  
**CERTIFIED**  
Partner

**CIP – Biblioteka Narodowa**

Biegus, Antoni

Stalowe budynki halowe / Antoni Biegus

– Warszawa : „Arkady”, 2008

Wydawnictwo „Arkady” Sp. z o.o., ul. Dobra 28, 00-344 Warszawa

Tel. (0 22) 635 83 44, fax (0 22) 827 41 94

Księgarnia wysyłkowa tel. (0 22) 864 95 50, księgarnia firmowa tel. (0 22) 828 40 20

Internet: [www.arkady.com.pl](http://www.arkady.com.pl); e-mail: [info@arkady.com.pl](mailto:info@arkady.com.pl)

Wydanie I (dodruk), 2008. Symbol 4130/R

Skład i łamanie: IMTEX Warszawa

Druk i oprawa: Pabianickie Zakłady Graficzne SA



**Prof. dr hab. inż. Antoni**

profesor zwyczajny Politechniki

jest specjalistą w dziedzinie stalowych



Zajmuje się zagadnieniami dotyczącymi nośności granicznej konstrukcji cienkościennych, oceny bezpieczeństwa i niezawodności budowli, stanami granicznymi przekryć strukturalnych oraz teorią konstrukcji metalowych. W dorobku ma około 150 publikacji, w tym 7 książek. Jest autorem wielu prac naukowo-badawczych, projektów systemowych przekryć strukturalnych o dużych rozpiętościach i hal stalowych, a także ekspertyz naukowo-technicznych.

W książce kompleksowo przedstawiono zagadnienia kształtowania, obliczania i konstruowania hal stalowych.

W usystematyzowany sposób podano wiadomości teoretyczne i zalecenia praktyczne dotyczące projektowania tego typu budowli według PN-90/B-03200 i Eurokodu 3, z uwzględnieniem wyników najnowszych badań światowych i doświadczeń własnych autora.

Zaprezentowano współcześnie stosowane wyroby i materiały do budowy hal stalowych oraz zamieszczono przykłady rozwiązań konstrukcyjnych obiektów halowych.

W pracy wiele miejsca poświęcono wyjaśnieniu funkcji statyczno-wytrzymałościowej elementów składowych konstrukcji nośnych hal stalowych oraz podstawom identyfikacji modeli fizycznych i obliczeniowych przy projektowaniu z wykorzystaniem technik komputerowych.

Dzięki takiemu ujęciu książka jest przydatna zarówno dla studentów wydziałów budownictwa wyższych uczelni technicznych, jak i dla inżynierów projektantów oraz wykonawców konstrukcji stalowych.

