

Spis treści

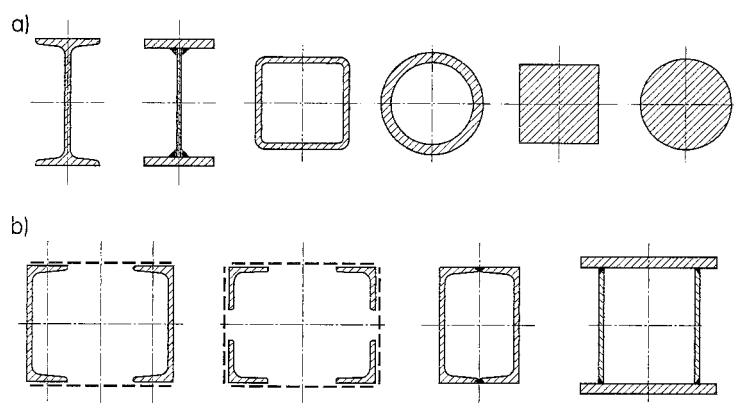
1. Wiadomości ogólne	5
1.1. Ogólna charakterystyka konstrukcji stalowych	5
1.2. Rys historyczny	9
1.3. Podstawowe cechy konstrukcji stalowych	13
1.4. Zastosowanie konstrukcji stalowych w budownictwie	14
1.5. Ochrona konstrukcji przed korozją i ogniem	18
2. Materiały i wyroby	22
2.1. Gatunki i odmiany stali	22
2.2. Podstawowe właściwości stali	23
2.3. Wyroby hutnicze stosowane w budownictwie	26
2.4. Inne materiały i wyroby	37
3. Podstawy wymiarowania elementów konstrukcji stalowych	42
3.1. Metoda wymiarowania	42
3.2. Stan graniczny nośności	43
3.3. Stan graniczny użytkowania	46
3.4. Klasyfikacja przekrojów elementów konstrukcyjnych	47
3.5. Elementy rozciągane osiowo	54
3.6. Elementy ściskane osiowo	58
3.7. Elementy zginane	69
3.8. Elementy ściskane mimośrodowo (ściskane i zginane)	82
4. Połączenia elementów konstrukcji stalowych	88
4.1. Klasyfikacja i charakterystyka połączeń	88
4.2. Połączenia spawane	89
4.3. Połączenia śrubowe	107
4.4. Inne połączenia	125
5. Belki stalowe	130
5.1. Wiadomości ogólne	130
5.2. Projektowanie belek z kształtowników walcowanych	132
5.3. Styki belek	141
5.4. Połączenia belek z podciągami i słupami	142
5.5. Blachownice stalowe	144

6. Słupy stalowe	149
6.1. Wiadomości ogólne	149
6.2. Przekroje trzonów słupów	151
6.3. Projektowanie trzonów słupów ściskanych osiowo	153
6.4. Głowice i podstawy słupów ściskanych osiowo	159
6.5. Słupy ściskane mimośrodowo	168
7. Dźwigary kratowe	172
7.1. Wiadomości ogólne	172
7.2. Projektowanie prętów kratownic płaskich	175
7.3. Konstruowanie węzłów kratownic płaskich	179
7.4. Kratownice przestrzenne	184
8. Przykłady rozwiązań konstrukcji stalowych	187
8.1. Konstrukcje stropów, pomostów i schodów	187
8.2. Budynki halowe	194
8.3. Budynki wielokondygnacyjne	206
8.4. Inne konstrukcje stalowe	212
9. Rysunki konstrukcji stalowych	220
Wykaz literatury i norm	228

1.1. Ogólna charakterystyka konstrukcji stalowych

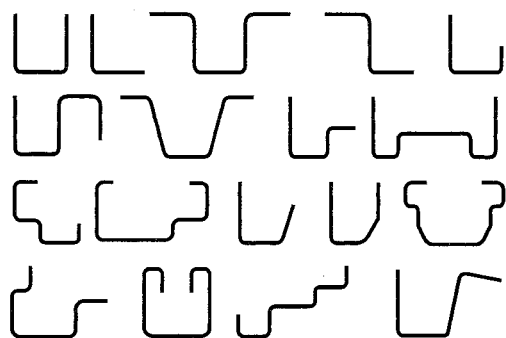
Konstrukcje stalowe są to na ogół połączone ze sobą płaskie lub przestrzenne elementy nośne (konstrukcyjne) obiektu budowlanego, wykonane ze stali, których głównym zadaniem jest przeniesienie wszystkich obciążeń oraz wpływów zewnętrznych i eksploatacyjnych działających na obiekt, a także zapewnienie mu bezpieczeństwa i niezawodności w określonym czasie użytkowania. Tak więc konstrukcja musi zapewnić wymaganą wytrzymałość, stateczność, sztywność i trwałość całego obiektu budowlanego, a także optymalne warunki jego użytkowania. W projektowaniu konstrukcji stalowych jest niezbędne również uwzględnienie wymagań architektonicznych, instalacyjnych i technologicznych oraz ochrony przed korozją i ogniem, a także kosztów wykonania i eksploatacji obiektu budowlanego.

Elementy konstrukcji stalowych są to części wchodzące w skład nośnej konstrukcji budowlanej, z których każda stanowi odrębną i jednolitą całość, spełniającą konkretną funkcję statyczną i wytrzymałościową w całej konstrukcji. W konstrukcjach stalowych występują przede wszystkim elementy prętowe (pręty), ale także elementy powierzchniowe (płyty, tarcze, powłoki) oraz ciągną.

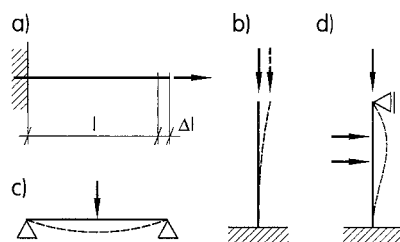


Rys. 1-1. Pręty o przekrojach:
a) pełnościennych,
b) złożonych

Elementy prętowe (pręty) należą do powszechnie stosowanych elementów konstrukcji stalowych. Do prętów prostych zalicza się belki, słupy, elementy kratownic i ram, a także tężniki, płatwie, ściagi itp. Najpopularniejszymi prętami zakrzywionymi są łuki. Rozróżnia się pręty o przekrojach jednolitych pełnościanowych i złożonych (rys. 1-1). Pręty o pełnych przekrojach pryzmatycznych (pręty okrągłe, kwadratowe lub prostokątne) rzadko stosuje się w konstrukcjach stalowych. Najczęściej są stosowane kształtowniki stalowe walcowane na gorąco oraz elementy z blach łączone za pomocą spawania. W lekkich konstrukcjach stalowych stosuje się również pręty cienkościenne profilowane na zimno (rys. 1-2).



Rys. 1-2. Niektóre rodzaje prętów cienkościennej profilowanych na zimno



Rys. 1-3. Główne rodzaje prętów: a) rozciągany osiowo, b) ściskany osiowo, c) zginany, d) ściskany i zginany

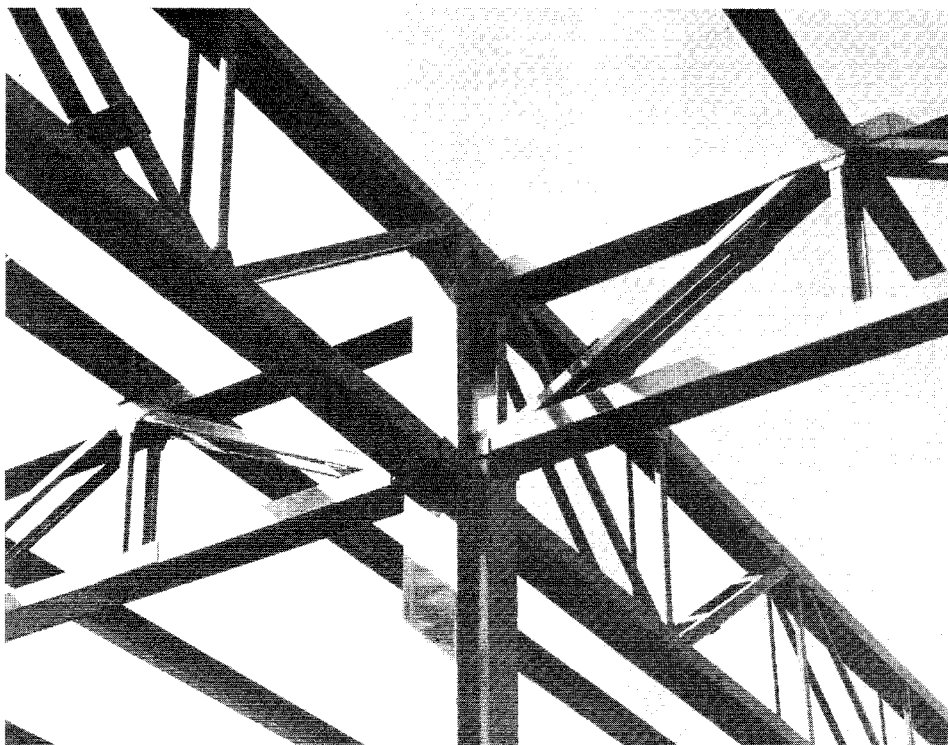
Istotny jest podział elementów prętowych wynikający z ich obciążenia i zachowania się pod obciążeniem. Rozróżnia się pręty rozciągane osiowo, ściskane osiowo, zginane, ściskane i zginane (ściskane mimośrodowo) — rys. 1-3. Rzadziej występują w konstrukcjach stalowych pręty rozciągane mimośrodowo, skręcane oraz zginane i skręcane.

Cięgna stanowią pewną odrębną grupę elementów konstrukcyjnych. Są to elementy liniowe, ale wiotkie i o bardzo dużej długości. Cięgna wykonuje się z lin, drutów, splotów. Stosuje się je w konstrukcjach sprężonych, wiszących, podwieszonych, a także jako odciąg masztów i kominów.

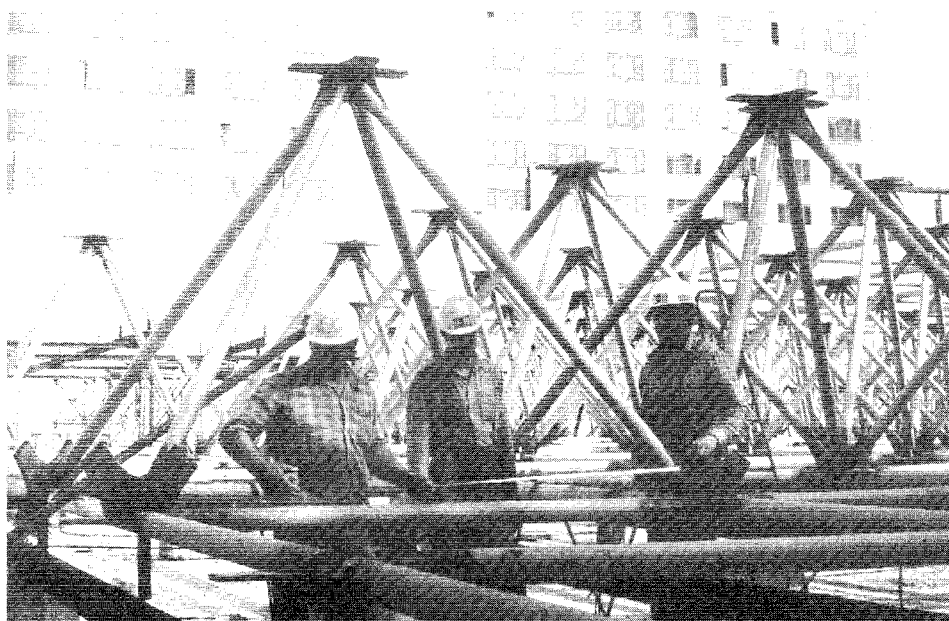
Elementy powierzchniowe charakteryzują się tym, że ich dwa wymiary (np. długość i szerokość) są znacznie większe od grubości.

Pojedyncze elementy łączy się w zespoły i układy konstrukcyjne (rys. 1-4). W wykonawstwie konstrukcji stalowych wyróżnia się także zespoły wysyłkowe, bloki montażowe itp.

Zespołem elementów nazywa się na ogół kilka elementów prętowych połączonych w wytwórni bądź na placu budowy w celu ułatwienia montażu lub umożliwienia transportu. Powszechnie stosowanymi zespołami elementów są tzw. piramidki struktur prętowych, z których składa się przestrzenne kratownice prze-



Rys. 1-4. Fragment zmontowanej konstrukcji stalowej



Rys. 1-5. Składanie piramidek w przekryciu strukturalnym (fot. A. Borkowska)

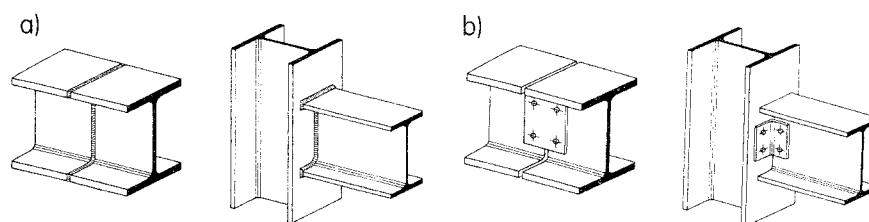
kryć dachowych (rys. 1-5). Zespołem wysyłkowym, zwanym także elementem wysyłkowym, nazywa się część konstrukcji scalaną w wytwórni i wysyłaną jako całość na miejsce montażu.

Układem konstrukcyjnym nazywa się elementy połączone ze sobą w sposób zapewniający stateczność oraz umożliwiające ich wzajemną współpracę w przenoszeniu obciążeń i oddziaływań, a także właściwie podparte na innych elementach konstrukcji bądź na podłożu gruntowym za pośrednictwem fundamentów. W szczególnym wypadku układ konstrukcyjny może stanowić jeden odpowiednio podparty element konstrukcji stalowej.

W budownictwie stalowym istnieje wielka różnorodność układów konstrukcyjnych i rodzajów konstrukcji. W podstawowym podziale układów konstrukcyjnych można uwzględnić przede wszystkim rodzaj zastosowanych elementów, co pozwala rozróżnić układy: *prętowe*, *powierzchniowe* i *mieszane* (kombinowane).

Układy konstrukcyjne można tworzyć dzięki połączeniom. **Połączenia** umożliwiają wykonanie nie tylko pojedynczych elementów konstrukcyjnych, ale także węzłów kratownic i ram, styków belek i słupów, obudowy ścian, dachów itp.

We współczesnych konstrukcjach stalowych występują przede wszystkim połączenia spawane i śrubowe (zwykłe, doczołowe i cierne) w znacznie mniejszym zakresie stosuje się połączenia nitowe, zgrzewane, klejone, zatrzaskowe i inne. W zależności od miejsca wykonania i przeznaczenia rozróżnia się *połączenia warsztatowe* (głównie spawane) wykonywane w wytwórni konstrukcji stalowych i *połączenia montażowe* (przede wszystkim śrubowe) wykonywane na budowie (rys. 1-6).



Rys. 1-6. Podstawowe rodzaje połączeń: a) spawane, b) śrubowe

Stal jest doskonałym materiałem konstrukcyjnym stosowanym we wszystkich dziedzinach techniki. Stal do konstrukcji budowlanych cechuje bardzo duża i przy tym jednakowa wytrzymałość na rozciąganie, ściskanie i zginanie oraz duża wytrzymałość na ścinanie. Jest to materiał kujny i ciągliwy o dość dużych wydłużeniach jednostkowych przy rozciąganiu i prawie niezmiennych właściwościach mechanicznych w czasie użytkowania konstrukcji. Ze względu na swą jednorodną strukturę, sprężystość i izotropowość stal lepiej od innych materiałów odpowiada założeniom, na których są oparte teorie wytrzymałościowe oraz podstawowe metody obliczeń i wymiarowania konstrukcji.

w okolicach Strzegomia, był wybudowany w 1796 r. pierwszy na kontynencie europejskim most żeliwny o łukowych przęsłach długości 15 m (rys. 1-8), zniszczony w 1946 r. W 1995 r. odnaleziono w rzece Strzegomce elementy żeliwne tego mostu odlane w hucie w Ozimku, istniejącej od 1755 r.

Rozwój hutnictwa i zastosowanie w połowie XIX w. walcowanych belek dwuteowych wyparły żeliwo z konstrukcji budowlanych. Użycie stali umożliwiło budowę mostów i przekryć dachowych o dużych rozpiętościach oraz wpłynęło na tworzenie nowych oryginalnych form kształtowania konstrukcji.

Spośród sławnych budowli stalowych XIX w. warto wymienić:

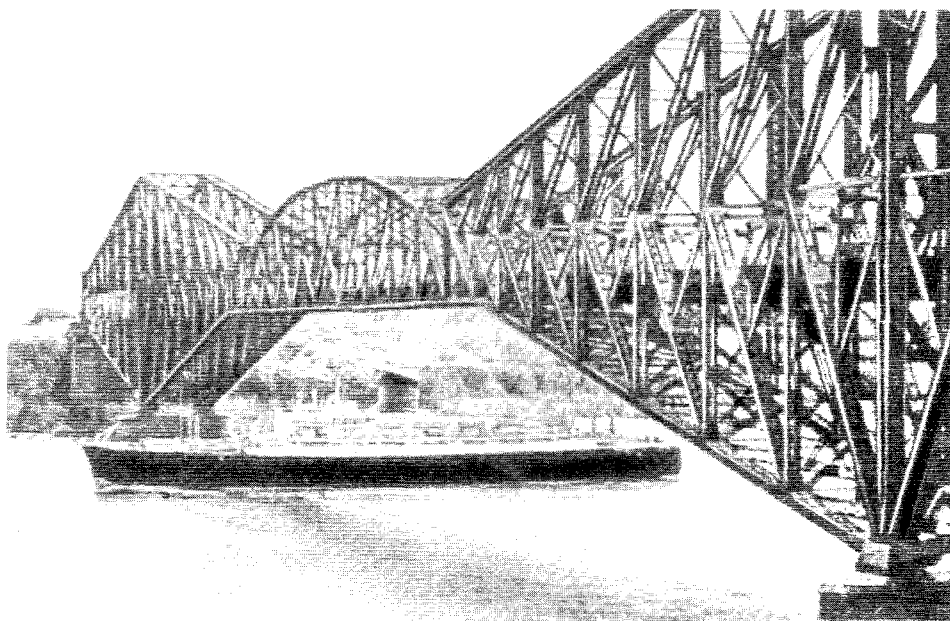
- Pałac Kryształowy — zaprojektowany przez *Josepha Paxtona* pawilon Wielkiej Wystawy Przemysłu Wszystkich Narodów w 1851 r. w Londynie (budowla przetrwała do pożaru w 1936 r.),
- most przez Wisłę w Warszawie zaprojektowany przez polskiego inżyniera *Stanisława Kierbedzia*, zbudowany w latach 1859–1864 (rys. 1-9), zburzony w 1944 r. (na jego podporach wzniesiono most Śląsko-Dąbrowski),
- wieżę Eiffla w Paryżu, o wysokości 300,5 m, zbudowaną z okazji Wystawy Światowej w 1889 r. (rys. 1-10),
- most kolejowy przez zatokę Firth of Forth w Szkocji, oddany do użytku w 1889 r., którego dwa przęsła kratowe mają rozpiętość po 521,2 m,
- kratowy most wspornikowy na rzece św. Wawrzyńca w kanadyjskiej prowincji Quebec, ukończony w 1917 r., którego środkowe przęsło ma rozpiętość 548,6 m (rys. 1-11).



Rys. 1-9. Most Kierbedzia w Warszawie — stan sprzed I wojny światowej (fot. ze zbiorów Muzeum Historycznego w Warszawie)



Rys. 1-10. Wieża Eiffla wzniesiona w związku z Wystawą Światową w Paryżu w 1889 r.
(fot. Z. Błażejczyk)

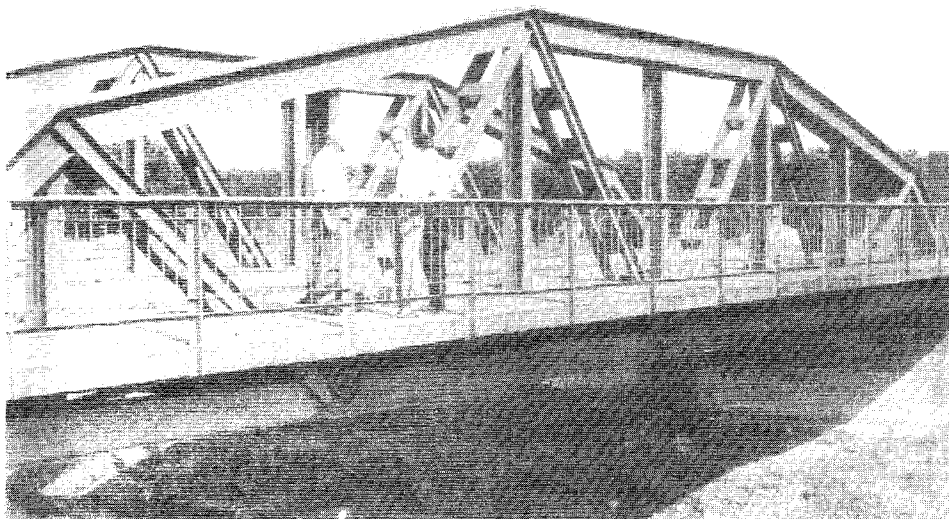


Rys. 1-11. Most kratowy przez rzekę św. Wawrzyńca z 1917 r. (Quebec — Kanada)

Od końca lat osiemdziesiątych XIX w. w USA rozpoczął się gwałtowny rozwój budynków wysokich o stalowej konstrukcji szkieletowej (tzw. wieżowców). Już w 1913 r. w Nowym Jorku wzniesiono Woolworth Building — 60-piętrowy wieżowiec wysokości 264 m, a w latach 1930–1932 — najslawniejszy drapacz chmur — Empire State Building o wysokości 381 m i 102 kondygnacjach (obecnie z anteną ma on 448 m). W 1974 r. oddano do użytku budynek Sears Tower w Chicago o wysokości 443 m (110 pięter), a w 1996 r. — najwyższy dziś budynek świata — bliźniaczy Petronas Towers w Kuala Lumpur (stolica Malezji) o wysokości 450 m. W 1974 r. w Konstantynowie koło Gąbina wybudowano ówczynie najwyższą konstrukcję stalową świata — maszt polskiej radiostacji centralnej o wysokości 646 m, który zawalił się w sierpniu 1991 r. w czasie złe wykonywanej wymiany odciągów.

Wkład Polaków w rozwój konstrukcji metalowych datuje się prawie od początku konstrukcji stalowych w XIX w., a takie nazwiska jak: *S. Kierbedź*, *F. Jasiński*, *A. Pszenicki*, *R. Modrzejewski* i *S. Bryła* są znane na świecie. Szczególną rolę odegrał profesor Politechniki Warszawskiej *Stefan Bryła* (1886–1943), zwłaszcza jako twórca wielu stalowych konstrukcji spawanych. W latach 1928–1929 sławna firma *K. Rudzki i S-ka* wybudowała, wg projektu prof. *S. Bryły*, pierwszy na świecie spawany most drogowy (na rzece Słudwi pod Łowiczem), który stoi do dziś (rys. 1-12).

Rozwój konstrukcji stalowych był ściśle związany z metodami łączenia elementów. Przejście od nitowania do spawania elektrycznego i gazowego, zastosowanie zgrzewania oporowego i łączników do elementów cienkościennych,



Rys. 1-12. Most stalowy spawany nad Słudwią (wg projektu prof. S. Bryły)

powszechne wprowadzenie śrub wysokiej wytrzymałości, a także nowych gatunków stali, kształtowników cienkościennych profilowanych na zimno, konstrukcji z blach, konstrukcji powłokowych i sprężonych umożliwiło zmniejszenie masy obiektów budowlanych i kosztów wykonania. Wpłynęło także na powstanie nowych form i układów nośnych, nowych technologii ochrony konstrukcji stalowych przed korozją i ogniem oraz nowych zastosowań stali w budownictwie.

1.3. Podstawowe cechy konstrukcji stalowych

Konstrukcje stalowe mają tak wiele zróżnicowanych zastosowań we wszystkich działach budownictwa, że trudno jest określić charakterystyczne cechy dotyczące wszystkich rodzajów konstrukcji. Pomimo wszystkich różnic, dwa czynniki umożliwiają jednakowe traktowanie wszystkich odmian konstrukcji stalowych:

- podstawowym materiałem są **wyroby hutnicze produkowane wg ujednoliconych norm** (blachy, kształtowniki, rury itp.),
- wszystkie konstrukcje i ich elementy podlegają **jednakowym procesom technologicznym przygotowania** (trasowanie, cięcie, gięcie, wiercenie otworów), a następnie **łączenia** drobnych części w elementy, zespoły montażowe i całe konstrukcje (spawanie, nitowanie, zgrzewanie, połączenia śrubowe i inne).

Stal jest znanym i powszechnie stosowanym materiałem konstrukcyjnym o dużej i jednakowej wytrzymałości na rozciąganie, ściskanie i zginanie, przy dość wysokiej wytrzymałości na ścinanie. Stal, jako materiał o jednakowej strukturze i stałych właściwościach mechanicznych, odpowiada dobrze założeniom teorii wytrzymałości materiałów i stosowanej metody wymiarowania. Stal jest łatwa do obróbki i łączenia różnymi metodami. Po rozbiórce i złomowaniu konstrukcji nadaje się do powtórnego przetopienia. Stal jest na ogół podatna na korozję i mało odporna na działanie wysokiej temperatury. Niektóre gatunki cechuje wrażliwość na uderzenia i zmęczenie przy obciążeniach dynamicznych oraz skłonność do kruchych pęknięć elementów konstrukcyjnych w niskiej temperaturze.

Do **zalet konstrukcji stalowych** można zaliczyć:

- wytrzymałość, trwałość i niezawodność w czasie użytkowania,
- możliwość całkowitego uprzemysłowienia produkcji,
- dużą szybkość wykonania i montażu,
- możliwość montażu i demontażu w każdych warunkach atmosferycznych,
- łatwość napraw, wzmocnień i przebudowy,
- możliwość odzyskania materiału po rozebraniu konstrukcji,
- bardzo korzystny stosunek ciężaru elementów do ich nośności (lekkość elementów sprawia, że transport i montaż są łatwiejsze, a ich koszty mniejsze),
- możliwość budowania obiektów o skomplikowanych formach, bardzo dużych rozpiętościach i wysokościach.

Wady konstrukcji stalowych wynikają głównie z niekorzystnych cech stali. Zalicza się do nich:

- dużą odkształcalność w podwyższonej lub wysokiej temperaturze,
- małą odporność na działanie korozji, zwłaszcza w odniesieniu do zwykłych stali konstrukcyjnych.

Wrażliwość na zmęczenie i udarność oraz kruchość materiału w niskiej temperaturze nie są wadami konstrukcji, gdyż można je ograniczyć lub wyeliminować dzięki prawidłowemu projektowaniu, tj. właściwemu doborowi gatunków stali, sposobowi łączenia elementów itp. Przeciwdziałanie powszechnemu niebezpieczeństwu korozji stali polega na stosowaniu gatunków o zwiększonej odporności na korozję atmosferyczną, właściwych sposobach powierzchniowej ochrony przeciwkorozyjnej, zastrzeżeniu wymagań dotyczących warunków użytkowania, konserwacji i remontów.

1.4. Zastosowanie konstrukcji stalowych w budownictwie

Konstrukcje stalowe stosuje się prawie we wszystkich rodzajach i dziedzinach budownictwa. Występują w budownictwie przemysłowym, komunikacyjnym, mieszkaniowym, rolniczym, użyteczności publicznej, a także w konstrukcjach

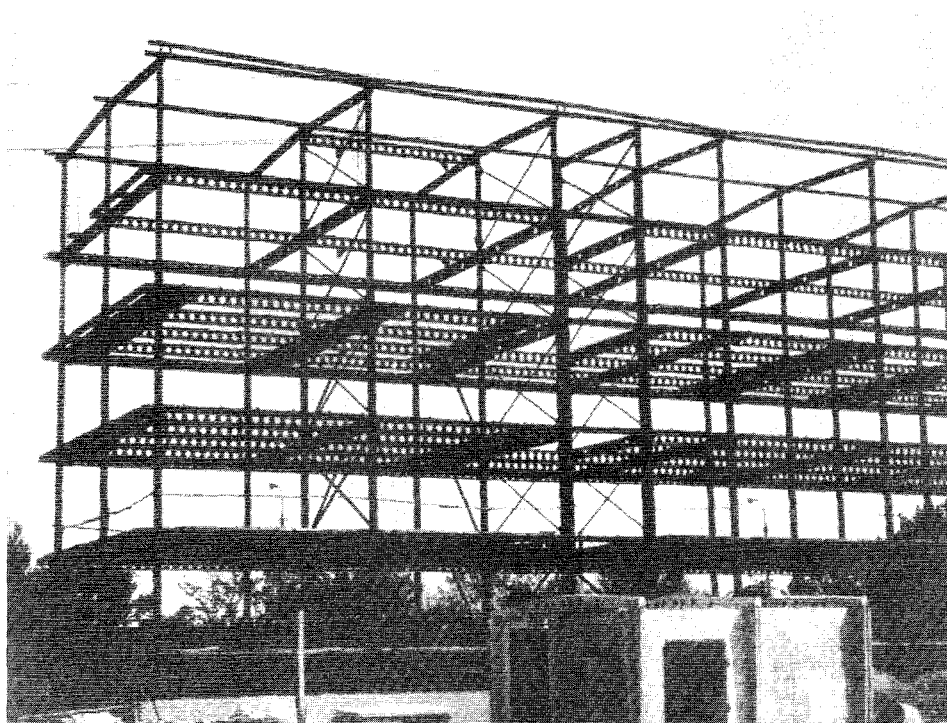
Uruchom przeglądarkę Internet Explorer.Ink

inżynierskich i budownictwie specjalnym. Ważniejsze rodzaje konstrukcji stalowych to:

- hale produkcyjne i magazynowe, hale sportowo-widowiskowe, wystawowe i dworcowe oraz hangary,
- szkielety budynków wielokondygnacyjnych,
- pawilony handlowo-usługowe, budynki kin i teatrów,
- mosty i kładki dla pieszych,
- zbiorniki na ciecze i gazy, silosy i zasobniki na materiały sypkie,
- kominy przemysłowe,
- maszty i wieże radiowe oraz telewizyjne, słupy linii elektroenergetycznych,
- konstrukcje wsporcze urządzeń i instalacji technologicznych, estakady suwnicowe i pod rurociągi,
- wieże wydobywcze i przeładunkowe,
- zamknięcia wodne.

Konstrukcje stalowe są stosowane ponadto do budowy obiektów rozbieralnych i przenośnych, a także obiektów specjalnych typu wojskowego.

Stalowe konstrukcje budowlane — to głównie **układy prętowe płaskie i przestrzenne**: pełnościennie lub kratowe słupy, belki, łuki, ramy, szkielety budynków, przekrycia dachowe o dużych rozpiętościach itp. Oprócz nich wykonuje się

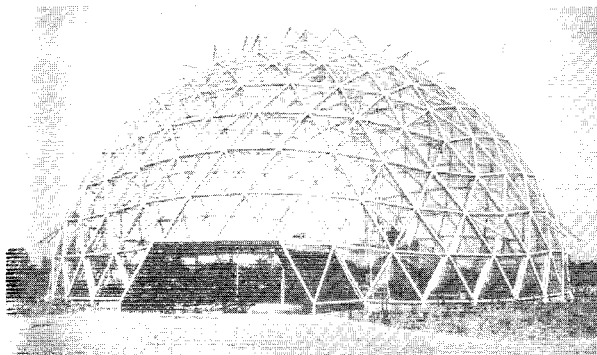


Rys. 1-13. Konstrukcja szkieletowa budynku biurowego

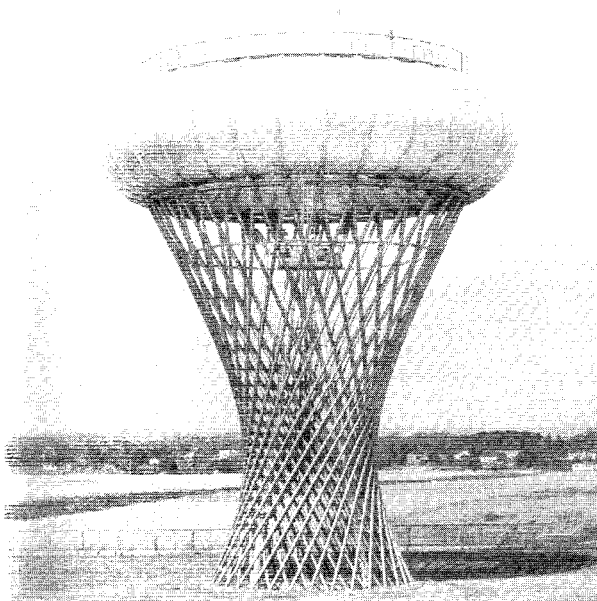
konstrukcje powłokowe z blach stalowych (kominy, rurociągi, silosy, zbiorniki) oraz **konstrukcje ciągnowe** (dachy wiszące, siatkowe, mosty wiszące i podwieszane).

Stalowe **konstrukcje sprężone** nie są stosowane zbyt powszechnie, natomiast coraz częściej wprowadzane są **konstrukcje zespolone** stalowo-betonowe i stalowo-drewniane (stropy, płyty mostów, przekrycia dachowe).

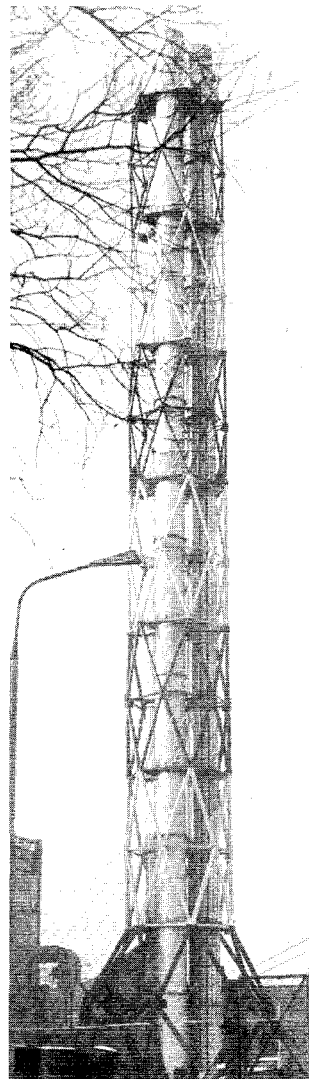
Niektóre przykłady zastosowania konstrukcji stalowych w polskim budownictwie przedstawiono na rys. 1-13÷1-18.



Rys. 1-16. Kopuła prętowa z węzłami systemu *Mero*



Rys. 1-17. Stalowy zbiornik wieżowy na wodę w kształcie torusa w Ciechanowie



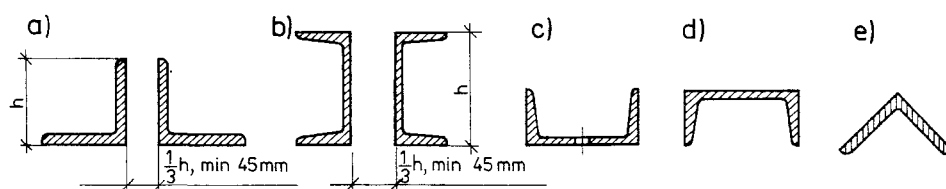
Rys. 1-18. Komin stalowy usztywniony wieżą kratową (fot. K. Komorowski)

1.5. Ochrona konstrukcji przed korozją i ogniem

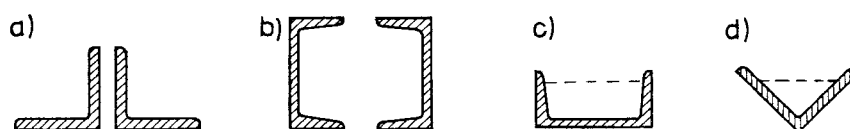
Zagrożenie konstrukcji metalowych korozją i pożarem nie powinno stanowić przyczyny ograniczenia ich stosowania, gdyż istnieją skuteczne sposoby ochrony.

Przyczyną korozji są reakcje chemiczne lub elektrochemiczne zachodzące między metalami a działającymi na nie substancjami agresywnymi. Konstrukcje metalowe, zwłaszcza stalowe, są niszczone przede wszystkim przez korozję atmosferyczną, zachodzącą pod wpływem tlenu i agresywnych zanieczyszczeń atmosfery (związki siarki, chlorki, pyły), zawsze w obecności wody lub wilgoci skroplonej na powierzchni metalu.

Zapobieganie korozji polega nie tylko na stosowaniu odpowiednich środków ochrony, lecz również na racjonalnym *doborze właściwych materiałów konstrukcyjnych i połączeń* oraz na *poprawnym ukształtowaniu konstrukcji*, dzięki czemu powinno być możliwe łatwe wykonanie powłok ochronnych (malarskich lub

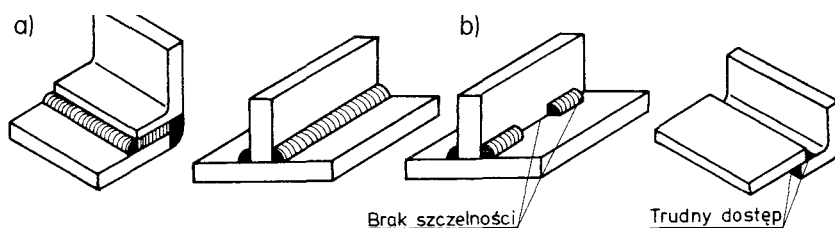


Rys. 1-19. Dobre położenie kształtowników w konstrukcji: a) i b) zapewniony dostęp podczas malowania, c) kształtownik leżący z otworem ściekowym, d) i e) dobre położenie pojedynczych kształtowników



Rys. 1-20. Złe położenie kształtowników w konstrukcji: a) i b) brak dostępu podczas malowania, c) i d) kształtowniki zatrzymują wodę

innych). Na konstrukcji nie powinny gromadzić się: woda, skropliny, pyły i gazy (rys. 1-19+1-21). Do nowoczesnych sposobów walki z korozją atmosferyczną zalicza się stosowanie stali trudno rdzewiejącej zamiast zwykłych stali konstrukcyjnych. Umożliwia to użytkowanie konstrukcji (w niektórych środowiskach atmosferycznych) bez żadnych powłok antykorozyjnych lub znacznie zwiększa ich trwałość. Podobne wyniki uzyskuje się dzięki zastosowaniu konstrukcji aluminiowych.



Rys. 1-21. Przykłady połączeń spawanych poprawnych i niepoprawnych pod względem korozyjnym: a) połączenia poprawne, b) połączenia niepoprawne

Zapobieganie korozji polega na ogół na pokrywaniu powierzchni stali **ochronnymi powłokami malarskimi** lub **metalizacyjnymi**, po uprzednim oczyszczeniu i przygotowaniu powierzchni. Powłoki metalizacyjne (cynkowe i aluminiowe) cechuje duża skuteczność i trwałość. Znacznie powszechniejsze i tańsze pokrycia malarskie składają się z kilku warstw farby podkładowej i nawierzchniowej, których grubość i rodzaj dobiera się w zależności od stopnia agresywności korozyjnej środowiska otaczającego konstrukcję wg PN-71/H-04653 oraz PN-71/H-97053 i PN-79/H-97070*.

Projekt konstrukcji stalowych należy uzupełniać **dokumentacją techniczną ochrony antykorozyjnej**, w której powinny być określone m.in.:

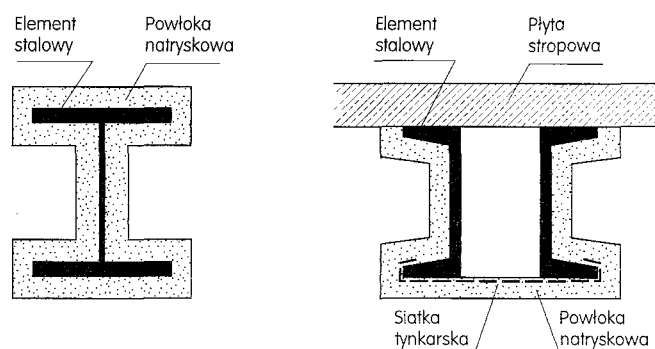
- warunki eksploatacji konstrukcji i stopień agresywności korozyjnej środowiska,
- wymagania dotyczące powierzchni i sposobu jej przygotowania,
- przyjęte zestawy malarskie, ich jakość i technologia wykonania.

Równie ważnym zadaniem projektowym jest **ochrona przed ogniem**. Ponieważ właściwości mechaniczne metali (granica plastyczności i współczynnik sprężystości podłużnej materiału) zmieniają się wraz ze wzrostem temperatury, co prowadzi do nadmiernych odkształceń i zagrożenia bezpieczeństwa, więc należy im przeciwdziałać już w fazie projektowania konstrukcji. Polega to na użyciu właściwych zabezpieczeń ogniochronnych oraz przyjęciu odpowiednich rozwiązań konstrukcyjnych i materiałowych.

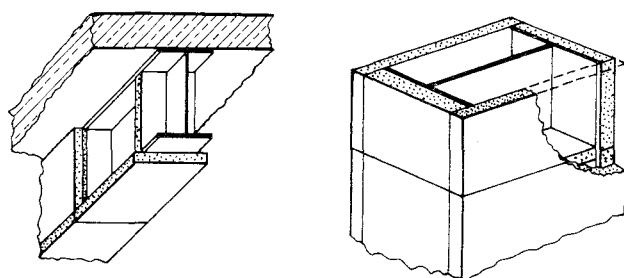
Ochrona konstrukcji metalowych przed ogniem polega na stosowaniu powierzchniowych izolacji ogniochronnych w połączeniu z instalacjami automatycznych spryskiwaczy, wykrywaczy pożaru, ekranów i klap dymowych. Dobór środków ogniochronnych powinien uwzględniać nie tylko wymagania związane z klasą odporności ogniowej elementów konstrukcyjnych i całego obiektu, lecz także rodzaj konstrukcji i sposób ochrony antykorozyjnej.

* Tytuły norm podano w wykazie norm na końcu podręcznika.

Głównym zadaniem powierzchniowych izolacji ogniochronnych elementów konstrukcji stalowych jest zmniejszenie dopływu i ograniczenie tempa przyrostu temperatury w stali oraz niedopuszczenie (w określonym czasie) do osiągnięcia temperatury krytycznej, w której konstrukcja traci nośność ($T_{kr} = 450 \div 550^{\circ}\text{C}$). Odporność ogniową elementów konstrukcji mierzy się czasem, który upływa od wybuchu pożaru do chwili osiągnięcia temperatury krytycznej. Sposób wyznaczenia tego czasu jest określony w PN-90/B-02851. Rozróżnia się następujące klasy odporności ogniowej elementów budowlanych: F0, F0,25, F0,5, F1, F1,5, F2 i F4.



Rys. 1-22. Natryskowe zabezpieczenia ogniochronne elementów stalowych



Rys. 1-23. Zabezpieczenia ogniochronne elementów stalowych za pomocą okładzin płytowych

Jako powierzchniowe izolacje ogniochronne stosuje się:

- powłoki z farb pęczniejących pod wpływem wzrostu temperatury,
- izolacje natryskowe z włókien mineralnych i lekkich wypełniaczy ze spoiwem nieorganicznym (rys. 1-22),
- otynkowanie lub obetonowanie, z użyciem siatek tynkarskich,
- obudowanie płytami z materiałów niepalnych (rys. 1-23),
- obmurowanie cegłą, blokami gipsowymi, betonowymi itp.,
- sufity podwieszane.

Farby pęczniące są nowoczesnym środkiem ochronnym izolacji elementów stalowych wymagających odporności ogniowej klasy F0,25 lub F0,5, wyjątkowo F1. Są to na ogół powłoki trójwarstwowe, których warstwy podkładowe mają właściwości antykorozyjne, a warstwy pęczniące i nawierzchniowe tworzą powłokę chroniącą stal przed dostępem wysokiej temperatury.

Składnikami **izolacji natryskowych** są materiały włókniste, kruszywa pęczniące, woda i spoiwo (cement, szkło wodne). Stosując je można uzyskać odporność ogniową klasy F1 lub F2.

Tynkowanie i obetonowywanie elementów stalowych oraz ich **obmurowywanie** (cegłą, płytami bądź blokami) należą do najstarszych sposobów ochrony przed ogniem. Metoda ta jest skuteczna pod warunkiem zapewnienia odpowiedniej grubości warstwy ochronnej i jej trwałej przyczepności do stali.

Obudowanie elementów stalowych płytami z materiałów niepalnych, np. z płyt gipsowych lub innych, jest łatwe do wykonania, a w robotach wykończeniowych nie trzeba stosować procesów mokrych. Za pomocą dwóch warstw płyt gipsowych o łącznej grubości 25 mm można uzyskać odporność ogniową klasy F1.

Zastosowanie **sufitów podwieszanych** z płyt niepalnych nie tylko podwyższa odporność ogniową, lecz także zapewnia łatwość umocowania oświetlenia i zasłonięcia przewodów instalacyjnych prowadzonych pod stropem.

2.1. Gatunki i odmiany stali

Stal jest to obrabialny plastycznie stop żelaza z węglem (którego zawiera mniej niż 2%) i innymi pierwiastkami. Podział stali na gatunki zależy, przede wszystkim od składu chemicznego i właściwości mechanicznych, określających w pewnym zakresie cechy techniczno-użytkowe tego materiału. W zależności od składu chemicznego rozróżnia się stale:

- **niestopowe** (w PN-90/B-03200 zwane stalami węglowymi) — zawierające oprócz żelaza i węgla jedynie domieszki innych pierwiastków pochodzące z procesu hutniczego (dopuszczalna ilość tych domieszek jest określona w PN-EN 10020:1996),
- **stopowe** — zawierające, oprócz żelaza i węgla, odpowiednio dużą ilość innego — co najmniej jednego — pierwiastka (metalalu lub krzemu), zgodnie z PN-EN 10020:1996.

W zależności od przeznaczenia rozróżnia się m.in. stal konstrukcyjną, narzędziową i stal o specjalnych właściwościach fizycznych.

Zgodnie z PN-90/B-03200 w budowlanych konstrukcjach stalowych stosuje się stal:

- niestopową konstrukcyjną zwykłej jakości,
- niestopową o szczególnym przeznaczeniu,
- niskostopową o podwyższonej wytrzymałości,
- trudno rdzewiejącą.

W PN-90/B-03200 *Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie* są wymienione następujące **gatunki** stali niestopowej (węglowej) konstrukcyjnej zwykłej jakości ogólnego przeznaczenia: St0S, St3SX, St3SY, St3S, St4VX, St4VY, St4V, St4W. Przez stosowanie odpowiednich zabiegów i dodatków w procesie metalurgicznym stali węglowych uzyskuje się stal nieuspokojoną

z literą X w oznaczeniu lub St0S), półuspokojoną (z literą Y) oraz uspokojoną*. Stal uspokojona jest lepsza i droższa, stosuje się ją w bardziej odpowiedzialnych konstrukcjach. Stal St3SX jest najtańsza i powszechnie używana, chociaż nie zawsze jej stosowanie jest uzasadnione. Do grupy stali węglowych o szczególnym przeznaczeniu można zaliczyć gatunki: R, R35, R45, 12X, z których są produkowane rury konstrukcyjne walcowane na gorąco i zgrzewane lub spawane.

W PN-90/B-03200 są wymienione 3 gatunki stali niskostopowych o zwiększonej wytrzymałości: 18G2, 18G2A i 18G2AV. Spośród nich w konstrukcjach budowlanych najczęściej stosuje się stal 18G2A.

Stal niskostopową o zwiększonej odporności na korozję atmosferyczną nazywa się stalą trudno rdzewiejącą. W kraju produkuje się liczne gatunki tych stali: 10H, 10HA, 10HAV, 10HNAP, 12H1JA, 12PJA, 12HNNbA, ale ich zastosowanie w budownictwie jest nadal niewystarczające. Oprócz wymienionych stali, odpowiadających II, III i IV klasie odporności na korozję, są produkowane zwykłe stale konstrukcyjne z dodatkiem miedzi (np.: St3SCu, St4SCu, 18G2ACu), które zalicza się do I klasy odporności korozyjnej.

Ten sam gatunek stali może mieć kilka **odmian plastyczności**, stanowiących jeden z elementów kwalifikacji materiału pod względem jakościowym. Podstawą tego podziału są wyniki badań udarności próbek stali.

Do konstrukcji sprężonych, ciągnowych i wiszących stosuje się liny i druty stalowe o bardzo dużej wytrzymałości na rozciąganie (do $R_m = 2160$ MPa), których gatunki, właściwości technologiczne i inne wymagania są określone w odpowiednich normach. Łączniki punktowe stosowane w konstrukcjach stalowych (śruby, nity) wytwarza się fabrycznie z różnych gatunków stali węglowych i stopowych.

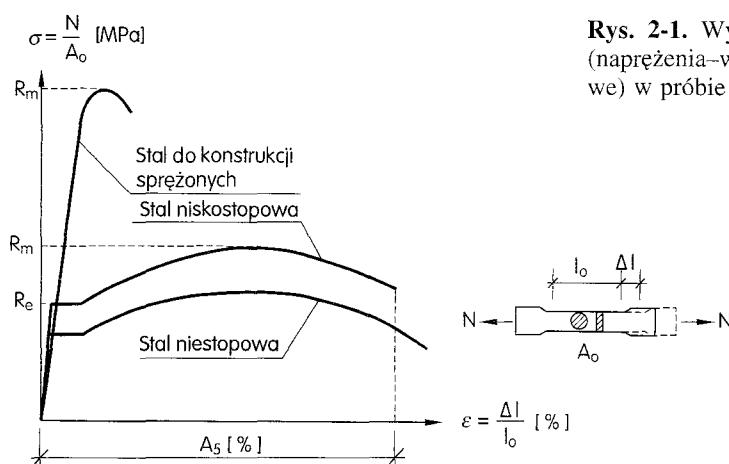
2.2. Podstawowe właściwości stali

Wśród wielu istotnych cech technicznych i użytkowych stali można wyróżnić właściwości mechaniczne i technologiczne, do których zalicza się m.in.: wytrzymałość, sprężystość, plastyczność, udarność, twardość, ciągliwość i spawalność.

* Stal nieuspokojona — to stal nieodtleniona w stanie ciekłym, mająca po zakrzepnięciu dużo pęcherzyków gazu i charakteryzująca się niejednorodnym składem chemicznym.

Stal półuspokojona — to stal o stopniu odtlenienia pośrednim między stalą uspokojoną a nieuspokojoną.

Stal uspokojona — to stal odtleniona w stanie ciekłym dostateczną ilością żelazokrzemu (stopu żelaza o dużej zawartości krzemu), charakteryzująca się jednorodnym składem chemicznym.



Rys. 2-1. Wykres zależności $\sigma-\varepsilon$ (naprężenia-wydłużenie jednostkowe) w próbie rozciągania stali

Wytrzymałość jest to wartość naprężenia, po którego przekroczeniu następuje zniszczenie materiału pod obciążeniem statycznym. Wytrzymałość stali określa się zwykle na podstawie statycznej próby rozciągania, przeprowadzonej w laboratorium wytrzymałościowym na próbkach o wymiarach normowych, a wartość R_m jest wytrzymałością na rozciąganie (rys. 2-1). Rozróżnia się także wytrzymałość na ściskanie, zginanie, ścinanie i skręcanie.

Sprężystość jest to zdolność do odzyskiwania pierwotnych wymiarów i kształtu po usunięciu obciążenia zewnętrznego powodującego odkształcenie. Granica proporcjonalności (sprężystości) R_H jest to naprężenie, określane doświadczalnie, do którego obowiązuje prawo *Hooke'a*. Zależność między naprężeniem σ a wydłużeniem jednostkowym ε (rys. 2-1) charakteryzuje współczynnik sprężystości podłużnej materiału $E = 205\,000\text{ MPa}$.

Plastyczność jest cechą przeciwną do sprężystości. Jest to zdolność materiału do odkształceń pod wpływem działania obciążeń zewnętrznych i zachowania nowych kształtów po usunięciu tych obciążeń. Stal ma właściwości plastyczne dopiero przy pewnych wartościach naprężeń i odkształceń. Granica plastyczności stali R_e jest to naprężenie w próbie rozciągania, przy którym następuje wyraźny przyrost wydłużenia próbki bez zwiększenia siły rozciągającej (rys. 2-1). W odniesieniu do stali, które nie mają wyraźnej półki plastycznej na wykresie zależności $\sigma-\varepsilon$, przyjmuje się umowną granicę plastyczności $R_{0,2}$, jako naprężenie odpowiadające powstaniu wydłużenia trwałego $\varepsilon = 0,2\%$.

Udarność jest to zdolność do przenoszenia obciążeń przekazywanych przez uderzenia (typu dynamicznego). Udarność mierzy się wielkością pracy potrzebnej do złamania znormalizowanej próbki badanego materiału jednym uderzeniem specjalnego młota. Udarność stali zmniejsza się w niskiej temperaturze.

Twardość jest to odporność stali na odkształcenia trwałe podczas działania skupionego nacisku na powierzchnię tego materiału. Twardość stali zwiększa się wraz ze wzrostem zawartości węgla, manganu, chromu i niklu.

Właściwości mechaniczne stali stosowanych w budownictwie (wg PN-90-B-03400)

Tabela 1

Rodzaj stali	Gatunek stali	Rodzaj wyrobów i ich grubość [mm]	Właściwości mechaniczne						
			$R_{t, min}$ [MPa]	$R_{m, min}$ [MPa]	$A_{5, min}$ [%]	f_d [MPa]	$f_{dw} = 0,58 f_d$ [MPa]	$f_{dw} = 1,25 f_d$ [MPa]	
Stal niestopowa konstrukcyjna ogólnego przeznaczenia (wg PN-88/H-84020)	St0S	$0 < t \leq 16$ $16 < t \leq 40$	195 185	315	23 22	175 165	105 100	215 210	
	St3SX St3SY St3S St3V St3W	$0 < t \leq 16$ $16 < t \leq 40$ $40 < t \leq 100$	235 225 215	375	26 25 23	215 205 195	125 120 115	270 260 245	
	St4VX St4VY St4V St4W	$0 < t \leq 16$ $16 < t \leq 40$	255 245	410	24 23	235 225	140 135	290 280	
	18G2 18G2A	$0 < t \leq 16$ $16 < t \leq 30$ $30 < t \leq 50$	355 345 335	490	22	305 295 285	180 175 170	380 370 360	
	18G2AV	$0 < t \leq 16$ $16 < t \leq 30$ $30 < t \leq 50$	440 430 420	560	18	370 360 350	220 215 210	460 450 440	
	10HA	walcowane na zimno	315	440	24	275	165	350	
	10H 10HA	walcowane na gorąco	345	470	22	290	170	360	
	12H1JA 12PJA 10HNAP	walcowane na gorąco	355	490	22	290	170	360	
	10HAV	walcowane na gorąco	390	510	20	310	180	390	
	R R35 R45 12X	walcowane lub ciągnione	nie określa się		165	100	210	260	280
Stal do produkcji rur (wg PN-89/H-84023/07)		rury	235	345	25	210	120	260	
			255	440	21	225	135	280	
		zgrzewane	205	330	26	180	105		

Ciągliwość umożliwia walcowanie, wyginanie, prostowanie i skręcanie stali (bez zniszczenia materiału). Ciągliwość jest przeciwieństwem kruchości, a miarą ciągliwości jest wydłużenie A_5 próbki przed zerwaniem, wyrażone w procentach (rys. 2-1).

Spawalność umożliwia łączenie elementów stalowych za pomocą spawania. Spawalność zależy m.in. od składu chemicznego i struktury stali. Stal łatwo spawalna zawiera nie więcej niż 0,2% węgla.

Podstawowe właściwości wytrzymałościowe krajowych stali stosowanych w budownictwie przedstawiono w tab. 2-1.

W projektowaniu konstrukcji stalowych uwzględnia się również ciężar objętościowy stali $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$ oraz jej współczynnik rozszerzalności cieplnej $\alpha_t = 0,000012 \text{ 1/}^\circ\text{C}$.

2.3. Wyroby hutnicze stosowane w budownictwie

Najważniejszą grupą produktów hutniczych stosowanych w konstrukcjach stalowych są **wyroby walcowane**:

- blachy,
- kształtowniki,
- pręty,
- taśmy,
- rury.

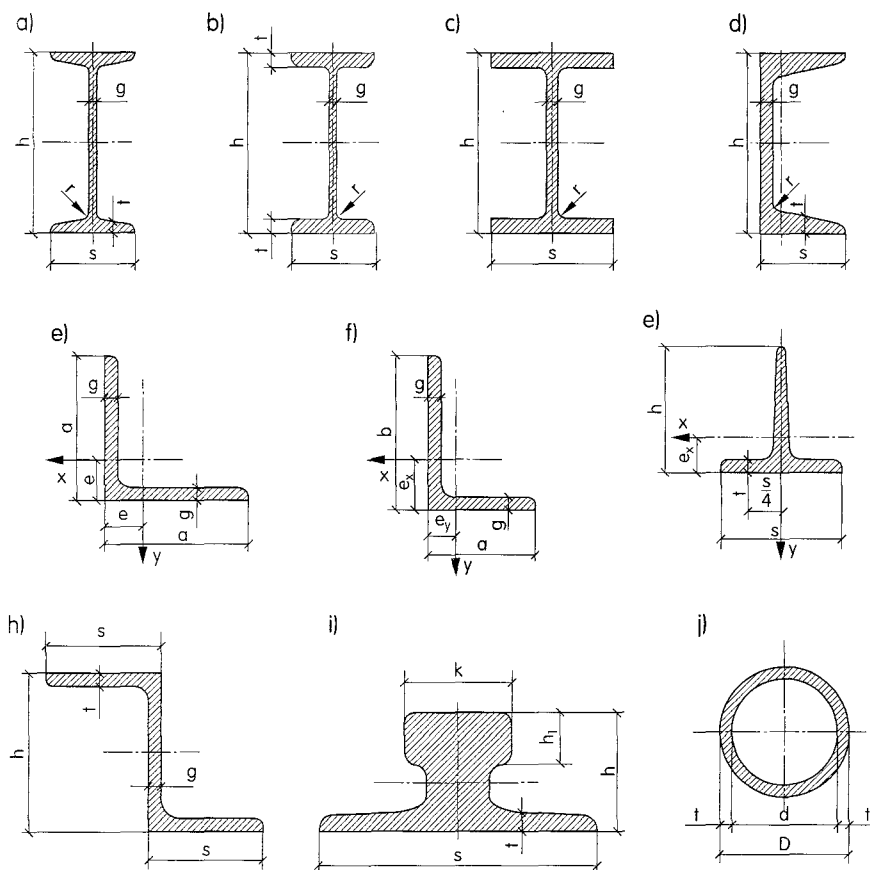
Kształtowniki walcowane na gorąco (rys. 2-2) należą do powszechnie znanych i stosowanych wyrobów stalowych. Są to:

- dwuteowniki,
- ceowniki,
- kątowniki,
- teowniki,
- zetowniki,
- szyny,
- rury,
- kształtowniki okienne.

Rozróżnia się **dwuteowniki**: normalne (oznaczone np. I 200), równoległościennne (np. IPE 200) oraz szerokostopowe (np. HEB 200).

Ceowniki mogą być: normalne (np. C200), ekonomiczne (np. C200E) oraz specjalne (średnie i grube). Liczba w oznaczeniu dwuteownika i ceownika jest równa wysokości przekroju kształtownika (h) podanej w milimetrach.

Kątowniki są równoramienne i nierównoramienne. Liczby w oznaczeniach kątowników są równe szerokościom i grubości ramion kształtownika, podanym w milimetrach, np. L 60×6 lub L 90×60×8.



Rys. 2-2. Kształtowniki stalowe walcowane na gorąco: a) dwuteownik zwykły, b) dwuteownik równoległościenny, c) dwuteownik szerokostopowy, d) ceownik, e) kątownik równoramienny, f) kątownik nierównoramienny, g) teownik, h) zetownik, i) szyna dźwigowa, j) rura

Ważniejsze charakterystyki przekroju poprzecznego kształtowników walcowanych stosowanych w konstrukcjach stalowych są podane w tab. 2-2 ÷ 2-7.

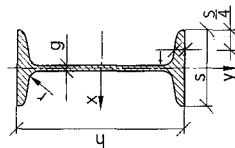
Rury koliste walcowane na gorąco (bez szwu) lub zgrzewane bądź spawane (ze szwem) są również często stosowane w konstrukcjach stalowych. Oznaczenie rury zawiera jej średnicę zewnętrzną oraz grubość ścianki, np. rurę bez szwu o średnicy zewnętrznej 85 mm i grubości ścianki 3,5 mm oznacza się: Rbs 85 × 3,5.

Inne kształtowniki walcowane na gorąco mają mniejsze znaczenie i są rzadko używane w konstrukcjach budowlanych. Wszystkie wymiary oraz najważniejsze charakterystyki wytrzymałościowe przekroju poprzecznego kształtowników wszystkich typów i rozmiarów (powierzchnia przekroju, wskaźniki wytrzymałości, momenty i promienie bezwładności itp.) są podane w normach hutniczych i tablicach do projektowania konstrukcji stalowych [6].

Dwuteowniki zwykłe (wg PN-91/H-93407)

Tabela 2-2

Oznaczenie I	Wymiary [mm]					Pole przekroju [cm ²]	Masa [kg/m]	Moment bezwładności [cm ⁴]		Wskaźnik wytrzymałości [cm ³]		Promień bezwładności [cm]	
	h	s	g	t	r			I _x	I _y	W _x	W _y	i _x	i _y
80	80	42	3,9	5,9	3,9	7,57	5,94	77,8	6,29	19,5	3,00	3,20	0,91
100	100	50	4,5	6,8	4,5	10,6	8,34	171	12,2	34,2	4,88	4,01	1,07
120	120	58	5,1	7,7	5,1	14,2	11,1	328	21,5	54,7	7,41	4,81	1,23
140	140	66	5,7	8,6	5,7	18,2	14,3	573	35,2	81,9	10,7	5,61	1,40
160	160	74	6,3	9,5	6,3	22,8	17,9	935	54,7	117	14,8	6,40	1,55
180	180	82	6,9	10,4	6,9	27,9	21,9	1450	81,3	161	19,8	7,20	1,71
200	200	90	7,5	11,3	7,5	33,4	26,2	2140	117	214	26,0	8,00	1,87
220	220	98	8,1	12,2	8,1	39,5	31,1	3060	162	278	33,1	8,80	2,02
240	240	106	8,7	13,1	8,7	46,1	36,2	4250	221	354	41,7	9,59	2,20
260	260	113	9,4	14,1	9,4	53,3	41,9	5740	288	442	51,0	10,4	2,32
280	280	119	10,1	15,2	10,1	61,0	47,9	7590	364	542	61,2	11,1	2,45
300	300	125	10,8	16,2	10,8	69,0	54,2	9800	451	653	72,2	11,9	2,56
320	320	131	11,5	17,3	11,5	77,7	61,0	12510	555	782	84,7	12,7	2,67
340	340	137	12,2	18,3	12,2	86,7	68,0	15700	674	923	98,4	13,5	2,80
360	360	143	13,0	19,5	13,0	97,0	76,1	19610	818	1090	114	14,2	2,90
380	380	149	13,7	20,5	13,7	107	84,0	24010	975	1260	131	15,0	3,02
400	400	155	14,4	21,6	14,4	118	92,4	29210	1160	1460	149	15,7	3,13
425	425	163	15,3	23,0	15,3	132	104	36970	1440	1740	176	16,7	3,30
450	450	170	16,2	24,3	16,2	147	115	45850	1730	2040	203	17,7	3,43
475	475	178	17,1	25,6	17,1	163	128	56480	2090	2380	235	18,6	3,60
500	500	185	18,0	27,0	18,0	179	141	68740	2480	2750	268	19,6	3,72
550	550	200	19,0	30,0	19,0	212	166	99180	3490	3610	349	21,6	4,02
600	600	215	21,6	32,4	21,6	254	199	139000	4670	4630	434	23,4	4,30



Dwuteowniki równoległoscienne (wg PN-H-93419: 1997)

Tabela 2-3

Ozna- czenie IPE	Wymiary [mm]					Masa [kg/m]	Moment bezwności [cm ⁴]		Wskaźnik wytrzymałości [cm ³]		Promień bezwności [cm]	
	<i>h</i>	<i>s</i>	<i>g</i>	<i>t</i>	<i>r</i>		<i>I_y</i>	<i>I_z</i>	<i>W_y</i>	<i>W_z</i>	<i>i_y</i>	<i>i_z</i>
80	80	46	3,8	5,2	5	6,0	80,1	8,49	20,0	3,69	3,24	1,05
100	100	55	4,1	5,7	7	8,1	171	15,9	34,2	5,79	4,07	1,24
120	120	64	4,4	6,3	7	10,4	318	27,7	53,0	8,65	4,90	1,45
140	140	73	4,7	6,9	7	12,9	541	44,9	77,3	12,3	5,74	1,65
160	160	82	5,0	7,4	9	15,8	869	68,3	109	16,7	6,58	1,84
180	180	91	5,3	8,0	9	18,8	1320	101	146	22,2	7,42	2,05
200	200	100	5,6	8,5	12	22,4	1940	142	194	28,5	8,26	2,24
220	220	110	5,9	9,2	12	26,2	2770	205	252	37,3	9,11	2,48
240	240	120	6,2	9,8	15	30,7	3890	284	324	47,3	9,97	2,69
270	270	135	6,6	10,2	15	36,1	5790	420	429	62,2	11,2	3,02
300	300	150	7,1	10,7	15	42,2	8360	604	557	80,5	12,5	3,35
330	330	160	7,5	11,5	18	49,1	11770	788	713	98,5	13,7	3,55
360	360	170	8,0	12,7	18	57,1	16270	1040	904	123	15,0	3,79
400	400	180	8,6	13,5	21	66,3	23130	1320	1160	146	16,5	3,95
450	450	190	9,4	14,6	21	77,6	33740	1680	1500	176	18,5	4,12
500	500	200	10,2	16,0	21	90,7	48200	2140	1930	214	20,4	4,31
550	550	210	11,1	17,2	24	106,0	67120	2670	2440	254	22,3	4,45
600	600	220	12,0	19,0	24	122,0	92080	3390	3070	308	24,3	4,66

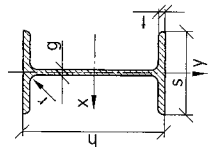


Tabela 2-4

Dwuteowniki szerokostopowe HEB (wg EU53+62 i programu produkcji Huty Katowice)

Oznaczenie HEB	Wymiary [mm]					Masa [kg/m]	Moment bezwładności [cm ⁴]		Wskaźnik wytrzymałości [cm ³]		Promień bezwładności [cm]	
	<i>h</i>	<i>s</i>	<i>g</i>	<i>t</i>	<i>r</i>		<i>I_x</i>	<i>I_y</i>	<i>W_x</i>	<i>W_y</i>	<i>i_x</i>	<i>i_y</i>
100	100	100	6,0	10,0	12	20,4	450	167	89,9	33,5	4,16	2,53
120	120	120	6,5	11,0	12	26,7	864	318	144	52,9	5,04	3,06
140	140	140	7,0	12,0	12	33,7	1510	550	216	78,5	5,93	3,58
160	160	160	8,0	13,0	15	54,3	2490	889	311	111	6,78	4,05
180	180	180	8,5	14,0	15	65,3	3830	1360	426	151	7,66	4,57
200	200	200	9,0	15,0	18	78,1	5700	2000	570	200	8,54	5,07
220	220	220	9,5	16,0	18	91,0	8090	2840	736	258	9,43	5,59
240	240	240	10,0	17,0	21	106,0	11260	3920	938	327	10,3	6,08
260	260	260	10,0	17,5	24	118,0	14920	5130	1150	395	11,2	6,58
280	280	280	10,5	18,0	24	131,0	19270	6590	1380	471	12,1	7,09
300	300	300	11,0	19,0	27	149,0	25170	8560	1680	571	13,0	7,58
320	320	320	11,5	20,5	27	161,0	30820	9240	1930	616	13,8	7,57
340	340	340	12,0	21,5	27	171,0	36660	9690	2160	646	14,6	7,53
360	360	360	12,5	22,5	27	181,0	43190	10140	2400	676	15,5	7,49
400	400	400	13,5	24,0	27	198,0	57680	10820	2880	721	17,1	7,40

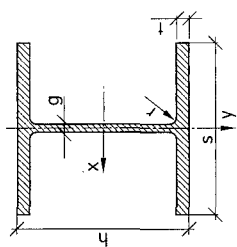
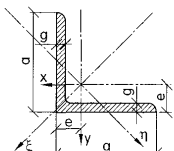


Tabela 2-6

Kątowniki równoramienne (wg PN-84/H-93401)

	Oznaczenie L	Wymiary [mm]			Pole przekroju [cm ²]	Masa [kg/m]	Moment bezwładności [cm ⁴]			Promień bezwładności [cm]				
		a	g	e			$I_x = I_y$	I_ξ	I_η	$i_x = i_y$	i_ξ	i_η		
	35 × 4	35	4	10,0	2,67	2,10	2,96	4,68	1,24	1,05	1,33	0,68		
	35 × 5	35	5	10,4	3,28	2,57	3,56	5,63	1,49	1,04	1,31	0,67		
	40 × 4	40	4	11,2	3,08	2,42	4,48	7,09	1,86	1,21	1,52	0,78		
	40 × 5	40	5	11,6	3,79	2,97	5,43	8,64	2,22	1,20	1,51	0,77		
	45 × 4	45	4	12,3	3,49	2,74	6,43	10,2	2,68	1,36	1,17	0,88		
	45 × 5	45	5	12,8	4,30	3,38	7,83	12,4	3,25	1,35	1,70	0,87		
	4 × 50	50	4	13,6	3,89	3,06	8,97	14,2	3,72	1,52	1,91	0,98		
	50 × 5	50	5	14,0	4,80	3,77	11,0	17,4	4,54	1,51	1,90	0,97		
	6 × 50	50	6	14,5	5,69	4,47	12,8	20,4	5,33	1,50	1,89	0,97		
	5 × 60	60	5	16,4	5,82	4,57	19,4	30,7	8,03	1,82	2,30	1,17		
	60 × 6	60	6	16,9	6,91	5,42	22,8	36,1	9,43	1,82	2,29	1,17		
	8 × 60	60	8	17,7	9,03	7,09	29,1	46,1	12,1	1,80	2,26	1,16		
	6 × 65	65	6	18,0	7,53	5,91	29,2	46,3	12,1	1,97	2,48	1,27		
	65 × 7	65	7	18,5	8,70	6,83	33,4	53,0	13,8	1,96	2,47	1,26		
	9 × 65	65	9	19,3	11,0	8,62	41,3	65,4	17,2	1,94	2,44	1,25		
	5 × 75	75	5	20,0	7,34	5,75	38,8	61,5	16,1	2,30	2,89	1,48		
	6 × 75	75	6	20,4	8,73	6,85	45,8	72,2	18,9	2,29	2,87	1,47		
	75 × 7	75	7	20,9	10,1	7,94	52,4	83,6	21,1	2,29	2,88	1,45		
	8 × 75	75	8	21,3	11,5	9,03	58,9	93,3	24,4	2,27	2,85	1,46		
	9 × 75	75	9	21,7	12,8	10,0	65,4	104	27,2	2,27	2,85	1,46		

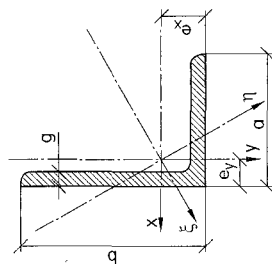
cd. tab. 2 6

	Oznaczenie └	Wymiary [mm]			Pole przekroju [cm ²]	Masa [kg/m]	Moment bezwładności [cm ⁴]			Promień bezwładności [cm]		
		a	g	e			I _x = I _y	I _ξ	I _η	i _x = i _y	i _ξ	i _η
	6	80	6	21,7	9,35	7,34	55,8	88,5	23,1	2,44	3,08	1,57
	80 × 8	80	8	22,6	12,3	9,66	72,3	115	29,6	2,42	3,06	1,55
	10	80	10	23,4	15,1	11,9	87,5	139	35,9	2,41	3,03	1,54
	6	90	6	24,1	10,6	8,30	80,3	127	33,3	2,75	3,47	1,78
	7	90	7	24,5	12,2	9,61	92,6	147	38,3	2,75	3,46	1,77
	8	90	8	25,0	13,9	10,9	104	166	43,1	2,74	3,45	1,76
	90 × 9	90	9	25,4	15,5	12,2	116	184	47,8	2,74	3,45	1,76
	10	90	10	25,8	17,1	13,5	127	201	52,8	2,73	3,42	1,76
	11	90	11	26,2	18,7	14,7	138	218	57,1	2,72	3,41	1,75
	8	100	8	27,4	15,5	12,2	145	230	59,9	3,06	3,85	1,96
	100 × 10	100	10	28,2	19,2	15,1	177	280	73,3	3,04	3,82	1,95
	12	100	12	29,0	22,7	17,8	207	328	86,2	3,02	3,80	1,95
	10	120	10	33,1	23,2	18,2	313	497	129	3,67	4,63	2,36
	120 × 12	120	12	34,0	27,5	21,6	368	584	152	3,65	4,60	2,35
	130 × 12	130	12	36,4	30,0	23,6	472	750	194	3,96	5,00	2,54
	150 × 12	150	12	41,2	34,8	27,3	737	1170	303	4,60	5,80	2,95
	15	150	15	42,5	43,0	33,8	898	1430	370	4,57	5,76	2,93
	160 × 12	160	12	43,5	37,2	29,2	902	1433	371	4,92	6,20	3,16
	15	160	15	44,9	46,1	36,2	1100	1750	453	4,89	6,15	3,14
	16	180	16	50,2	55,4	43,5	1680	2690	679	5,51	6,96	3,50
	180 × 18	180	18	51,0	61,9	48,6	1870	2970	757	5,49	6,93	3,49
	200 × 20	200	20	56,8	76,4	59,9	2850	4540	1160	6,11	7,72	3,89

Kątowniki nierównoramienne (wg PN-81/H-93402 i PN-H-93402/A1:1996)

Tabela 2-7

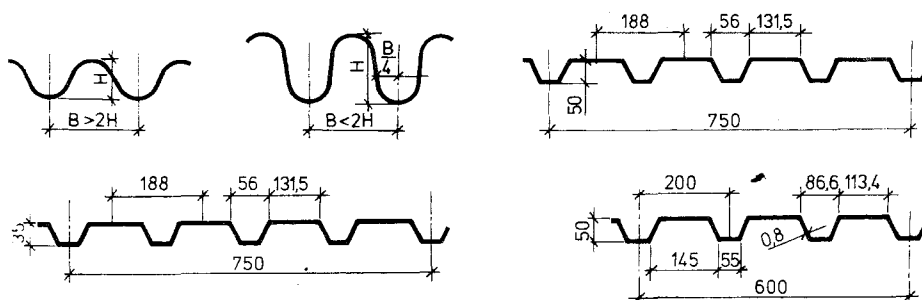
Oznaczenie L	Wymiary [mm]				Pole przekroju [cm ²]	Masa [kg/m]	Moment bezwładności [cm ⁴]				Promień bezwładności [cm]		
	b	a	g	e _x	e _y		I _x	I _y	I _{xy}	i _x	i _y	i _{xy}	i _η
45 × 30 × 5	45	30	4	14,8	7,4	2,86	5,77	2,05	1,19	1,42	0,85	0,65	0,65
	45	30	5	15,2	7,8	3,52	6,98	2,47	1,45	1,41	0,84	0,64	0,64
60 × 40 × 5	60	40	5	19,6	9,7	4,79	17,2	6,11	3,54	1,89	1,13	0,86	0,86
	60	40	6	20,0	10,1	5,68	20,1	7,12	4,15	1,88	1,12	0,86	0,86
70 × 50 × 7	70	50	7	22,8	12,9	7,96	38,3	16,2	9,09	2,20	1,43	1,07	1,07
	75	50	6	24,4	12,1	7,19	40,5	14,4	8,36	2,37	1,42	1,08	1,08
75 × 50 × 7	75	50	7	24,8	12,5	8,31	46,4	16,5	9,57	2,36	1,41	1,07	1,07
	75	50	8	25,2	12,9	9,41	52,0	18,4	10,8	2,35	1,40	1,07	1,07
80 × 40 × 6	80	40	6	28,5	8,8	6,89	44,9	7,59	4,92	2,55	1,05	0,85	0,85
	80	65	10	25,5	18,1	13,6	82,2	48,3	24,8	2,46	1,89	1,35	1,35
90 × 60 × 8	90	60	8	29,7	14,9	11,4	92,5	33,0	19,0	2,85	1,70	1,29	1,29
	100	50	8	35,9	11,2	11,4	116	19,5	12,7	3,18	1,31	1,05	1,05
100 × 75 × 8	100	75	8	31,0	18,7	13,5	133	64,1	34,6	3,14	2,18	1,60	1,60
	120	80	8	38,3	18,7	15,5	226	80,8	46,6	3,82	2,28	1,73	1,73
120 × 80 × 10	120	80	10	39,2	19,5	19,1	276	98,1	56,8	3,80	2,26	1,72	1,72
	120	80	12	40,0	20,3	22,7	323	114	66,6	3,77	2,24	1,71	1,71
130 × 65 × 10	130	65	8	45,6	13,7	15,1	263	44,8	28,6	4,17	1,72	1,38	1,38
	130	65	10	46,5	14,5	18,6	320	54,2	35,2	4,15	1,71	1,37	1,37
150 × 100 × 12	150	100	10	48,0	23,4	24,2	552	198	112	4,78	2,86	2,15	2,15
	150	100	12	48,9	24,2	28,7	650	232	132	4,76	2,84	2,15	2,15
200 × 100 × 12	200	100	10	69,3	20,1	29,2	1220	210	135	6,46	2,68	2,15	2,15
	200	100	12	70,3	21,0	34,8	1440	247	159	6,43	2,67	2,14	2,14



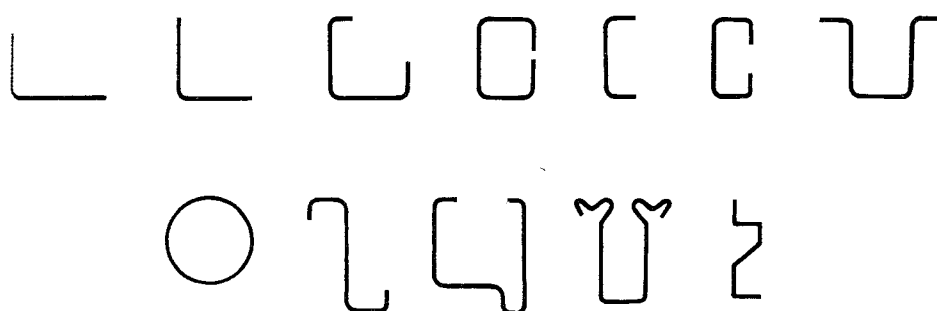
Blachy grube (od 5 mm) i **cienkie** (do 4,75 mm), **taśmy**, **blachy uniwersalne** należą do wyrobów walcowanych stosowanych w budownictwie przede wszystkim do wytwarzania z nich różnych elementów konstrukcyjnych. Blachy uniwersalne, grubości 6÷40 mm i szerokości 160÷700 mm, stosuje się w konstrukcjach szczególnie często ze względu na jednorodne właściwości mechaniczne w kierunku długości i szerokości wyrobu.

Pręty płaskie, zwane płaskownikami, mają grubość 6÷55 mm i szerokość 20÷150 mm.

Blachy uniwersalne i płaskowniki o przekrojach prostokątnych oznacza się zwykle na rysunku symbolem \square , dopisując szerokość i grubość* w milimetrach, np. $\square 150 \times 12$.

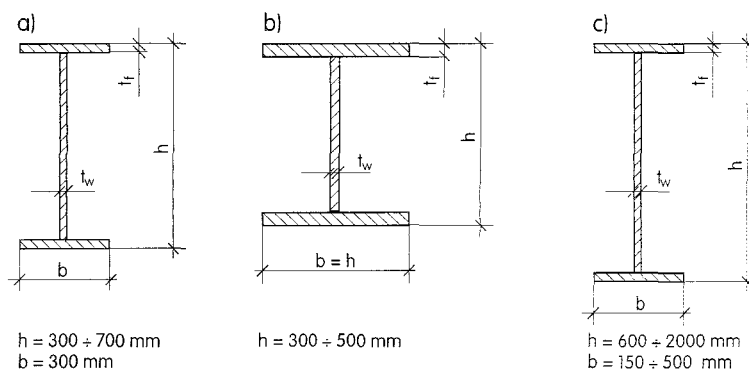


Rys. 2-3. Blachy faliste i fałdowe



Rys. 2-4. Niektóre rodzaje kształtowników cienkościennych profilowanych na zimno

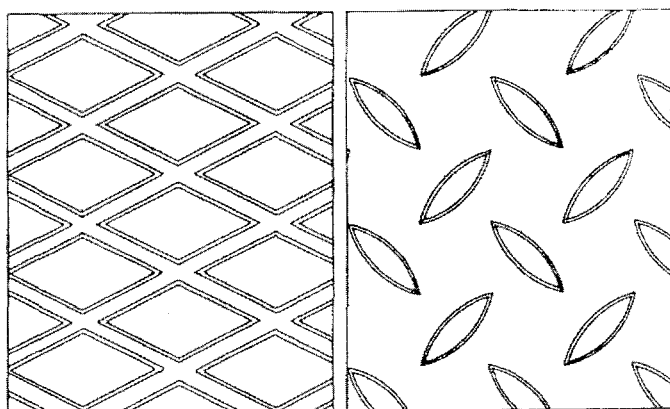
* W PN-ISO 5261:1994 zaleca się opisywać blachy na rysunkach przez podanie ich grubości, a następnie wymiarów ich prostokątnej obwiedni, nie poprzedzając tego zapisu żadnym symbolem, np. 10×300×60 (por. też rys. 9-5). W praktyce taki sposób opisywania blach jest na razie rzadziej stosowany.



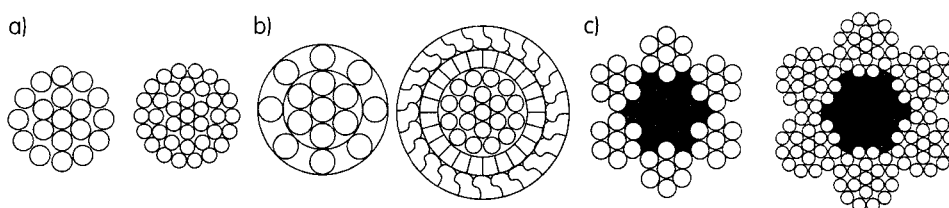
Rys. 2-5. Elementy blachownicowe wytwarzane w sposób zmechanizowany: a) IPBS, b) HKS, c) IKS

Z blach stalowych hutnictwo produkuje różne wyroby stosowane w budownictwie, do których należą: **blachy faliste i fałdowe** (rys. 2-3), **kształtowniki gięte na zimno** (rys. 2-4) oraz **belki dwuteowe spawane automatycznie** (rys. 2-5).

Do pokrywania pomostów, na stopnie i spoczniki schodów stosuje się **blachy żeberkowe** oraz specjalne **kratki i płyty pomostowe**. Spośród innych wyrobów stalowych używanych w konstrukcjach można jeszcze wymienić: **belki ażurowe, pręty okrągłe i kwadratowe, druty i liny** (rys. 2-5 ÷ 2-7).



Rys. 2-6. Blachy żeberkowe

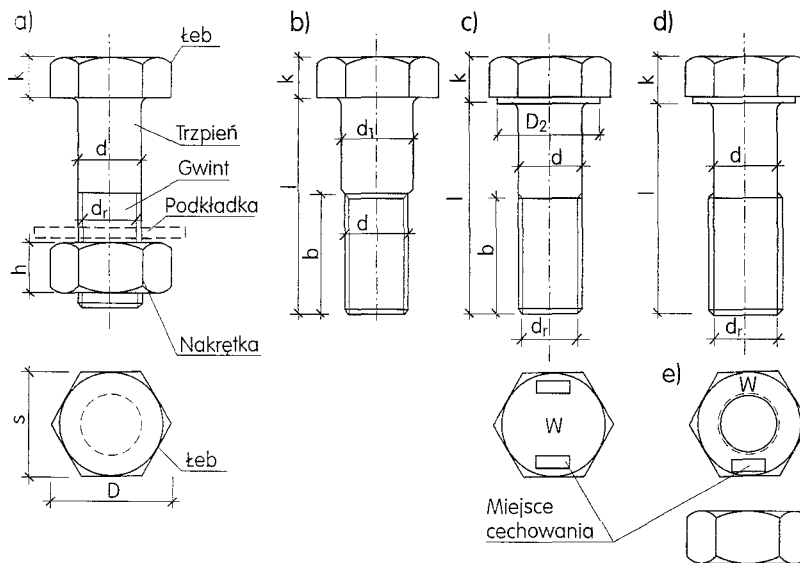


Rys. 2-7. Liny stalowe: a) jednozwite otwarte, b) jednozwite zamknięte, c) dwuzwite

2.4. Inne materiały i wyroby

Wśród wyrobów, innych niż wymienione w p. 2.3, powszechnie stosowanych w konstrukcjach stalowych najważniejszą rolę spełniają łączniki punktowe oraz elektrody i druty do spawania.

Śruby są najczęściej stosowanymi łącznikami stalowymi, zwłaszcza w połączeniach elementów konstrukcyjnych z blach grubych, kształtowników lub blach kształtowników. W konstrukcjach stalowych stosuje się śruby ze łbem sześciokątnym, trzpieniem walcowym gładkim i trójkątnym gwintem metrycznym oraz



Rys. 2-8. Śruby z trzpieniem walcowym gładkim i łbem sześciokątnym: a) śruba z podkładką okrągłą i nakrętką sześciokątną, gwintowana na części długości trzpienia, b) śruba o dokładnej jakości wykonania — do połączeń pasowanych, c) i d) śruby o średnio dokładnej jakości wykonania z łbem sześciokątnym powiększonym — do połączeń sprężanych (pod łeb i nakrętkę stosuje się podkładki sfrezowane na obrzeżach pod kątem 45° — nieprzedstawione na rysunku), e) nakrętka sześciokątna [5]

podkładki okrągłe* i nakrętki sześciokątne (rys. 2-8a). Do połączeń sprężanych (patrz p. 4.3) stosuje się również śruby ze łbem sześciokątnym powiększonym (rys. 2-8c, d). Wymiary i oznaczenia śrub stosowanych w budownictwie podano w PN-85/M-82101 i PN-82/M-82105.

* W śrubowych połączeniach pótek dwuteowników normalnych i ceowników należy stosować czworokątne podkładki o przekroju klinowym.

Śruby dzieli się w zależności od klasy dokładności wykonania fabrycznego i właściwości wytrzymałościowych stali, z jakiej je wykonano. Rozróżnia się trzy klasy dokładności wykonania śrub:

- A — dokładną,
- B — średnio dokładną,
- C — zgrubną.

Śruby poszczególnych klas różnią się sposobem obróbki i dokładnością wykonania powierzchni (chropowatością) i trzpienia.

Śruby o zgrubnej jakości wykonania (oznaczone symbolem C), zwane także surowymi lub zgrubnymi, są stosowane w połączeniach tymczasowych, do styków montażowych słabo wyężonych, które są obciążone statycznie, a także do łączenia elementów o drugorzędym znaczeniu konstrukcyjnym. Śruby te są obrobione jedynie na odcinku gwintowanym, dlatego też niezbędny jest odpowiedni luz w otworze (w stalowych konstrukcjach budowlanych — $1 \div 3$ mm zależnie od średnicy śruby). Wpływa to niekorzystnie na rozkład sił w łączonych elementach oraz odkształcalność połączeń.

Śruby o średnio dokładnej jakości wykonania (oznaczone symbolem B) mają dodatkowo toczony trzpień. Są to najczęściej stosowane łączniki elementów konstrukcji stalowych. Używa się ich do wykonywania połączeń zakładkowych i doczołowych, sprężanych i niesprężanych, w elementach różnych konstrukcji obciążonych statycznie i dynamicznie. Śruby sprężające (do połączeń sprężanych) ze łbem powiększonym (rys. 2-8c, d) lub zwykłym wykonuje się ze stali o wysokiej wytrzymałości.

Śruby o dokładnej jakości wykonania (oznaczone symbolem jakości A), zwane też śrubami pasowanymi (rys. 2-8b), są rzadko stosowane w konstrukcjach budowlanych — na ogół tylko w połączeniach pasowanych*, z luzem między trzpieniem a ścianką otworu wynoszącym $0,2 \div 0,3$ mm.

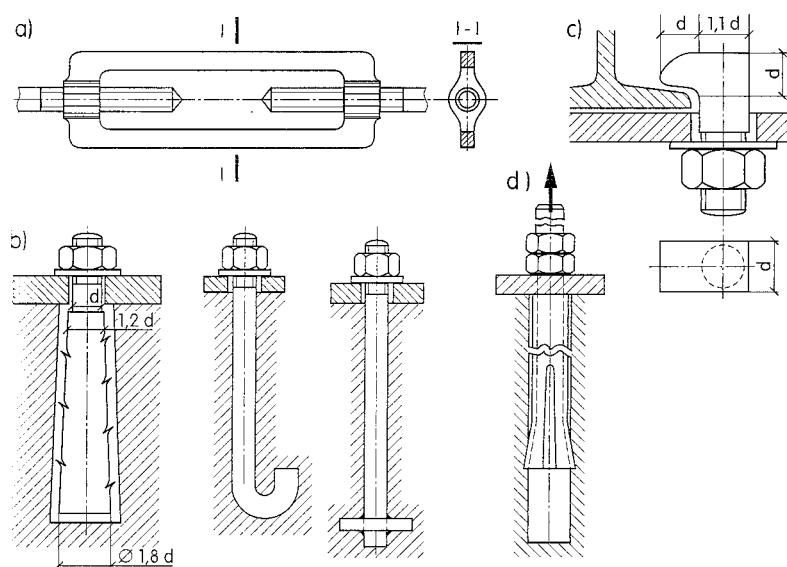
Cechy wytrzymałościowe śrub i nakrętek są określone przez odpowiednie **klasy właściwości mechanicznych**. Śruby wykonuje się ze stali niestopowych (węglowych) i stopowych w następujących klasach właściwości mechanicznych: 3.6, 4.6, 4.8, 5.6, 5.8, 6.6, 6.8, 8.8, 10.9 i 12.9. Pierwsza liczba oznaczenia odpowiada wartości $0,01R_m$ śruby w megapaskalach, np. śruba klasy 4.6 ma $R_m = 400$ MPa (R_m — wytrzymałość na rozciąganie). Iloczyn dwóch liczb stanowiących oznaczenie klasy śruby odpowiada w przybliżeniu wartości $0,1R_e$ materiału śruby w megapaskalach (R_e — granica plastyczności), np. śruba klasy 4.6 ma $R_e = 4 \cdot 6 = 24$ kN/cm² = 240 MPa.

* Są to połączenia o dużej pracochłonności i koszcie wykonania. Otwory na śruby pasowane są wstępnie wiercone ze średnicą mniejszą niż nominalna średnica trzpienia. Po próbnym scaleniu złącza (w warsztacie) otwory rozwierca się do średnicy nominalnej.

Śruby o jakości wykonania B i C są produkowane w następujących klasach właściwości mechanicznych: 3.6, 4.6, 4.8, 5.6, 5.8, 6.6, 8.8, 10.9 i 12.9. Śruby ze zwiększonym do połączeń sprężanych o średnio dokładnej jakości wykonania B produkowane są w klasach 8.8, 10.9 i 12.9. Śruby o dokładnej jakości wykonania (A) do połączeń pasowanych produkowane są w klasach 5.6, 8.8, 10.9 i 12.9.

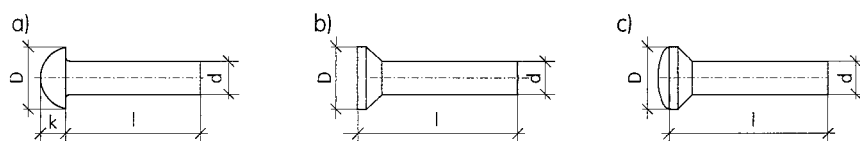
Nakrętki śrub są produkowane w pięciu klasach właściwości mechanicznych: 5, 8, 10 i 12. Oznaczenie liczbowe klasy określa również wartość $0,01R_m$ śruby, z którą nakrętka ma współpracować.

Oprócz śrub wymienionych uprzednio są również stosowane w budownictwie śruby *specjalne* (rys. 2-9).

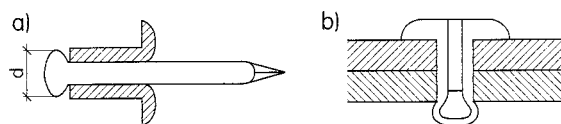


Rys. 2-9. Śruby specjalne: a) rzymska, b) kotwiące, c) hakowa, d) rozporowa

Nity do łączenia na gorąco grubych elementów stalowych są obecnie używane bardzo rzadko. Podstawowe rodzaje nitów, wykonywanych ze stali St2N, St3N i St4N, pokazano na rys. 2-10.



Rys. 2-10. Podstawowe rodzaje nitów stalowych: a) z łbem kulistym, b) z łbem płaskim, c) z łbem soczewkowym

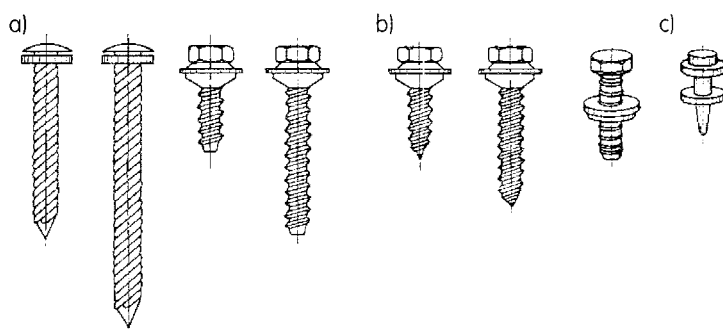


Rys. 2-11. Nity jednostronne:
a) nit, b) połączenie

Nity jednostronne stalowo-aluminiowe (AlFe) służą do łączenia na zimno blach faldowych i innych cienkich elementów obudowy (rys. 2-11). Są produkowane o średnicach 4,5 i 6 mm.

Do łączenia elementów cienkościennych (do 3 mm) oraz blach i płyt lekkiej obudowy z kształtownikami stalowymi stosuje się także **inne łączniki punktowe**, takie jak (rys. 2-12):

- śruby i wkręty samogwintujące lub samowkręcające,
- śruby i wkręty do blach,
- śrubonity,
- kołki i gwoździe wstrzeliwane, np. *Hilti*,
- specjalne łączniki zatrzaskowe.



Rys. 2-12. Łączniki punktowe do blach i elementów cienkościennych: a) wkręty samogwintujące, b) wkręty do blach (blachowkręty), c) kołek wstrzeliwany

Stal odlaną do formy, nie przerabianą plastycznie, nazywa się staliwem. **Staliwo** stosuje się do wytwarzania elementów o dużych wymiarach, jak np. łożyska podporowe dźwigarów o dużej rozpiętości.

Elektrody, druty i pręty do spawania, a także **topniki i gazy obojętne** są materiałami niezbędnymi do wykonywania połączeń spawanych. Materiały te dobiera się przede wszystkim w zależności od gatunków łączonych stali i technologii spawania. Do ręcznego spawania łukowego stali stosuje się elektrody otulone. Są to elektrody stalowe powleczone specjalną masą w celu polepszenia jakości spoiny. Nazwy i oznaczenia elektrod, uzależnione od wytrzymałości stopiwa (materiału uzyskanego ze stopienia elektrody), rodzaju otuliny oraz przydatności do spawania w określonej pozycji i rodzaju stosowanego prądu

prądu elektrycznego (stały lub zmienny), są podane w PN-EN 499:1997. Przykładem pełnego oznaczenia elektrody może być: PN-EN 499 — E46 3 1Ni B 54 H5. Poszczególne elementy powyższego oznaczenia mają ściśle określone znaczenie:

- E — elektroda otulona do łukowego spawania ręcznego,
- 46 — minimalna granica plastyczności wynosi 460 N/mm²,
- 3 — minimalna praca łamania wynosi 47 J w temperaturze –30°C,
- 1Ni — w składzie chemicznym jest 1,1% Mn i 0,7% Ni,
- B — otulina jest zasadowa,
- 5 — elektrodą można spawać, stosując prąd zmienny bądź stały, a uzysk stopiwa wynosi 140%,
- 4 — elektroda jest przydatna do wykonywania spoin czołowych i pachwinowych w pozycji podolnej,
- H5 — zawartość wodoru w stopiwie nie przekracza 5 ml/100 g stopiwa.

Zgodnie z normą dopuszczalne jest też skrócone oznaczenie elektrody: PN-EN 499 — E46 3 1Ni B.

Znacznie prostsze i częściej stosowane oznaczenia elektrod są określone w katalogach producentów, np.:

- ER 1.46 — elektroda rutyłowa (kolor różowy),
- EA 1.46 — elektroda kwaśno-rutyłowa (kolor niebieski),
- EB 1.46 — elektroda zasadowa (kolor fioletowy).

Do spawania stali niestopowych (węglowych) stosuje się elektrody kwaśne i rutyłowe, natomiast zasadowe — do stali niskostopowych. Do spawania stali trudno rdzewiejących stosuje się elektrody specjalne: ES 10HA, ES 10HB i ES 10HNB. W spawaniu automatycznym lub półautomatycznym w osłonie gazu CO₂ stali niestopowych stosuje się drut SpGS1, a stali niskostopowych — drut SpG3S1 lub SpG4S1.

3

Podstawy wymiarowania elementów konstrukcji stalowych

3.1. Metoda wymiarowania

Wymiarowanie jest jednym z ważniejszych etapów projektowania konstrukcji budowlanych. Poprzedzają je obliczenia najniekorzystniejszych wartości sił przekrojowych w elementach konstrukcji (momentów zginających, sił poprzecznych, sił podłużnych) od obciążeń i oddziaływań zewnętrznych. Obliczenia te wykonuje się wg zasad znanych ze statyki, po ustaleniu schematów statycznych i obciążeń działających na poszczególne elementy konstrukcji (por. cz. 1. i 2. tej serii podręczników).

Celem wymiarowania jest ustalenie wymiarów przekroju poprzecznego elementów konstrukcyjnych. Rozpatruje się na ogół przekroje najniekorzystniejsze.

Wymiarowanie polega na sprawdzeniu czy:

- obliczone siły wewnętrzne nie są większe niż nośność elementów konstrukcji wynikająca z wytrzymałości przyjętych materiałów i z założonych wstępnie wymiarów przekrojów tych elementów,
- obliczone ugięcia lub inne przemieszczenia spowodowane obciążeniem nie są większe od granicznych (dopuszczalnych).

Jeżeli okaże się, że wymagane warunki nie są spełnione, to koryguje się założenia (wymiary elementów, schematy statyczne, rodzaje materiałów) i powtarza się obliczenia. Wymiarowanie konstrukcji stalowych umożliwia często bezpośredni dobór potrzebnego pola przekroju poprzecznego elementu konstrukcyjnego.

Konstrukcje stalowe wymiaruje się **metodą stanów granicznych** na podstawie PN-90/B-03200. Konstrukcja lub jej element po osiągnięciu stanu granicznego przestaje spełniać wymagania konstrukcyjne (zagroża bezpieczeństwu) lub użytkowe. Konstrukcje i elementy budowlane należy obliczać na możliwość wystąpienia dwóch grup stanów granicznych: nośności i użytkowania. **Stany graniczne nośności** obejmują przede wszystkim zniszczenie najbardziej wyjątkowych przekrojów lub części konstrukcji oraz utratę stateczności części lub całości konstrukcji. **Stany graniczne użytkowania** obejmują nadmierne ugięcia lub drgania konstrukcji.

Podczas obliczania konstrukcji stalowych metodą stanów granicznych najczęściej najpierw wymiaruje się elementy konstrukcji ze względu na stan graniczny nośności, a następnie sprawdza się je z uwagi na stan graniczny użytkowania.

3.2. Stan graniczny nośności

Sprawdzenie stanu granicznego nośności polega na wykazaniu, że wartości sił wewnętrznych spowodowane działaniem obciążeń o wartości obliczeniowej nie są większe od nośności elementów konstrukcji lub połączeń wyznaczonych z uwzględnieniem wytrzymałości obliczeniowych bądź innych obliczeniowych cech mechanicznych materiałów. Obliczanie konstrukcji stalowych wg stanu granicznego nośności ma na celu sprawdzenie, czy jest zapewniona wytrzymałość i stateczność konstrukcji we wszystkich fazach budowy i użytkowania.

W obliczeniach tych stosuje się wartości obliczeniowe obciążeń i wytrzymałości obliczeniowe. Wartość obliczeniowa obciążenia jest iloczynem jego wartości charakterystycznej i współczynników obciążenia wg:

- PN-82/B-02000 *Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości*;
- PN-82/B-02001 *Obciążenia budowli. Obciążenia stałe*;
- PN-82/B-02003 *Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe*;
- PN-82/B-02004 *Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Obciążenia pojazdami*;
- PN-86/B-02005 *Obciążenia budowli. Obciążenia suwnicami pomostowymi, wciągarkami i wciągnikami*;
- PN-80/B-02010 *Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenia śniegiem*;
- PN-77/B-02011 *Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenia wiatrem*.

W przykładach obliczeniowych zamieszczonych w niniejszym podręczniku uwzględniono podstawową kombinację obciążeń. Zgodnie z PN-82/B-02000 kombinacja ta w stanach granicznych nośności powinna składać się z sumy wartości obliczeniowych obciążeń stałych oraz zmiennych, uszeregowanych wg ich znaczenia z uwzględnieniem przynależnych do kolejnych miejsc wartości współczynnika jednoczesności ψ_0 . Obliczenia te uproszczono, przyjmując — na korzyść bezpieczeństwa — $\psi_0 = 1,0$.

Wytrzymałości obliczeniowe stali są określone w PN-90/B-03200 *Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie*.

Sprawdzenie stanu granicznego nośności elementów konstrukcji stalowych lub ich połączeń można sprowadzić w najprostszym wypadku do porównania naprężeń obliczeniowych (σ , τ), wyznaczonych w rozpatrywanych przekrojach elementów konstrukcyjnych, z odpowiednią wytrzymałością obliczeniową stali (f_d , f_{dv}):

$$\sigma \leq f_d; \quad \tau \leq f_{dv} \quad (3-1)$$

Można to samo uzyskać, wykazując, że siły przekrojowe od obciążeń obliczeniowych P_o , nie są większe od nośności obliczeniowej N_o miarodajnego przekroju elementów konstrukcyjnych lub nośności ich połączeń, wyznaczonych z uwzględnieniem wytrzymałości obliczeniowych stali bądź łączników, tj.

$$P_o \leq N_o \quad \text{albo} \quad \frac{P_o}{N_o} \leq 1 \quad (3-2)$$

Wartości **wytrzymałości obliczeniowej stali** na rozciąganie, ściskanie i przy zginaniu f_d w odniesieniu do gatunków najczęściej stosowanych w budownictwie podano w tab. 2-1. Należy zwrócić uwagę na zróżnicowanie wytrzymałości obliczeniowej niektórych gatunków stali wynikające z różnej grubości wyrobów. Jako grubość kształtowników walcowanych na gorąco przyjmuje się średnią grubość stopki (półki). Wytrzymałość obliczeniowa stali na ścinanie $f_{dv} = 0,58f_d$, a na docisk powierzchni gładkich $f_{db} = 1,25f_d$. Wytrzymałości obliczeniowe innych gatunków stali, nie ujętych w tab. 2-1, należy określać wg p. 3.1.4 w PN-90/B-03200.

Jeśli temperatura eksploatacji konstrukcji stalowej T przekracza 70°C , to do obliczeń należy przyjąć zredukowaną wytrzymałość obliczeniową

$$f_{dT} = f_d(1,022 - 0,197 \cdot 10^{-3} \cdot T - 1,590 \cdot 10^{-6} \cdot T^2) \quad (3-3)$$

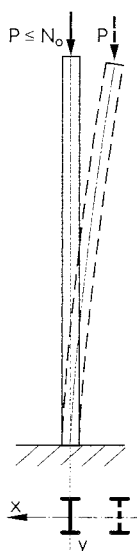
W PN-90/B-03200 podano również wzory na zredukowane współczynniki sprężystości podłużnej E_T i niestateczności φ_T , stosowane jeśli temperatura $T = 70 \div 600^\circ\text{C}$.

Konstrukcje lub elementy konstrukcyjne narażone na długotrwałe działanie obciążeń dynamicznych, pod których wpływem występują powtarzające się wielokrotnie zmienne naprężenia (mosty, konstrukcje wsporcze pod maszyny, belki podsuwnicowe), muszą być chronione przed zniszczeniem na skutek zmęczenia stali. **Nośność konstrukcji ze względu na zmęczenie materiału** oblicza się, uwzględniając (uwaga!) obciążenia o wartościach charakterystycznych. W załączniku 3 do PN-90/B-03200 podano zasady obliczania konstrukcji oraz warunki nośności zmęczeniowej elementów i połączeń.

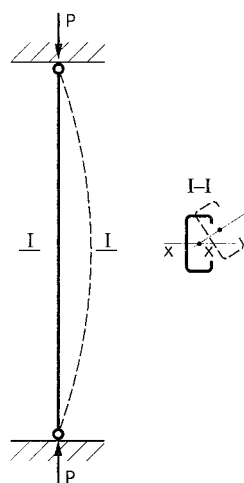
Podczas wymiarowania konstrukcji stalowych należy uwzględnić możliwość utraty stateczności prętów lub innych elementów konstrukcji, ich części, a nawet całych konstrukcji.

Stateczność układu konstrukcyjnego jest to zdolność do skutecznego przeciwdziałania zmianom kształtu i położenia w warunkach realizacji i eksploatacji, a także przy rozbudowie, remontach i demontażu konstrukcji.

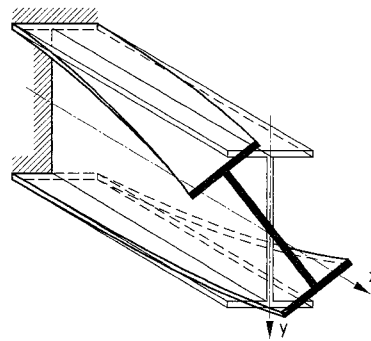
Utrata stateczności ogólnej prętów ściskanych, zwana **wyboczeniem**, polega zazwyczaj na wyboczeniu giętnym (wygięciu) pręta w płaszczyźnie odpowiadającej najmniejszej sztywności przekroju (rys. 3-1). W odniesieniu do prętów o przekroju otwartym (niesymetrycznym, z jedną osią symetrii, krzyżowym)



Rys. 3-1. Wyboczenie giętno-ściśniane słupa ściśniane go osiowo utwierdzonego w fundamencie



Rys. 3-2. Wyboczenie giętno-skrętne

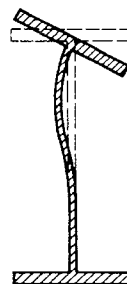


Rys. 3-3. Zwichrzenie belki wspornikowej

istnieje również możliwość wyboczenia giętno-skrętnego (rys. 3-2). Można nie sprawdzać stateczności giętno-skrętnej prętów z kształtowników walcowanych. Aby uchronić elementy ściskane przed wyboczeniem, należy przy wymiarowaniu uwzględnić współczynnik wyboczeniowy (patrz p. 3.5).

Utrata stateczności ogólnej belek zginanych, zwana **zwichrzeniem** lub utratą płaskiej postaci zginania, polega na równoczesnym wygięciu się belki w płaszczyźnie poziomej i skręceniu (rys. 3-3). Zwichrzenie może wystąpić w belkach nieusztynwionych na kierunku poprzecznym do płaszczyzny zginania, w strefie naprężeń ściskających. W celu ochrony nieusztynwionych belek zginanych przed zwichrzeniem należy je odpowiednio wymiarować z uwzględnieniem współczynnika φ_L (patrz p. 3.7).

Utrata stateczności miejscowej ścianek przekroju elementów ściskanych lub zginanych, w strefie naprężeń ściskających lub ścinających, polega na ich lokalnym wybrzuszeniu, pofalowaniu lub zwichrowaniu (rys. 3-4). Miejscowa utrata stateczności może wystąpić przede wszystkim w elementach lub konstrukcjach wykonanych z blach, bez odpowiednich żeber usztywniających (belki i słupy blachownicowe, ściany zbiorników, silosów itp.). W PN-90/B-03200 wprowadzono klasyfikację prze-



Rys. 3-4. Utrata miejscowej stateczności środnika belki blachownicowej

krojów (patrz p. 3.4), m.in. w celu wydzielenia przekrojów elementów konstrukcyjnych podatnych na miejscową utratę stateczności. Elementy konstrukcyjne można uchronić przed utratą stateczności miejscowej, wprowadzając uźebrowania usztywniające oraz odpowiednie grubości ścianek. W obliczeniach stateczności miejscowej w PN-90/B-03200 stosuje się współczynniki niestateczności ϕ_p . Kształtowniki walcowane na gorąco mają specjalnie dobrane wymiary przekroju poprzecznego, dzięki czemu nie zachodzi niebezpieczeństwo utraty ich stateczności miejscowej.

3.3. Stan graniczny użytkowania

Sprawdzenie stanu granicznego użytkowania polega na wykazaniu, że ugięcia i inne przemieszczenia elementów konstrukcji spowodowane działaniem obciążeń o wartości charakterystycznej, obliczone z uwzględnieniem charakterystycznych cech mechanicznych materiału, nie są większe od wartości uznanych za dopuszczalne (graniczne). Celem obliczania konstrukcji stalowych wg stanu granicznego użytkowania jest sprawdzenie, czy ugięcia i ewentualnie drgania konstrukcji nie ograniczą możliwości jej użytkowania.

Ugięcia elementów konstrukcji oblicza się z uwzględnieniem charakterystycznych cech mechanicznych materiału (np. E). Pomija się w tych obliczeniach osłabienia przekroju otworami na śruby i nity.

Tabela 3-1

Graniczne ugięcia elementów konstrukcji stalowych a_{gr} (wg PN-90/B-03200)

Element konstrukcji	Ugięcie graniczne a_{gr}
Elementy stropów, podestów i pomostów:	
główne belki stropowe (podciąg)	$l/350$
inne belki stropowe i belki schodów	$l/250^*$
plyty stalowe i kratki pomostowe	$l/150$
Dźwigary dachowe (kratowe i pełnościenne)	$l/250$
Elementy obudowy:	
płatwie, rygle i słupki	$l/200^{**}$
ramy i szczeliny okien	$l/200$
blacha fałdowa	$l/150$
Nadproża okien i bram	$l/500$

l — rozpiętość elementu lub podwójny wysięg wspornika.

* W stropach otynkowanych lub obciążonych ścianami wrażliwymi na zarysowanie, ugięcie od obciążeń zmiennych długotrwałych nie powinno przekraczać $l/350$.

** Przy obudowie z blachy fałdowej i rozpiętości $l \leq 6$ m można przyjąć $a_{gr} = l/150$.

Ugięcie pionowe belek swobodnie podpartych, ciągłych i utwierdzonych a nie powinno przekraczać wartości granicznych (dopuszczalnych) a_{gr} podanych w tab. 3-1, a zatem

$$a \leq a_{gr} \quad (3-4)$$

W wypadku belek stalowych obetonowanych bądź belek monolitycznie zespolonych z żelbetowymi płytami stropowymi można zmniejszyć obliczone ugięcia belki stalowej o 20%.

W obliczeniach belek ciągłych, w których zarówno rozpiętości poszczególnych przęseł, jak i obciążenia tych przęseł nie różnią się więcej niż o 20%, można przyjąć że ugięcie jest równe ugięciu belki swobodnie podpartej pomnożonemu przez współczynnik zmniejszający. Wartość tego współczynnika dotycząca przęseł skrajnych belek ciągłych pod obciążeniem stałym wynosi 0,50, a jeśli ich obciążenie jest zmienne — to 0,75. Wartość współczynnika zmniejszającego dotycząca przęseł środkowych belek ciągłych pod obciążeniem stałym wynosi 0,20, a jeśli ich obciążenie jest zmienne — to 0,60.

Ugięcia innych belek ciągłych należy obliczać jak ugięcia belek statycznie niewyznaczalnych — wg zasad mechaniki budowli.

W przykładach obliczeniowych zamieszczonych w niniejszym podręczniku ugięcie płatwi obliczono z uwzględnieniem wartości charakterystycznej obciążenia stałego oraz — na korzyść bezpieczeństwa — obciążenia śniegiem i wiatrem, chociaż wg PN-82/B-02000 do podstawowej kombinacji obciążeń w stanach granicznych użytkowania wystarczy zaliczać, oprócz obciążenia stałego, tylko jedno najniekorzystniejsze obciążenie zmienne.

3.4. Klasyfikacja przekrojów elementów konstrukcyjnych

W PN-90/B-03200 wprowadzono **4 klasy przekrojów poprzecznych** elementów konstrukcyjnych, aby usystematyzować obliczanie ich nośności. Klasą przekroju wyraża się przede wszystkim stopień odporności elementu na miejscową utratę stateczności jego ścianek (wyboczenie miejscowe). Ścianki elementów konstrukcyjnych o przekrojach klasy 1., 2. i 3. nie tracą stateczności miejscowej. Przekroje klasy 4. są wrażliwe na miejscową utratę stateczności i ścianki takich prętów mogą ulec wyboczeniu miejscowemu (wybrzuszeniu, zwichrowaniu itp.). Klasą przekroju określa się także możliwość wykorzystania zapasu nośności przekroju, wynikającego z pozasprężystej pracy elementu stalowego. Dotyczy to tylko przekrojów klasy 1. i wyjątkowo 2., które mogą być uwzględniane w obliczeniach niektórych elementów konstrukcji według teorii plastyczności.

Tabela 3-2

Warunki klasyfikacji przekrojów elementów konstrukcji stalowych

Poz.	Podparcie ścianki — miarodajna szerokość b	Rozkład naprężeń w ściance	Graniczna smukłość ścianki			
			$\max \left(\frac{b}{t} \right)$		$\min \left(\frac{b}{t} \right)$	
			jeśli przekrój jest klasy:			
			1.	2.	3.	4.
1			33ε	39ε	42ε	
			$\frac{1}{\alpha} 33\varepsilon$	$\frac{1}{\alpha} 39\varepsilon$	$\frac{42\varepsilon}{K_2}$	
			66ε	78ε	105ε	
2			9ε	10ε	14ε	
			$\frac{1}{\alpha} 9\varepsilon$	$\frac{1}{\alpha} 10\varepsilon$	$\frac{42\varepsilon}{K_1}$	
			$\frac{1}{\alpha\sqrt{\alpha}} 9\varepsilon$	$\frac{1}{\alpha\sqrt{\alpha}} 10\varepsilon$	—	
3*		<div>$a = 1$ ($\nu = 1$)</div>	23ε	25ε	28ε	
		<div>$\frac{1}{2} \leq a \leq 1$ ($0 \leq \nu \leq 1$)</div>	$\frac{23\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$\frac{25\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$\frac{(42 - 14\nu)\varepsilon}{K_2}$	
		<div>$a = \frac{1}{2}$ ($\nu = 0$)</div>	65ε	71ε	105ε	
4		ściskanie lub zginanie	$50\varepsilon^2$	$70\varepsilon^2$	$100\varepsilon^2$	

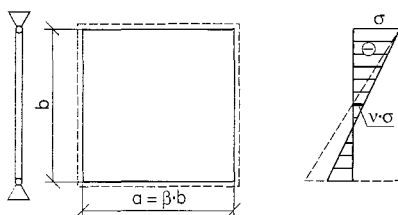
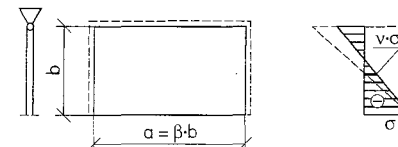
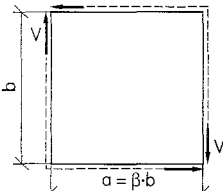
Uwaga: $\varepsilon = \sqrt{215/f_d}$, a współczynniki K_1 , K_2 , ν — wg tab. 3-3.

* Rur walcowanych na gorąco o takim przekroju dotyczą wartości podane w poz. 1.

Klasę przekroju ustala się w zależności od warunków podparcia, rozkładu naprężeń normalnych i smukłości ścianek (b/t wg tab. 3-2). W wypadku elementów o przekrojach dwuteowych i ceowych należy oddzielnie rozpatrzyć smukłości ścianki i pasów (stoppek). Jeżeli w przekroju elementu występują naprężenia normalne o niesymetrycznym rozkładzie (zginanie elementów o jednej osi symetrii, ściskanie mimośrodowe), to może zachodzić potrzeba określenia współczynników podparcia i obciążenia ścianek wg tab. 3-3. Współczynnik ν , będący stosunkiem naprężeń średnich (w środku wysokości ścianki) do największych naprężeń ściskających σ_g , przy znanych naprężeniach σ_d na drugim brzegu ścianki, określa się z zależności $\nu = (\sigma_g + \sigma_d) / 2\sigma_g$.

Tabela 3-3

Warunki podparcia i obciążenia ścianek przekrojów konstrukcji stalowych

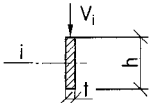
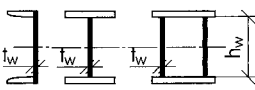
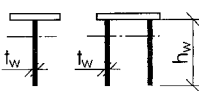

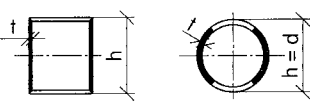
Schemat podparcia i naprężenia w ściance	Zakres ważności	Współczynnik K
	$\beta \geq 1$ $0 \leq \nu \leq 1$	$K_2 = 0,4 + 0,6\nu$
	$\beta \geq 1$ $\nu \leq 0$	$K_2 = \frac{0,4}{1 - \nu}$
	$\beta < 1$ $0,5 \leq \nu \leq 1$	$K'_2 = \frac{2K_2}{\beta + \frac{1}{\beta}}$
	$\beta \geq 1,6$ $0 \leq \nu \leq 1$	$K_1 = 2,2 + 0,8\nu$
	$\beta \geq 1$	$K_v = 0,65 \sqrt{2 - \frac{1}{\beta}} \leq 0,8$
	$\beta < 1$	$K_v = 0,65 \beta \sqrt{2 - \beta}$

— stosunek naprężeń średnich do największych naprężeń ściskających w rozpatrywanej ściance

Przekroje elementów, których ścianki nie spełniają warunków smukłości wymaganych dla klasy 3. (wg tab. 3-2) zalicza się do klasy 4., która zawiera przekroje elementów wrażliwych na miejscową utratę stateczności w stanie sprężystym. Ścianki obciążone naprężeniami stycznymi (przy ściananiu), o smukłościach większych od podanych w tab. 3-4, zalicza się także do przekrojów klasy 4.

Tabela 3-4

Warunki smukłości ścianek ścinanych (wg PN-90/B-03200)

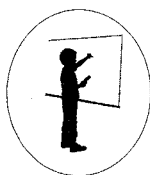
Kształtownik — typ przekroju	Pole przekroju czynnego przy ścinaniu siłą V_i^*	Warunek smukłości**
	$A_v = 0,9 \cdot h \cdot t$	$\frac{h}{t} \leq 15\varepsilon$
	$A_v = \Sigma (h_w \cdot t_w)^{***}$	$\frac{h_w}{t_w} \leq 70\varepsilon$
	$A_v = \Sigma (h_w \cdot t_w)$	$\frac{h_w}{t_w} \leq 25\varepsilon$
	$A_v = 2 b_f \cdot t_f$	$\frac{b_f}{t_f} \leq 50\varepsilon$
	$A_v = 2 (h - t) t$	$\frac{h}{t} \leq 70\varepsilon$

* Podane wzory obowiązują, gdy siła poprzeczna (lub jej składowa) V_i działa w kierunku równoległym do ścianek (środków) tworzących przekrój czynny A_v .

** Jeśli spełniony jest odpowiedni warunek smukłości, gdzie $\varepsilon = \sqrt{215/f_d}$, to ścianka kształtownika jest odporna na miejscową utratę stateczności przy czystym ścinaniu ($\phi_{pv} = 1$).

*** W obliczeniach dotyczących kształtowników walcowanych można przyjmować $h_w = h$, gdzie h — wysokość kształtownika.

Przekroje poprzeczne obecnie produkowanych kształtowników stalowych walcowanych na gorąco (tab. 2-2 ÷ 2-5) nie są podatne na utratę stateczności miejscowej ścianki i należą głównie do klasy 1., 2. lub 3. Zamieszczone dalej przykłady ilustrują sposób określenia klasy przekroju kilku wybranych elementów konstrukcyjnych.



Przykład 3-1. Sprawdzić klasę przekroju słupa ściskanego osiowo, wykonanego z rury walcowanej na gorąco ze stali R35. Cechy geometryczne rury: średnica $D = 194$ mm, grubość ścianki $t = 9$ mm.

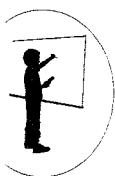
Stal R35 ma wytrzymałość obliczeniową $f_d = 210$ MPa (tab. 2-1), a zatem

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{215}{f_d}} = \sqrt{\frac{215}{210}} = 1,01$$

Warunek geometryczny ścianki rury

$$\frac{b}{t} = \frac{D}{t} = \frac{194}{9} = 21,56 < 50\varepsilon^2 = 50 \cdot 1,01^2 = 51,01$$

Przekrój sprawdzanej rury spełnia warunki dotyczące przekroju klasy 1. (wg tab. 3-2 poz. d). ■



Przykład 3-2. Sprawdzić klasę przekroju słupa ściskanego osiowo, wykonanego z dwuteownika równoległościennego I PE 300 ze stali St3S. Z tabeli 2-3 odczytano niezbędne cechy geometryczne przekroju: $h = 300$ mm, $s = 150$ mm, $g = 7,1$ mm, $t = 10,7$ mm, $r = 15$ mm.

Zodnie z tab. 2-1 $f_d = 215$ MPa, więc $\varepsilon = 1$. Przy ściskaniu osiowym występuje równomierny rozkład naprężeń w całym przekroju (w stopkach i środku).

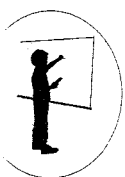
- Warunek geometryczny ścianki środka

$$\frac{b}{t} = \frac{h - 2(t + r)}{g} = \frac{300 - 2(10,7 + 15,0)}{7,1} = 35,01 < 39\varepsilon$$

- Warunek geometryczny stopki

$$\frac{b}{t} = \frac{0,5(s - g - 2r)}{t} = \frac{0,5(150 - 7,1 - 2 \cdot 15)}{10,7} = 5,28 < 10\varepsilon$$

Przekrój sprawdzanego dwuteownika spełnia warunki dotyczące przekrojów klasy 2. (wg tab. 3-2). ■



Przykład 3-3. Sprawdzić klasę przekroju zginanej belki stropowej wykonanej z dwuteownika I200 walcowanego na gorąco ze stali St3SX.

Cechy geometryczne przekroju I200 wg tab. 2-2: $h = 200$ mm, $s = 90$ mm, $g = 7,5$ mm, $t = 11,3$ mm, $r = 7,5$ mm.

$f_d = 215$ MPa, zatem $\varepsilon = 1$

W wypadku zginania belki dwuteowej (w płaszczyźnie środka) należy uwzględnić równomierny rozkład naprężeń w stopkach i nierównomierny — ale symetryczny względem osi obojętnej — w środku (tab. 3-2).

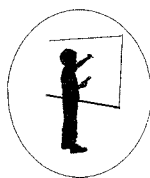
- Warunek geometryczny ścianki środka

$$\frac{b}{t} = \frac{h - 2(t + r)}{g} = \frac{200 - 2(11,3 + 7,5)}{7,5} = 21,65 < 66\varepsilon$$

- Warunek geometryczny ścianki pasa (stopki)

$$\frac{b}{t} = \frac{0,5(s - g - 2r)}{t} = \frac{0,5(90 - 7,5 - 2 \cdot 7,5)}{11,3} = 2,99 < 9\varepsilon$$

Przekrój sprawdzanego dwuteownika zginanego spełnia warunki dotyczące przekroju klasy 1. ■



Przykład 3-4. Sprawdzić klasę przekroju blachownicy spawanej przedstawionej na rys. 5-13 przy założeniu stali St3SY. Wymiary geometryczne pasa: $b_p = 220$ mm, $t = 20$ mm; środka: $h_1 = 1000$ mm, $g_s = 8$ mm.

Ponieważ $t = 20$ mm > 16 mm, więc $f_d = 205$ MPa (por. tab. 3-1), a zatem

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{215}{f_d}} = \sqrt{\frac{215}{205}} = 1,02$$

- Warunek geometryczny ścianki środka

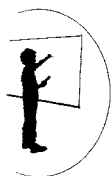
$$\frac{b}{t} = \frac{h_1}{g_s} = \frac{1000}{8} = 125 > 105\varepsilon = 107,1$$

Graniczna smukłość ścianki środka klasy 3. przy zginaniu wynosi $105\varepsilon = 105 \cdot 1,02 = 107,1 < 125$, więc przekrój sprawdzanego środka należy zaliczyć do klasy 4. Konieczne jest zatem zapewnienie stateczności miejscowej środka.

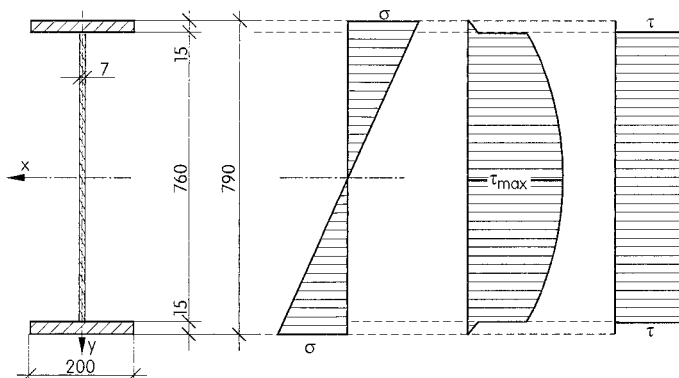
- Warunek geometryczny ścianki pasa

$$\frac{b}{t} = \frac{0,5(220 - 8)}{20} = 5,3 < 9\varepsilon = 9,18$$

Przekrój pasa blachownicy spełnia warunki dotyczące klasy 1. ■



Przykład 3-5. Ustalić klasę przekroju zginanego podciagu blachownicowego ze stali St3SY, przedstawionego na rys. 3-5. Wymiary geometryczne pasa: $b_p = 200$ mm, $t = 15$ mm; środnika: $h_s = 760$ mm, $g_s = 7$ mm.



Rys. 3-5. Przekrój podciagu blachownicowego oraz wykresy naprężeń normalnych σ i stycznych τ

Ponieważ $t < 16$ mm, więc $f_d = 215$ MPa i $\varepsilon = 1$.

- Warunek geometryczny ścianki pasa

$$\frac{b}{t} = \frac{0,5(200 - 7)}{15} = 6,43 < 9\varepsilon = 9$$

Ścianka pasa spełnia warunki przekroju klasy 1.

- Warunek geometryczny ścianki środnika przy zginaniu (tab. 3-3)

$$\frac{b}{t} = \frac{h_s}{g_s} = \frac{760}{7} = 108,57 > 105\varepsilon = 105$$

Warunek geometryczny ścianki środnika przy ścinaniu (tab. 3-4)

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{760}{7} = 108,57 > 70\varepsilon = 70$$

Śmukłość ścianki środnika przy zginaniu, jak i przy ścinaniu przekracza graniczne śmukłości dla klasy 3., zatem przekrój sprawdzanego środnika należy zaliczyć do klasy 4. ■

3.5. Elementy rozciągane osiowo

Elementy rozciągane osiowo występują dość powszechnie w konstrukcjach stalowych, głównie jako pręty dźwigarów i stężeń kratowych, a także jako wieszaki, ściągi łuków i ram itp. Elementy rozciągane wykonuje się z prętów okrągłych, płaskowników, rur, lin oraz z kształtowników walcowanych.

Pręt można uznać za rozciągany osiowo, jeżeli wypadkowa podłużnych sił rozciągających działa wzdłuż jego osi. Jeżeli istnieje mimośród wypadkowej w stosunku do osi pręta lub oprócz siły osiowej działa moment zginający, to pręt traktuje się jako **rozciągany mimośrodowo** (zginany i rozciągany).

Zgodnie z PN-90/B-03200 można pomijać zginanie wywołane ciężarem własnym pręta rozciąganego, jeśli rzut poziomy długości pręta nie przekracza 6 m.

Zamocowane mimośrodowo pręty pojedyncze — kątowniki zamocowane jednym ramieniem, ceowniki zamocowane środkiem (rys. 3-6) oraz teowniki zamocowane półką — można traktować jak obciążone osiowo pod warunkiem, że do obliczeń przyjmuje się sprowadzone pole przekroju A_ψ określone wzorem

$$A_\psi = A_1 + \frac{3A_1 \cdot A_2}{3A_1 + A_2} \quad (3-5)$$

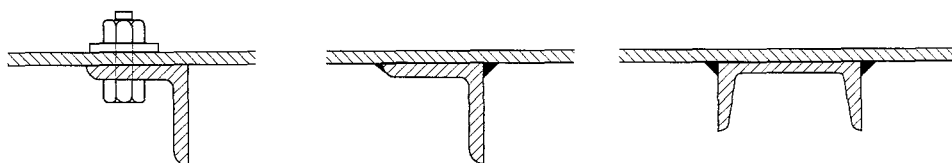
w którym:

A_1 — pole przekroju części przylgowej kształtownika:

brutto — w wypadku połączenia spawanego,

netto — w wypadku połączenia śrubowego lub nitowego,

A_2 — pole przekroju części odstającej kształtownika.



Rys. 3-6. Pręty rozciągane zamocowane mimośrodowo

W elementach rozciąganych osłabionych otworami na łączniki sprowadzone pole przekroju A_ψ odniesione do pojedynczej ścianki (blachy) osłabionej otworami lub całego kształtownika oblicza się za pomocą wzorów:

- elementy pojedyncze (ścianki, blachy)

$$A_\psi = A_n \frac{0,8R_m}{R_e}, \quad \text{lecz} \quad A_\psi \leq A \quad (3-6)$$

- kształtowniki (elementy złożone)

$$A_\psi = \sum A_{i\psi} \quad (3-7)$$

We wzorach tych:

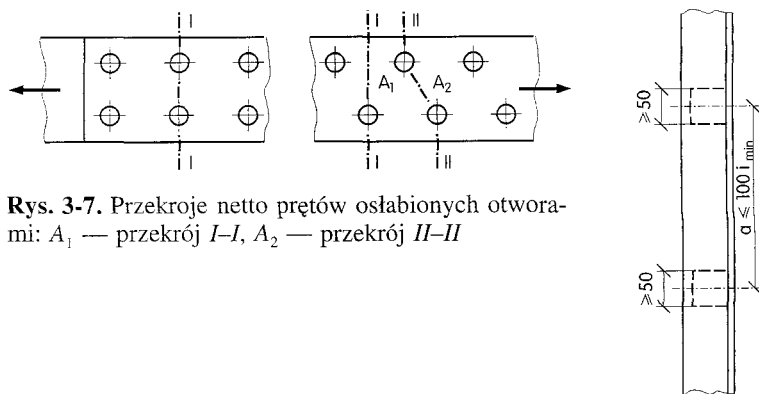
A_n — najmniejsze pole płaskiego lub łamanego przekroju netto (rys. 3-7);

$A_n = \min (A_1 \text{ lub } A_2)$,

R_s, R_m — właściwości mechaniczne stali wg tab. 2-1,

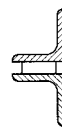
A_{sp} — sprowadzone pole przekroju każdej ścianki kształtownika wg wzoru (3-6),

A — pole powierzchni przekroju poprzecznego elementu brutto.



Rys. 3-7. Przekroje netto prętów osłabionych otworami: A_1 — przekrój I-I, A_2 — przekrój II-II

Rys. 3-8. Rozmieszczenie przewiązek w dwugłęzowym pręcie rozciągającym



Smukłość prętów rozciąganych $\lambda = l/i$ (l — długość pręta, i — najmniejszy promień bezwładności przekroju poprzecznego) obciążonych statycznie nie jest ograniczona. Jeżeli występują obciążenia dynamiczne, to:

- smukłość prętów kratownic $\lambda \leq 250$,
- smukłość cięgien bez wstępnego naciągu $\lambda \leq 350$.

Pręty złożone z kilku oddzielnych gałęzi powinny być ze sobą połączone, np. za pomocą przewiązek (rys. 3-8).

Nośność (stan graniczny nośności) prętów rozciąganych osiowo sprawdza się wg wzoru

$$N \leq N_{Rt} \quad \text{lub} \quad \frac{N}{N_{Rt}} \leq 1 \quad (3-8)$$

gdzie:

N — obliczeniowa wartość siły rozciągającej,

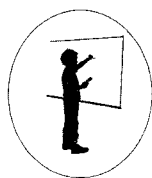
N_{Rt} — nośność obliczeniowa przekroju elementu rozciąganego.

Nośność obliczeniowa przekroju elementu rozciąganego

$$N_{Rt} = A \cdot f_d \quad \text{lub} \quad N_{Rt} = A_{\psi} \cdot f_d \quad (3-9)$$

A — pole przekroju poprzecznego elementu brutto,
 A_{ψ} — sprowadzone pole przekroju osłabionego otworami lub zamocowanego mimośrodowo,
 f_d — wytrzymałość obliczeniowa stali wg tab. 2-1.

Nośność elementów rozciąganych mimośrodowo (czyli rozciąganych i zginanych) sprawdza się wg wzorów (3-37) i (3-38), wstawiając N_{Rt} zamiast N_{Re} .



Przykład 3-6. Zaprojektować ściąg ze stali St3S rozciągany siłą o wartości obliczeniowej $P = 115$ kN. Zgodnie z tab. 2-1 przyjęto $f_d = 205$ MPa = 20,5 kN/cm², jak dla prętów grubości $g > 16$ mm.

Ponieważ $\frac{N}{N_{Rt}} = \frac{P}{f_d \cdot A} \leq 1$, zatem

$$A \geq \frac{P}{f_d} = \frac{115}{20,5} = 5,61 \text{ cm}^2$$

Pole przekroju pręta okrągłego

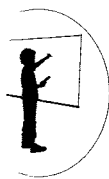
$$A = \frac{\pi \cdot d^2}{4}, \text{ więc } d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}$$

Najmniejsza średnica ściągu

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{4 \cdot 5,61}{3,14}} = 2,67 \text{ cm}$$

Przyjęto ściąg z pręta okrągłego średnicy 30 mm.

Przy połączeniu ściągu śrubą rzymską należy uwzględnić A_s (pole przekroju czynnego) jak A_s śruby M30. Ponieważ wynosi ono 5,61 cm² (por. tab. 4-5), więc ściąg może być łączony śrubą rzymską. ■



Przykład 3-7. Sprawdzić warunek nośności w pasie dolnym stalowej kratownicy dachowej. Największa siła rozciągająca pasa dolnego (wartość obliczeniowa) wynosi $N=110$ kN. Pręt pasa dolnego przyjęto wstępnie z $L 60 \times 6$ ze stali St3SX: pole przekroju poprzecznego pręta — $A=6,91$ cm² (tab. 2-6), wytrzymałość obliczeniowa stali St3SX — $f_d=215$ MPa (tab. 2-1). Sprawdzić możliwość wykonania styku za pośrednictwem nakładek łączonych śrubami M12.

Przy założeniu zamocowania kątownika jednym ramieniem należy uwzględnić przewidziane pole przekroju A_ψ wg wzoru (3-5). Pole przekroju jednego ramienia kątownika $A_1=A_2=0,5A=0,5 \cdot 6,91=3,455$ cm².

$$A_\psi = A_1 + \frac{3A_1 \cdot A_2}{3A_1 + A_2} = 3,455 + \frac{3 \cdot 3,455^2}{3 \cdot 3,455 + 3,455} = 6,05 \text{ cm}^2$$

Nośność obliczeniowa przekroju wg wzoru (3-9)

$$N_{Rt} = A_\psi \cdot f_d = 6,05 \cdot 21,5 = 130 \text{ kN}$$

$$f_d = 215 \text{ MPa} = 21,5 \text{ kN/cm}^2$$

Warunek stanu granicznego nośności wg wzoru (3-8) jest spełniony, gdyż

$$\frac{N}{N_{Rt}} = \frac{110}{130} = 0,85 < 1$$

Wykonanie styku kątownika za pośrednictwem nakładek i śrub powoduje osłabienie przekroju otworami na śruby. Założono osłabienie jednego ramienia otworem o średnicy $d=13$ mm.

Pole przekroju ramienia osłabionego wynosi

$$A_1 = 3,455 - 1,3 \cdot 0,6 = 2,675 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 3,455 \text{ cm}^2$$

$$A_\psi = 2,675 + \frac{3 \cdot 2,675 \cdot 3,455}{3 \cdot 2,675 + 3,455} = 5,1 \text{ cm}^2$$

$$N_{Rt} = 5,1 \cdot 21,5 = 109,65 \text{ kN} \approx 110 \text{ kN}$$

Ponieważ obliczona wartość $N_{Rt}=N=110$ kN, więc jest możliwe wykonanie styku śrubowego osłabiającego przekrój jednego ramienia kątownika otworem o średnicy 13 mm. ■

3.6. Elementy ściskane osiowo

Element konstrukcyjny uważa się za **ściskany osiowo**, jeśli wypadkowa sił ściskających działa wzdłuż jego osi. Podobnie jak w elementach rozciąganych (por. p. 3.5) można pomijać w obliczeniach tylko małe momenty zginające, a w pozostałych wypadkach należy uwzględnić ściskanie mimośrodowe.

Elementy ściskane mogą występować jako części złożonego ustroju konstrukcyjnego (np. pręty ściskane dźwigarów kratowych) lub jako wyodrębnione elementy nośne, tj. słupy. **Słupy** są elementami nośnymi, których głównym obciążeniem są siły ściskające, przekazującymi obciążenia z podpieranych konstrukcji lub części konstrukcji na fundamenty lub niżej położone konstrukcje.

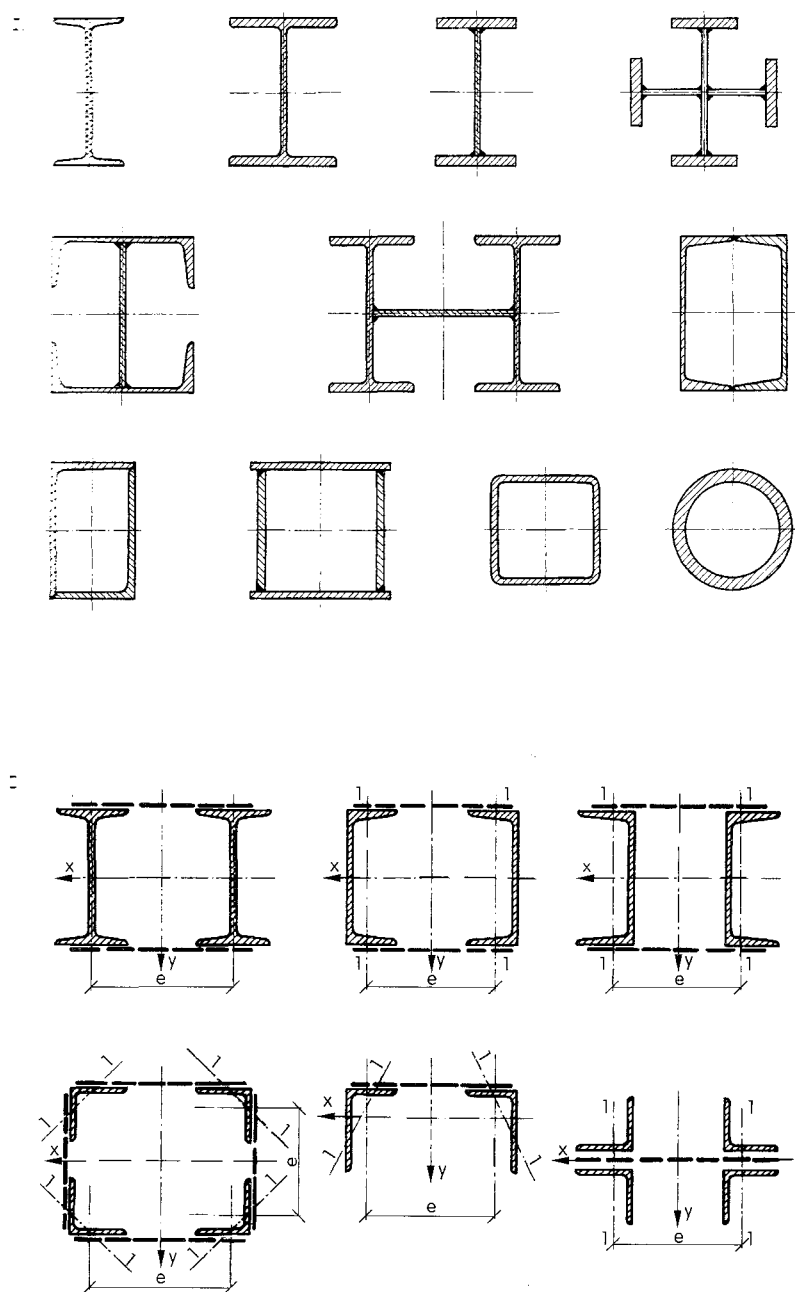
Charakterystyka geometryczna pręta ściskanego jest określona parametrami przekroju poprzecznego (pole powierzchni, momenty i promienie bezwładności), długością pręta i sposobem podparcia lub zamocowania obu jego końców.

Ze względu na rozwiązanie przekroju poprzecznego rozróżnia się **pręty pojedyncze pełnościennie** (czyli jednogałęziowe) oraz **pręty złożone** (czyli wielogałęziowe). Pręty ściskane jedno- i wielogałęziowe wykonuje się najczęściej z kształtowników walcowanych, profilowanych na zimno oraz spawanych z blach (rys. 3-9).

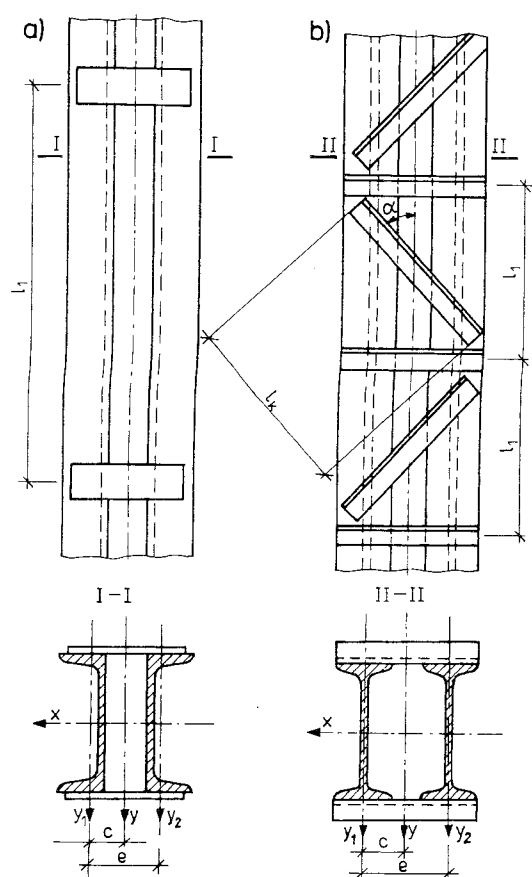
Przekroje prętów ściskanych osiowo powinny mieć możliwie jednakową sztywność w płaszczyznach osi x i y przy czym materiał powinien być rozmieszczony jak najdalej od środka ciężkości przekroju. W odniesieniu do słupów pełnościennych takie warunki spełniają tylko przekroje pierścieniowe lub skrzynkowe, np. rury koliste bądź kwadratowe. W prętach wielogałęziowych stosuje się przewiązki lub skratowania (rys. 3-10), co zapewnia współpracę elementów składowych oraz stateczność słupa jako całości. W obliczeniach słupów dwugałęziowych, które są stosowane najczęściej, zakłada się, że oś x przecina materiał, a oś y , zwana osią swobodną, jest równoległa do elementów składowych (rys. 3-9). W słupach dwugałęziowych ściskanych osiowo występują przede wszystkim przewiązki, natomiast skratowanie stosuje się częściej w słupach obciążonych mimośrodowo.

Wyboczenie prętów ściskanych. Pręty stalowe cechują się na ogół znaczną długością w stosunku do wymiarów przekroju poprzecznego, czyli dużą smukłością. Pręt ściskany osiowo o dużej smukłości ma kształt prostoliniowy tylko do pewnej wartości siły ściskającej, a po osiągnięciu siły krytycznej traci dotychczasową stateczność i ulega wyboczeniu, najczęściej w formie wygięcia bocznego — **wyboczenie giętne**.

Podczas projektowania prętów ściskanych należy uwzględnić możliwość wyboczenia pod wpływem przewidywanych obciążeń zewnętrznych. W tym celu należy przede wszystkim określić długość wyboczeniową i smukłość pręta ściskanego, a także określić klasę przekroju wg p. 3.4.

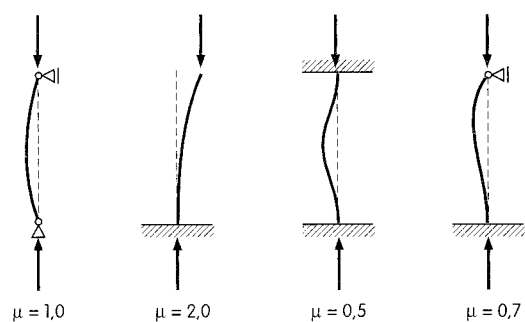


Rys. 3-9. Przekroje prętów ściskanych: a) pojedynczych, b) złożonych



Rys. 3-10. Ściskane pręty dwugątowe: a) z przewiązkami, b) skrótowane

Długość wyboczeniowa pręta ściskanego $l_w = \mu \cdot l$, zależy od sposobu podparcia lub zamocowania jego końców oraz od długości teoretycznej l pręta. Wartości współczynnika długości wyboczeniowej μ oraz długości wyboczeniowej l_w niektórych słupów ram i prętów kratownic podano w PN-90/B-03200. Podstawowe sposoby podparcia końców prętów ściskanych oraz odpowiadające im wartości współczynnika μ przedstawiono na rys. 3-11.



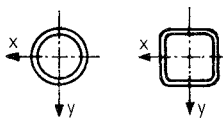
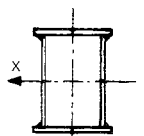
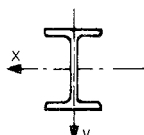
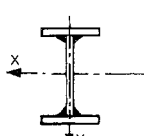
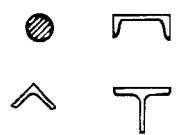
Rys. 3-11. Współczynnik długości wyboczeniowej prętów ściskanych o podstawowych schematach statycznych

Smukłość prętów ściskanych $\lambda = l_w/i$ (i — promień bezwładności przekroju pręta) nie powinna być większa od 250. Tyko w odniesieniu do prętów o przekrojach pierścieniowych (rury) wystarczy obliczenie jednej smukłości. Do projektowania wszystkich innych przekrojów prętów jest potrzebne określenie smukłości względem różnych osi ($\lambda_x, \lambda_y, \lambda_z$). W obliczeniach prętów wielogątowych używa się również wartości smukłości zastępczej λ_m — por. wzór (3-15).

Do sprawdzenia stanu granicznego nośności prętów ściskanych osiowo jest potrzebna wartość **współczynnika wyboczeniowego** φ , którą przyjmuje się z tab. 3-5 w zależności od największej smukłości względnej $\bar{\lambda}$ i odpowiedniej krzywej

Tabela 3-5

Zależnienie wyboru krzywych wyboczeniowych od rodzaju i przekroju elementów pojedynczych (jednogątowych) wg PN-90/B-03200

Element — technologia wytwarzania, przekrój		Smukłość względna	Krzywa wyboczeniowa
Rury okrągłe lub prostokątne: bez naprężeń spawalniczych i naprężeniami spawalniczymi		$\bar{\lambda}_x, \bar{\lambda}_y$	a b
Skrynkowy — spawany* z blach lub kształtowników		$\bar{\lambda}_x, \bar{\lambda}_y$	b (a)
Dwuteowy walcowany**		$\bar{\lambda}_x$	a (b)
		$\bar{\lambda}_y$	b (c)
Dwuteowy spawany*		$\bar{\lambda}_x$	b (a)
		$\bar{\lambda}_y$	c (b)
Inne elementy o przekroju pełnym lub otwartym		$\bar{\lambda}$	c

Kształtownikom poddanym wyżarzaniu odprężającemu można przyporządkować krzywe podane w nawiasach. Dwuteownikom szerokostopowym ($h/b \leq 1,2$) należy przyporządkować krzywe podane w nawiasach.

wyboczeniowej. Krzywe wyboczeniowe (oznaczone literami a , b , c) jako graficzne odwzorowania funkcji współczynnika wyboczeniowego φ są przypisane kilku typowym kształtom przekrojów elementów konstrukcyjnych i podstawowym technologiom wykonania — tab. 3-5 (np. jeśli jest to pojedynczy ceownik — należy wybrać krzywą c).

Smukłość względną pręta o stałym przekroju, ściskanego przy możliwości wyboczenia giętnego, oblicza się według wzorów:

- przekroje klasy 1.+3. (tab. 3-2)

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_p} \quad (3-10)$$

- przekroje klasy 4. (tab. 3-2)

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_p} \sqrt{\psi} \quad (3-11)$$

w których:

λ — smukłość pręta,

λ_p — smukłość porównawcza — wzór (3-12),

ψ — współczynnik redukcyjny nośności obliczeniowej przekroju wg PN-90/B-03200 — patrz objaśnienia do wzoru (3-14).

Smukłość porównawcza

$$\lambda_p = 84 \sqrt{\frac{215}{f_d}} \quad (3-12)$$

gdzie: f_d — wytrzymałość obliczeniowa stali wg tab. 2-1.

Oprócz powszechnej formy wyboczenia giętnego może wystąpić także **wyboczenie giętno-skrętne** bądź **skrętne**. Dotyczy to ściskania prętów o przekroju otwartym z jedną osią symetrii (np. o kształcie teowym lub ceowym), ale tylko wykonanych z blach, a nie kształtowników walcowanych na gorąco. Takie pręty z blach wymiaruje się z uwzględnieniem innych form wyboczenia, zgodnie z PN-90/B-03200.

Sprawdzanie stanu granicznego nośności ściskanych prętów pojedynczych.

W obliczeniach dotyczących **prętów pojedynczych ściskanych osiowo** nośność (stan granicznych nośności) sprawdza się na wyboczenie giętno wg wzoru

$$N \leq \varphi \cdot N_{Rc} \quad \text{lub} \quad \frac{N}{\varphi \cdot N_{Rc}} \leq 1 \quad (3-13)$$

w którym:

N — wartość obliczeniowa siły ściskającej,

φ — współczynnik wyboczeniowy wg tab. 3-6,

N_{Rc} — nośność obliczeniowa przekroju przy ściskaniu osiowym.

Tabela 3-6

Współczynniki wyboczeniowe (wg PN-90/B-03200)

Smukłość względna $\bar{\lambda}$	Współczynniki wyboczeniowe φ wg krzywej (por. tab. 3-5)			Smukłość względna $\bar{\lambda}$	Współczynniki wyboczeniowe φ wg krzywej (por. tab. 3-5)		
	a	b	c		a	b	c
0,00	1,000	1,000	1,000	1,50	0,406	0,382	0,340
0,05	1,000	1,000	0,999	1,55	0,384	0,363	0,324
0,10	1,000	1,000	0,997	1,60	0,364	0,345	0,309
0,15	1,000	0,999	0,991	1,65	0,345	0,328	0,295
0,20	0,999	0,996	0,983	1,70	0,327	0,312	0,282
0,25	0,998	0,993	0,971	1,75	0,310	0,297	0,269
0,30	0,996	0,987	0,956	1,80	0,295	0,282	0,257
0,35	0,993	0,979	0,938	1,85	0,280	0,269	0,246
0,40	0,987	0,968	0,916	1,90	0,267	0,257	0,236
0,45	0,980	0,954	0,892	1,95	0,254	0,245	0,226
0,50	0,970	0,937	0,865	2,00	0,243	0,234	0,216
0,55	0,957	0,918	0,837	2,05	0,231	0,224	0,208
0,60	0,941	0,895	0,807	2,10	0,221	0,214	0,199
0,65	0,921	0,869	0,776	2,15	0,211	0,205	0,191
0,70	0,898	0,841	0,744	2,20	0,202	0,197	0,184
0,75	0,872	0,811	0,713	2,25	0,194	0,189	0,177
0,80	0,842	0,780	0,681	2,30	0,186	0,181	0,170
0,85	0,811	0,747	0,650	2,35	0,178	0,174	0,164
0,90	0,777	0,714	0,619	2,40	0,171	0,167	0,158
0,95	0,742	0,681	0,590	2,45	0,164	0,161	0,152
1,00	0,707	0,648	0,561	2,50	0,158	0,155	0,147
1,05	0,672	0,616	0,534	2,55	0,152	0,149	0,141
1,10	0,637	0,585	0,507	2,60	0,146	0,144	0,137
1,15	0,603	0,555	0,482	2,65	0,141	0,139	0,132
1,20	0,570	0,526	0,459	2,70	0,136	0,134	0,127
1,25	0,539	0,499	0,436	2,75	0,131	0,129	0,123
1,30	0,509	0,473	0,415	2,80	0,127	0,125	0,119
1,35	0,481	0,448	0,394	2,85	0,122	0,120	0,115
1,40	0,454	0,425	0,375	2,90	0,118	0,117	0,112
1,45	0,430	0,403	0,357	2,95	0,114	0,113	0,108
				3,00	0,110	0,109	0,105

Nośność obliczeniowa przekroju

$$N_{Rc} = \psi \cdot A \cdot f_d \quad (3-14)$$

gdzie:

A — pole powierzchni przekroju pręta,

f_d — wytrzymałość obliczeniowa stali wg tab. 2-1,

$\psi = 1$ — współczynnik redukcyjny dotyczący prętów o przekrojach klasy 1÷3. (w stanie sprężystym nie są one wrażliwe na miejscową utratę stateczności — wyboczenie),

$\psi = \varphi_p$ — współczynnik redukcyjny dotyczący prętów o przekrojach klasy 4., gdzie φ_p — współczynnik niestateczności miejscowej wg p. 4.2.2.1 z PN-90/B-03200.

Nośność prętów pojedynczych ściskanych mimośrodowo (czyli ściskanych i zginanych) sprawdza się wg wzorów podanych w p. 3.8.

Sprawdzanie nośności stanu granicznego ściskanych osiowo prętów wielogłęziowych. Pręty złożone (czyli wielogłęziowe) ściskane osiowo o stałym przekroju oblicza się jak pręty pojedyncze wg wzoru (3-13), z tym że wyznaczając współczynnik wyboczeniowy φ należy uwzględnić smukłość zastępczą pręta złożonego λ_m i smukłość postaciową λ_v .

Smukłość zastępczą oblicza się, korzystając ze wzoru

$$\lambda_m = \sqrt{\lambda^2 + \frac{m}{2} \lambda_v^2} \quad (3-15)$$

w którym:

λ — smukłość (jak pręta pełnościennego),

m — liczba gałęzi pręta wielogłęziowego (w płaszczyźnie przewiązek lub skratowania) równoległych do kierunku wyboczenia ($m=0$, gdy rozpatruje się wyboczenie o kierunku prostopadłym do osi przecinającej materiał wszystkich gałęzi pręta, tzn. wyboczenie względem tej osi).

Smukłość postaciową λ_v elementów wielogłęziowych z przewiązkami oblicza się korzystając ze wzoru

$$\lambda_v = \frac{l_1}{i_1} \quad (3-16)$$

w którym:

l_1 — osiowy rozstaw przewiązek, lecz nie więcej niż odstęp między nimi powiększony o 100 mm,

i_1 — najmniejszy promień bezwładności przekroju pojedynczej gałęzi.

Przewiązki rozmieszcza się regularnie. Liczba odstępów (przedziałów) między przewiązkami powinna być nieparzysta.

Nośność obliczeniową przekroju ustala się według wzoru (3-14).

Współczynnik wyboczeniowy φ , niezbędny do sprawdzenia nośności pręta, przyjmuje się z tab. 3-6, uwzględniając największe smukłości względne odnoszące się do wyboczenia w płaszczyźnie osi x oraz osi y (por. rys. 3-9).

Jeżeli $\lambda_m \leq \lambda$, to współczynnik wyboczeniowy φ przyjmuje się z tab. 3-6 według krzywej wyboczeniowej dobranej z tab. 3-5 odpowiednio do kształtu przekroju i jego smukłości względnej (większa z dwu wartości: $\bar{\lambda}_x$ lub $\bar{\lambda}_y$). Na przykład, jeżeli pręt ma przekrój ceowy, to należy wybrać krzywą c (por. tab. 3-5), a nośność obliczeniową przekroju ustala się według wzoru (3-14), uwzględniając

Jeżeli $\lambda_m > \lambda$, to obliczenie nieco się komplikuje. Współczynnik wyboczeniowy przekroju wielogłęziowego o gałęziach klasy 1., 2. lub 3. przyjmuje się według krzywej b, uwzględniając większą z wielkości $\bar{\lambda}_{mx}$ lub $\bar{\lambda}_{my}$. Nośność takiego przekroju oblicza się jak nośność pręta pełnościennej klasy 4., tj. korzystając ze wzoru (3-14) z uwzględnieniem $\psi = \varphi_1$. Współczynnik wyboczeniowy pojedynczej gałęzi φ_1 wyznacza się, uwzględniając krzywą wyboczeniową wg tab. 3-5 i smukłość postaciową λ_v — wzór (3-16). Tylko w obliczeniach dotyczących gałęzi o przekroju klasy 4. przyjmuje się współczynnik redukcji $\psi = \min(\varphi_1, \varphi_p)$, gdzie φ_p to współczynnik niestateczności miejscowej według p. 2.2.1 z PN-90/B-3200.

Przewiązki i skratowania łączące gałęzie pręta złożonego ściskanego osiowo należy obliczać na zastępczą siłę poprzeczną Q , określoną wg p. 6.3.



Przykład 3-8. Sprawdzić warunek nośności w krzyżulcu ściskanym kratownicy dachowej. Największa siła ściskająca w pręcie wynosi $N = -35$ kN. Długość osiowa krzyżulca wynosi $l = 1,73$ m.

Przyjęto wstępnie, że krzyżulec będzie wykonany ze stali St3SX z takiego samego kątownika jak pas dolny, tj. $\angle 60 \times 6$. W tabeli 2-6 odczytano: $A = 11,91$ cm², $i_x = i_y = 1,82$ cm, $i_\eta = 1,17$ cm, $i_\xi = 2,29$ cm.

Przekrój kątownika spełnia warunki ustalone dla przekrojów klasy 2., gdyż

$$\frac{b}{t} = \frac{60}{6} = 10 = 10\varepsilon$$

Długość wyboczeniową krzyżulca kratownicy przyjęto wg załącznika 1 do PN-90/B-03200 jako równą długości teoretycznej pręta między węzłami skratowania, tj. $l_w = l = 173$ cm.

Największa smukłość pręta występuje przy najmniejszym promieniu bezwładności $i_\eta = 1,17$ cm.

$$\lambda = \frac{l_w}{i_\eta} = \frac{173}{1,17} = 147,86 < 250$$

Smukłość porównawcza — wzór (3-12)

$$\lambda_p = 84 \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 84 \sqrt{\frac{215}{215}} = 84$$

Smukłość względna — wzór (3-10)

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_p} = \frac{147,86}{84} = 1,76$$

Współczynnik wyboczeniowy φ wg zaleceń z tab. 3-5 przyjmuje się jak dla krzywej c, zatem z tab. 3-6 odczytano

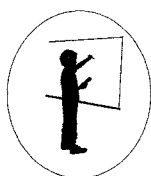
$$\varphi = 0,269 - \frac{0,269 - 0,257}{1,80 - 1,75} (1,76 - 1,75) = 0,267$$

Nośność obliczeniowa przekroju ściskanego osiowo obliczona zgodnie ze wzorem (3-14) wynosi

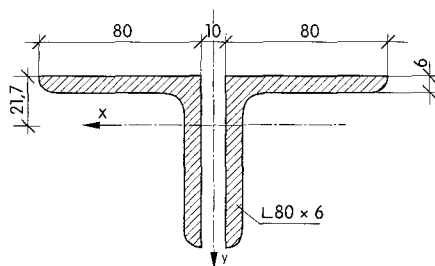
$$N_{Rc} = 1 \cdot 6,91 \cdot 21,5 = 148,57 \text{ kN}$$

Warunek stanu granicznego nośności wg wzoru (3-13) jest spełniony, gdyż

$$\frac{N}{\varphi \cdot N_{Rc}} = \frac{35}{0,267 \cdot 148,57} = 0,88 < 1$$



Przykład 3-9. Określić nośność pręta pasa górnego kratowego dźwigara dachowego, wykonanego z dwóch kątowników równoramiennych $\angle 80 \times 6$ ze stali St3SY, rozsuniętych na odległość $a = 10 \text{ mm}$ (rys. 3-12). Długość osiowa pręta $l_1 = 2,0 \text{ m}$, a ponieważ w każdym węźle kratownicy pas górny jest usztywniony poprzecznie płatwią dachową, więc $l_e = l_1 = 200 \text{ cm}$. Rozstaw osiowy przewiązek wynosi $l_1 = l_e/3 = 67 \text{ cm}$.



Rys. 3-12. Dwugąłęziowy pręt ściskany kratownicy dachowej

- Z tabeli 2-6 odczytano dane geometryczne dotyczące pojedynczego kątownika:
 $A = 9,35 \text{ cm}^2$, $i_x = i_y = 2,44 \text{ cm}$, $i_1 = i_\eta = 1,57 \text{ cm}$, $I_{x1} = I_{y1} = 55,8 \text{ cm}^4$, $e = 2,17 \text{ cm}$. Kątownik walcowany $\angle 80 \times 6$ spełnia warunki przekroju klasy 3.,
 $\lambda_p = 84$

$$\frac{\lambda_p}{\lambda} = \frac{80}{6} = 13,33 < 14 \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 14$$

Parametry geometryczne przekroju złożonego (rys. 3-12)

$$A = 2 \cdot 9,35 = 18,7 \text{ cm}^2$$

$$i = 2,44 \text{ cm}$$

$$b = 2,17 + 0,50 = 2,67 \text{ cm}$$

$$I = 2(I_{y1} + A_1 \cdot b_o^2) = 2(55,8 + 9,35 \cdot 2,67^2) = 245 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{245}{18,7}} = 3,62 \text{ cm}$$

- Śmukłości pręta wynoszą odpowiednio

$$\lambda_x = \frac{l_e}{i_x} = \frac{200}{2,44} = 81,97$$

$$\lambda_y = \frac{l_e}{i_y} = \frac{200}{3,62} = 55,25$$

$$\lambda_v = \frac{l_1}{i_\eta} = \frac{67}{1,57} = 42,68$$

Śmukłość zastępcza — wzór (3-15)

$$\lambda_{mx} = \sqrt{\lambda_x^2 + \frac{m}{2} \lambda_v^2} = \lambda_x = 81,97, \quad \text{gdyż } m = 0$$

$$\lambda_{my} = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{2}{2} \lambda_v^2} = \sqrt{55,25^2 + 42,68^2} = 69,82$$

Ponieważ $\lambda_{mx} \geq \lambda_{my}$, więc miarodajną śmukłością jest $\lambda_{mx} = \lambda_x$. Tym samym spełniony jest warunek $\lambda_m \leq \lambda$, toteż współczynnik wyboczeniowy ϕ przyjmuje się według krzywej c (jak dla kątownika).

Śmukłość porównawcza obliczona wg wzoru (3-12)

$$\lambda_p = 84 \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 84 \sqrt{\frac{215}{215}} = 84,0$$

Smukłość względna

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{\lambda_p} = \frac{81,97}{84,0} = 0,98$$

Z tabeli 3-6 odczytano

$$\varphi = 0,590 - (0,98 - 0,95) \frac{0,590 - 0,561}{1,00 - 0,95} = 0,573$$

- Nośność obliczeniowa przekroju wyznaczona wg wzoru (3-14), przy $\psi = 1$

$$N_{Rc} = A \cdot f_d = 18,7 \cdot 21,5 = 402,05 \text{ kN}$$

Z warunku stanu granicznego nośności (3-13) można określić nośność pręta (największą siłę osiową o wartości obliczeniowej, którą element może bezpiecznie przenieść)

$$N = \varphi \cdot N_{Rc} = 0,573 \cdot 402,05 = 231,18 \text{ kN}$$

- W przykładzie tym miarodajną smukłością było λ_{mx} , a $\lambda_m \leq \lambda$. Mimo że jest on już rozwiązany warto dla porównania prześledzić tok obliczeń nośności pręta przy wyboczeniu względem osi, która nie przecina materiału, tj. z uwzględnieniem smukłości zastępczej $\lambda_{my} = 69,82$ jako miarodajnej. Ponieważ $\lambda_{my} > \lambda_y$, tzn. jest spełniony warunek $\lambda_m > \lambda$, a przekrój gałęzi ma klasę 3., więc współczynnik wyboczeniowy całego przekroju wielogłęziowego φ trzeba odczytać z tab. 3-6 według krzywej *b*, uwzględniając $\bar{\lambda}_{my}$, a współczynnik wyboczeniowy pojedynczej gałęzi φ_1 — według krzywej *c*, z uwzględnieniem $\bar{\lambda}_y$:

$$\bar{\lambda}_{my} = \frac{\lambda_{my}}{\lambda_p} = \frac{69,82}{84,0} = 0,83$$

$$\text{toteż } \varphi = 0,780 - (0,83 - 0,80) \frac{0,780 - 0,747}{0,85 - 0,80} = 0,760$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_p} = \frac{42,68}{84,0} = 0,51$$

$$\text{toteż } \varphi_1 = 0,865 - (0,51 - 0,50) \frac{0,865 - 0,837}{0,85 - 0,80} = 0,859$$

Nośność obliczeniową całego przekroju pręta, umownie traktowanego jak przekrój klasy 4., wyznacza się przyjmując we wzorze (3-14) $\psi = \varphi_1 = 0,859$ i otrzymując

$$N_{Rc} = \varphi_1 \cdot A \cdot f_d = 0,859 \cdot 18,7 \cdot 21,5 = 345,36 \text{ kN}$$

nośność pręta w rozpatrywanym przypadku wyboczenia wynosi

$$N = \varphi \cdot N_{Re} = 0,760 \cdot 345,36 = 262,47 \text{ kN}$$

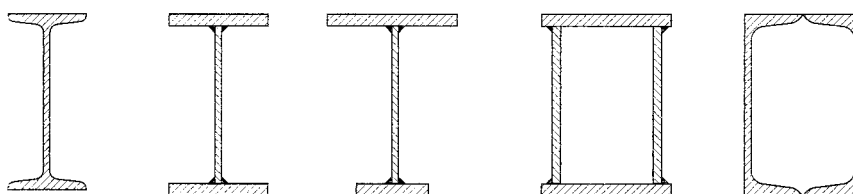
Jako miarodajną nośność pręta należy więc przyjąć siłę $N = 231,18 \text{ kN}$, oznaczoną uprzednio dla wyboczenia względem osi przecinającej materiał względem λ_x). ■

3.7. Elementy zginane

Stalowe **elementy zginane** występują w wielu rodzajach konstrukcji budowlanych. Zalicza się do nich belki stropowe i pomostowe, podciągi stropowe, rygle ram jedno- i wielokondygnacyjnych, rygle ścian, belki podsuwnicowe, krokwie dachowe, belki policzkowe i spocznikowe schodów itp. Elementy zginane występują także w układach szkieletowych i innych różnorodnych konstrukcjach inżynierskich.

Głównym zadaniem elementów zginanych jest na ogół przeniesienie obciążeń stałych i zmiennych z określonych powierzchni na podpory, np. słupy, ramy, ściany.

Elementy zginane mogą występować jako pełnościenne, ażurowe bądź kratowe. Najważniejszą grupą zginanych elementów nośnych są **belki pełnościenne** i na ich przykładzie omówiono dalej zasady wymiarowania. Rozróżnia się belki wykonane z pojedynczych kształtowników walcowanych na gorąco (najczęściej dwuteowników) oraz belki złożone z blach lub kształtowników (rys. 3-13).



Rys. 3-13. Przekroje częściej stosowanych belek zginanych

W zależności od sposobu przekazywania obciążeń, belka może być zginana w jednej płaszczyźnie (zginanie proste) lub w dwóch płaszczyznach (zginanie krzywe). Ponieważ belki są najczęściej elementami ułożonymi poziomo i pracującymi na zginanie pod wpływem obciążeń pionowych, więc najwłaściwszym kształtem przekroju poprzecznego belki zginanej w jednej płaszczyźnie jest dwuteownik.

Pod względem układu i schematu statycznego rozróżnia się belki:

- jednoprzęśłowe,
- wieloprzęśłowe (belki ciągłe),
- wspornikowe.

Belki jednoprzęśłowe mogą być swobodnie podparte na końcach lub utwierdzone. Belki ciągłe są ekonomiczniejsze od odpowiadającego im szeregu belek jednoprzęśłowych swobodnie podpartych, ze względu na mniejsze (od tego samego obciążenia) momenty zginające i ugięcia. Belki swobodnie podparte są dogodniejsze w wykonywaniu i montażu oraz niewrażliwe na osiadanie podpór i wpływy temperatury.

Tok obliczania elementów stalowych poddanych zginaniu polega na:

- ustaleniu schematu statycznego, rozpiętości obliczeniowej i sposobu podparcia belki,
- ustaleniu warunków konstrukcyjnych do uwzględnienia lub pominięcia wpływu zwichrzenia,
- ustaleniu charakterystycznych i obliczeniowych wartości obciążeń,
- wyznaczeniu obliczeniowych wartości momentów zginających i sił poprzecznych od najniekorzystniejszego układu obciążeń,
- wstępnym dobraniu rodzaju kształtownika, parametrów geometrycznych jego przekroju poprzecznego oraz ustaleniu gatunku stali i jej wytrzymałości obliczeniowej,
- ustaleniu klasy przekroju belki,
- sprawdzeniu stanu granicznego nośności belki, z ewentualnym uwzględnieniem możliwości wystąpienia zwichrzenia (stateczności ogólnej) oraz miejscowej utraty stateczności, tj.:
 - określeniu nośności obliczeniowej przekroju przy zginaniu M_R ,
 - określeniu nośności obliczeniowej przekroju środnika przy ścinaniu V_R i ewentualnym określeniu zredukowanej nośności przekroju M_{R1} ,
 - ustaleniu wartości współczynnika zwichrzenia φ_L ,
 - sprawdzeniu nośności belki (warunku stanu granicznego nośności),
- sprawdzeniu stanu granicznego użytkowania, czyli sprawdzeniu ugięć belki,
- wykonaniu obliczeń wytrzymałościowych dotyczących łączników (śrub, nitów, spoin) w połączeniach elementów składowych belek złożonych.

Nośność (stan granicznych nośności) belek zginanych jednokierunkowo, czyli w jednej płaszczyźnie, należy sprawdzać wg wzoru

$$\frac{M}{\varphi_L \cdot M_R} \leq 1 \quad (3-17)$$

w którym:

M — moment zginający miarodajny do oceny nośności od obciążeń o wartościach obliczeniowych,

M_R — nośność obliczeniowa przekroju przy zginaniu,

φ_L — współczynnik zwichrzenia (tab. 3-8).

Nośność obliczeniową przekroju przy zginaniu jednokierunkowym określa się następująco:

- w odniesieniu do przekrojów klasy 1. i 2.

$$M_E = \alpha_p \cdot W \cdot f_d \quad (3-18a)$$

- w odniesieniu do przekrojów klasy 3.

$$M_E = W \cdot f_d \quad (3-18b)$$

- w odniesieniu do przekrojów klasy 4.

$$M_R = \psi \cdot W_c \cdot f_d \quad (3-18c)$$

gdzie:

W — wskaźnik wytrzymałości przekroju belki, $W = W_x$ — rys. 3-14;

W_c — wskaźnik wytrzymałości przekroju odniesiony do krawędzi ściskanej;

f_d — wytrzymałość obliczeniowa stali wg tab. 2-1;

α_p — obliczeniowy współczynnik rezerwy plastycznej przekroju przy zginaniu, obliczany wg wzoru

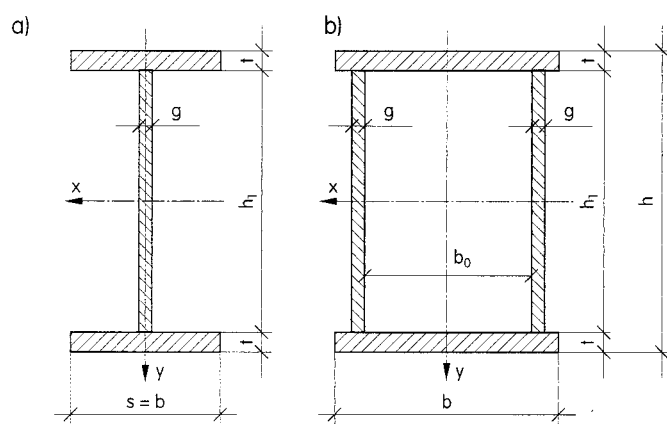
$$\alpha_p = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{1}{W} (|S_c| + |S_t|) \right] \quad (3-19)$$

gdzie S_c i S_t — odpowiednio: moment statyczny ściskanej (A_c) i rozciąganej (A_t) strefy przekroju względem osi obojętnej w stanie pełnego uplastycznienia, w którym zachodzi $A_c = A_t = A/2$; dla dwuteowników walcowanych zginanych w płaszczyźnie środkowej i obciążonych statycznie przyjmuje się

$\alpha_p = 1,07$ — dwuteowniki zwykłe i równoległoscienne,

$\alpha_p = 1,05$ — dwuteowniki szerokostopowe;

ψ — współczynnik redukcyjny wg PN-90/B-03200.



Rys. 3-14. Oznaczenia wymiarów przekroju belki: a) dwuteowej, b) skrzynkowej

Nośność (stan graniczny nośności) belek zginanych względem osi największej bezwładności przekroju (osi x) należy sprawdzać z uwzględnieniem zwichrzenia, określając wartość współczynnika zwichrzenia φ_L .

Zwichrzenie jest jedną z przestrzennych form utraty stateczności ogólnej i dotyczy elementów zginanych (por. rys. 3-3). Podatność elementów zginanych na zwichrzenie zależy w dużym stopniu od sztywności ich przekrojów na skręcanie, toteż pręty o przekrojach dwuteowych lub ceowych są bardziej narażone na zwichrzenie niż elementy o przekrojach skrzynkowych (rys. 3-14b).

Bardzo istotne ograniczenie wpływu zwichrzenia na nośność belki można uzyskać, wykonując podparcia pasa ściskanego belki w kilku punktach, w kierunku prostopadłym do płaszczyzny zginania. Wprowadzone podparcia (stężenia boczne) nie powinny ograniczać swobody zginania belki w płaszczyźnie przyłożenia obciążenia.

Zgodnie z PN-90/B-03200 można nie rozpatrywać zwichrzenia belki, czyli przyjąć $\varphi_L = 1$, jeżeli:

- pas ściskany belki jest połączony ze sztywną tarczą,
- dwuteowniki walcowane spełniają warunek

$$l_1 \leq \frac{35i_y}{\beta} \sqrt{\frac{215}{f_d}} \quad (3-20)$$

- przekroje skrzynkowe lub rury prostokątne spełniają warunek

$$l_1 \leq 100b_0 \sqrt{\frac{215}{f_d}} \quad (3-21)$$

gdzie:

l_1 — rozstaw stężeń bocznych pasa ściskanego lub odległość między przekrojami zabezpieczonymi przed obrotem i bocznym przemieszczeniem,

i_y — promień bezwładności przekroju względem osi y ,

b_0 — osiowy rozstaw środków przekroju skrzynkowego (rys. 3-14b),

f_d — wytrzymałość obliczeniowa stali,

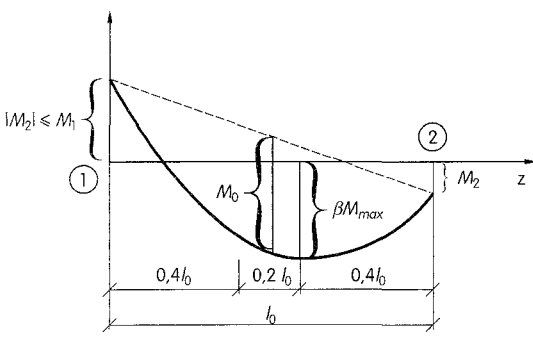
β — współczynnik korygujący wartość momentu zginającego belkę przyjmowany wg tab. 3-7 poz. a, jak dla elementu o rozpiętości obliczeniowej $l_o = l_1$ (w wypadku belek jednoprzęsłowych swobodnie podpartych oraz wspornika $\beta = 1$).

Za sztywną tarczę uważa się przegrodę z płyt żelbetowych lub ceramicznych trwale połączonych z belką i konstrukcją budynku. Blacha fałdowa o odpowiedniej wysokości fałd i skutecznym przymocowaniu do belki może również praktycznie przeciwdziałać skręcaniu belki (zwichrzeniu).

Warunek (3-20) może być także odniesiony do ceowników walcowanych, pod warunkiem wprowadzenia współczynnika zmniejszającego o wartości 0,85 do prawej strony nierówności.

Tabela 3-7

Określanie współczynników korygujących β (wg PN-90/B-03200)

Warunki podparcia i sposób obciążenia pręta	Wartość $\beta \cdot M_{\max}$
	
Pręt o węzłach wzajemnie poprzecznie nieprzesuwnych ($\mu \leq 1$), obciążonych momentami w węzłach podporowych ($M_0 = 0$)	$\beta \cdot M_{\max} = 0,55 M_1 + 0,45 M_2$ lecz $\beta \geq 0,4$
Pręt o węzłach wzajemnie poprzecznie przesuwnych ($\mu > 1$), jednostronnie lub dwustronnie utwierdzony	$\beta \cdot M_{\max} = M_1 + 0,15 M_2$ lecz $\beta \leq 1$
Pręt podparty dwustronnie przegubowo ($\mu = 1$), obciążony poprzecznie między węzłami i ewentualnie momentami w węzłach podporowych	$\beta \cdot M_{\max} = \max M$ ($0,4 l_0 \leq z \leq 0,6 l_0$) ^{**} lecz $\beta \geq 0,4$
W pozostałych przypadkach, gdy nie przeprowadza się dokładnej analizy	$\beta \cdot M_{\max} = M_{\max}$

^{**} Jeśli M_{\max} występuje między węzłami podporowymi, a także dla wspornika należy przyjmować $\beta = 1$.

Wartość $\beta \cdot M_{\max}$ przyjmuje się równą największej bezwzględnej wartości momentu w środkowym przedziale pręta długości $0,2 l_0$.

Współczynnik zwichrzenia (niestateczności ogólnej) ϕ_L przyjmuje się z tab. 3-8 w zależności od smukłości względnej przy zwichrzeniu $\bar{\lambda}_L$.

Smukłość względną zwichrzenia $\bar{\lambda}_L$ w ogólnych warunkach podparcia i obciążenia ustala się, korzystając ze wzoru

$$\bar{\lambda}_L = 1,15 \sqrt{\frac{M_R}{M_{cr}}} \quad (3-22)$$

w którym:

M_R — nośność obliczeniowa przekroju przy zginaniu,

M_{cr} — moment krytyczny przy zwichrzeniu obliczany wg wzorów podanych w załączniku 1 do PN-90/B-03200.


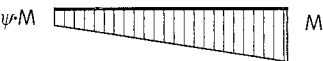
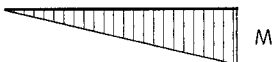

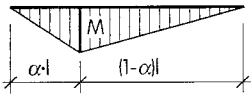
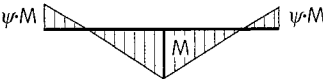
Tabela 3-8

Współczynniki zwężenia φ_L (wg PN-90/B-03200)

Smukłość względna $\bar{\lambda}_L$	Współczynnik zwężenia φ_L wg krzywej*		Smukłość względna $\bar{\lambda}_L$	Współczynnik zwężenia φ_L wg krzywej*	
	a_o	a		a_o	a
0,00	1,000	1,000	1,50	0,423	0,406
0,05	1,000	1,000	1,55	0,399	0,384
0,10	1,000	1,000	1,60	0,377	0,364
0,15	1,000	1,000	1,65	0,356	0,345
0,20	1,000	0,999	1,70	0,337	0,327
0,25	1,000	0,998	1,75	0,319	0,310
0,30	0,999	0,996	1,80	0,302	0,295
0,35	0,998	0,993	1,85	0,287	0,280
0,40	0,996	0,987	1,90	0,273	0,267
0,45	0,993	0,980	1,95	0,259	0,254
0,50	0,988	0,970	2,00	0,247	0,243
0,55	0,981	0,957	2,05	0,235	0,231
0,60	0,970	0,941	2,10	0,225	0,221
0,65	0,957	0,921	2,15	0,214	0,211
0,70	0,940	0,898	2,20	0,205	0,202
0,75	0,918	0,872	2,25	0,196	0,194
0,80	0,893	0,842	2,30	0,188	0,186
0,85	0,863	0,811	2,35	0,180	0,178
0,90	0,831	0,777	2,40	0,173	0,171
0,95	0,795	0,742	2,45	0,166	0,164
1,00	0,758	0,707	2,50	0,159	0,158
1,05	0,720	0,672	2,55	0,153	0,152
1,10	0,681	0,637	2,60	0,147	0,146
1,15	0,643	0,603	2,65	0,142	0,141
1,20	0,607	0,570	2,70	0,137	0,136
1,25	0,571	0,539	2,75	0,132	0,131
1,30	0,538	0,509	2,80	0,127	0,127
1,35	0,506	0,481	2,85	0,123	0,122
1,40	0,477	0,454	2,90	0,119	0,118
1,45	0,449	0,430	2,95	0,115	0,114
			3,00	0,111	0,110

* W odniesieniu do elementów walcowanych na gorąco oraz elementów spawanych w sposób zmechanizowany przyjmuje się krzywą wybczeniową a_o , dla innych — krzywą a .

Wartość współczynnika k do obliczenia M_{cr} — wg [24]

Rozkład momentu zginającego	Współczynnik k
	1,00
	$1,77 - 0,77 \psi$ ($-1 \leq \psi \leq 1$)
	1,77
	1,12
	$1,35 + 1,68 (0,5 - \alpha)^2$
	$1,35 + 0,35 \psi$ ($-1 \leq \psi \leq 1$)

W celu ułatwienia projektowania belek swobodnie podpartych z dwuteowników zwykłych i równoległościennych w prostych układach obciążeń, przy konieczności uwzględnienia zwichtwienia, można skorzystać z tabel podanych w pracy [24]*. Zaleca się w niej, aby krytyczny moment zwichtwienia takich belek obliczać za pomocą wzoru

$$M_{cr} = k \cdot M_{cr}^o \quad (3-23)$$

gdzie:

- * — współczynnik uwzględniający rozkład momentu zginającego na długości belki (tab. 3-9).
- M_{cr}^o — moment krytyczny zwichtwienia dwuteowników zwykłych (tab. 3-10) lub równoległościennych (tab. 3-11).

* Patrz wykaz literatury na końcu podręcznika.

Tabela 3-10

Momenty krytyczne zwichrzenia M_{cr}^o [kN·m] dwuteowników zwykłych* — wg [24]

Oznaczenie I	Rozpiętość obliczeniowa belki [m]									
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	6,0	8,0	10,0
80	8,5	5,7	4,4	3,5	3,0	2,3	1,8	1,5	1,2	0,9
	13,6	8,0	5,6	4,4	3,6	2,6	2,0	1,7	1,2	1,0
100	16,3	10,8	8,2	6,6	5,6	4,3	3,4	2,9	2,2	1,8
	28,6	16,2	11,2	8,6	6,9	5,0	3,9	3,2	2,4	1,9
120	29,0	18,6	14,0	11,3	9,5	7,3	5,9	5,0	3,8	3,0
	55,1	30,2	20,5	15,5	12,4	8,9	6,9	5,7	4,2	3,3
140	47,5	29,5	21,9	17,6	14,8	11,3	9,1	7,7	5,8	4,7
	93,5	50,0	33,4	25,0	19,9	14,1	11,0	9,0	6,6	5,2
160	78,6	47,5	34,8	27,8	23,3	17,8	14,4	12,1	9,3	7,5
	167,0	86,8	56,9	42,0	33,2	23,3	18,0	14,6	10,6	8,4
180	121,9	71,6	51,7	41,0	34,3	26,0	21,1	17,8	13,6	11,0
	269,8	137,3	88,7	64,7	50,7	35,3	27,0	21,9	15,9	12,5
200	183,3	104,5	74,3	58,4	48,6	36,8	29,8	25,1	19,1	15,5
	419,8	209,6	133,4	96,3	74,9	51,5	39,2	31,7	22,8	17,9
220	267,3	148,7	104,1	81,2	67,1	50,6	40,9	34,4	26,3	21,3
	627,5	308,8	194,1	138,8	107,2	73,1	55,3	44,4	31,9	24,9
240	383,8	208,9	144,0	111,2	91,5	68,5	55,3	46,5	35,5	28,8
	919,9	447,1	278,0	197,0	151,0	102,0	76,7	61,4	43,9	34,2
260	526,1	280,8	190,9	146,1	119,5	89,0	71,6	60,2	46,0	37,3
	1282,9	617,2	380,1	267,2	203,6	136,3	101,9	81,3	57,8	44,8
280	706,1	373,6	252,3	192,2	156,8	116,4	93,6	78,6	60,0	48,6
	1736,2	831,4	509,8	357,1	271,2	180,7	134,8	107,2	76,1	58,9
300	922,2	482,0	322,4	244,1	198,1	146,4	117,4	98,6	75,2	61,0
	2289,5	1089,7	664,2	462,8	350,1	231,8	172,1	136,6	96,5	74,6
340	1521,2	780,0	513,5	384,2	309,4	226,5	180,9	151,6	115,5	93,6
	3837,1	1809,3	1092,4	754,8	566,7	371,2	273,6	216,0	151,7	116,8
360	1939,9	987,9	646,5	481,6	386,6	282,0	224,8	188,3	143,3	116,2
	4915,9	2310,6	1390,5	957,8	717,3	468,0	343,9	270,9	189,8	145,9
380	2415,3	1218,9	791,2	585,8	468,1	339,4	269,9	225,7	171,6	139,1
	6159,6	2883,0	1727,3	1184,8	884,1	573,5	419,7	329,7	230,1	176,5
400	2998,2	1502,3	968,9	713,6	568,0	410,0	325,2	271,6	206,2	167,2
	7687,5	3586,4	2141,2	1463,9	1089,0	703,0	512,8	401,8	279,5	214,1
450	4936,5	2435,2	1547,6	1125,9	887,8	633,1	498,9	415,2	314,4	254,7
	12804,1	5931,9	3514,5	2384,7	1762,0	1124,0	813,6	633,8	437,4	333,4
500	7777,0	3786,2	2374,7	1708,2	1334,7	939,9	735,5	609,7	460,0	372,2
	20308,5	9355,7	5507,6	3713,2	2727,0	1723,1	1236,8	957,8	655,8	497,5
550	11865,4	5707,7	3535,8	2514,9	1946,6	1352,5	1050,0	866,3	650,8	525,8
	31264,0	14329,4	8385,4	5618,6	4102,0	2564,9	1826,0	1405,2	953,9	719,7

* Każdemu profilowi dwuteownika i rozpiętości belki przyporządkowano w tabeli dwie wartości M_{cr}^o . Wartości górne dotyczą obciążenia pasa górnego, wartości dolne — obciążenia pasa dolnego belki.

Tabela 3-11

Momenty krytyczne zwichrzenia M_{cr}^o [kN·m] dwuteowników równoległościennych* — wg [24]

Oznaczenie IPE	Rozpiętość obliczeniowa belki [m]									
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	6,0	8,0	10,0
80	8,7	5,7	4,3	3,5	3,0	2,3	1,8	1,5	1,2	0,9
	15,6	8,8	6,1	4,6	3,7	2,7	2,1	1,7	1,3	1,0
100	16,4	10,3	7,7	6,2	5,2	4,0	3,2	2,7	2,1	1,7
	32,5	17,5	11,7	8,8	7,0	5,0	3,9	3,2	2,3	1,8
120	28,5	16,9	12,3	9,8	8,2	6,2	5,1	4,3	3,2	2,6
	62,1	31,9	20,7	15,2	11,9	8,3	6,4	5,2	3,8	3,0
140	48,2	27,1	19,0	14,9	12,3	9,3	7,5	6,3	4,8	3,9
	111,7	55,3	34,9	25,1	19,4	13,3	10,1	8,1	5,8	4,6
160	79,0	42,8	29,4	22,6	18,6	13,9	11,2	9,4	7,2	5,8
	189,5	91,8	57,0	40,3	30,8	20,8	15,6	12,5	8,9	6,9
180	124,5	64,8	43,1	32,6	26,4	19,4	15,6	13,1	10,0	8,1
	308,2	146,4	89,1	62,0	46,8	30,9	22,9	18,2	12,8	9,9
200	190,7	97,3	63,8	47,6	38,3	27,9	22,3	18,7	14,2	11,5
	477,7	224,9	135,6	93,5	70,2	45,9	33,8	26,6	18,7	14,4
220	293,1	145,5	93,1	68,1	53,9	38,6	30,5	25,4	19,3	15,6
	748,8	348,1	207,0	141,0	104,5	67,1	48,7	38,1	26,4	20,2
240	438,3	215,5	136,5	99,1	78,0	55,4	43,6	36,2	27,4	22,2
	1127,1	521,7	308,8	209,3	154,5	98,5	71,1	55,4	38,2	29,1
270	711,2	339,3	208,4	147,0	113,0	77,6	59,9	49,2	36,8	29,6
	1857,2	848,7	494,9	330,4	240,3	149,3	105,7	81,0	54,7	41,1
300	1120,1	524,6	315,5	218,0	164,4	109,7	82,9	67,2	49,5	39,7
	2951,3	1338,5	773,3	511,0	367,9	224,1	156,1	118,0	78,1	58,0
330	1601,1	745,6	445,4	305,6	229,0	151,1	113,2	91,3	66,9	53,4
	4229,1	1913,6	1102,4	726,1	521,0	315,3	218,3	164,3	107,9	79,7
360	2296,0	1062,1	629,4	428,2	318,2	206,9	153,3	122,6	88,9	70,7
	6079,7	2743,7	1575,3	1033,6	738,6	443,3	304,7	227,7	148,1	108,6
400	3217,9	1481,7	873,1	590,5	436,0	280,4	205,9	163,6	117,7	93,2
	8553,9	3853,3	2207,1	1444,2	1028,9	613,9	419,4	311,8	201,1	146,6
450	4589,8	2100,3	1228,1	823,5	602,8	381,2	276,1	217,0	153,9	121,0
	12230,0	5496,0	3138,2	2046,0	1451,7	858,7	581,7	429,2	273,3	197,4
500	6491,2	2957,6	1720,0	1146,2	833,5	520,3	372,6	290,1	203,2	158,5
	17304,7	7763,6	4423,4	2876,3	2035,0	1196,2	805,2	590,5	372,2	266,6
550	8888,1	4041,7	2344,4	1557,7	1129,3	700,5	498,8	386,4	268,8	208,8
	23728,9	10637,6	6054,6	3932,2	2778,2	1628,0	1092,4	798,7	500,7	357,2
600	12280,0	5568,9	3218,9	2130,0	1537,3	944,9	667,1	513,1	353,0	272,3
	32835,8	14704,8	8357,8	5418,9	3821,2	2229,6	1489,4	1084,1	674,2	477,9

* Każdemu profilowi dwuteownika i rozpiętości belki przyporządkowanego w tabeli dwie wartości M_{cr}^o . Wartości górne dotyczą obciążenia pasa górnego, wartości dolne — obciążenia pasa dolnego belki.

W tabelach 3-10 i 3-11 każdemu profilowi dwuteownika i rozpiętości belki przyporządkowano dwie wartości M_{cr} . Wartości górne dotyczą obciążenia pasa górnego, wartości dolne — obciążenia pasa dolnego belki.

Smukłość względną przy zwichrzeniu $\bar{\lambda}_L$ elementów bisymetrycznych o przekroju dwuteowym, swobodnie podpartych w sposób uniemożliwiający obrót wokół osi pręta oraz obciążonych momentami zginającymi na podporach, można wyznaczać w sposób przybliżony za pomocą wzoru

$$\bar{\lambda}_L = 0,045 \sqrt{\frac{l_o \cdot h}{b \cdot t} \beta \frac{f_d}{215}} \quad (3-24)$$

w którym:

- l_o — rozpiętość obliczeniowa belki,
- h — wysokość przekroju dwuteownika,
- b, t — szerokość i grubość pasa (stopki),
- β — współczynnik korygujący — jak we wzorze (3-20).

Wzór (3-24) można zastosować również do ceowników walcowanych na gorąco o takich samych warunkach podparcia i obciążenia, ale otrzymaną wartość należy zwiększyć o 25%.

Jeżeli belka jest obciążona jednocześnie momentem zginającym M i siłą poprzeczną V , to w przekrojach, w których występuje siła $V > V_0$ (gdzie V_0 , jak we wzorach (3-26) i (3-27)), zamiast M_R we wzorze (3-17) należy przyjmować **zredukowaną nośność obliczeniową przekroju przy zginaniu ze ścinaniem** M_{Rv} . Dotyczy to np. belek obciążonych siłami skupionymi.

Do obliczenia M_{Rv} konieczne jest wyznaczenie nośności obliczeniowej przekroju przy ścinaniu V_R . W obliczeniach dotyczących przekrojów klasy 1., 2. i 3., jeśli spełniony jest warunek smukłości z tab. 3-4, należy korzystać ze wzoru

$$V_R = A_v \cdot f_{dv} = 0,58 A_v \cdot f_d \quad (3-25)$$

w którym:

A_v — pole przekroju czynnego przy ścinaniu wg PN-90/B-03200; w przypadku dwuteowników i ceowników walcowanych $A_v = h \cdot t$ (por. rys. 2-2 i tab. 3-4);

f_{dv} — wytrzymałość obliczeniowa stali przy ścinaniu wg tab. 2-1.

W odniesieniu do przekrojów klasy 4., obliczenie nośności przekroju V_R wymaga również uwzględnienia współczynnika ϕ_p wg p. 4.2.2.1. z PN-90/B-03200.

W przekrojach, w których występuje siła poprzeczna $V > V_0$, powinny być spełnione warunki: $M \leq M_{Rv}$ oraz $V \leq V_R$.

Zredukowaną nośność przekroju M_{Rv} oblicza się za pomocą wzorów:

- w wypadku bisymetrycznych dwuteowników klasy 1. i 2., gdy $V > V_0 = 0,6 V_R$

$$M_{Rv} = M_R \left[1,1 - 0,3 \left(\frac{V}{V_R} \right)^2 \right] \quad (3-26)$$

- w pozostałych wypadkach, gdy $V > V_0 = 0,3 V_R$

$$M_{Rv} = M_R \left[1 - \frac{I_v}{I} \left(\frac{V}{V_R} \right)^2 \right] \quad (3-27)$$

w których:

I_v — moment bezwładności części przekroju czynnej przy ścinaniu względem osi obojętnej, wg PN-90/B-03200,

I — moment bezwładności całego przekroju.

Sprawdzenie nośności belek zginanych ukośnie, czyli zginanych dwukierunkowo, wymaga określenia nośności obliczeniowej przekroju przy zginaniu M_{Rx} i M_{Ry} , względnie przy zginaniu ze ścinaniem M_{Rxy} , M_{Ryv} . Należy wtedy we wzorach 3-18a, b, c) wprowadzić odpowiednio W_x i W_y oraz $\alpha_p = 1$. Nośność elementów zginanych ukośnie sprawdza się wg wzoru

$$\frac{M_x}{\varphi_L \cdot M_{Rx}} + \frac{M_y}{M_{Ry}} \leq 1 \quad (3-28)$$

w którym: φ_L , M_R — jak we wzorze (3-17).

Dodatkowe sprawdzenie nośności przekrojów, w których występuje siła poprzeczna można przeprowadzać wg wzorów

$$\frac{M_x}{\varphi_L \cdot M_{Rxy}} + \frac{M_y}{M_{Ryv}} \leq 1 \quad (3-29)$$

gdzie: M_{Rv} — zredukowana nośność obliczeniowa przekroju przy zginaniu ze ścinaniem — wg wzorów (3-26) i (3-27).

Sprawdzenie stanu granicznego użytkowania elementów zginanych polega na obliczeniu największego ugięcia od obciążeń charakterystycznych i porównaniu go z ugięciem granicznym (dopuszczalnym) a_{gr} wg wzoru (3-4). Wartości ugięć granicznych elementów konstrukcji stalowych podano w tab. 3-1.

W belkach jednoprzęsłowych swobodnie podpartych obciążonych równomiernie strzałkę ugięcia można obliczyć wg wzoru

$$a = \frac{5q_k \cdot l^4}{384E \cdot I_x} \quad (3-30)$$

W razie występowania obciążeń złożonych strzałkę ugięcia takiej belki można obliczyć wg wzoru

$$a = \frac{5M_k \cdot l^2}{48E \cdot I_x} \quad (3-31)$$

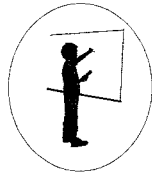
Oznaczenia:

q_k — charakterystyczna wartość obciążenia jednostkowego belki,

M_k — największy moment zginający od charakterystycznej wartości obciążeń.

W odniesieniu do belek dwukierunkowo zginanych należy sprawdzić ugięcie wypadkowe

$$a = \sqrt{a_x^2 + a_y^2} \leq a_{gr} \quad (3-32)$$



Przykład 3-10. Zaprojektować stalowe swobodnie podparte belki stropowe w budynku przemysłowym, uwzględniając następujące dane: rozpiętość obliczeniowa $l_o = 6,00$ m, obciążenie równomierne rozłożone o wartości obliczeniowej $q = 16,2$ kN/m i wartości charakterystycznej $q_k = 12,5$ kN/m. Belka jest usztywniona poprzecznie za pośrednictwem trwałego połączenia płyty stropowej z górną półką belki, zatem można pominąć wpływ zwichrzenia, przyjmując współczynnik $\phi_L = 1$.

- Największy moment zginający i największa siła poprzeczna

$$M = 0,125 q \cdot l_o^2 = 0,125 \cdot 16,2 \cdot 6,0^2 = 72,9 \text{ kN} \cdot \text{m} = 7290 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$V = 0,5 q \cdot l_o = 0,5 \cdot 16,2 \cdot 6,0 = 48,6 \text{ kN}$$

Orientacyjna wartość potrzebnego wskaźnika wytrzymałości przekroju belki, przy założeniu wytrzymałości obliczeniowej stali St3SX: $f_d = 215 \text{ MPa} = 21,5 \text{ kN/cm}^2$

$$W_x = \frac{M}{f_d} = \frac{7290}{21,5} = 339 \text{ cm}^3$$

Przyjęto I 240 i z tab. 2-2 odczytano:

$$W_x = 354 \text{ cm}^3, \quad I_x = 4250 \text{ cm}^4, \quad s = 106 \text{ mm}, \quad g = r = 8,7 \text{ mm}, \quad t = 13,1 \text{ mm}$$

Belka zginana I 240 spełnia warunki dotyczące przekroju klasy 1., ponieważ (przy $\varepsilon = 1$):

$$\frac{h - 2(t + r)}{g} = \frac{240 - 2(13,1 + 8,7)}{8,7} = 22,57 < 66\varepsilon \text{ (środek)}$$

$$\frac{(s - g - 2r) 0,5}{t} = \frac{(106 - 8,7 - 2 \cdot 8,7) 0,5}{13,1} = 3,05 < 9\varepsilon \text{ (stopka)}$$

- Sprawdzenie stanu granicznego nośności

Nośność obliczeniowa przekroju przy zginaniu

$$M_R = \alpha_p \cdot W_x \cdot f_d = 1,07 \cdot 354 \cdot 21,5 = 8143,77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Nośność obliczeniowa przekroju (walcowany I 240) przy ścinaniu

$$V_R = 0,58 A_v \cdot f_d = 0,58 \cdot 24,0 \cdot 0,87 \cdot 21,5 = 260,37 \text{ kN}$$

ponieważ

$$V = 48,6 \text{ kN} < 0,6 V_R = 0,6 \cdot 260,37 = 156,22 \text{ kN}$$

zatem nie trzeba redukować nośności obliczeniowej przekroju ze względu na zmianę średnika. Warunek nośności jest spełniony, ponieważ

$$\frac{M}{\sigma_s \cdot M_R} = \frac{7290}{1,0 \cdot 8143,77} = 0,895 < 1$$

● Sprawdzenie stanu granicznego użytkowania

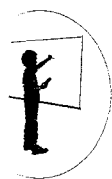
Ugięcie graniczne (dopuszczalne) belki stropowej

$$a_{gr} = \frac{l_o}{250} = \frac{600}{250} = 2,40 \text{ cm}$$

Wzrost ugięcia belki od charakterystycznej wartości obciążeń

$$a = \frac{5q_k \cdot l_o^4}{384 E \cdot I_x} = \frac{5 \cdot 0,123 \cdot 600^4}{384 \cdot 20500 \cdot 4250} = 2,38 \text{ cm} < a_{gr} = 2,40 \text{ cm}$$

● Zaprojektowana belka stropowa spełnia określone w normie warunki stanu granicznego nośności i użytkowania (ugięcie). ■



Przykład 3-11. Sprawdzić belkę stropową zaprojektowaną w przykładzie 3-10 przy założeniu braku dostatecznych usztywnień poprzecznych, czyli z uwzględnieniem wpływu zwichrzenia belki. Schemat statyczny, rozpiętość obliczeniowa i obciążenie belki — jak w przykładzie 3-10.

● Wpływ zwichrzenia belki swobodnie podpartej zaprojektowanej z dwuteownikiem zwykłego można uwzględnić w uproszczony sposób, korzystając ze wzoru (3-23) oraz wartości podanych w tab. 3-9 i 3-10. Ponieważ obciążenie belki jest równomiernie rozłożone, więc wartość współczynnika z tab. 3-9 wynosi $k = 1,12$. W odniesieniu do dwuteownika I240 o rozpiętości $l_o = 6,0 \text{ m}$ z tab. 3-10 odczytano $M^o = 46,5 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (obciążenie jest przyłożone do pasa górnego belki).

Krytyczny moment zwichrzenia — wzór (3-23)

$$M_{cr} = k \cdot M^o_{cr} = 1,12 \cdot 46,5 = 52,08 \text{ kN} \cdot \text{m} = 5208 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Wzrost ugięcia względna przy zwichrzeniu

$$\bar{\epsilon}_L = 1,15 \sqrt{\frac{M_R}{M_{cr}}} = 1,15 \sqrt{\frac{8143,77}{5208}} = 1,438$$

Współczynnik zwichrzenia wg tab. 3-8 (krzywa a_0)

$$\varphi_L = 0,456$$

Warunek nośności belki nie jest teraz spełniony, gdyż

$$\frac{M}{\varphi_L \cdot M_R} = \frac{7290}{0,456 \cdot 8143,77} = 1,96 > 1$$

● Aby belka obliczanego stropu mogła przenieść podane obciążenia z uwzględnieniem zwichrzenia (bez żadnych usztywnień poprzecznych), należy zwiększyć profil kształtownika aż do I 300 ($W_x = 653 \text{ cm}^3$, $M_{cr}^o = 98,6 \text{ kN} \cdot \text{m}$). Wtedy

$$M_R = 1,07 \cdot 653 \cdot 21,5 = 15022,27 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{cr}^o = 1,12 \cdot 98,6 = 110,432 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 11043,2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\bar{\lambda}_L = 1,15 \sqrt{\frac{15022,27}{11043,2}} = 1,34, \text{ więc } \varphi_L = 0,512$$

$$\frac{M}{\varphi_L \cdot M_R} = \frac{7290}{0,512 \cdot 15022,27} = 0,95 < 1$$

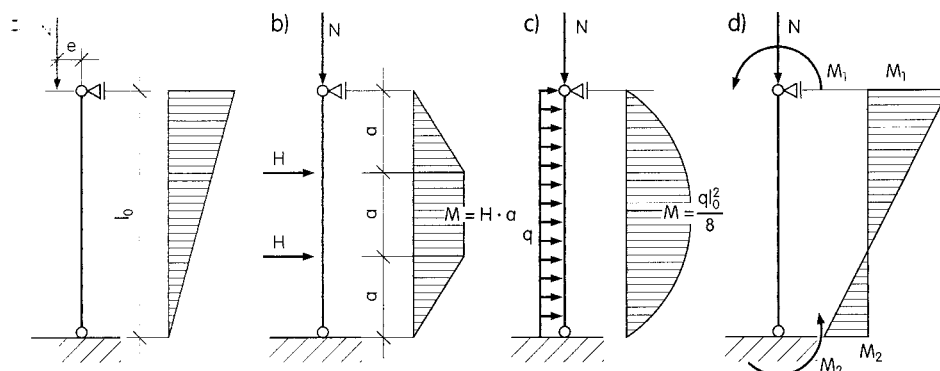
Przykład ten wykazuje, jak duży jest wpływ zwichrzenia w elementach zginanych, które nie są dostatecznie usztywnione poprzecznie. ■

3.8. Elementy ściskane mimośrodowo (ściskane i zginane)

Elementy ściskane mimośrodowo (ściskane i zginane) występują głównie w postaci słupów, na które działają nie tylko podłużne siły ściskające, ale także momenty zginające. Są stosowane powszechnie jako słupy hal stalowych z kratowymi dźwigarami dachowymi, słupy hal i innych obiektów o konstrukcji ramowej, elementy wielokondygnacyjnych konstrukcji szkieletowych. Występują także w wielu innych układach nośnych konstrukcji inżynierskich.

Ściskanie mimośrodowe może wystąpić nie tylko wtedy, gdy siła ściskająca działa na mimośrodku w stosunku do osi pręta ($M_i = N \cdot e$), ale także gdy siła ściskająca działa osiowo, a pręt jest dodatkowo zginany obciążeniem zewnętrznym, np. wiatrem, bądź obciążony momentami w węzłach podporowych, np. w układach ramowych. Na rysunku 3-15 przedstawiono kilka prostych schematów obciążeń słupów mimośrodowo ściskanych, podpartych przegubowo na obu końcach. W wypadku innego podparcia lub zamocowania końców słupów bądź innego obciążenia należy wyznaczyć momenty zginające wg zasad statyki.

Element mimośrodowo ściskany może być obciążony momentami zginającymi M_x i M_y , działającymi odpowiednio względem osi największej bezwładności (oś x) i najmniejszej bezwładności (oś y), czyli **zginany ukośnie**. Częściej jednak jest **zginany jednokierunkowo**, np. tylko od M_x . Ponieważ omawiane elementy są obciążone również podłużną siłą ściskającą N , więc ich wymiarowanie musi uwzględniać ogólne wymagania dotyczące także stateczności prętów ściskanych i zginanych (wyboczenie i zwichrzenie).



Rys. 3-15. Schematy obciążenia słupów mimośrodowo ściskanych podpartych przegubowo (opisania w tekście)

Nośność elementów mimośrodowo ściskanych (ściskanych i zginanych) o stałym przekroju dowolnej klasy (monosymetrycznym lub bisymetrycznym) obciążonych w ogólnym przypadku siłą podłużną N i momentami zginającymi M_x i M_y , działającymi odpowiednio względem osi największej (x) i najmniejszej (y) bezwładności przekroju należy sprawdzać zgodnie z PN-90/B-03200 wg wzoru

$$\frac{N}{\varphi_i \cdot N_{Rc}} + \frac{\beta_x \cdot M_{x \max}}{\varphi_L \cdot M_{Rx}} + \frac{\beta_y \cdot M_{y \max}}{M_{Ry}} \leq 1 - \Delta \quad (3-33)$$

gdzie:

- N — siła podłużna o wartości obliczeniowej,
- $M_{x \max}$, $M_{y \max}$ — największy obliczeniowy moment zginający względem osi x oraz osi y ,
- β_x , β_y — współczynniki korygujące przyjmowanie wg tab. 3-7,
- φ_i — współczynnik wyboczeniowy pręta ściskanego osiowo wg tab. 3-6,
- φ_L — współczynnik zwichrzenia pręta zginanego wg tab. 3-8,
- N_{Rc} — nośność obliczeniowa przekroju przy ściskaniu wg wzoru (3-14),
- M_{Rx} , M_{Ry} — nośność obliczeniowa przekroju przy zginaniu jednokierunkowym względem osi x oraz osi y ,
- Δ — składnik poprawkowy wg wzoru (3-36).

W ogólnym przypadku należy dwukrotnie sprawdzić warunek (3-34), przyjmując indeks $i = x$ oraz $i = y$, a także wyznaczając φ_x , φ_y , Δ_x oraz Δ_y . Nośność obliczeniową przekroju (N_{Rc} , M_{Rx} , M_{Ry}) oraz współczynniki φ_i i φ_L ustala się analogicznie jak w prostych stanach obciążenia, tj. ściskaniu (por. p. 3.6) lub zginaniu jednokierunkowym (por. p. 3.7).

W odniesieniu do zginania jednokierunkowego bez możliwości zwichtnienia ($\varphi_L = 1$ albo $M_x = 0$) przyjmuje się φ_i w płaszczyźnie zginania.

Jeżeli współczynnik φ_i nie odpowiada największej smukłości pręta, to zawsze należy dodatkowo sprawdzić warunek

$$\frac{N}{\varphi \cdot N_{Rc}} \leq 1 \quad (3-34)$$

w którym φ — współczynnik wyboczeniowy odpowiadający największej smukłości pręta, czyli φ_{\min} .

Składnik poprawkowy Δ_i oblicza się korzystając ze wzoru (3-35), w którym wielkości z indeksem $i = x$ lub y odpowiadają zawsze rozpatrywanej płaszczyźnie wyboczenia względem osi x lub y

$$\Delta_i = 1,25 \varphi_i \cdot \bar{\lambda}_i^2 \frac{\beta_i \cdot M_{i \max}}{M_{Ri}} \frac{N}{N_{Rc}} \leq 0,1 \quad (3-35)$$

We wzorze tym:

$\bar{\lambda}_i$ — smukłość względna pręta ściskanego osiowo,
pozostałe oznaczenia — jak we wzorze (3-34).

Współczynniki korygujące β służą do przybliżonego określenia wartości momentu zginającego przyjmowanego do sprawdzenia bądź oceny nośności pręta mimośrodowo ściskanego. Współczynnik β lub wartość $\beta \cdot M_{\max}$ należy ustalać wg tab. 3-7, w zależności od warunków podparcia i obciążenia pręta, na odcinku równym jego długości obliczeniowej l_0 w rozpatrywanej płaszczyźnie wyboczenia. W odniesieniu do schematów obciążenia prętów dwustronnie podpartych przegubowo:

- rys. 3-15a: $\beta \cdot M_{\max} = 0,55 M$, $\beta = 0,55$,
- rys. 3-15b i c: $\beta \cdot M_{\max} = M$, $\beta = 1,0$,
- rys. 3-15d: $\beta \cdot M_{\max} = 0,55 M_1 + 0,45 M_2$, $\beta = \frac{0,55 M_1 + 0,45 M_2}{M_1}$

Jeżeli współczynniki korygujące β , występujące we wzorach (3-33) i (3-35) zmniejszają wartość momentu zginającego, czyli $\beta < 1$, to należy dodatkowo sprawdzić nośność pręta bez uwzględnienia wyboczenia wg wzoru

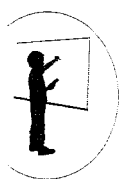
$$\frac{N}{N_{Rc}} + \frac{M_{x \max}}{\varphi_L \cdot M_{Rx}} + \frac{M_{y \max}}{M_{Ry}} \leq 1 \quad (3-36)$$

Jeżeli w prętach mimośrodowo ściskanych występuje duża siła poprzeczna, która może zmniejszyć nośność elementu zginanego ($V > V_0$; por. p. 3.7), to również należy sprawdzić warunek (3-36), uwzględniając M_{Rxv} i M_{Ryv} — jak przy zginaniu. W obu ww. przypadkach ($\beta < 1$ lub $V > V_0$) należy ponadto sprawdzać warunki

$$\frac{N}{N_{Rc}} + \frac{M_x}{\varphi_L \cdot M_{Rxv}} + \frac{M_y}{M_{Ryv}} \leq 1 \quad (3-37)$$

$$V \leq V_{Rv} = V_R \sqrt{1 - (N/N_{Rc})^2} \quad (3-38)$$

gdzie M_{Rv} — zredukowana nośność obliczeniowa przekroju przy zginaniu ze ścinaniem — wg wzorów (3-26) i (3-27).



Przykład 3-12. Sprawdzić nośność słupa ściskanego i zginanego, wykonanego z dwuteownika IPE300 ze stali St3S. Słup o wysokości $l_o = 5$ m jest podparty przegubowo (rys. 3-15c) w obu płaszczyznach i obciążony podłużną siłą pionową $N = 280$ kN oraz poziomym obciążeniem od wiatru $q_w = 4,0$ kN/m.

W przykładzie 3-2 wykazano, że IPE300 ściskany osiowo spełnia warunki przekroju klasy 2. — tym samym spełnia je w przypadku ściskania mimośrodowego lub zginania.

Cechy geometryczne IPE300:

$$A = 53,8 \text{ cm}^2, i_x = 12,5 \text{ cm}, i_y = 3,35 \text{ cm}, W_x = 557 \text{ cm}^3.$$

- Moment zginający i siła poprzeczna w środku wysokości słupa

$$M = M_x = 0,125 q_w \cdot l_o^2 = 0,125 \cdot 4,0 \cdot 5,0^2 = 12,5 \text{ kN} \cdot \text{m} = 1250 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$V = 0,5 q_w \cdot l_o = 0,5 \cdot 4,0 \cdot 5,0 = 10 \text{ kN}$$

- Nośności obliczeniowe przekroju słupa

$$N_{Rc} = \psi \cdot A \cdot f_d = 1,0 \cdot 53,8 \cdot 21,5 = 1156,7 \text{ kN}$$

$$M_{Rx} = \alpha_p \cdot W_x \cdot f_d = 1 \cdot 557 \cdot 21,5 = 11\,975,5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

W powyższym wzorze przyjęto $\alpha_p = 1$, gdyż słup jest ściskany i zginany. Przekrój belki IPE300 spełnia warunek smukłości z tab. 3-4, więc nośność obliczeniowa przekroju przy ścinaniu

$$V_R = 0,58 A_v \cdot f_d = 0,58 \cdot 30,0 \cdot 7,1 \cdot 21,5 = 2656,11 \text{ kN}$$

Ponieważ

$$V = 10 \text{ kN} < 0,6V_R = 0,6 \cdot 2656,11 = 1593,67 \text{ kN}$$

więc nie trzeba redukować nośności obliczeniowej ze względu na ścinanie środka.

● Ustalenie współczynników wyboczeniowych

W odniesieniu do schematu pręta dwuprzegubowego można przyjąć $\mu_x = \mu_y = 1,0$. Długość wyboczeniowa słupa wynosi zatem

$$l_e = \mu \cdot l_o = 1,0 \cdot 5,0 = 5,0 \text{ m} = 500 \text{ cm}$$

Smukłości i smukłości względne pręta ściskanego wynoszą

$$\begin{aligned}\lambda_x &= \frac{l_e}{i_x} = \frac{500}{12,5} = 40 & \bar{\lambda}_x &= \frac{\lambda_x}{\lambda_p} = \frac{40}{84} = 0,48 \\ \lambda_y &= \frac{l_e}{i_y} = \frac{500}{3,35} = 149,25 & \bar{\lambda}_y &= \frac{\lambda_y}{\lambda_p} = \frac{149,25}{84} = 1,78\end{aligned}$$

Współczynnik wyboczeniowy $\varphi_x = 0,974$ (z tab. 3-6 wg krzywej *a*, co wynika z tab. 3-5), natomiast $\varphi_y = 0,304$ (wg krzywej *b*).

● Ustalenie współczynnika zwichrzenia

Korzystając ze wzoru (3-23) — por. przykład 3-11 — obliczono, że przy $k = 1,12$ (z tab. 3-9) i $M_{cr}^o = 82,9 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (z tab. 3-11) krytyczny moment zwichrzenia belki

$$M_{cr} = 1,12 \cdot 82,9 = 92,85 \text{ kN} \cdot \text{m} = 9285 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Smukłość względna przy zwichrzeniu

$$\bar{\lambda}_L = 1,15 \sqrt{\frac{M_{Rx}}{M_{cr}}} = 1,15 \sqrt{\frac{11\,975,5}{9285}} = 1,31$$

więc współczynnik zwichrzenia $\varphi_L = 0,532$ (wg tab. 3-8, krzywa *a*).

● Składniki poprawkowe wg wzoru (3-35)

$$\begin{aligned}\Delta_x &= 1,25 \varphi_x \cdot \bar{\lambda}_x^2 \cdot \frac{\beta_x \cdot M_x}{M_{Rx}} \cdot \frac{N}{N_{Rx}} = 1,25 \cdot 0,974 \cdot 0,48^2 \cdot \frac{1,0 \cdot 1250}{11\,975,5} \cdot \frac{280}{1156,7} = \\ &= 0,007\end{aligned}$$

$$\Delta_y = 0, \quad \text{bo} \quad M_y = 0$$

- Sprawdzenie nośności słupa ściskanego i zginanego

względem osi x

$$\frac{N}{\varphi_x \cdot N_{Rc}} + \frac{\beta_x \cdot M_x}{\varphi_L \cdot M_{Rx}} = \frac{280}{0,974 \cdot 1156,7} + \frac{1,0 \cdot 1250}{0,532 \cdot 11975,5} =$$

$$= 0,44 < 1 - \Delta_x = 1,00 - 0,007 = 0,993$$

względem osi y

$$\frac{N}{\varphi_y \cdot N_{Rc}} + \frac{\beta_y \cdot M_y}{\varphi_L \cdot M_{Ry}} = \frac{280}{0,304 \cdot 1156,7} + \frac{1,0 \cdot 1250}{0,532 \cdot 11975,5} =$$

$$= 0,99 < 1 - \Delta_y = 1$$

4

Połączenia elementów konstrukcji stalowych

4.1. Klasyfikacja i charakterystyka połączeń

Jedną z ważniejszych cech konstrukcji stalowych jest możliwość łączenia blach i kształtowników w złożone elementy liniowe, powierzchniowe lub przestrzenne oraz tworzenie z nich układów konstrukcyjnych. Połączenia umożliwiają wykonanie nie tylko pojedynczych elementów konstrukcyjnych, ale także węzłów kratownic i ram, styków belek i słupów, obudowy dachów, ścian itp.

We współczesnych konstrukcjach stalowych występują przede wszystkim **połączenia spawane** i **śrubowe** (zwykle, doczołowe i cierne); w znacznie mniejszym zakresie stosuje się **połączenia nitowe**, **zgrzewane**, **klejone**, **zatrzaskowe** i **specjalne**.

Środki techniczne służące do powstania połączenia i przeniesienia sił przekrojowych w elementach scalanych nazywa się ogólnie **łącznikami**. Należą do nich: śruby, nity, sworznie, blachowkręty, kołki i gwoździe wstrzeliwane (por. p. 2.4). Do środków złączeniowych są zaliczane także **spoiny**, **zgrzeiny** i **skleiny**.

Połączenia można klasyfikować w różny sposób, uwzględniając m.in. ich przeznaczenie, ukształtowanie, zachowanie się w czasie eksploatacji konstrukcji, czynniki wykonawcze i inne.

W zależności od miejsca wykonania rozróżnia się połączenia:

- **warsztatowe** — głównie spawane, ale także zgrzewane i klejone,
- **montażowe** — śrubowe, zatrzaskowe, specjalne.

Ze względu na swe przeznaczenie połączenia mogą być:

- **stałe** — do których zalicza się ww. połączenia warsztatowe oraz połączenia nitowe;
- **rozbieralne** (rozłączne) — wykonywane, tak jak połączenia montażowe, na placu budowy, umożliwiające późniejsze rozdzielenie łączonych części bez ich uszkodzenia lub zniszczenia (do połączeń rozbieralnych stosuje się takie łączniki, jak: śruby, sworznie, specjalne zatrzaski i zaciski, rzadziej wkręty).

Ze względu na sposób przenoszenia sił oraz rozmieszczenie środków złącznych rozróżnia się połączenia:

- **punktowe** — śrubowe, nitowe, zgrzewane punktowo, kołki wstrzeliwane,
- **liniowe** — spawane czołowo i pachwinowo, zgrzewane liniowo,
- **powierzchniowe** — klejone, śrubowe cierne.

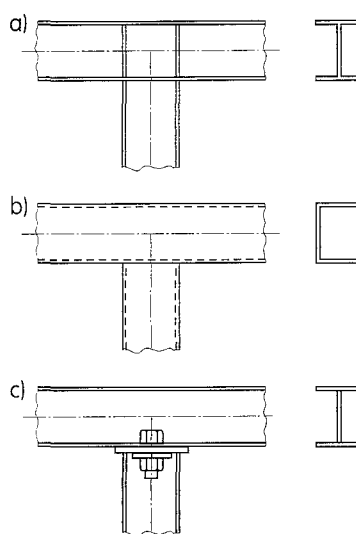
Z uwagi na zachowanie się połączeń w konstrukcji rozróżnia się połączenia:

- **odkształcalne** — na śruby, sworznie, nity, kołki (gwoździe) — umożliwiające wystąpienie drobnych przemieszczeń, nie tylko łączników w otworach, ale również elementów łączonych,
- **nieodkształcalne** — m.in. spójnościowe, czyli spawane, zgrzewane i klejone oraz śrubowe cierne i doczołowe sprzężone śrubami wysokiej wytrzymałości.

Zdolność do obrotu połączenia (węzła) dwóch lub kilku elementów ma dość istotny wpływ nie tylko na schemat statyczny i stateczność układu konstrukcyjnego, ale także na nośność węzła. Z tego względu rozróżnia się połączenia (rys. 4-1):

- **szttywne**,
- **podatne** (półsztywne),
- **przegubowe**.

Tylko połączenia sztywne, stosowane głównie w układach ramowych, zachowują niezmienną kątów obrotu między elementami, a nośność węzłów jest taka sama jak łączonych elementów.

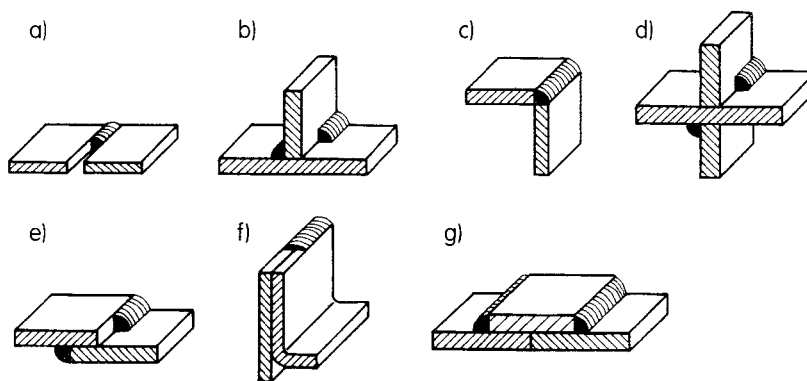


Rys. 4-1. Rodzaje węzłów: a) sztywny, b) podatny, c) przegubowy

4.2. Połączenia spawane

Pojęcia podstawowe. Spajanie metali dzięki użyciu ciepła jest znane od dawna. Już w starożytności stosowano **zgrzewanie kuzienne**, polegające na przekuwaniu kawałków metalu ogrzanych do stanu plastycznego, oraz **lutowanie** i **spawanie** metali o niskiej temperaturze topnienia.

We współczesnych metodach łączenia elementów — **spawaniu** i **zgrzewaniu** — niezbędne jest miejscowe doprowadzanie ciepła i zmiana stanu metalu w złązku (ze stałego w ciekły). Zgrzewanie elementów konstrukcji stalowych jest dotychczas rzadko stosowane; podstawowym rodzajem łączenia tych konstrukcji jest spawanie.

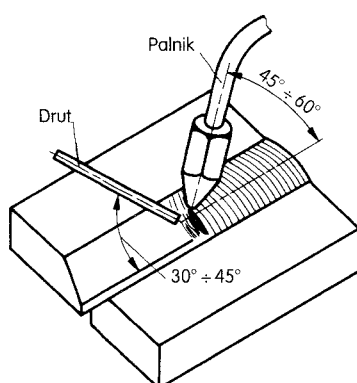


Rys. 4-2. Rodzaje złączy spawanych: a) doczołowe, b) teowe, c) narożne, d) krzyżowe, e) zakładkowe, f) grzbietowe (przylgowe), g) nakładkowe

Podczas **spawania** krawędzie łączonych elementów ulegają miejscowemu stopieniu pod wpływem doprowadzanego ciepła. Roztopiony metal krawędzi łączy się i stygnąc tworzy jednolitą **spoinę**. Do jej wykonania jest potrzebny dodatkowy metal, zwany **spoiwem**. Może to być topiąca się podczas spawania elektroda metalowa lub specjalny drut o składzie chemicznym podobnym do składu materiałów łączonych.

W wyniku połączenia dwóch lub większej liczby elementów konstrukcyjnych jedną lub kilkoma spoinami powstają **złącza spawane**. W zależności od kształtu i ustawienia łączonych elementów rozróżnia się złącza spawane pokazane na rys. 4-2.

Metody spawania. W zależności od źródła ciepła powodującego topienie łączonych brzegów metali i materiału dodatkowego, rozróżnia się spawanie gazowe i elektryczne. Za procesy pokrewne, związane z użyciem podobnych źródeł ciepła, uważa się cięcie termiczne stali (najczęściej gazowe) oraz metalizację natryskową.



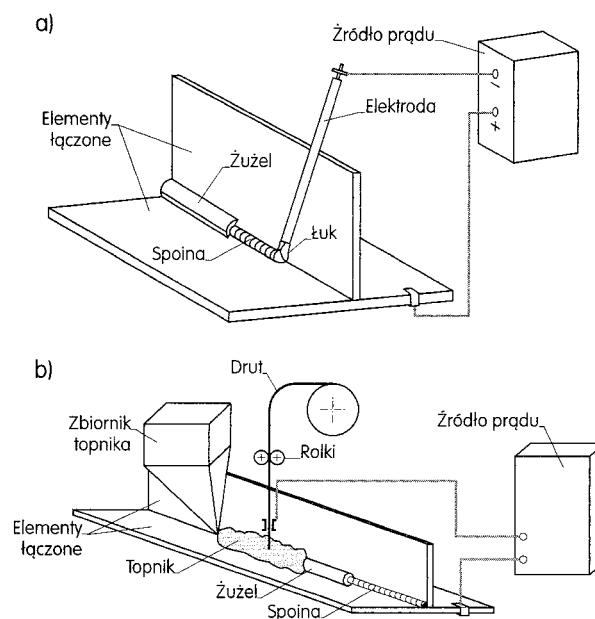
Spawanie gazowe, głównie acetylenowo-tlenowe, należy do starszych sposobów łączenia elementów stalowych. Stosuje się je obecnie dość rzadko, na ogół tylko do łączenia cienkich blach, rur i kształtowników, a także do wykonywania połączeń istniejących konstrukcji wzmacnianych lub remontowanych. Źródłem ciepła jest płomień otrzymywany w wyniku spalania mie-

Rys. 4-3. Spawanie gazowe

zanki gazu palnego z tlenem lub powietrzem. Spawanie gazowe wykonuje się przeważnie z dodatkiem spoiwa (drutu) topionego równocześnie z brzegami łączonych elementów (rys. 4-3).

Spawanie elektryczne łukowe jest najpowszechniej stosowanym i najbardziej uniwersalnym sposobem łączenia elementów konstrukcji stalowych. Źródłem ciepła jest łuk elektryczny powstający między elektrodą (pręt lub drut) a elementem spawanym, stanowiącym drugą elektrodę (rys. 4-4). Źródłem zasilania łuku spawalniczego są specjalne maszyny elektryczne (spawarki, automaty spawalnicze). Podstawowe metody spawania elektrycznego to:

- spawanie łukowe ręczne,
- spawanie półautomatyczne w atmosferze dwutlenku węgla,
- spawanie automatyczne pod warstwą specjalnego topnika, w atmosferze dwutlenku węgla lub argonu.



Rys. 4-4. Spawanie łukowe: a) ręczne, b) automatyczne łukiem krytym

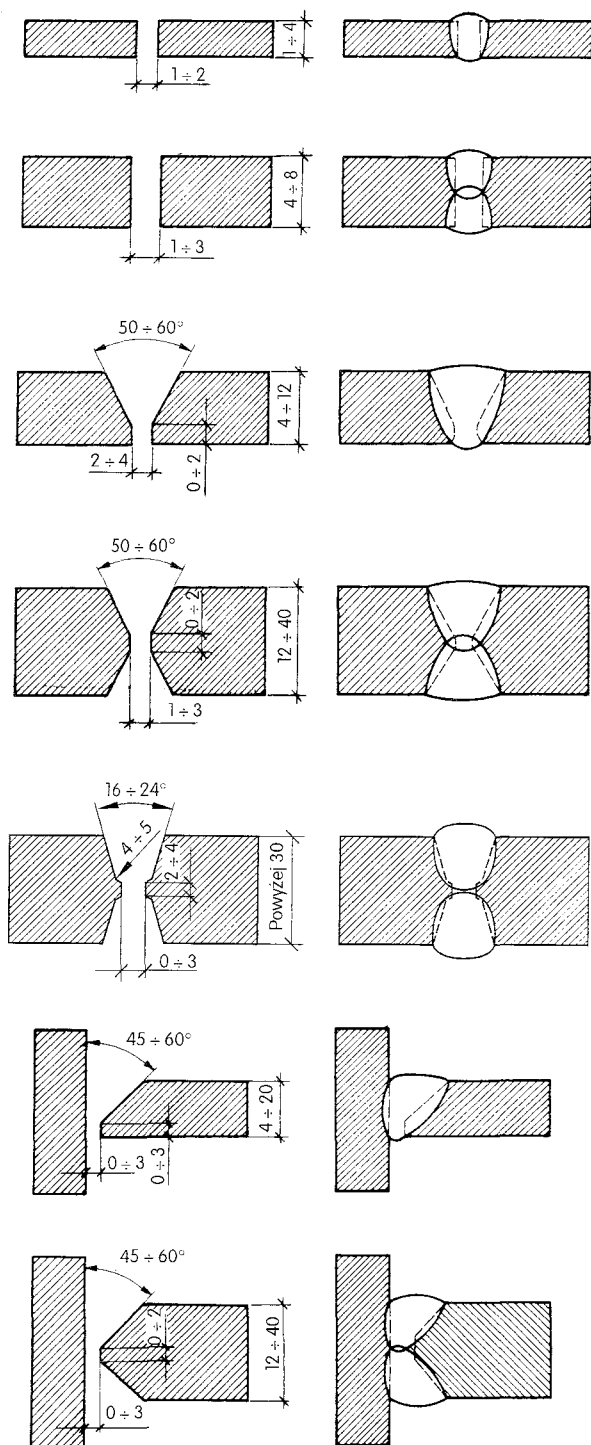
Do ręcznego spawania łukowego stosuje się elektrody połączeniowe otulone, których nazwy charakteryzują rodzaj otuliny (por. p. 2.4).

Inne metody spawania, np. elektronowe, plazmowe, laserowe itp., nie są jeszcze stosowane w budownictwie.

Klasyfikacja spoin. Ze względu na kształt przekroju poprzecznego, właściwości konstrukcyjne i charakter pracy rozróżnia się dwa podstawowe rodzaje spoin:

- czołowe (rys. 4-5),
- pachwinowe (rys. 4-6).

Rzadziej stosuje się spoiny: grzbietowe, otworowe i punktowe (patrz rys. 4-8).



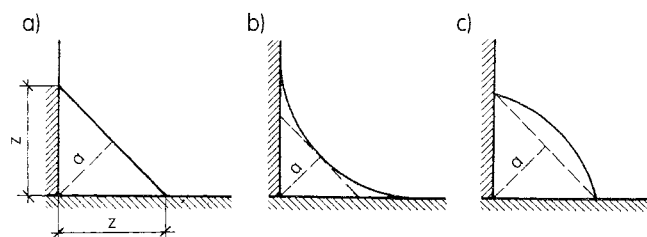
Rys. 4-5. Spoiny czołowe i wymiary rowków przy spawaniu ręcznym

Spoinami czołowymi łączy się elementy o krawędziach ułożonych w jednej płaszczyźnie. Krawędzie te należy odpowiednio przygotować w zależności od metody spawania i grubości łączonych elementów. Elementy małej grubości można łączyć spoiną czołową uzyskaną w wyniku całkowitego przetopienia brzegów (bez ukosowania). Krawędzie elementów grubszych należy odpowiednio ukosować, aby umożliwić równomierne doprowadzenie ciepła do całości złącza. Przez zukosowanie obu lub jednego z elementów otrzymuje się rowek, który podczas spawania będzie wypełniony spoiwem.

Zależnie od grubości łączonych elementów oraz przyjętej metody spawania stosuje się pewne typowe sposoby ukosowania krawędzi. Sposoby ukosowania brzegów oraz kształty spoin czołowych uzyskiwanych w wyniku spawania ręcznego łukowego przedstawiono na rys. 4-5.

Grubość spoiny czołowej przyjmuje się równą grubości łączonych elementów, jeżeli grubość elementów nie jest jednakowa — równą grubości cieńszego z nich.

Spoiny pachwinowe wykonuje się w rowkach utworzonych przez stykające się powierzchnie łączonych elementów (nie trzeba ukosować biegów). Lico tych spoin może być płaskie, wklęsłe lub wypukłe (rys. 4-6). Jako grubość spoiny pachwinowej a przyjmuje się wysokość trójkąta równoramiennego wpisanego w przekrój spoiny; w zaokrągleniu $a = 0,7z$ (z — bok spoiny).



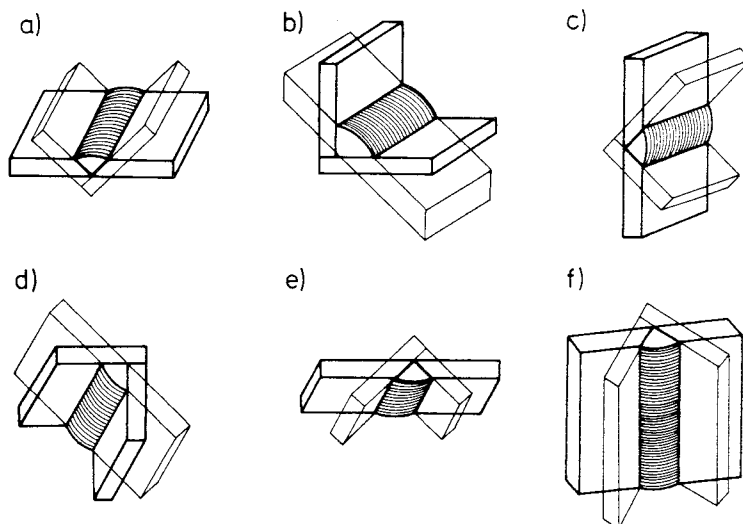
Rys. 4-6. Spoiny pachwinowe: a) płaska, b) wklęsła, c) wypukła

Spoiny otworowe — stosowane w złączach zakładkowych — powstają przez wypełnienie spoiwem otworu wyciętego w górnej blaszce złącza. Jeśli otwór ma kształt koła, to spoinę nazywa się kołową, a jeśli jest owalny, to — szczelinową. Ze względu na duże zużycie spoiwa i utrudnioną ocenę jakości nie zaleca się stosowania spoin otworowych w konstrukcjach budowlanych.

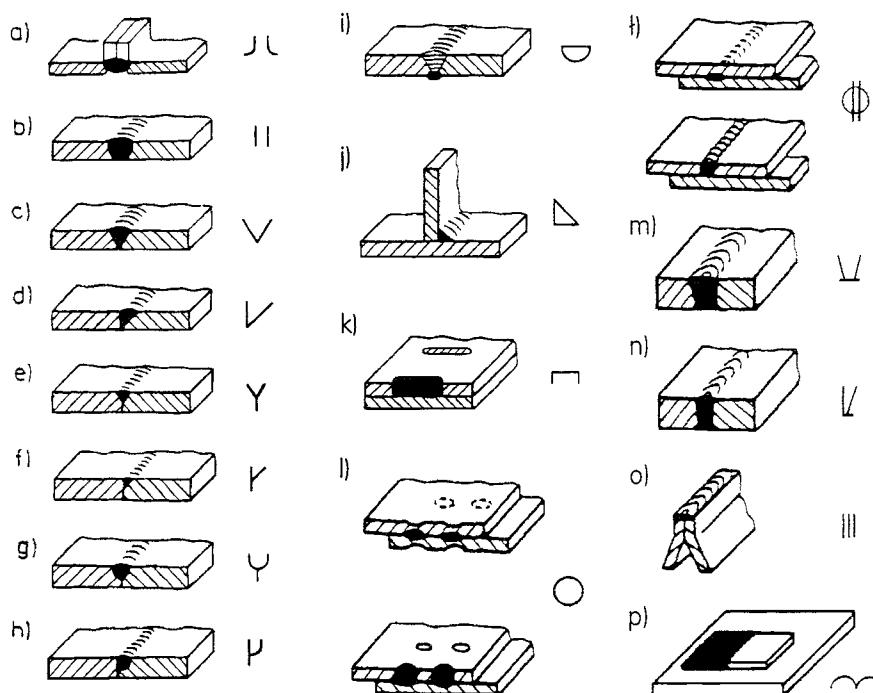
Spoiny brzeżne i grzbietowe w złączach przylgowych o małych grubościach blach nie są na ogół przeznaczone do przenoszenia sił i rzadko występują w konstrukcjach budowlanych.

Z uwagi na sposób wykonania i długość spoiny można podzielić na:

- **ciągłe** — wykonywane na całej długości styku,
- **przerywane** — wykonywane tylko odcinkami.



Rys. 4-7. Podstawowe pozycje spawania: a) dolna, b) boczna, c) naścienna, d) okapowa, e) pułapowa, f) pionowa



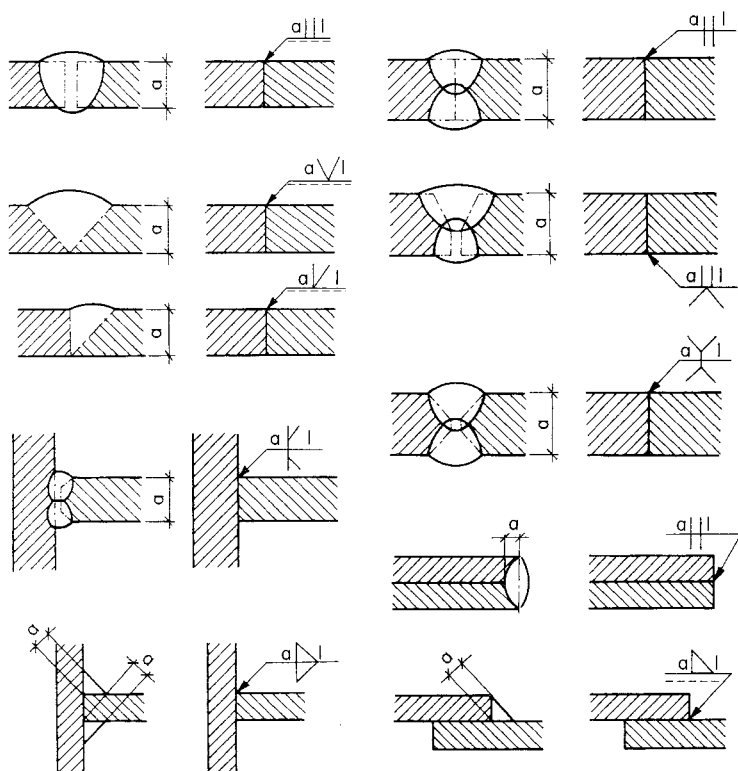
Rys. 4-8. Spoiny — znaki elementarne: a) brzeżna z brzegami podwiniętymi, przetopionymi całkowicie, b) I, c) V, d) $\frac{1}{2}V$, e) Y, f) $\frac{1}{2}Y$, g) U, h) $\frac{1}{2}U$, i) graniowa lub podpoina, j) pachwinowa, k) otworowa podłużna, l) bezotworowa punktowa, m) bezotworowa liniowa, n) V ze stromym brzegiem, o) $\frac{1}{2}V$ ze stromym brzegiem, p) grzbietowa, q) powierzchnia napawana

Ze względu na pracę spoin i rolę jaką odgrywają one w konstrukcji można podzielić je na:

- **nośne** (obliczane) — służące do przenoszenia sił,
- **sczepne** (przyjmowane bez obliczeń) — o przekroju minimalnym, służące do wstępnego łączenia elementów konstrukcji.

Różne położenia wykonywanych spoin (pozycje spawania) pokazano na rys. 4-7. Najdogodniejsze są spoiny o osi poziomej z dostępem od góry (rys. 4-7a, b, c).

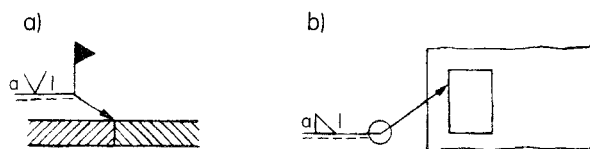
Podstawowe znaki spoin czołowych, pachwinowych i otworowych przedstawiono na rys. 4-8. Pełne oznaczenie spoiny powinno zawierać znak spoiny oraz podstawowe wymiary, tj. grubość a oraz długość l . Podstawowym wymiarem spoiny otworowej lub punktowej jest średnica d . Oznaczenia spoin umieszcza się na odpowiedniej linii odniesienia (rys. 4-9) ze strzałką wskazującą miejsce spoiny. Na oznaczeniach spoin niesymetrycznych (tj. wykonywanych tylko na jednej powierzchni łączonych elementów) umieszcza się dodatkowo przerywaną linię identyfikacyjną. Zgodnie z PN-EN 22553:1997 znak spoiny umieszcza się po stronie tej dodatkowej linii, jeśli spaw jest wykonany od strony przeciwnej niż



Rys. 4-9. Przykładowe oznaczenia spoin

wskazywana na rysunku strzałką linii odniesienia. W przeciwnym razie, tj. gdy spaw znajduje się od strony wskazywanej strzałką linii odniesienia, znak spoiny powinien znajdować się po stronie narysowanej linią ciągłą półki linii odniesienia.

Spoiny wykonywane w czasie montażu oraz spoiny ciągłe na całym obwodzie mają dodatkowe znaki, przedstawione na rys. 4-10.



Rys. 4-10. Przykłady zastosowania dodatkowych znaków spoin stosowanych w budownictwie: *a)* spoina montażowa lub wykonana w miejscu planowanej eksploatacji konstrukcji, *b)* spoina ciągła na całym obwodzie zamkniętym

Zalecenia ogólne dotyczące połączeń spawanych. Rozwiązania konstrukcyjne oraz technologia wykonania połączeń spawanych powinny zapewnić prawidłowy rozkład naprężeń w złączach i elementach konstrukcji oraz łatwy dostęp, dzięki któremu możliwe jest właściwe wykonanie spawania i późniejsza ochrona przed korozją. Zaleca się, aby środek ciężkości spoin pokrywał się ze środkiem ciężkości łączonych części.

W obliczeniach spoin obciążonych statycznie można pominąć wpływ małych mimośrodków, np. powstających wskutek przymocowania półki kątownika równoramiennego dwiema spoinami podłużnymi o jednakowym przekroju.

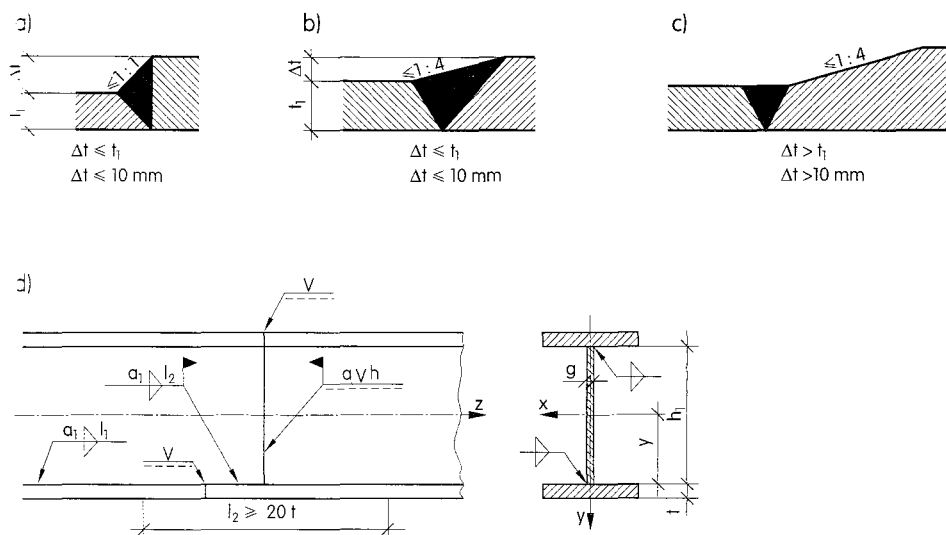
Szczegółowe zalecenia konstrukcyjne dotyczące spoin są podane w PN-90/B-03200. W dalszej części niniejszego podrozdziału podano najważniejsze z nich.

Spoiny czołowe. Przedstawione poniżej wymagania konstrukcyjne dotyczące połączeń spawanych, a także szczegółowe zalecenia do projektowania spoin czołowych i pachwinowych zaczerpnięto z PN-90/B-03200.

Wymiary obliczeniowe spoin czołowych przyjmuje się następująco:

- grubość a — równą grubości cieńszej z łączonych części,
- długość l — równą szerokości węższej z łączonych części.

Połączeniu blach (ścianek elementów) o różnych grubościach należy zapewnić ciągłą zmianę przekroju, stosując pochylenie nie większe od 1:1 — w wypadku obciążeń statycznych i od 1:4 — w wypadku obciążeń dynamicznych. Jeżeli przesunięcie krawędzi czołowych jest nie większe niż grubość cieńszej blachy i nie przekracza 10 mm, to wymagane pochylenie można uzyskać przez odpowiednie ukształtowanie spoiny (rys. 4-11a,b). W przeciwnym razie blachę grubsza należy zukosować do grubości blachy cieńszej (rys. 4-11c).



Rys. 4-11. Spoiny czołowe (objaśnienia w tekście)

Styk poszczególnych części przekroju łączonych spoinami czołowymi powinien być projektowany w płaszczyźnie prostopadłej do osi łączonych elementów (rys. 4-11d).

Obliczenia wytrzymałościowe spoin czołowych polegają na sprawdzeniu stanu granicznego nośności połączenia. Porównuje się wartości obliczeniowe naprężeń w przekroju spoiny z wytrzymałością obliczeniową łączonej stali f_d (wg tab. 2-1), z równoczesnym uwzględnieniem współczynników wytrzymałości obliczeniowej spoin α . Wartości tych współczynników podano w tab. 4-1, przy czym α_{\perp} dotyczy spoiny umieszczonej prostopadle do kierunku działania siły (naprężenia normalnego), natomiast α_{\parallel} — spoiny usytuowanej równolegle do kierunku siły.

Zgodnie z PN-90/B-03200 nie jest konieczne sprawdzanie nośności połączeń na spoiny czołowe, jeżeli pole przekroju obliczeniowego spoiny ($a \cdot l$) jest nie mniejsze niż pole przekroju łączonych elementów, a ponadto współczynnik $\alpha_{\perp} = 1$. W innych warunkach nośność połączenia na spoiny czołowe należy sprawdzić z zależności ogólnej

$$\sigma_z = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{\alpha_{\perp}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\alpha_{\parallel}}\right)^2} \leq f_d \quad (4-1)$$

gdzie:

σ, τ — naprężenia normalne i styczne w przekroju obliczeniowym połączenia (w stanie sprężystym),

$\alpha_{\perp}, \alpha_{\parallel}$ — współczynniki wytrzymałości spoiny czołowej (tab. 4-1),

f_d — wytrzymałość obliczeniowa stali (tab. 2-1).

Tabela 4-1

Współczynnik wytrzymałości obliczeniowej spoin (wg PN-90/B-03200)

Rodzaj spoin	Stan naprężeń w rozpatrywanej części lub R_e stali w MPa	Współczynnik wytrzymałości spoin*	
		α_{\perp}	α
Spoiny czołowe	ściskanie lub zginanie	1	0,6 (przy ścinaniu)
	rozciąganie równomierne	0,85	
	rozciąganie mimośrodowe ($\nu < 1$)	$1 - 0,15 \nu^{**}$	
Spoiny pachwinowe	$R_e \leq 255$	0,9	0,8
	$255 < R_e \leq 355$	0,8	0,7
	$355 < R_e \leq 460$	0,7	0,6

* Podane wartości współczynników należy zmniejszyć:

a) o 10% — w wypadku spoin montażowych (wykonywanych na budowie),

b) o 20% — w wypadku spoin pałapowych,

c) o 30% — gdy zachodzą jednocześnie wypadki a) i b).

** ν — stosunek naprężeń średnich do maksymalnych w spoinach normalnej jakości kontrolowanych zgrubnie.

Sprawdzenie nośności połączenia na spoiny czołowe wg wzoru (4-1) dotyczy na przykład elementów zginanych w jednej płaszczyźnie i ścinanych — jak styk środka belki dwuteowej (rys. 4-11d) bądź połączenie wspornika ze słupem (por. rys. 4-21). Najniekorzystniejszy stan naprężeń występuje wówczas w strefie rozciąganej przekroju, w miejscu połączenia środka z półką belki, a składowe naprężenia wynoszą

$$\sigma = \frac{M_a \cdot y}{I_x}; \quad \tau = \frac{V_a}{t \cdot h_1} \quad (4-2)$$

We wzorach tych:

 M_a, V_a — wartości obliczeniowe momentu zginającego i siły poprzecznej w miejscu połączenia, I_x — moment bezwładności całego przekroju belki względem osi x , t, h_1, y — wymiary przekroju wg rys. 4-11.

W odniesieniu do wyłącznie rozciąganych połączeń na spoiny czołowe wzór (4-1) znacznie się upraszcza i można go przedstawić w postaci

$$\sigma \leq \alpha_{\perp} \cdot f_d \quad (4-3)$$

Konieczność sprawdzenia naprężeń rozciągających σ prostopadłych do podłużnej osi spoiny wynika z wartości współczynnika $\alpha_{\perp} < 1$, przyjmowanego w odniesieniu do spoin czołowych rozciąganych, kontrolowanych zgrubnie. Jeśli jest zapewniona kontrola defektoskopowa spoin (badania radiograficzne lub ultra-

dźwiękowe), to w odniesieniu do spoin czołowych można przyjąć, że $\alpha_{\perp} = 1^*$. Na rysunkach należy oznaczyć odcinki spoin podlegające kontroli defektoskopowej oraz określić metodę kontroli i wymaganą jakość złącza.

Spoiny pachwinowe. Spoiny te można wykonać łatwiej niż spoiny czołowe, ale — ze względu na nierównomierny rozkład naprężeń w połączeniu — ich praca jest gorsza, zwłaszcza przy obciążeniach dynamicznych. Projektowanie połączeń z zastosowaniem spoin pachwinowych jest nieco trudniejsze, na ogół jest wymagany bowiem większy zakres obliczeń oraz wnikliwa ocena stanu naprężenia w złączu.

Wymiary obliczeniowe spoin pachwinowych — to grubość a (por. rys. 4-6) oraz długość l .

Grubość spoiny pachwinowej powinna wynikać z obliczeń i spełniać następujące warunki:

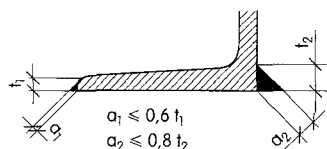
- $a \geq 0,2t_2$, lecz $10 \text{ mm} \geq a \geq 2,5 \text{ mm}$,
- $a \leq 0,7t_1$ oraz $a \leq 16 \text{ mm}$,

gdzie: t_1 — grubość cieńszego z łączonych elementów, a t_2 — grubszego elementu.

W spoinach obwodowych w połączeniach rur można przyjmować $a \leq t_1$, gdzie t_1 — grubość ścianki rury i $t_1 \leq t_2$.

Ustalone wartości a zaokrągla się w górę do pełnych milimetrów (wyjątkowo można stosować $a = 2,5$ i $3,5 \text{ mm}$). Obliczeniową grubość spoin pachwinowych wykonywanych automatycznie łukiem krytym można zwiększyć o 30%, jeśli spoiny te są jednowarstwowe lub o 20% — jeśli są wielowarstwowe. Największą grubość spoin pachwinowych w połączeniach kształtowników walcowanych można przyjmować wg rys. 4-12.

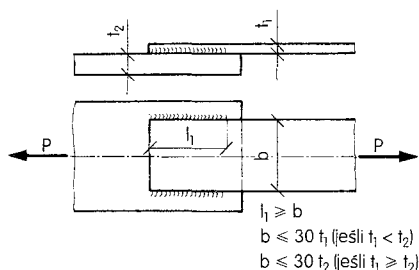
Rys. 4-12. Spoiny pachwinowe w połączeniach kształtowników walcowanych



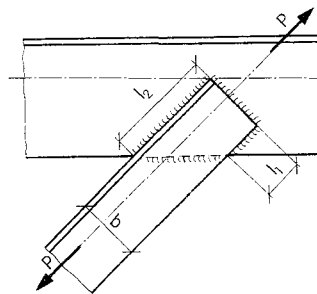
Długość obliczeniową spoin pachwinowych l przyjmuje się równą sumie całkowitej długości spoin w złączu $\sum l_i$, jeżeli poszczególne odcinki spoin l_i spełniają warunki:

- $10a \leq l_i \leq 100a$ oraz $l_i \geq 40 \text{ mm}$.

* Uproszczenie to można stosować, jeśli klasa wadliwości złącza wg PN-87/M-69772 wynosi najwyżej R4 — przy grubości łączonych części do 20 mm, R3 — przy grubości większej niż 20 mm, R2 — przy obciążeniach dynamicznych.



Rys. 4-13. Złącze zakładkowe z podłużnymi spoinami pachwinowymi



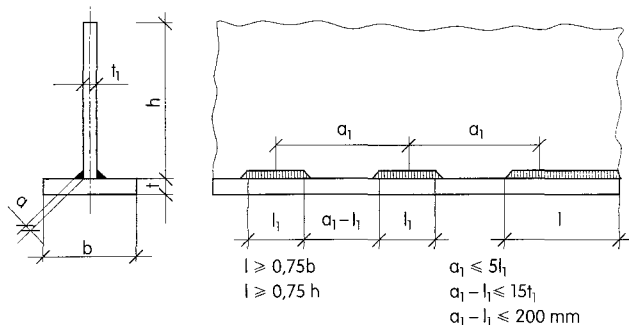
Rys. 4-14. Połączenie kątownika spoinami pachwinowymi podłużnymi i poprzecznymi

W połączeniach zakładkowych (rys. 4-13) można stosować wyłącznie spoiny podłużne, jeśli długość każdej z nich jest nie mniejsza niż odstęp między nimi ($l_1 \geq b$), przy czym $b \leq 30t$. W przeciwnym razie należy stosować dodatkowe spoiny poprzeczne (np. rys. 4-14).

Spoiny pachwinowe przerywane należy wymiarować zgodnie z warunkami podanymi na rys. 4-15. Spoin przerywanych nie należy stosować:

- w elementach obciążonych dynamicznie,
- w elementach bezpośrednio narażonych na korozję atmosferyczną lub chemiczną oraz w warunkach podwyższonej wilgotności,
- w strefach skokowej zmiany sztywności,
- w razie jednoczesnego występowania znacznych naprężeń normalnych i stycznych.

W połączeniach montażowych jak na rys. 4-11 spoina podłużna na odcinku $l_2 \geq 20t$ powinna być wykonana po uprzednim połączeniu pasów i środnika.



Rys. 4-15. Spoiny pachwinowe przerywane

Obliczenia wytrzymałościowe spoin pachwinowych polegają również na sprawdzeniu stanu granicznego nośności połączenia. Naprężenia wyznaczone z uwzględnieniem wartości obliczeniowych obciążeń porównuje się z wytrzymałością obliczeniową stali f_d zmniejszoną przez współczynnik wytrzymałości spoin α . Spoiny pachwinowe pracują głównie na ścinanie (naprężenia τ). Do obliczeń przyjmuje się równomierny rozkład naprężeń w spoinie.

● *Nośność połączeń zakładkowych (rys. 4-13 i 4-14) bądź nakładkowych obciążonych osiowo siłą P sprawdza się wg wzoru*

$$\tau = \frac{P}{\sum a \cdot l} \leq a \cdot f_d \quad (4-4)$$

Naprężenia ścinające wywołane działaniem siły podłużnej oblicza się tylko w spoinach równoległych do kierunku działania tej siły.

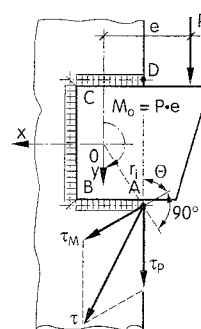
● *Nośność połączeń zakładkowych obciążonych siłą P i momentem zginającym $M_O = P \cdot e$ (rys. 4-16) sprawdza się wg wzoru*

$$\tau = \sqrt{(\tau_M + \tau_P \cdot \cos \Theta)^2 + (\tau_P \cdot \sin \Theta)^2} \leq a_{\perp} \cdot f_d \quad (4-5)$$

w którym:

- τ — wypadkowe naprężenie styczne,
- τ_P — składowa naprężenia ścinającego wywołana działaniem siły poprzecznej, obliczana wg wzoru (4-4) — w sytuacji przedstawionej na rys. 4-16 we wzorze tym jako l przyjmuje się długość odcinka BC , tj. uwzględnia się tylko spoinę równoległą do kierunku działania siły poprzecznej,
- τ_M — składowa naprężenia ścinającego od momentu zewnętrznego, obliczana wg wzoru $\tau_M = M_O \cdot r_i / I_O$, gdyż moment zewnętrzny skręcający połączenie jest równoważony przez moment sił ścinających przenoszonych przez elementarne pola przekroju spoin, działających na ramionach równych odległościom tych sił od punktu O (środka ciężkości kładu przekroju obliczeniowego wszystkich odcinków spoin na płaszczyznę styku łączonych elementów),
- r_i — odległość od środka ciężkości kładu przekroju obliczeniowego spoin na płaszczyznę styku łączonych elementów (tj. od punktu O) do rozpatrywanego punktu na osi przechodzącej przez środek tego kładu (rys. 4-16),
- I_O — biegunowy (tj. względem środka ciężkości) moment bezwładności kładu przekroju obliczeniowego spoin $I_O = I_x + I_y$,
- Θ — kąt między kierunkami działania naprężeń τ_P i τ_M w rozpatrywanym punkcie spoiny ($0 \leq \Theta \leq 180^\circ$).

W spoinie połączenia zakładkowego obciążonego siłą P i momentem zginającym M_O najbardziej wyęczone są punkty położone najdalej od punktu O — na rys. 4-16 są to punkty A i D .



Rys. 4-16. Połączenie zakładkowe ścinane i zginane

● Połączenia teowe ścinane i zginane, wykonane na spoiny pachwinowe, gdzie kąt $\alpha = 90^\circ$ (rys. 4-17), oblicza się zgodnie ze wzorem (4-1), przy czym zamiast σ wstawia się τ_M , a zamiast τ wprowadza się τ_V oraz przyjmuje się właściwe w odniesieniu do spoin pachwinowych współczynniki α_\perp i α_\parallel (tab. 4-1). Naprężenia τ_M i τ_V oblicza się w przekroju utworzonym przez kład przekroju spoin na płaszczyznę styku. Przykładem takiego połączenia jest styk belki dwuteowej ze słupem (rys. 4-18). Najniekorzystniejszy stan naprężeń τ_M i τ_V wystąpi w miejscu połączenia środka z pasem belki dwuteowej, a naprężenia wypadkowe sprawdza się z warunku

$$\tau = \sqrt{\left(\frac{\tau_M}{\alpha_\perp}\right)^2 + \left(\frac{\tau_V}{\alpha_\parallel}\right)^2} \leq f_d \quad (4-6)$$

gdzie:

$$\tau_M = \frac{M \cdot y_1}{I_{xs}}; \quad \tau_V = \frac{V}{2a \cdot h_1}$$

M, V — wartości obliczeniowe momentu zginającego i siły poprzecznej, przenoszonych przez złącze,

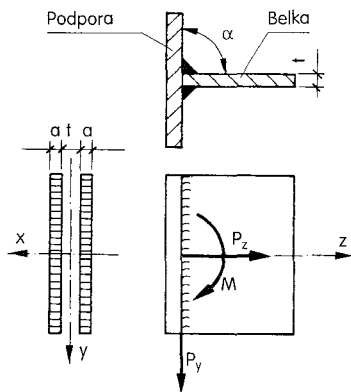
I_{xs} — moment bezwładności kładu przekroju podłużnego spoin (poprowadzonego przez wysokość a spoiny na płaszczyznę styku belki z podporą),

y_1, h_1 — wymiary wg rys. 4-18.

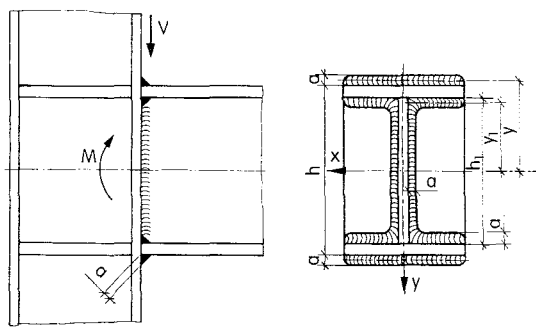
W skrajnym włóknie omawianego połączenia (w spoinach łączących stopkę dwuteownika ze słupem) należy dodatkowo sprawdzić warunek

$$\tau_{M \max} = \frac{M \cdot y}{I_{xs}} \leq \alpha_\perp \cdot f_d \quad (4-7)$$

gdzie $y = (h+a)/2$.



Rys. 4-17. Połączenie teowe na spoiny pachwinowe



Rys. 4-18. Połączenie belki dwuteowej ze słupem na spoiny pachwinowe

● W złożonym stanie naprężenia (rys. 4-19) oraz w złączach teowych, w których kąt α między łączonymi częściami jest z przedziału $45^\circ \leq \alpha < 90^\circ$, warunek nośności spoin pachwinowych sprawdza się wg wzoru

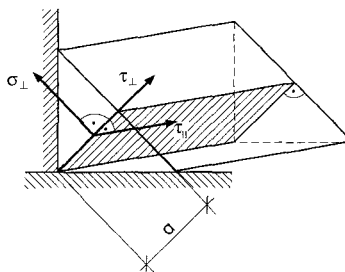
$$\sigma_z = \kappa \sqrt{\sigma_\perp^2 + 3(\tau^2 + \tau_\perp^2)} \leq f_d \quad (4-8)$$

przy czym $\sigma_\perp \leq f_d$. W powyższym wzorze:

$\kappa = 0,7$ dla stali o $R_e \leq 255$ MPa,

$\kappa = 0,85$ dla stali o $255 < R_e \leq 355$ MPa,

$\kappa = 1,0$ dla stali o $355 < R_e \leq 460$ MPa.



Rys. 4-19. Złożony stan naprężenia w spoinie pachwinowej

● Ciągłe podłużne spoiny pachwinowe styku pasa ze środkiem w belkach dwuteowych spawanych z blach, poza miejscami działania znacznych sił skupionych, oblicza się ze względu na siłę rozwarstwiającą wg wzoru

$$\tau_\parallel = \frac{V_a \cdot S_x}{2a \cdot I_x} \leq \alpha \cdot f_d \quad (4-9)$$

w którym:

V_a — największa obliczeniowa siła poprzeczna,

S_x — moment statyczny przekroju pasa belki względem osi obojętnej,

I_x — moment bezwładności całego przekroju belki.

Jeśli w styku pasa ze środkiem zastosowano spoiny przerywane (por. rys. 4-15), to lewą stronę nierówności (4-9) mnoży się przez iloraz a_1/l_1 .

Spoiny w bezpośrednim sąsiedztwie działania znacznych obciążeń skupionych, gdy nie jest zapewniony docisk łączonych części, powinny spełniać warunek (4-8).

W obliczeniach połączeń ze spoinami czołowymi i pachwinowymi poddanych obciążeniom dynamicznym nie należy uwzględniać spoin pachwinowych. W razie działania wyłącznie obciążeń statycznych nośność takich połączeń ustala się jako sumę nośności spoin czołowych i 50% nośności spoin pachwinowych.

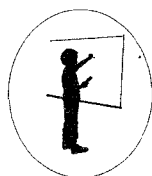
Kontrola jakości spoin. Wymagania jakościowe dotyczące spoin i złączy spawanych są podane w PN-78/M-69011. Określono tam *pięć klas złączy spawanych* w konstrukcjach stalowych, w zależności od kształtu, jakości wykonania i wytrzymałości zmęczeniowej złącza. Na podstawie wymagań jakościowych określa się klasę wadliwości złącza, długości badanych odcinków spoin, rodzaje kontroli i tolerancje wymiarów. Wady złączy spawanych są określone w PN-75/M-69703 i PN-87/M-69772.

Kontrola robót spawalniczych składa się z:

- oceny kwalifikacji spawaczy,
- kontroli materiałów konstrukcyjnych i dodatkowych do spawania,
- kontroli przygotowania elementów i przebiegu spawania.

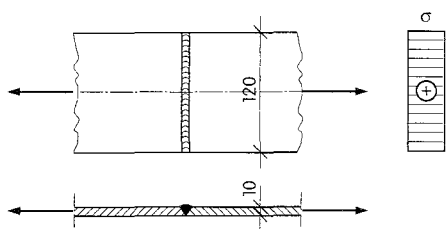
Ostateczna kontrola złączy spawanych składa się z:

- oględzin wszystkich wykonanych spoin, co ma na celu wyszukanie wad zewnętrznych, zakwalifikowanie i oznaczenie odcinków spoin do poprawienia,
- badań radiologicznych (wykonanie radiogramów, opis i ocena spoin na ich podstawie),
- innych badań nieniszczących (np. ultradźwiękowych, magnetycznych, penetracyjnych),
- ewentualnych badań laboratoryjnych niszczących na złączach próbnych,
- ewentualnych prób eksploatacyjno-ruchowych.



Przykład 4-1. Sprawdzić naprężenia w spoinie czołowej styku płaskownika rozciąganego osiowo (rys. 4-20). Spoina ma być kontrolowana zgrubnie. Płaskownik o przekroju 120×10 mm ze stali St3SX jest rozciągany siłą obliczeniową $P = 215$ kN.

Zgodnie z tab. 2-1: $f_d = 215$ MPa ($t < 16$ mm). Współczynnik wytrzymałości obliczeniowej spoiny przy rozciąganiu osiowym $\alpha_{\perp} = 0,85$ (wg tab. 4-1). Wymiary obliczeniowe spoiny: $a = 10$ mm, $l = 120$ mm.

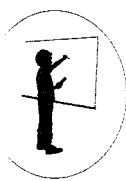


Rys. 4-20. Styk czołowy płaskownika rozciąganego osiowo

Naprężenia w spoinie sprawdza się wg wzoru (4-3)

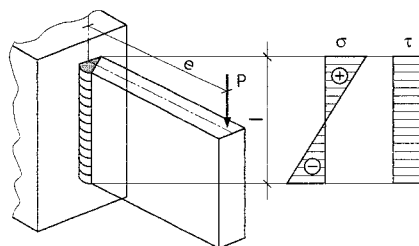
$$\sigma = \frac{P}{a \cdot l} = \frac{215}{1,0 \cdot 12,0} = 17,9 \text{ kN/cm}^2 < \alpha_{\perp} \cdot f_d = 0,85 \cdot 21,5 = 18,3 \text{ kN/cm}^2$$

Styk jest zaprojektowany prawidłowo, gdyż spełniony jest warunek stanu granicznego nośności. ■



Przykład 4-2. Sprawdzić naprężenia w spoinie czołowej pracującej na zginanie i ścinanie. Spoina, kontrolowana zgrubnie, łączy ze słupem stalowy wspornik obciążony pionową siłą o wartości obliczeniowej $P = 135 \text{ kN}$ (rys. 4-21). Wspornik i słup są wykonane ze stali St4V. Grubość spoiny $a = 10 \text{ mm}$. Spoiny będą wykonywane w czasie montażu na budowie. Wymiary: $l = 300 \text{ mm}$, $e = 200 \text{ mm}$.

Wytrzymałość obliczeniowa stali St4V, gdy $t < 16 \text{ mm}$, wynosi $f_d = 235 \text{ MPa}$ (wg tab. 2-1). Współczynniki wytrzymałości spoin czołowych przyjęto (wg tab. 4-1): $\alpha_{\perp} = 1,0$ (zginanie), $\alpha_{\parallel} = 0,6$ (ściananie). Współczynniki te należy zmniejszyć o 10%, wprowadzając mnożnik 0,9, gdyż dotyczą spoin montażowych: $\alpha_{\perp} = 0,9 \cdot 1,0 = 0,9$, $\alpha_{\parallel} = 0,9 \cdot 0,6 = 0,54$.



Rys. 4-21. Połączenie wspornika ze słupem na spoinę czołową

Moment zginający M i siła poprzeczna V w spoinie wynoszą

$$M = 135 \cdot 20 = 2700 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$V = 135 \text{ kN}$$

Wskaźnik wytrzymałości przekroju spoiny

$$W_{xs} = \frac{I_x}{0,5h} = \frac{a \cdot h^2}{6} = \frac{1,0 \cdot 30^2}{6} = 150 \text{ cm}^3$$

Naprężenia normalne w spoinie wg wzoru (4-2)

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{M \cdot y}{I_x} = \frac{M}{W_{xs}} = \frac{2700}{150} = 18 \text{ kN/cm}^2 = 180 \text{ MPa} < \alpha_{\perp} \cdot f_d = \\ &= 0,9 \cdot 235 = 212 \text{ MPa} \end{aligned}$$

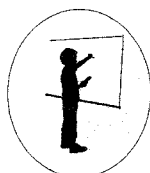
Naprężenia ścinające od siły poprzecznej

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{V}{a \cdot h} = \frac{135}{1,0 \cdot 30} = 4,5 \text{ kN/cm}^2 = 45 \text{ MPa} < \alpha_{\parallel} \cdot f_d = \\ &= 0,54 \cdot 235 = 127 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Naprężenia zastępcze w spoinie wg wzoru (4-1)

$$\sigma_z = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{\alpha_{\perp}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\alpha_{\parallel}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{180}{0,9}\right)^2 + \left(\frac{45}{0,54}\right)^2} = 217 \text{ MPa} < f_d = 235 \text{ MPa}$$

Spoina jest zgodna z warunkami PN-90/B-03200. ■



Przykład 4-3. Sprawdzić możliwość przymocowania wspornika z przykładu 4-2 dwiema spoinami pachwinowymi o grubości $a = 5 \text{ mm}$. Spoiny mają być wykonane w czasie montażu. Współczynniki spoin pachwinowych przyjęto wg tab. 4-1, jak w odniesieniu do stali o $R_e = 255 \text{ MPa}$, czyli $\alpha_{\perp} = 0,9$, $\alpha_{\parallel} = 0,8$, a następnie zmniejszono je o 10%, uzyskując wartości $\alpha_{\perp} = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81$ oraz $\alpha_{\parallel} = 0,8 \cdot 0,9 = 0,72$.

Wskaźnik wytrzymałości przekroju spoiny

$$W = \frac{2 \cdot 0,5 \cdot 30^2}{6} = 150 \text{ cm}^3 \text{ (jak w przykładzie 4-2)}$$

Naprężenia w spoinie sprawdza się jak dla połączenia teowego wg wzoru (4-6)

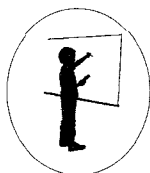
$$\tau_M = \frac{M}{W_{xy}} = \frac{2700}{150} = 18 \text{ kN/cm}^2 = 180 \text{ MPa}$$

$$\tau_V = \frac{V}{2a \cdot h} = \frac{135}{2 \cdot 0,5 \cdot 30} = 4,5 \text{ kN/cm}^2 = 45 \text{ MPa}$$

Naprężenia wypadkowe

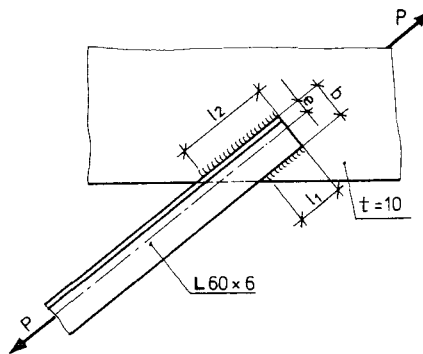
$$\tau = \sqrt{\left(\frac{\tau_M}{\alpha_{\perp}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_V}{\alpha_{\parallel}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{180}{0,81}\right)^2 + \left(\frac{45}{0,72}\right)^2} = 231 \text{ MPa} < f_d = 235 \text{ MPa}$$

Spoiny pachwinowe o grubości $a = 5 \text{ mm}$ spełniają warunki PN-90/B-03200.



Przykład 4-4. Obliczyć potrzebną długość spoin pachwinowych podłużnych, potrzebnych do zespawania blachy węzłowej i kątownika 60×6 rozciąganego siłą osiową o wartości obliczeniowej $P = 95 \text{ kN}$ (rys. 4-22). Kątownik i blacha są wykonane ze stali St3S, której wytrzymałość obliczeniowa $f_d = 215 \text{ MPa}$ (tab. 2-1). Przyjęto spoiny pachwinowe grubości $a = 3 \text{ mm}$. Współczynnik wytrzymałości spoiny $\alpha_{\parallel} = 0,8$ (z tab. 4-1, gdy $R_e \leq 255 \text{ MPa}$).

Rys. 4-22. Połączenie kątownika spoinami podłużnymi z blachą węzłową



Naprężenia w spoinach rozpatrywanego połączenia sprawdza się wg wzoru (4-4). Można ten wzór przekształcić, aby wyznaczyć łączną długość spoin potrzebnych do przymocowania kątownika.

$$\Sigma l = \frac{P}{a \cdot a \cdot f_d} = \frac{95}{0,3 \cdot 0,8 \cdot 21,5} = 18,4 \text{ cm}$$

Środek ciężkości spoin powinien pokrywać się w rzucie ze środkiem ciężkości przyspawanego kątownika, należy więc zastosować różne długości odcinków spoin z obu stron kątownika, obliczone w następujący sposób

$$l_1 = l \frac{e}{b} = 18,4 \frac{1,69}{6,0} = 5,2 \text{ cm, przyjęto } l_1 = 60 \text{ mm}$$

$$l_2 = l \frac{b-e}{b} = 18,4 \frac{6,0-1,69}{6,0} = 13,2 \text{ cm, przyjęto } l_2 = 135 \text{ mm}$$

Sprawdzenie warunków konstrukcyjnych (wg rys. 4-13):

$$l_1 = b = 60 \text{ mm}$$

z więc długości spoin nie są mniejsze niż odstęp między nimi, a ponadto

$$b = 60 \text{ mm} < 30g = 30 \cdot 6,0 = 180 \text{ mm}$$

czyli odstęp spoin nie przekracza trzydziestokrotnej grubości cieńszego elementu.

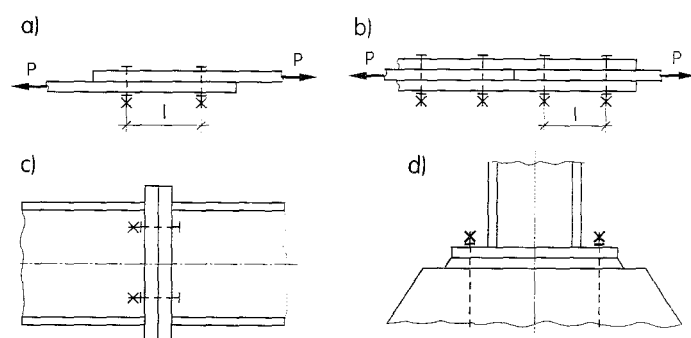
4.3. Połączenia śrubowe

Rodzaje połączeń śrubowych. Połączenia śrubowe stosuje się powszechnie we wszystkich współczesnych konstrukcjach stalowych, zwłaszcza jako połączenia montażowe wykonywane na placu budowy. Połączenia te, jako rozbieralne, stosuje się również w różnych budowlach, przeznaczonych do okresowego użytkowania i przenoszenia w inne miejsce. Połączenia śrubowe są proste i łatwe do

wykonania na budowie w każdych warunkach atmosferycznych, także na dużych wysokościach, bez użycia ciężkiego sprzętu i specjalistycznych urządzeń. Charakteryzują się one małą pracochłonnością i umożliwiają szybki montaż konstrukcji.

Połączenie śrubowe powstaje w styku dwóch (lub kilku) blach, ścianek kształtowników, elementów złożonych itp., za pośrednictwem łączników, czyli śrub umieszczonych w wywierconych otworach, z odpowiednio dokręconymi nakrętkami. Przez obrót i silne dokręcenie nakrętki uzyskuje się siłę rozciągającą w trzpieniu śruby, czyli tzw. naciąg trzpienia.

W konstrukcjach budowlanych stosuje się różne rodzaje połączeń śrubowych. Ze względu na kształt złącza i kierunek obciążenia rozróżnia się przede wszystkim połączenia: zakładkowe bądź nakładkowe oraz doczołowe (rys. 4-23). W tej grupie klasyfikacyjnej można również umieścić połączenia kotwowe podstaw słupów z fundamentami betonowymi oraz połączenia prętów okrągłych (ściągów, stężeń itp.) za pomocą nakrętek rzymskich.



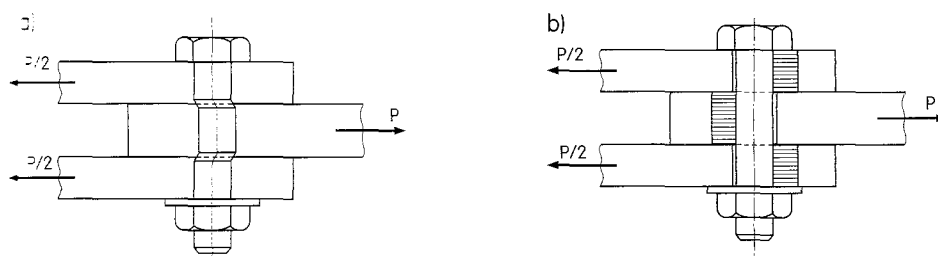
Rys. 4-23. Podstawowe rodzaje połączeń śrubowych: a) zakładkowe, b) nakładkowe, c) doczołowe, d) śruby kotwowe

Połączenia zakładkowe i nakładkowe stosuje się przede wszystkim w stykach pasów i środników belek oraz słupów, w stykach pasów kratownic, w połączeniach prętów stężeń z blachami węzłowymi itp. Połączenia śrubowe są obciążone osiowo, jeśli wypadkowa sił wewnętrznych przechodzi przez środek ciężkości połączenia, a w płaszczyźnie styku łączonych elementów nie występuje moment zginający (rys. 4-23b).

W mimośrodowych połączeniach zakładkowych (rys. 4-23a) w płaszczyźnie styku, oprócz siły osiowej, występuje moment zginający.

Połączenia doczołowe stosuje się przede wszystkim w węzłach i stykach konstrukcji ramowych pełnościennych, w stykach podporowych belek ciągłych, w stykach ściągów, stężeń itp. W połączeniach doczołowych moment jest prostopadły do płaszczyzny styku elementów.

Połączenia zakładkowe i nakładkowe można podzielić na zwykłe, pasowane i cierne.

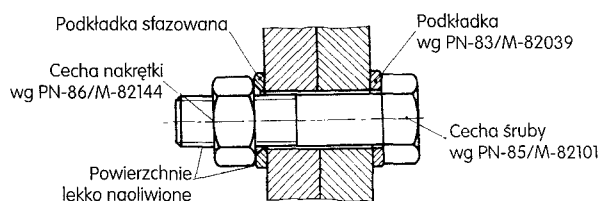


Rys. 4-24. Połączenie śrubowe: a) ścinanie (dwie płaszczyzny ścinania), b) docisk

Połączenia zwykłe są od dawna znane i stosowane w budownictwie. Siła rozciągająca w zakładkowym (nakładkowym) połączeniu zwykłym jest przenoszona z jednej blachy na drugą przez trzpień śruby, który pracuje na ścinanie w płaszczyznach styku blach oraz na docisk do ścianek otworu (rys. 4-24).

Połączenia pasowane, rzadko stosowane w budownictwie, wymagają użycia śrub pasowanych, które umieszcza się w otworach o bardzo małych luzach, wynoszących maksimum 0,3 mm. Śruby w połączeniach pasowanych pracują również na ścinanie trzpienia i docisk do ścianek otworu.

Połączenia cierne należą do nowoczesnych, stosowanych w budownictwie sposobów łączenia elementów konstrukcji stalowych. W połączeniach takich (zakładkowych bądź nakładkowych) konieczne jest zawsze zastosowanie śrub wysokiej wytrzymałości, które sprężają złącze. Istota pracy połączeń ciernych polega na przeniesieniu sił w złączu przez tarcie powierzchni łączonych elementów silnie dociśniętych do siebie za pomocą śrub, ich nakrętek i podkładek (rys. 4-25). Śruby w takich połączeniach pracują wyłącznie na rozciąganie osiowe.



Rys. 4-25. Śruba wysokiej wytrzymałości w połączeniu ciernym

Połączenia zakładkowe (nakładkowe) i doczołowe można podzielić również na **połączenia sprężane** i **niesprężane**, głównie ze względu na rodzaj śrub i wprowadzane do ich trzpieni siły rozciągające, kontrolowane w czasie dokręcania nakrętek. W połączeniach sprężanych stosuje się zawsze śruby o wysokiej wytrzymałości oraz określa sposób kontroli naciągu.

W tabeli 4-2 podano klasyfikację połączeń śrubowych, z rozróżnieniem kategorii (A+F) i rodzaju połączenia oraz określeniem stanu granicznego nośności (I) lub użytkowania (II), miarodajnego do wymiarowania.

Tabela 4-2

Rodzaj i kategoria połączeń (wg PN-90/B-03200)

Kategoria połączenia	A	B	C	D	E	F
Kierunek obciążenia*	prostopadły do osi łączników			równoległy do osi łączników		
Rodzaj połączenia	zakładkowe			doczołowe		
	śrubowe*** — zwykłe — pasowane nitowe sworzniowe	sprężane** (cierne)		niesprężane**** lub sprężane**	sprężane**	
Stany graniczne: I — nośności II — użytkowania	I	I	II	I	I	II
	ścięcie trzpienia lub docisk do ścianki otworu	poślizg styku		zerwanie śrub	rozwarcie styku	

* W wypadku obciążeń zmiennych co do znaku zaleca się stosować połączenia sprężane, pasowane lub nitowe, a w wypadku obciążeń dynamicznych (wielokrotnie zmiennych lub uderowych) — połączenia kategorii C i F, połączenia pasowane, sprężane lub nitowe.

** Do połączeń sprężanych należy stosować śruby o wysokiej wytrzymałości, tzn. śruby klasy 8.8, 10.9 lub 12.9. Spręża się je siłą S_0 obliczaną zgodnie ze wzorem (4-19). W dokumentacji projektowej należy określić warunki techniczne wykonania i odbioru połączeń sprężanych. Należy zwłaszcza podać na rysunkach połączeń montażowych sposób realizacji wstępnego sprężania (np. wartości momentów dokręcających), a w odniesieniu do połączeń ciernych również sposób przygotowania powierzchni odpowiedni do żadanego współczynnika tarcia.

*** Połączenia na śruby o wysokiej wytrzymałości można projektować jako sprężane siłą równą $0,5 S_0 = 0,35 R_m A_s$.

**** Do połączeń niesprężanych stosuje się śruby klas niższych niż 8.8.

Zalecane w budownictwie **wymiary i oznaczenia rysunkowe śrub w połączeniach zwykłych** przedstawiono w tab. 4-3*. Śruby oznacza się podając średnicę trzpienia, jego całkowitą długość, klasę wytrzymałości i jakość wykonania, np. M20×70–4.8-C, co oznacza, że trzpień ma średnicę 20 mm, jego długość z częścią gwintowaną wynosi 70 mm, śruba jest klasy 4.8 o zgrubnej jakości wykonania. Jeśli połączenia są sprężone (cierne lub doczołowe), to przy opisywaniu śrub należy podać warunki sprężenia (sposób przygotowania powierzchni i sposób kontroli naciągu).

Projektowanie połączeń śrubowych. Rodzaj i kategorię połączenia należy ustalić wg tab. 4-2.

Sumaryczna grubość łączonych części (blach) powinna spełniać warunki:










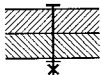
- $\Sigma t \leq 5d$ — w połączeniach nitowych i śrubowych zwykłych niesprężanych,
- $\Sigma t \leq 8d$ — w połączeniach śrubowych sprężanych.

gdzie d — średnica łącznika.

* W PN-ISO 5261:1994 przedstawiono inny system oznaczeń (patrz tab. 4-8 i 4-9). W praktyce nadal jednak powszechnie stosowane są oznaczenia zestawione w tab. 4-3.

Tabela 4-3

Oznaczenia rysunkowe śrub zwykłych

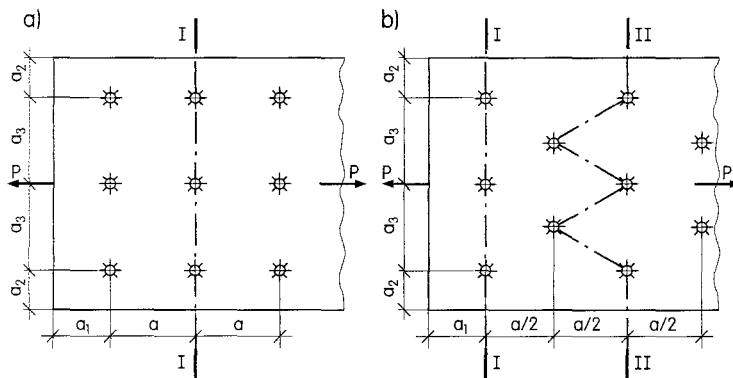
Średnica trzpienia śruby [mm]	M10	M12	M16	M20	M24	M30	M36
Średnica otworu [mm]	11	13	17	21	25	31	37
Oznaczenia śrub na rysunkach							
	Uwaga: Śruby zakładane na budowie oznacza się dodatkowo – jak spoiny i nity – znakiem  , np. 						
	Oznaczenie śruby w przekroju (wg PN-81/N-01613)						

Projektowanie połączeń śrubowych zwykłych polega na ustaleniu wymiarów, liczby i rozmieszczenia śrub w złączu, na określeniu nośności obliczeniowych śrub w połączeniu oraz sprawdzeniu warunku nośności połączenia wg PN-90/B-3200.

Do wykonania połączeń śrubowych zwykłych używa się śrub zgrubnych, średnio dokładnych i dokładnych. Średnice okrągłych otworów (d_o) na śruby powinny być większe od średnicy trzpienia śruby (d) o luz Δ . Jeśli do wykonania połączenia użyto śrub średnio dokładnych, to:

- $\Delta = 1$ mm, gdy $8 \leq d \leq 14$ mm,
- $\Delta = 2$ mm, gdy $16 \leq d \leq 24$ mm,
- $\Delta = 3$ mm, gdy $27 \leq d \leq 45$ mm.

Śruby w połączeniach zakładkowych rozmieszcza się w układzie prostokątnym lub przestawionym (rys. 4-26), zgodnie z wymaganiami podanymi w tab. 4-4. Dodatkowo uwzględnić trzeba możliwość założenia klucza, zarówno od strony łba, jak i nakrętki.



Rys. 4-26. Rozmieszczenie śrub w złączach zakładkowych bądź nakładkowych: a) układ prostokątny, b) układ przestawiony

Tabela 4-4

Rozstaw łączników w połączeniu zakładkowym elementów rozciąganych (wg PN-90/B-03200)

Określenie rozstawu	Oznaczenie wg rys. 4-26	Graniczne rozstawy łączników w połączeniach śrubowych i nitowych	
		min	max
Odległość od czoła blachy nakładek w kierunku równoległym do siły obciążającej	a_1^*	$1,5 d$	min $\begin{cases} 12t \\ 150 \text{ mm} \\ 4t + 40 \text{ mm}^{**} \end{cases}$
Odległość od krawędzi bocznej blachy w kierunku prostopadłym do siły obciążającej	a_2		
Rozstaw szeregów	a_3	$2,5 d$	min (14t; 200 mm)
Rozstaw łączników w szeregu	a^*	$2,5 d$	$2 a_{3\max} - a_3^{***}$

Oznaczenia: d — średnica łącznika, t — grubość blachy.* Odległości a_1 i a należy dobierać z uwzględnieniem nośności łącznika na docisk S_{Rb} wg wzoru (4-13).

** Dotyczy konstrukcji nie osłoniętych.

*** W elementach rozciąganych można dopuścić w szeregach wewnętrznych $2a_{\max}$ lub we wszystkich szeregach $1,5a_{\max}$.

Tabela 4-5

Nośność obliczeniowa śrub na rozciąganie i ścinanie (wg PN-90/B-03200)

Śruba	Symbol klasy		3.6	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9	12.9
	R_m [MPa]		330	400	420	500	520	600	600	800	1040	1200
	R_e [MPa]		190	240	340	300	420	360	480	640	940	1100
	A_s [mm ²]		Nośność obliczeniowa na rozciąganie S_{Rt} i na ścinanie* S_{Rv} [kN]									
M10	$A_s = 58$	S_{Rt}	9,4	11,8	15,9	14,8	19,6	17,7	22,7	30,2	39,2	46,1
		S_{Rv}	11,7	14,1	14,8	17,7	18,4	21,2	21,2	28,3	36,7	43,1
M12	$A_s = 84,3$	S_{Rt}	13,6	17,2	23,0	21,5	28,5	25,8	32,9	43,8	57,0	67,0
		S_{Rv}	16,8	20,3	21,4	25,4	26,4	30,5	30,5	40,7	52,9	62,0
M16	$A_s = 157$	S_{Rt}	25,3	32,0	42,8	40,0	53,0	48,1	61,1	81,3	106	125
		S_{Rv}	29,9	36,2	38,0	45,2	47,0	54,3	54,3	72,4	94,1	110
M20	$A_s = 245$	S_{Rt}	39,6	50,0	67,0	62,5	82,6	75,0	95,6	132	166	196
		S_{Rv}	46,7	56,5	59,3	70,7	73,5	84,8	84,8	117	150	172
M24	$A_s = 353$	S_{Rt}	57,0	72,1	96,2	90,0	120	108	138	190	239	280
		S_{Rv}	67,2	81,4	85,4	102	106	122	122	169	212	248
M30	$A_s = 561$	S_{Rt}	90,6	114	153	143	190	172	219	303	379	445
		S_{Rv}	105	127	134	159	165	191	191	265	331	388

* Wartości S_{Rv} dotyczą ścinania w jednej płaszczyźnie na odcinku niegwintowanym. Jeśli łącznik ma n płaszczyzn ścinania, to wartość odczytaną z tabeli mnoży się przez n .

Nośność obliczeniowa jednej śruby na ścinanie i zerwanie trzpienia zależy od wytrzymałości na rozciąganie R_m i granicy plastyczności R_e materiału śruby. Wymaga się, aby R_m śrub nie była mniejsza niż R_e części łączonych (wielkości te bierze się zgodnie z PN-82/M-82054.03 stosownie do kategorii połączenia). Nośność obliczeniową śrub w połączeniu określa się w zależności od kategorii połączenia i miarodajnego stanu granicznego (por. tab. 4-2).

● *Nośność obliczeniową śruby na ścinanie trzpienia określa się wg wzoru*

$$S_{Rv} = 0,45R_m \cdot A_v \cdot m \quad (4-10)$$

gdzie:

- A_v — pole przekroju trzpienia; jeśli ścinana jest niegwintowana część trzpienia śruby, to $A_v = \pi \cdot d^2/4$; jeśli ścinana jest część gwintowana, to $A_v = A_s$ (tab. 4-5) z wyjątkiem śrub klasy 10.9, gdzie $A_v = 0,8A_s$;
 - m — liczba płaszczyzn ścinania (por. rys. 4-24).
- Wartości S_{Rv} dotyczące śrub M10÷M30 podano w tab. 4-5.

● *Nośność obliczeniową śruby na zerwanie trzpienia przyjmuje się jako wartość mniejszą z określonych poniżej:*

$$S_{Rt} = 0,65R_m \cdot A_s \quad \text{bądź} \quad S_{Rt} = 0,85R_e \cdot A_s \quad (4-11)$$

gdzie A_s — pole przekroju czynnego rdzenia śruby (tab. 4-5).

Nośność obliczeniową śrub M10÷M30 na rozciąganie (zerwanie trzpienia) podano w tab. 4-5.

● *Nośność obliczeniowa śruby na uplastycznienie wskutek docisku trzpienia do ścianki otworu S_{Rb} zależy m.in. od rozstawu śrub a i ich odległości od brzegu w kierunku równoległym do obciążenia a_1 (por. rys. 4-26 i tab. 4-4). Nośność tę oblicza się za pomocą wzoru*

$$S_{Rb} = \alpha \cdot f_d \cdot d \cdot \Sigma t_i \quad (4-12)$$

gdzie:

- f_d — wytrzymałość obliczeniowa stali części łączonych (tab. 2-1),
- d — średnica trzpienia śruby (przy docisku do części gwintowanej należy zamiast d przyjmować $0,7d$),
- Σt_i — łączna grubość ścianek dociskanych w jednym kierunku (przyjmuje się mniejszą z dwu wartości),
- α — współczynnik zwiększający, przyjmowany jako mniejsza z wartości

$$\alpha = \frac{a_1}{d} \leq 2,5 \quad \text{lub} \quad \alpha = \frac{a}{d} - \frac{3}{4} \leq 2,5.$$

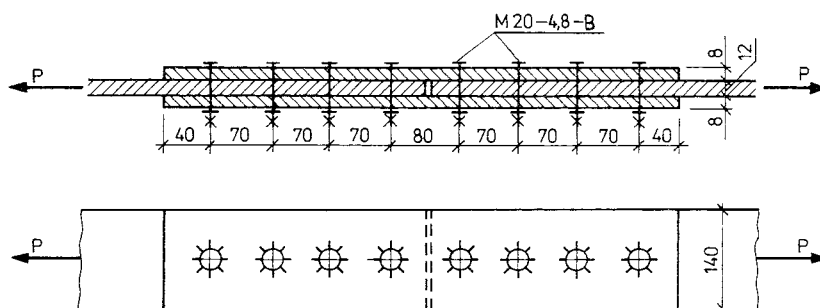
● Stan graniczny nośności zwykłych połączeń zakładkowych rozciąganych osiowo (rys. 4-27) sprawdza się wg wzoru

$$P \leq n \cdot \eta \cdot S_R \quad (4-13)$$

w którym:

- P — wartość obliczeniowa siły rozciągającej złącze,
- n — liczba śrub przenoszących siłę P ,
- S_R — miarodajna nośność obliczeniowa jednej śruby, czyli mniejsza z wartości S_{Rv} lub S_{Rb} ,
- η — współczynnik redukcyjny połączeń długich (gdy odległość l między skrajnymi śrubami w kierunku obciążenia — patrz rys. 4-23a, b — jest większa od $15d$)

$$\eta = 1 - \frac{l - 15d}{200d}, \quad \text{przy czym} \quad 0,75 \leq \eta \leq 1 \quad (4-14)$$



Rys. 4-27. Styk śrubowy zwykły ściągu wykonanego z płaskownika

Za pomocą wzoru (4-13) można również określić potrzebną liczbę śrub po jednej stronie styku rozciąganego osiowo, czyli

$$n = \frac{P}{\eta \cdot S_R} \quad (4-15)$$

Omawiane połączenia zakładkowe trzeba dodatkowo sprawdzać na nośność elementu łączonego ze względu na osłabienie przekroju otworami na śruby (wg zasad podanych w p. 3.5), a zatem

$$P \leq N_{Rt} = A_{\psi} \cdot f_d \quad (4-16)$$

gdzie:

- A_{ψ} — pole sprowadzone przekroju wg wzorów (3-5)÷(3-7),
- f_d — wytrzymałość obliczeniowa elementu łączonego (tab. 2-1).

W obliczeniach tych należy uwzględnić odpowiednie wskaźniki osłabienia: przy rozciąganiu (ψ_{or}), ściskaniu (ψ_{oc}) lub ścinaniu (ψ_{ov}). Jeśli są one mniejsze od jedności, to sprawdza się dodatkowe warunki nośności. Wzory niezbędne do obliczania wskaźników osłabienia i dodatkowych warunków nośności można znaleźć w tab. 5 w PN-90/B-03200, jednak ze względu na skomplikowany charakter tego zagadnienia, wykraczającego poza zakres programu nauczania, nie będzie ono dokładnie omawiane w niniejszym podręczniku.

● *Stan graniczny nośności połączeń zakładkowych zwykłych obciążonych siłą i momentem zginającym* (rys. 4-28) oblicza się inaczej. Sprawdzenie nośności takich połączeń polega na porównaniu siły S_i działającej na śrubę najbardziej obciążonej z miarodajną nośnością obliczeniową tej śruby, czyli

$$S_i = \sqrt{(S_{iM} + S_{iP} \cdot \cos \Theta_i)^2 + (S_{iP} \cdot \sin \Theta_i)^2} \leq S_R \quad (4-17)$$

gdzie:

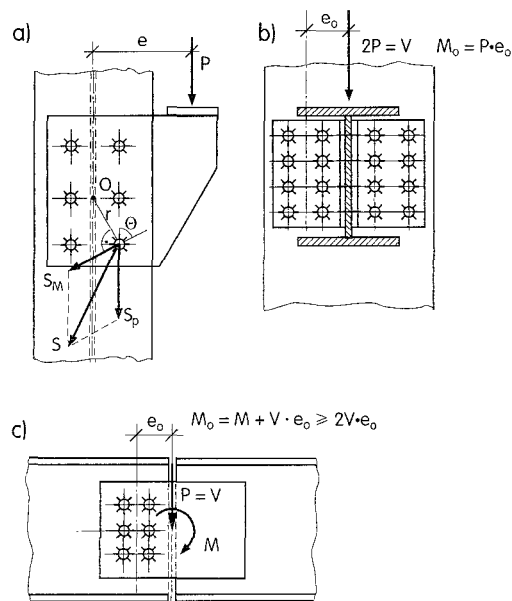
S_i — siła wypadkowa przypadająca na jeden łącznik (śrubę), tj. suma wektorowa sił składowych S_{iP} i S_{iM} ,

$S_{iP} = P/n$ — siła składowa od obciążenia siłą P ,

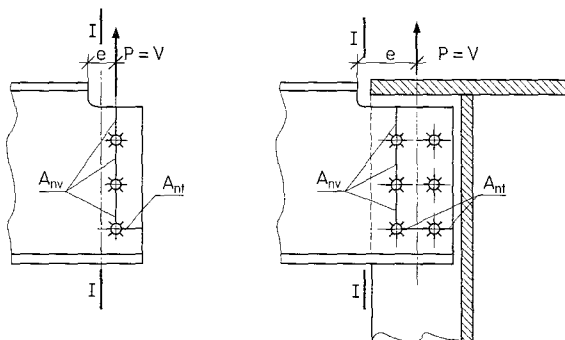
$S_{iM} = M_O \cdot r_i / \sum_{i=1}^n r_i^2$ — siła składowa od obciążenia momentem M_O prostopadła do ramienia r obrotu względem środka ciężkości grupy łączników przenoszących obciążenie momentem M_O ,

Θ_i — kąt między wektorami sił składowych ($0 \leq \Theta_i \leq 180^\circ$),

S_R — jak we wzorze (4-13).



Rys. 4-28. Połączenia zakładkowe obciążone siłą i momentem zginającym: a) b) c) przykłady połączeń



Rys. 4-29. Oznaczenia przekrojów A_{nv} i A_{nt} w połączeniach belki z podciągami

Połączenia śrubowe zakładkowe (nakładkowe) obciążone siłą poprzeczną V , np. stosowane często do połączenia środków belek stropowych z podciągami (rys. 4-29), powinny być dodatkowo sprawdzane na nośność przekroju osłabionego otworami na śruby ze względu na możliwość tzw. blokowego ścięcia (ścięcia i rozerwanie). Obliczenia te wykonuje się korzystając ze wzoru

$$V \leq f_d \left(0,6A_{nv} + \frac{n_v}{n} A_{nt} \right) \quad (4-18)$$

w którym:

- A_{nv} — pole ścinanej części przekroju netto (rys. 4-29),
- A_{nt} — pole rozciąganej części przekroju netto (rys. 4-29),
- n — liczba śrub w połączeniu,
- n_v — liczba śrub w ścinanej części przekroju netto.

Ponadto należy sprawdzić nośność przekroju $I-I$ (obciążonego siłą poprzeczną) na ścinanie ze zginaniem ($M_t = V \cdot e$) — analogicznie jak w p. 3.7.

Projektowanie połączeń pasowanych przebiega według tych samych zasad co projektowanie połączeń zwykłych. Połączenia pasowane powinny mieć luz w otworach na śruby wynoszący:

- $\Delta \leq 0,2$ mm, gdy średnica trzpienia śruby $d \leq 22$ mm,
- $\Delta \leq 0,3$ mm, gdy $d > 22$ mm.

Projektowanie połączeń ciernych (tj. sprężanych zakładkowych) różni się od projektowania zwykłych połączeń śrubowych, przede wszystkim ze względu na istotę pracy złącza. Siły w złączu są przenoszone przez tarcie powierzchni łączonych elementów, silnie dociśniętych do siebie za pomocą śrub, ich podkładek i nakrętek (por. rys. 4-25). Wartość siły rozciągającej w śrubie, wprowadzonej przez kontrolowane dokręcenie nakrętki, wpływa na docisk łączonych elementów i siłę tarcia. Współczynnik tarcia μ zależy od sposobu przygotowania powierzchni przylegania elementów łączonych, np.:

- nie malowane powierzchnie bez specjalnego przygotowania, nie zaoliwione — $\mu = 0,20$,

- nie malowane powierzchnie po oczyszczeniu ręcznym szczotką drucianą z usunięciem zardzy i rdzy — $\mu = 0,30$,
- nie malowane powierzchnie po wykonaniu opalania płomieniem acetylenowo-tlenowym — $\mu = 0,40$,
- śrutowane lub piaskowane powierzchnie nie malowane (surowe) oraz powierzchnie pomalowane farbą krzemianowo-cynkową *Korsil* (warstwą farby o grubości $60+80 \mu\text{m}$), po uprzednim śrutowaniu lub piaskowaniu — $\mu = 0,45$.

W połączeniach ciernych stosuje się wyłącznie śruby wysokiej wytrzymałości, tzn. klasy 8.8, 10.9 lub 12.9.

Połączenia cierne spręża się w wyniku kontrolowanego dokręcenia nakrętek śrub do określonej w projekcie wartości sił sprężających S_0 za pomocą kluczy dynamometrycznych. Wartość siły sprężającej wg PN-90/B-03200 określa się zgodnie ze wzorem

$$S_0 = 0,7R_m \cdot A_s \quad (4-19)$$

w którym:

R_m — wytrzymałość na rozciąganie materiału śruby,

A_s — pole przekroju czynnego rdzenia śruby

$$A_s = \frac{\pi}{4} \left(\frac{d_1 + d_r}{2} \right)^2 = \frac{\pi}{16} (d_1 + d_r)^2 \quad (4-20)$$

d_1 — średnica podziałowa gwintu śruby, d_r — średnica rdzenia śruby).

● *Nośność obliczeniową jednej śruby w stanie granicznym poślizgu połączenia ciernego* określa się zgodnie ze wzorem

$$S_{Rs} = \alpha_s \cdot \mu \cdot m \cdot S_{Rt} \quad (4-21)$$

w którym:

S_{Rs} — nośność obliczeniowa śruby na rozciąganie (tab. 4-5),

m — liczba powierzchni tarcia w złączu,

μ — współczynnik tarcia,

α_s — współczynnik kształtu otworu:

$\alpha_s = 1$ — zwykły otwór okrągły o średnicy d ,

$\alpha_s = 0,85$ — otwór okrągły powiększony, tj. o średnicy $d + 2\Delta$, lub owalny krótki, tj. o wymiarach $(d + \Delta) \times (d + 4\Delta)$,

$\alpha_s = 0,7$ — otwór owalny długi, tj. o wymiarach $(d + \Delta) \times 2,5(d + \Delta)$.

W połączeniach ciernych kategorii B należy uwzględnić nie tylko stan graniczny nośności na ściecie lub docisk łączników, jak w połączeniach zwykłych zakładkowych, lecz także stan graniczny użytkowania — poślizg styku (patrz tab. 4-2). Wynika to z możliwości wykorzystania złącza śrubowego, nawet po pokonaniu sił tarcia, aż do wyczerpania nośności na ściecie lub docisk.

W połączeniach kategorii C konieczne jest ograniczenie przemieszczeń i dlatego poślizg styku powinien być traktowany jako wymagany stan graniczny nośności.

● W połączeniach ciernych rozciąganych (rys. 4-30) należy sprawdzić również nośność osłabionego przekroju wg wzoru (3-6). W połączeniach kategorii C rozciąganych siłą P , do obliczeń wg ww. wzoru przyjmuje się obciążenie zredukowane P_a , działające w sprawdzanym przekroju. Siłę tę można obliczyć, korzystając ze wzoru

$$P_a = P \left(1 - \frac{n_b}{n} - 0,4 \frac{n_a}{n} \right) \quad (4-22)$$

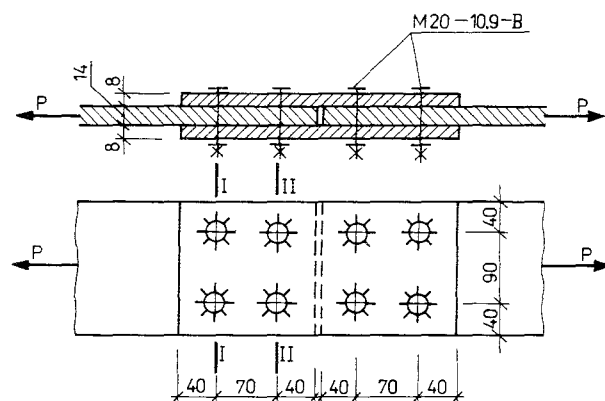
w którym:

P — obliczeniowa siła rozciągająca złącze,

n — całkowita liczba śrub przenoszących siłę P ,

n_a — liczba śrub w sprawdzanym przekroju,

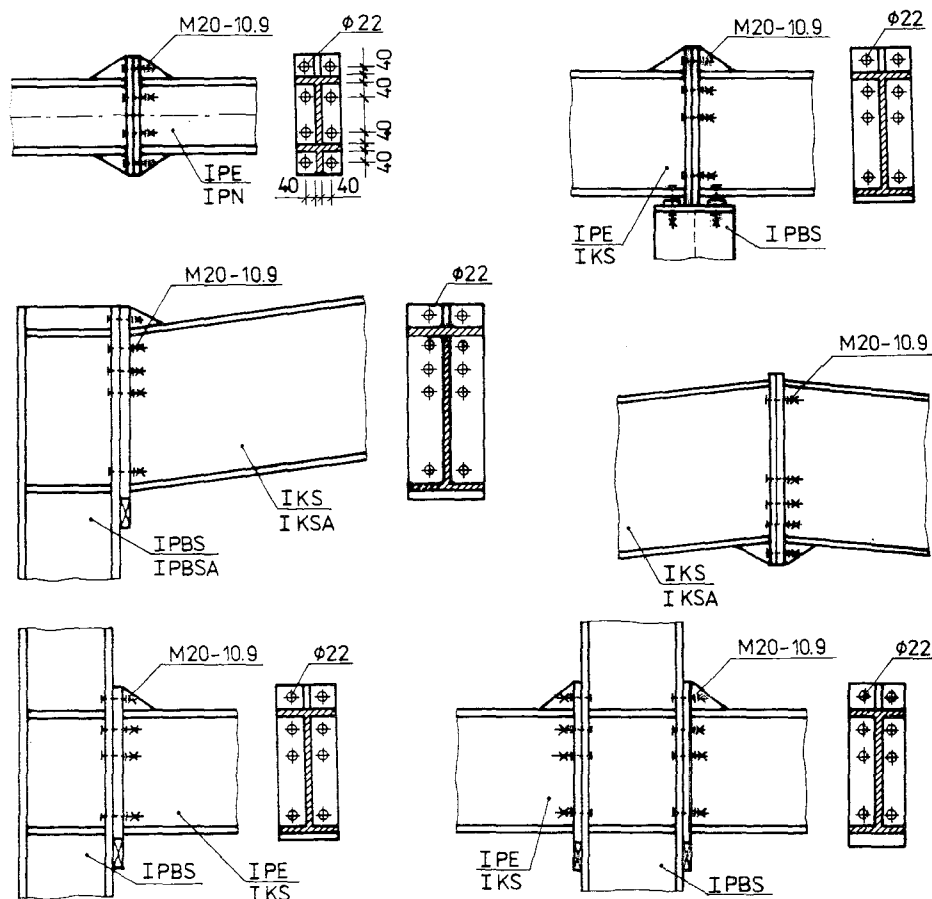
n_b — liczba śrub znajdujących się przed sprawdzanym przekrojem w kierunku obciążenia.



Rys. 4-30. Styk śrubowy cierny płaskownika rozciąganego osiowo

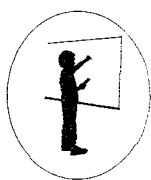
Połączenia śrubowe doczołowe (sprężane lub niesprężane) stosuje się w węzłach i stykach konstrukcji prętowych (kratowych, szkieletowych i ramowych), na podporach belek ciągłych, w stykach kołnierзовych kominów, słupów i masztów rurowych (rys. 4-31). W tych połączeniach wykorzystuje się zdolność śrub do przenoszenia dużych sił rozciągających. Powierzchni styku elementów łączonych nie trzeba specjalnie przygotowywać. Sprężenie połączenia doczołowego uzyskuje się dzięki kontrolowanemu dokręceniu nakrętek śrub wysokiej wytrzymałości — tak jak w połączeniu ciernym.

Złącze doczołowe składa się z dwóch blach stykowych przyspawanych do łączonych elementów konstrukcyjnych oraz śrub łączących obie blachy ze sobą.



Rys. 4-31. Przykłady doczołowych połączeń sprężanych śrubami wysokiej wytrzymałości

Blachy stykowe mogą być dodatkowo usztywnione przyspawanymi żeberkami. Liczba i rozmieszczenie śrub zależą od typu i kategorii połączenia i od wartości sił wewnętrznych działających w złączy. Odległość śrub o trzpieniu średnicy d od swobodnej krawędzi blachy powinna wynosić $1,5d \leq a_2 \leq 6t$, a odległość między śrubami $2,5d \leq a \leq 15t$ (gdzie t — grubość blachy czołowej). Wzory do obliczania połączeń doczołowych oraz inne zalecenia konstrukcyjne podano w PN-90/B-03200 w punktach 6.2.4.3 i 6.2.3.1.



Przykład 4-5. Zaprojektować styk śrubowy zwykły płaskownika rozciąganego osiowo siłą obliczeniową $P = 380 \text{ kN}$ (rys. 4-27). Płaskownik jako ściąg ma wymiary przekroju poprzecznego $140 \times 12 \text{ mm}$ i jest wykonany ze stali St4VX.

● Przyjęto śruby zwykłe M20 klasy 4.8 i zastosowano styk dwucięty z dwiema nakładkami grubości 8 mm każda.

$$\Sigma t = 12 + 2 \cdot 8 = 28 \text{ mm} < 5d = 5 \cdot 20 = 100 \text{ mm}$$

Zgodnie z tab. 2-1 dla stali St4VX:

$$f_d = 235 \text{ MPa}, \quad R_e = 255 \text{ MPa}, \quad R_m = 410 \text{ MPa}$$

Rozmieszczenie śrub pokazano na rys. 4-27: $a_1 = 40 \text{ mm} > 1,5d$; $a = 70 \text{ mm} > 2,5d$.

● Nośność obliczeniową śruby na ścinanie w jednej płaszczyźnie odczytano z tab. 4-5, jako $S'_{Rv} = 59,3 \text{ kN}$. Ponieważ złącze jest dwucięte, więc $S_{Rv} = m \cdot S'_{Rv} = 2 \cdot 59,3 = 118,6 \text{ kN}$. Można również posłużyć się wzorem (4-10).

Nośność obliczeniową śruby na docisk określono zgodnie ze wzorem (4-12), w którym przyjęto

$$\alpha = \frac{a_1}{d} = \frac{40}{20} = 2,0 < 2,5, \quad \text{gdyż} \quad \frac{a}{d} - \frac{3}{4} = \frac{70}{20} - \frac{3}{4} = 2,75 > 2,5$$

Mniejsza grubość blach $\Sigma t_i = 12 \text{ mm} < 2 \cdot 8 = 16 \text{ mm}$.

$$S_{Rb} = \alpha \cdot f_d \cdot d \cdot \Sigma \tau_i = 2,0 \cdot 23,5 \cdot 20 \cdot 1,2 = 112,8 \text{ kN} < S_{Rv}$$

Miarodajną nośnością obliczeniową jednej śruby jest $S_R = S_{Rb}$. Liczbę śrub potrzebnych do przeniesienia siły $P = 380 \text{ kN}$ oblicza się zgodnie ze wzorem (4-15), przyjmując $\eta = 1$

$$n = \frac{P}{S_R} = \frac{380}{112,8} = 3,37$$

Przyjęto cztery śruby M20 (rys. 4-27).

● Przekrój elementów łączonych jest osłabiony otworem okrągłym o średnicy

$$d = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$A = 1,2 \cdot 14 = 16,8 \text{ cm}^2, \quad A_n = 1,2(14,0 - 2,2) = 14,16 \text{ cm}^2.$$

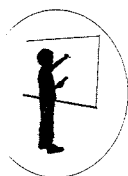
Ze wzoru (3-6) obliczamy

$$A_{\psi} = A_n \frac{0,8 R_m}{R_e} = 14,16 \frac{0,8 \cdot 410}{255} = 18,21 \text{ cm}^2 > A = 16,8 \text{ cm}^2$$

Ponieważ $A < A_{\psi}$, zatem nośność pręta osłabionego otworem — wg wzoru (3-9)

$$N_{Rt} = A \cdot f_d = 16,8 \cdot 23,5 = 394,8 \text{ kN} > P$$

Styk śrubowy jest zaprojektowany prawidłowo. ■



Przykład 4-6. Zaprojektować styk śrubowy cierny kategorii C ściągu wykonanego ze stali St4V o przekroju 170×14 mm, rozciąganego siłą osiową o wartości obliczeniowej $P = 500$ kN (rys. 4-30).

- Przyjęto śruby wysokiej wytrzymałości M20 klasy 10.9 w otworach okrągłych zwykłych i zastosowano styk z dwiema nakładkami o przekroju 170×8 mm każda ($m = 2$). Założono przygotowanie powierzchni stykowych przez opalanie płomieniem acetylenowo-tlenowym; w związku z tym $\mu = 0,40$. Nośność obliczeniowa śruby na rozciąganie odczytana z tab. 4-5 wynosi $S_{Rt} = 166$ kN.

- Nośność obliczeniowa śruby na poślizg styku sprężonego, wyznaczona zgodnie ze wzorem (4-21)

$$S_{Rs} = \alpha_s \cdot \mu \cdot m \cdot S_{Rt} = 1,0 \cdot 0,4 \cdot 2 \cdot 166 = 132,8 \text{ kN}$$

Potrzebna liczba śrub z jednej strony styku, przy założeniu $\eta = 1$ wynosi

$$n = \frac{P}{S_{Rs}} = \frac{500}{132,8} = 3,77$$

Przyjęto cztery śruby M20 klasy 10.9 i rozmieszczono je jak na rys. 4-30.

- Sprawdzenie nośności przekroju ściągu osłabionego otworami na śruby musi dotyczyć przekroju $I-I$ i $II-II$ (rys. 4-30).

Wartości sił zredukowanych P_a w obu przekrojach obliczono zgodnie ze wzorem (4-22)

$$P_{aI} = P \left(1 - \frac{0}{4} - 0,4 \cdot \frac{2}{4} \right) = 0,8 P = 0,8 \cdot 500 = 400 \text{ kN}$$

$$P_{aII} = P \left(1 - \frac{2}{4} - 0,4 \cdot \frac{2}{4} \right) = 0,3 P = 0,3 \cdot 500 = 150 \text{ kN}$$

Pole przekroju sprowadzonego (zredukowanego)

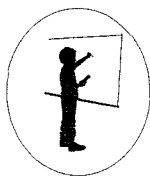
$$A_n = 1,4(17 - 2 \cdot 2,2) = 17,64 \text{ cm}^2$$

$$A_\psi = A_n \frac{0,8 \cdot R_m}{R_e} = 17,64 \frac{0,8 \cdot 410}{255} = 22,69 \text{ cm}^2 < A = 1,4 \cdot 17 = 23,8 \text{ cm}^2$$

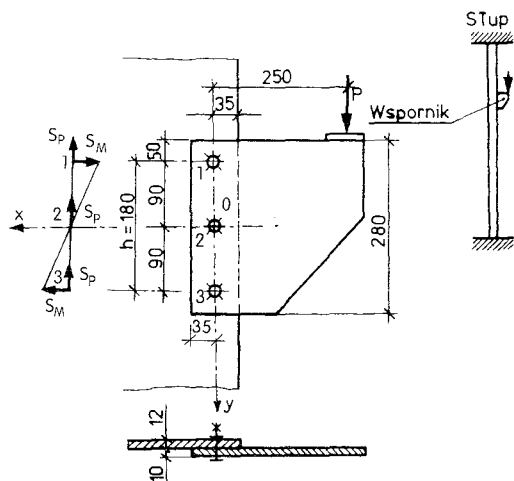
Nośność obliczeniowa przekroju osłabionego otworem

$$N_{Rt} = A_\psi \cdot f_d = 22,69 \cdot 23,6 = 533,22 \text{ kN} > P$$

Styk śrubowy spełnia wymagania PN-90/B-03200. ■



Przykład 4-7. Sprawdzić połączenie śrubowe zwykłe wspornika montażowego ze słupem stalowym. Wspornik wykonany ze stali St3SY jest obciążony siłą pionową o wartości obliczeniowej $P = 20 \text{ kN}$ (rys. 4-32).



Rys. 4-32. Połączenie śrubowe wspornika z półką słupa

● W połączeniu zastosowano 3 śruby M16-4.6-C rozmieszczone jak na rys. 4-32. Analizowane połączenie jest kategorii A (zakładkowe zwykłe — patrz tab. 4-2), a zatem należy obliczać je w stanie granicznym nośności na ścinanie i docisk śrub. Nośność obliczeniowa śruby na ścinanie (tab. 4-5) $S_{Rv} = 36,2 \text{ kN}$ (połączenie jednocięte). Nośność obliczeniowa śruby na docisk

$$S_{Rb} = \alpha \cdot f_d \cdot d \cdot \Sigma t = 2,5 \cdot 21,5 \cdot 1,6 \cdot 1,0 = 86 \text{ kN}$$

gdzie $\alpha = \frac{5}{1,6} = 3,125$; $\alpha = \frac{9}{1,6} - \frac{3}{4} = 4,875$; przyjęto $\alpha = 2,5$.

Miarodajną nośnością obliczeniową śruby jest $S_R = S_{Rv} = 36,2 \text{ kN}$.

● Środek ciężkości grupy 3 śrub znajduje się w punkcie O . Współrzędne $x_1 = x_2 = x_3 = y_2 = 0$, a $y_3 = -y_1 = 90 \text{ mm}$, więc $r_3 = r_1 = \sqrt{90^2 + 0^2} = 90 \text{ mm}$, $r_2 = 0$, $\Sigma r_i^2 = 2 \cdot 9^2 = 162 \text{ cm}^2$.

Moment i siła poprzeczna w środku ciężkości połączenia

$$M_O = P \cdot e = 20 \cdot 25 = 500 \text{ kN} \cdot \text{cm}; \quad V = P_y = 20 \text{ kN}$$

● Najbardziej obciążone są śruby skrajne 1 i 3. Siły składowe działające na śrubę skrajną

$$S_M = S_{Mx} = \frac{M_O}{h} = \frac{500}{18} = 27,78 \text{ kN (para sił)}$$

lub

$$S_M = S_{Mx} = \frac{M_O \cdot y_i}{\sum r_i^2} = \frac{500 \cdot 9,0}{162} = 27,78 \text{ kN}$$

Siła pionowa (od siły poprzecznej) na 1 śrubę

$$S_P = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ kN}$$

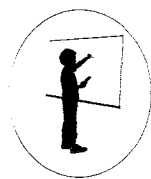
Kąt Θ między wektorami sił składowych wynosi 90° . Siła wypadkowa w najbardziej obciążonej śrubie — wzór (4-17)

$$S = \sqrt{(S_M + S_P \cdot \cos \Theta)^2 + (S_P \cdot \sin \Theta)^2} = \sqrt{S_M^2 + S_P^2} =$$

$$= \sqrt{27,78^2 + 6,67^2} = 28,57 \text{ kN} < S_R = 36,2 \text{ kN}$$

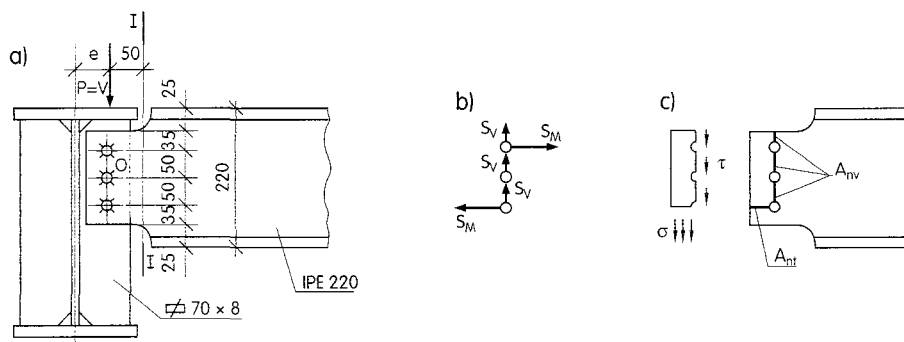
Połączenie spełnia warunki stanu granicznego nośności.

● Dodatkowo należy sprawdzić nośność w przekrojach osłabionych otworami, zgodnie ze wzorem (4-18) — jak w przykładzie 4-8. ■



Przykład 4-8. Sprawdzić nośność połączenia zakładkowego na 3 śruby M12-4.8 średnika belki stropowej IPE220 z podciągami (rys. 4-33). Belka i podciąg są wykonane ze stali St3SX. Siła obciążająca połączenie (równa reakcji belki stropowej) $V = 35,2 \text{ kN}$, odległość osi śrub od osi średnika podciagu $e = 45 \text{ mm}$.

● Średnik belki o grubości $t_1 = 5,9 \text{ mm}$ przylega do pionowego żebra podciagu o grubości $t_2 = 8,0 \text{ mm}$; zatem połączenie jest jednocięte, a $t_{\min} = 5,9 \text{ mm}$.



Rys. 4-33. Połączenie zakładkowe belki z podciągami: a) schemat połączenia, b) rozkład sił w śrubach, c) oznaczenie przekrojów A_{nv} i A_{nt}

Nośność obliczeniowa jednej śruby na ścinanie (wg tab. 4-5), wynosi $S_{Rv} = 21,4$ kN. Nośność obliczeniowa śruby na docisk (przy $\alpha = 2,5$)

$$S_{Rb} = 2,5 \cdot 21,5 \cdot 1,2 \cdot 0,59 = 38,06 \text{ kN}$$

Miarodajną nośnością obliczeniową śruby jest $S_R = S_{Rv}$.

● Na połączenie śrubowe belki z podciąganiem działa siła o wartości $V = 35,2$ kN i moment zginający

$$M_O = V \cdot e = 35,2 \cdot 4,5 = 158,4 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Najbardziej obciążone są śruby skrajne, na które działają siły składowe S'_v i S'_M . Siła pionowa na jedną śrubę

$$S_v = \frac{V}{n} = \frac{35,2}{3} = 11,73 \text{ kN}$$

Siła pozioma w dwóch skrajnych śrubach (rys. 4-33b) od momentu M_O , traktowanego jako moment pary sił

$$S_M = \frac{M_O}{2a} = \frac{158,4}{2 \cdot 5,0} = 15,84 \text{ kN}$$

Wypadkowa siła działająca w najbardziej obciążonej śrubie, przy uwzględnieniu $\Theta = 90^\circ$ we wzorze (4-17), spełnia warunek nośności, gdyż

$$S = \sqrt{S_M^2 + S_v^2} = \sqrt{15,84^2 + 11,73^2} = 19,7 \text{ kN} < S_R = 21,4 \text{ kN}$$

Połączenie spełnia normowe warunki nośności śrub, a także warunki nośności środniczki belki osłabionej otworami na śruby.

● Sprawdzenie ścinania środniczki w osi otworów na śruby, przy założeniu $d_0 = 12 + 2 = 14$ mm:

$$A_v = 17,0 \cdot 0,59 = 10,03 \text{ cm}^2, \quad A_{nv} = 0,59(3,5 + 2 \cdot 5,0 - 2,5 \cdot 1,4) = 5,9 \text{ cm}^2$$

(A_v , A_{nv} — pole ścinanej części przekroju środniczki brutto i netto).

Zgodnie z tab. 5 w PN-90/B-03200 wskaźnik osłabienia przy ścinaniu

$$\psi_{0v} = \frac{A_{nv}}{A_v} \cdot \frac{0,8 R_m}{R_e} = \frac{5,9}{10,03} \cdot \frac{0,8 \cdot 375}{235} = 0,75$$

a warunek nośności

$$\tau_e = \frac{V}{A_v \cdot \psi_{0v}} = \frac{35,2}{10,03 \cdot 0,75} = 4,68 \text{ kN/cm}^2 = 46,8 \text{ MPa} < f_{dv} = 125 \text{ MPa}$$

● Sprawdzenie przekroju środniczki na ścięcie i rozerwanie wg wzoru (4-18) przy uwzględnieniu $n = 3$, $n_v = 2$ oraz $A_{nt} = 0,59(3,0 - 0,5 \cdot 1,4) = 1,36 \text{ cm}^2$ (gdzie

n — liczba śrub w połączeniu, n_v — liczba śrub w ścinanej części przekroju
 środka netto, A_{nv} — pole rozciąganej części przekroju środka netto)

$$V = 35,2 \text{ kN} < f_d \left(0,6 A_{nv} + \frac{n_v}{n} A_n \right) = 21,5 \left(0,6 \cdot 5,9 + \frac{2}{3} \cdot 1,36 \right) = 95,6 \text{ kN}$$

● Duże zapasy nośności osłabionego otworami środka belki pozwalają pominąć sprawdzenie nośności przekroju $I-I$ (rys. 4-33) na zginanie ze ścinaniem (por. p. 3.7). ■

4.4. Inne połączenia

Połączenia nitowe elementów konstrukcyjnych z kształtowników i blach grubych nie są już praktycznie stosowane, z wyjątkiem niektórych napraw i wzmacniania starych konstrukcji nitowanych. W naszym kraju jest jednak jeszcze wiele starych konstrukcji nitowanych, toteż podano dalej podstawowe zasady obliczania połączeń nitowych, np. w celu oceny ich nośności.

Podstawowe rodzaje nitów stalowych pokazano na rys. 2-10, a uproszczone oznaczenia nitów stosowane na rysunkach konstrukcyjnych przedstawiono w tab. 4-6 i 4-7*.

Nitowanie polega na wykonaniu otworów w łączonych elementach, włożeniu w te otwory nitów surowych oraz ich zamknięciu, tj. wykonaniu drugiego łba, zwanego zakuwką. Średnica otworu na nit stalowy powinna być większa od średnicy trzpienia o 1 mm. Zakuwki nitów stalowych, używanych do łączenia elementów konstrukcji, wykonuje się na ogół na gorąco, za pomocą niciarek.

W obliczeniach i oznaczeniach na rysunkach przyjmuje się średnicę otworu d za średnicę nitów. W wykazach materiałów podaje się, oprócz podstawowych wymiarów nitów surowych (tj. średnicy trzpienia i długości nitu w milimetrach), także odpowiednią normę, np. nit 12×30 — PN-88/M-82952 (nit z łbem kulistym o średnicy trzpienia 12 mm i długości 30 mm).

Połączenia nitowe należą do połączeń zakładkowych kategorii A — wg tab. 4-2. Oblicza się je jak połączenia śrubowe zwykłe — na stan graniczny nośności (I), czyli na ścięcie trzpienia nitu lub docisk trzpienia do ścianki blachy w otworze na nit. Nośność obliczeniową nitu na ścinanie i nośność na uplastycznienie wskutek docisku trzpienia do ścianki otworu oblicza się jak nośność śrub — wg wzorów (4-10) i (4-12) — lub wyznacza się eksperymentalnie w badaniach laboratoryjnych, przyjmując do obliczeń 80% nośności charakterystycznej uzyskanej w badaniach.

* W PN-ISO 5261:1994 przedstawiono inny system oznaczeń (patrz tab. 4-8 i 4-9). W praktyce nadal jednak powszechnie stosowane są oznaczenia zestawione w tab. 4-6 i 4-7.

Tabela 4-6

Uproszczenia rysunkowe połączeń nitowych w przekrojach i widokach
(wg PN-83/N-01635)

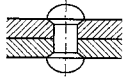


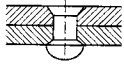


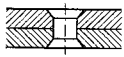





Nazwa nitu	Rysunek nitu	Uproszczenie rysunkowe	
		w przekroju	w widoku
Nit z łbem kulistym i zakuwką kulistą			
Nit z łbem kulistym i zakuwką płaską			
Nit z łbem płaskim i zakuwką płaską			
Nit z łbem płaskim i zakuwką kulistą			

Tabela 4-7

Oznaczenia nitów w rzucie (wg PN-83/N-01635)


















































Średnica otworu [mm]	11	13	17	21	25	31	37
Nit z łbem kulistym							
Nit z łbem płaskim od góry							
Nit z łbem płaskim od dołu							
Nit z łbem płaskim obustronnie							
Nit z łbem zamykanym podczas montażu							
Otwór rozwiercony, łeb zamykany podczas montażu							
Otwór wiercony, łeb zamykany podczas montażu							

Tabela 4-8

Oznaczenia rysunkowe otworów* na łączniki (wg PN-ISO 5261:1994)

Płaszczyzna rzutowania	Miejsce wykonania otworów	Otwory na łączniki			
		nity z łbem zwykłym i śruby	nity z łbem wpuszczanym jednostronnie		nity z łbem wpuszczanym dwustronnie
			z przodu	z tyłu	
Prostopadła do osi łączników	w warsztacie				
	na budowie				
Równoległa do osi łączników	w warsztacie				
	na budowie				

* Średnicę otworów podaje się na odnośniku — por. rys. 9-5

Tabela 4-9

Oznaczenia rysunkowe śrub i nitów* (wg PN-ISO 5261:1994 i PN-ISO 5261/Ak:1994)

Płaszczyzna rzutowania	Miejsce osadzania łączników	Śruby i nity z łbem zwykłym**		Nity z łbem wpuszczanym jednostronnie		Nity dwustronnie wpuszczane
				z przodu	z tyłu	
Prostopadła do osi łączników	w warsztacie					
	na budowie					
	jw., przy czym otwory wiercone na budowie					
Równoległa do osi łączników	w warsztacie					
	na budowie					
	jw., przy czym otwory wiercone na budowie					

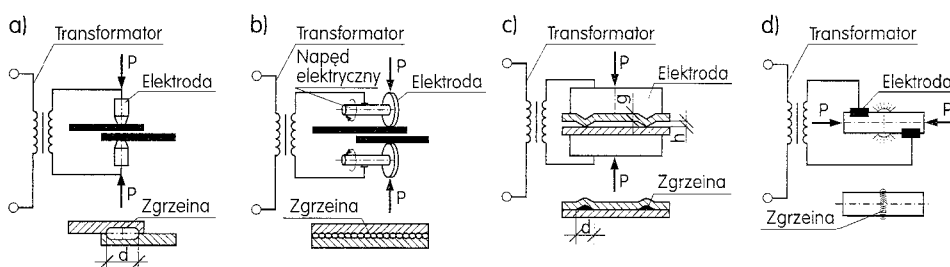
* Klasę właściwości mechanicznych śrub (i ewentualnie inne cechy) należy podać na rysunku w formie ogólnej uwagi lub bezpośrednio w opisie śruby (na odnośniku). Dla odróżnienia śrub od nitów, opis śruby należy zawsze poprzedzić oznaczeniem rodzaju gwintu. Przykład: oznaczenie śruby z gwintem metrycznym — M12×50-4.6-C, natomiast nitu — Ø12×50.

** W dolnej części tej kolumny (dotyczącej oznaczeń stosowanych na płaszczyźnie rzutowania równoległej do osi łączników) podano (z prawej strony) w jaki sposób oznacza się umiejscowienie nakrętki.

Nity rozmieszcza się w układzie prostokątnym lub przestawionym — jak śruby w połączeniach zakładkowych (por. rys. 4-26 i tab. 4-4). Odstępy między nitami powinny zapewnić szczelność połączenia i możliwość wykonania zakuwek. W połączeniach elementów nośnych i w węzłach stosuje się najmniejsze rozstawy nitów (a_{\min}), a nity szczipne (nie obliczane) rozmieszcza się przyjmując rozstawy największe (a_{\max}) — por. tab. 4-4. Łączna grubość części (blach) łączonych za pomocą nitów zakuwanych na gorąco nie powinna być większa od $5d$, czyli $\Sigma t_i \leq \leq 5d$ (d — średnica nitu).

Do łączenia cienkich blach lub wyrobów o małej grubości ścianek stosuje się nity jednostronne (por. rys. 2-11) formowane na zimno, np. podczas montażu i scalania lekkich elementów osłonowych ścian lub dachów. Nośność obliczeniową pojedynczych łączników ustala się na ogół na podstawie wyników badań eksperymentalnych. Oprócz nośności obliczeniowej na ścinanie i docisk, uwzględnia się również nośność przy przeciąganiu blachy przez łeb nitu oraz przy wrywaniu łącznika z podłoża. Zasady obliczania takich połączeń są zawarte w niektórych książkach i podręcznikach, np. [8] i [16]*.

Połączenia zgrzewane należą — jak spawane — do termicznych sposobów łączenia metali. Powstają one w wyniku miejscowego nagrzania materiałów łączonych aż do stanu plastycznego i ich docięśnięcia. Do zgrzewania nie potrzeba żadnych dodatkowych spoiw. Sposób ten nadaje się przede wszystkim do łączenia



Rys. 4-34. Schematy zgrzewania oporowego: a) punktowe, b) liniowe, c) garbowe, d) doczołowe

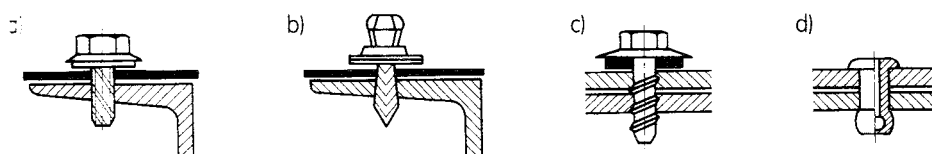
elementów cienkościennych. Najbardziej rozpowszechnionym rodzajem tych połączeń jest zgrzewanie elektryczne, zwane oporowym (rys. 4-34), za którego pomocą można wykonywać zgrzeiny doczołowe, punktowe, liniowe i garbowe. Szczegółowe wytyczne konstruowania i obliczania zgrzein punktowych są podane w PN-74/M-69021.

Połączenia klejone należą do połączeń powierzchniowych, przy których nie występuje osłabienie przekroju części łączonych, a same styki chronią złącza przed korozją. Połączenia klejone stosuje się w budownictwie dość rzadko, zazwyczaj do łączenia elementów metalowych z różnymi tworzywami, w produkcji płyt warstwowych lekkiej obudowy, a także do łączenia cienkich blach

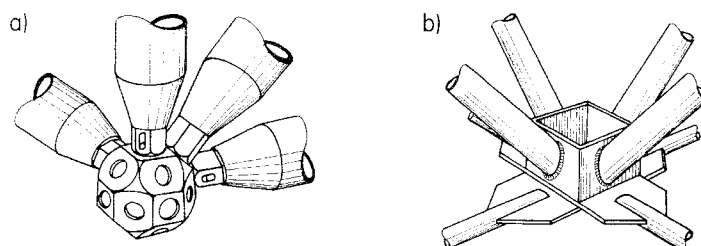
* Patrz wykaz literatury na końcu podręcznika.

kształtowników profilowanych na zimno, np. w płaszcach silosów metalowych na materiały sypkie. Kleje stosowane w połączeniach konstrukcyjnych są mieszankami, których podstawowymi składnikami są żywice syntetyczne, np. epoksydowe. Połączenia klejone nie są wytrzymałe na odrywanie, więc trzeba je konstruować tak by pracowały na ścinanie. Podstawowym sposobem oceny nośności tych połączeń są badania doświadczalne.

Połączenia na łączniki punktowe do blach cienkich* i kształtowników cienkościennych stanowią bardzo liczną rodzinę nowoczesnych środków złącznych, stosowanych głównie do łączenia elementów lekkiej obudowy ścian i dachów z elementami konstrukcji nośnych. Podstawowe rodzaje tych łączników to kołki i gwoździe wstrzeliwane, wkręty samogwintujące, wkręty do blachy, nity jednostronne i inne (por. rys. 2-12). Większość nowych łączników i złączy stosuje się wg instrukcji opracowanych przez wytwórców. Na rysunku 4-35 przedstawiono przykłady połączeń elementów lekkiej obudowy. Zasady obliczeń niektórych złączy elementów cienkościennych z zastosowaniem nowoczesnych łączników punktowych podano m.in. w pracach [8] i [16].



Rys. 4-35. Przykłady połączeń punktowych lekkiej obudowy: a) śruba samogwintująca, b) kołek typu Hilti, c) blachowkręt B-6.3, d) nit jednostronny



Rys. 4-36. Przykłady węzłów kratownic przestrzennych: a) systemu Mero, b) systemu Piramitec

Szczególną grupą połączeń elementów prętowych w kratowych konstrukcjach dużych rozpiętości są **specjalne węzły kratownic przestrzennych**, stanowiące indywidualne rozwiązania firmowe, na ogół chronione patentami. Istnieje wiele rozwiązań takich węzłów konstrukcji kratowych, w których wykorzystuje się połączenia spawane, śrubowe bądź mieszane. Na rysunku 4-36 przedstawiono przykłady węzłów przestrzennych kratownic dachowych.

* Wiadomości o projektowaniu połączeń stosowanych w budowlanych konstrukcjach stalowych podane w PN-90/B-03200 nie dotyczą blach cienkich, tj. o grubości $t < 3$ mm.

5.1. Wiadomości ogólne

Schematy statyczne belek. Belki należą do najczęściej stosowanych zginanych elementów konstrukcji stalowych (por. p. 3.7). Są to prostoliniowe elementy prętowe, które przenoszą na podpory obciążenia nachylone względem osi podłużnej tych elementów pod kątem różnym od zera. Obciążenia są na ogół prostopadłe do osi belek. Oprócz *belek zginanych jednokierunkowo*, rzadziej występują *belki zginane ukośnie* (dwukierunkowo) — por. cz. 2. (pt. *Wytrzymałość materiałów*) tej serii podręczników.

Belki stalowe są stosowane w budownictwie jako elementy nośne stropów i pomostów (żebra i podciąg), elementy konstrukcji szkieletowych budynków i budowli, elementy konstrukcji wsporczych urządzeń technologicznych, rygle ścienne, płatwie dachowe, nadproża, wsporniki balkonów, elementy schodów itp. Oddzielną grupę stanowią belki podsuwnicowe, stosowane głównie w halach przemysłowych, a także dźwigary mostowe i inne.

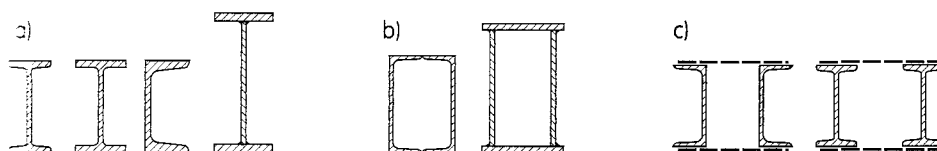
Pod względem schematu statycznego można rozróżnić *belki statycznie wyznaczalne* i *belki statycznie niewyznaczalne*, a także *belki jednoprzęslowe* (swobodnie podparte na końcach, swobodnie podparte ze wspornikami, utwierdzone obustronnie lub wspornikowe — tj. utwierdzone jednostronnie) oraz *wieloprzęslowe*. Sposób ich pracy i obliczanie sił przekrojowych omówiono dokładnie w cz. 1. (pt. *Statyka*) i w cz. 2. (pt. *Wytrzymałość materiałów*) tej serii podręczników.

Belki wieloprzęslowe są ekonomiczniejsze od odpowiadającego im szeregu belek jednoprzęslowych swobodnie podpartych, ze względu na mniejsze momenty zginające i ugięcia. Belki swobodnie podparte są dogodniejsze w wykonaniu i montażu oraz niewrażliwe na osiadanie podpór i wpływy temperatury.

Ukształtowanie przekroju poprzecznego belek stalowych. W zależności od ukształtowania przekroju poprzecznego rozróżnia się belki: pełnościenne, ażurowe i kratowe.

Belki pełnościenne są najpowszechniejszą grupą elementów zginanych. Wykonuje się je z kształtowników walcowanych na gorąco lub profilowanych na

ciężko bądź złożone z blach jako tzw. blachownice (por. rys. 3-13). Belki pełnościenne mogą być pojedyncze, skrzynkowe — złożone, rzadziej dwugałęziowe (rys. 5-1). Belki pełnościenne pojedyncze, stosowane np. jako belki stropowe lub pomostowe, wykonuje się najczęściej z dwuteowników walcowanych na gorąco, a stosowane jako podciąg lub belki podsuwnicowe — z dwuteowych blachownic spawanych. Belki złożone skrzynkowe mogą być wykonane z dwóch zespawanych kształtowników lub z blach. Belki dwugałęziowe z kształtowników połączonych przewiązkami są rzadko stosowane, np. jako podciąg stropowe o ograniczonej wysokości konstrukcyjnej.

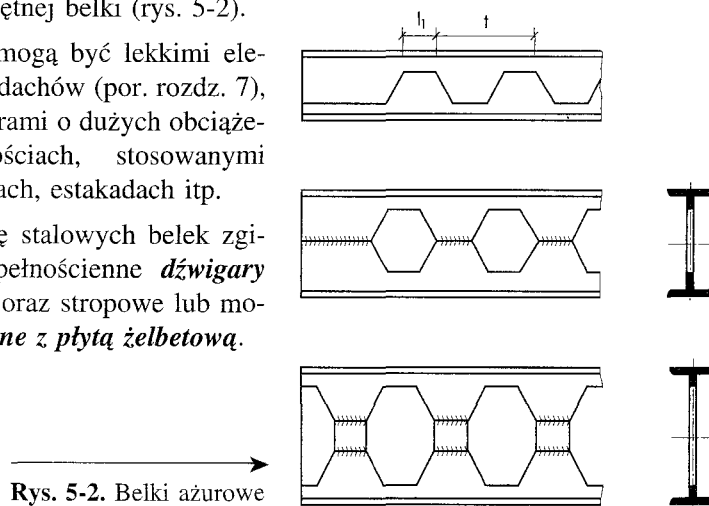


Rys. 5-1. Rodzaje belek pełnościennych: a) pojedyncze, b) złożone typu skrzynkowego, c) dwugałęziowe

Belki ażurowe są to dźwigary o podwyższonym środku mającym otwory, które zmniejszają ciężar belki i umożliwiają np. przeprowadzenie przewodów instalacyjnych wewnątrz stropu (rys. 5-2). Belki ażurowe wykonuje się najczęściej z dwuteowników walcowanych przez rozcięcie ich środków wzdłuż linii łamanej, właściwe zestawienie rozciętych części i zespawanie. Podwyższenie przekroju belki, bez dodania materiału, powoduje znaczne zwiększenie nośności i sztywności belki ażurowej w stosunku do kształtownika, z którego ją wykonano. Belki ażurowe produkuje się w sposób przemysłowy, na liniach automatycznego cięcia i spawania. Dodatkowe zwiększenie wysokości belek można uzyskać za pomocą wstawek z blach prostokątnych umieszczonych w osi obojętnej belki (rys. 5-2).

Belki kratowe mogą być lekkimi elementami stropów i dachów (por. rozdz. 7), jak również dźwigarami o dużych obciążeniach i rozpiętościach, stosowanymi w mostach, suwnicach, estakadach itp.

Oddzielną grupę stalowych belek zginanych stanowią pełnościenne **dźwigary sprężone ciągnami** oraz stropowe lub mostowe **belki zespolone z płytą żelbetową**.



Rys. 5-2. Belki ażurowe

Układ belek. Belki stalowe rozmieszcza się w konstrukcji w układach równoległych albo w układach belek podłużnych i poprzecznych krzyżujących się pod kątem prostym. Belki wielu stropów i pomostów podpira się podciągami, za których pośrednictwem wszystkie obciążenia są przekazywane na podpory, np. na słupy lub ściany.

5.2. Projektowanie belek z kształtowników walcowanych

Pełnościenne belki walcowane są najczęściej stosowanym rodzajem belek stalowych o rozpiętości do 6 m, rzadziej do 9 m. Orientacyjnie można określić **wysokość belki** h w stosunku do jej rozpiętości l , jako

$$h = (1/20 \div 1/25) l \quad (5-1)$$

Rozpiętość belki przyjmuje się w obliczeniach jako odległość między teoretycznymi punktami podparcia. Jeżeli belka jest podparta na łożyskach, to jej rozpiętość równa się odległości między osiami łożysk. Przy innych rozwiązaniach rozpiętość obliczeniową belki l_o wyznacza się z zależności:

- belki jednoprzęsłowe swobodnie podparte lub obustronnie utwierdzone w ścianach

$$l_o = (1 + 0,05) l_s = 1,05 l_s \quad (5-2a)$$

- skrajne przęsła belek ciągłych oraz belki jednoprzęsłowe jednostronnie utwierdzone w ścianach lub belki wspornikowe

$$l_o = (1 + 0,025) l_s = 1,025 l_s \quad (5-2b)$$

gdzie l_s oznacza odległość w świetle między ścianami bądź odległość między ścianą a podporą lub wysięg belki wspornikowej.

Rozpiętości obliczeniowe przęseł środkowych belek ciągłych przyjmuje się jako odległość między osiami podpór (podciągów, słupów itp.).

Długość oparcia belki na podporze zależy od wartości reakcji podporowej belki, szerokości półki dolnej lub szerokości oparcia belki, a także od wymiarów i wytrzymałości obliczeniowej na docisk samej podpory.

Belki walcowane o rozpiętości do 6 m mogą być oparte albo bezpośrednio na murze ceglanym lub betonie, albo za pośrednictwem tzw. poduszek betonowych. Jeżeli belka jest swobodnie oparta na murze lub betonie (rys. 5-3a), to można przyjąć, że nacisk jest rozłożony równomiernie na powierzchni oparcia, pod warunkiem że

$$c \leq 15 + \frac{h}{3} \quad (5-3)$$

gdzie:

c — długość oparcia w centymetrach,

h — wysokość belki w centymetrach.

Nacisk na powierzchnię bezpośredniego podparcia sprawdza się, korzystając ze wzoru

$$\sigma = \frac{V}{c \cdot s} \leq R_d \quad (5-4)$$

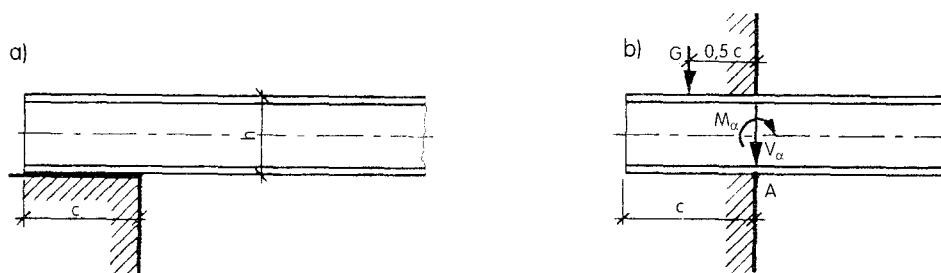
w którym:

V — reakcja podporowa belki określona z uwzględnieniem obliczeniowych wartości obciążeń,

c — długość oparcia,

s — szerokość stopki (półki) belki lub szerokość blachy podporowej,

R_d — wytrzymałość obliczeniowa muru lub betonu na docisk.

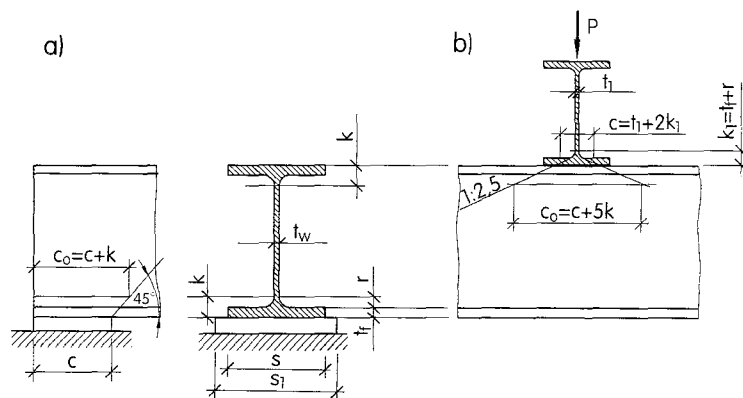


Rys. 5-3. Długość oparcia lub utwierdzenia belek stalowych: a) swobodnie podpartej, b) utwierdzonej w murze

Oparcie belki stalowej na podkładce lub na podciągu stalowym (rys. 5-4) wymaga sprawdzenia naprężeń dociskowych oraz sprawdzenia nośności środków belek na obciążenia skupione od reakcji podporowej belki, gdy nie ma na podporze żeber usztywniających środek.

Naprężenia na docisk płaskich powierzchni stalowych σ_d nie mogą przekroczyć wytrzymałości obliczeniowej stali na docisk, czyli $\sigma_d < f_{db} = 1,25 f_d$.

W razie oparcia nieuzębrowanej belki stalowej na podkładce lub podciągu stalowym należy dodatkowo sprawdzić nośność środka pod obciążeniem skupionym od reakcji podporowej wg p. 6.4.1 w PN-90/B-03200, przy czym należy uwzględnić szerokość strefy rozłożenia docisku c_o (rys. 5-4).



Rys. 5-4. Oparcie belki: a) na podkładce stalowej, b) na pasie górnym podciagu stalowego

Długość zamocowania c belek utwierdzonych w ścianie ceglanej lub betonowej (rys. 5-3b) określa się, korzystając z warunku docisku belki do ściany

$$c \geq \sqrt{\frac{4V^2}{s^2 \cdot R_d^2} + \frac{6M_a}{s \cdot R_d}} \quad \text{oraz} \quad c \geq 15 \text{ cm} \quad (5-5)$$

gdzie:

M_a — moment utwierdzenia belki w ścianie, określony przy uwzględnieniu obliczeniowych wartości obciążeń,

V, s, R_d — jak we wzorze (5-4).

Utwardzenie belki w ścianie wymaga zapewnienia odpowiedniej stateczności na obrót, czyli odpowiednio dużego ciężaru ściany znajdującej się ponad górną półką belki. Obliczeniowy ciężar ściany G znajdującej się powyżej powinien spełnić warunek

$$G \geq \frac{3M_a}{c} \quad (5-6)$$

Zgodnie z PN-90/B-03200 **obliczanie (wymiarowanie) belek zginanych** polega na sprawdzeniu warunków wytrzymałości, stateczności i sztywności, czyli ugięcia, a więc stanów granicznych nośności i użytkowania. Zasady obliczania elementów zginanych, podane w p. 3.7, dotyczą w całości także belek walcowanych i nie będą tu powtarzane. W obliczeniach dotyczących belek walcowanych nie jest wymagane sprawdzanie stateczności miejscowej, natomiast możliwość zwichrzenia należy uwzględnić wg PN-90/B-03200, jeśli belka nie jest dostatecznie usztywniona w części przekroju przenoszącej naprężenia ściskające (w belkach jednoprzęsłowych — w pasie górnym) — por. p. 3.7.

Belki walcowane są stosowane jako jedno- i wieloprzęsłowe (ciągłe). Momenty zginające i siły poprzeczne belek ciągłych o dwóch do pięciu przęsłach, obciążonych w sposób typowy, można obliczać na podstawie wzorów i tablic współczynników, np. tablic *Winklera* (patrz cz. 2 serii), wyprowadzonych na

podstawie założeń *teorii sprężystości*. Zgodnie z PN-90/B-03200 niektóre belki ciągłe (np. płatwie dachowe) można obliczać metodą plastycznego wyrównania momentów, czyli wg *teorii plastyczności*. Jest wówczas możliwe nieco oszczędniejsze wymiarowanie belek ciągłych niż wg teorii sprężystości. Nośność i ugięcia belek ciągłych sprawdza się, stosując wzory podane w p. 3.7.

Największe momenty zginające w belkach ciągłych o przekroju klasy 1. (płatwiach) z dwiema osiami symetrii, zabezpieczonych przed zwichrzeniem wyznacza się, korzystając ze wzorów

$$M = C_g \cdot g \cdot l^2 + C_q \cdot q \cdot l^2 \quad (5-7a)$$

$$M = C_G \cdot G \cdot l + C_Q \cdot Q \cdot l \quad (5-7b)$$

w których:

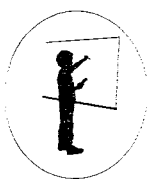
G, Q — wartość obliczeniowa obciążenia skupionego stałego i zmiennego,

g, q — obliczeniowa wartość obciążenia równomiernie rozłożonego stałego i zmiennego,

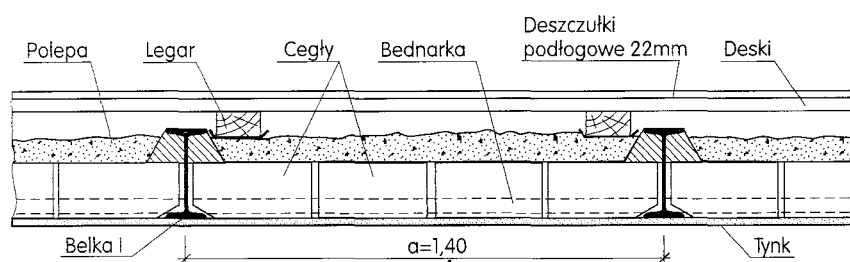
C_G, C_Q, C_s, C_q — współczynniki wg załącznika Z4 do PN-90/B-03200,

l_o — rozpiętość przęsła belki.

Wzory (5-7) można stosować, jeśli rozpiętości i ekstremalne obciążenia przęseł nie różnią się więcej niż o 10%. Do obliczenia momentu podporowego należy przyjmować wartości średnie rozpiętości i obciążeń przyległych przęseł.



Przykład 5-1. W murowanym budynku mieszkalnym przeznaczonym do remontu i modernizacji należy wymienić stare stropy drewniane na stropy ceramiczne Kleina typu ciężkiego na belkach stalowych. Zaprojektować potrzebne belki (rys. 5-5), przyjmąwszy następujące założenia: rozpiętość belek w świetle ścian $l_s = 5,60$ m, rozstaw osiowy belek $a = 1,40$ m, schemat statyczny — belka swobodnie podparta na ścianach, wartość charakterystyczna obciążenia zmiennego na stropie budynku mieszkalnego (wg PN-82/B-02003) $p_k = 1,5$ kN/m², stal St3SX, $f_d = 215$ MPa = 21,5 kN/cm², $E = 205\,000$ MPa = 20 500 kN/cm².



Rys. 5-5. Strop Kleina na belkach stalowych

● Zestawienie obciążeń na 1 m² stropu

Obciążenie	Wartość charakterystyczna [kN/m ²]	Współczynnik obciążenia	Wartość obliczeniowa [kN/m ²]
Deszczulki podłogowe 22 mm	0,21	1,1	0,23
Deski 25 mm z legarami	0,30	1,1	0,33
Papa	0,02	1,2	0,02
Polepa (gruz z wapnem) 0,08 · 12,0	0,96	1,3	1,25
Płyta Kleina (ciężka) 0,12 · 18,0	2,16	1,1	2,38
Belka stropowa (przyjęto wstępnie I 240) — ciężar: 0,36 · 1,40	0,26	1,1	0,29
Tynk na stropie 0,015 · 19,0	0,29	1,3	0,38
Obciążenie zmienne	1,50	1,4	2,10
Razem	$q_k = 5,70$	—	$q = 6,98$

● Obciążenie na 1 m belki stropowej

Wartość charakterystyczna

$$q_k = 5,70 \cdot 1,40 = 7,98 \text{ kN/m} \approx 8 \text{ kN/m}$$

Wartość obliczeniowa

$$q = 6,98 \cdot 1,40 = 9,77 \text{ kN/m}$$

Rozpiętość obliczeniowa belki — wg wzoru (5-2a)

$$l_o = 1,05 l_s = 1,05 \cdot 5,60 = 5,88 \text{ m}$$

● Sprawdzenie stanu granicznego nośności

Obliczeniowy moment zginający i siła poprzeczna

$$M = 0,125 q \cdot l_o^2 = 0,125 \cdot 9,77 \cdot 5,88^2 = 42,22 \text{ kN} \cdot \text{m} = 4222 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$V = 0,5 q \cdot l_o = 0,5 \cdot 9,77 \cdot 5,88 = 28,72 \text{ kN}$$

Przyjęto belkę z dwuteownika walcowanego I 200, którego $W_x = 214 \text{ cm}^3$, $I_x = 2140 \text{ cm}^4$, ze stali St3S. W przykładzie 3-3 wykazano, że przekrój tej belki ze stali St3S spełnia warunki normowe dotyczące przekrojów klasy 1.

Nośność obliczeniowa przekroju przy zginaniu — wg wzoru (3-18a)

$$M_R = \alpha_p \cdot W_x \cdot f_d = 1,07 \cdot 214 \cdot 21,5 = 4923 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Nośność obliczeniowa przekroju przy ścinaniu — wg wzoru (3-25)

$$V_R = 0,58 A_v \cdot f_d = 0,58 \cdot 20 \cdot 0,75 \cdot 21,5 = 187,05 \text{ kN}$$

Ponieważ $V = 28,72 \text{ kN} < 0,6 V_R = 0,6 \cdot 187,05 = 112,23 \text{ kN}$, więc nie trzeba redukować nośności obliczeniowej przekroju belki ze względu na ścinanie środka.

Ponieważ belka jest usztywniona poprzecznie płytą Kleina i obetonowana w części górnej (ściskanej), zatem można przyjąć, że jest konstrukcyjnie zabezpieczona przed zwichrzeniem, czyli $\varphi_L = 1$.

Stan graniczny nośności sprawdza się wg wzoru (3-17)

$$\frac{M}{\varphi_L \cdot M_R} = \frac{4222}{1,0 \cdot 4923} = 0,86 < 1$$

● Sprawdzenie stanu granicznego użytkowania

Strzałka ugięcia od wartości charakterystycznej obciążenia wynosi

$$a = \frac{5q_k \cdot l_o^4}{384 E \cdot I_x} = \frac{5 \cdot 0,08 \cdot 588^4}{384 \cdot 20\,500 \cdot 2140} = 2,84 \text{ cm}$$

W wypadku obetonowanych belek stropu Kleina można zmniejszyć ugięcia o 20% (zgodnie z p. 3.3), a zatem

$$a = 0,8 \cdot 2,84 = 2,27 \text{ cm}$$

Ugięcie graniczne (z tab. 3-1) belki stropowej

$$a_{gr} = \frac{l_o}{250} = \frac{588}{250} = 2,35 \text{ cm}$$

$$a < a_{gr}$$

W odniesieniu do belek stropów otynkowanych należy dodatkowo sprawdzić, czy ugięcie od obciążeń zmiennych długotrwałych nie przekracza wartości $l/350$. Z zestawienia obciążeń można odczytać, że obciążenie zmienne obliczanego stropu stanowi 26% obciążenia całkowitego, gdyż $1,50:5,70 = 0,26$. Ugięcie od obciążeń zmiennych można obliczyć jako

$$a_{zm} = 0,26 \cdot 2,84 = 0,74 \text{ cm} < \frac{l}{350} = \frac{588}{350} = 1,68 \text{ cm}$$

Zaprojektowana belka spełnia warunki PN-90/B-03200

● Sprawdzenie nacisku na podporze

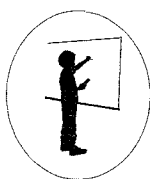
Długość oparcia belki na podporze przyjęto, uwzględniając warunek (5-3)

$$c = 15 + \frac{h}{3} = 15 + \frac{20}{3} = 21,7 \text{ cm} \approx 22 \text{ cm}$$

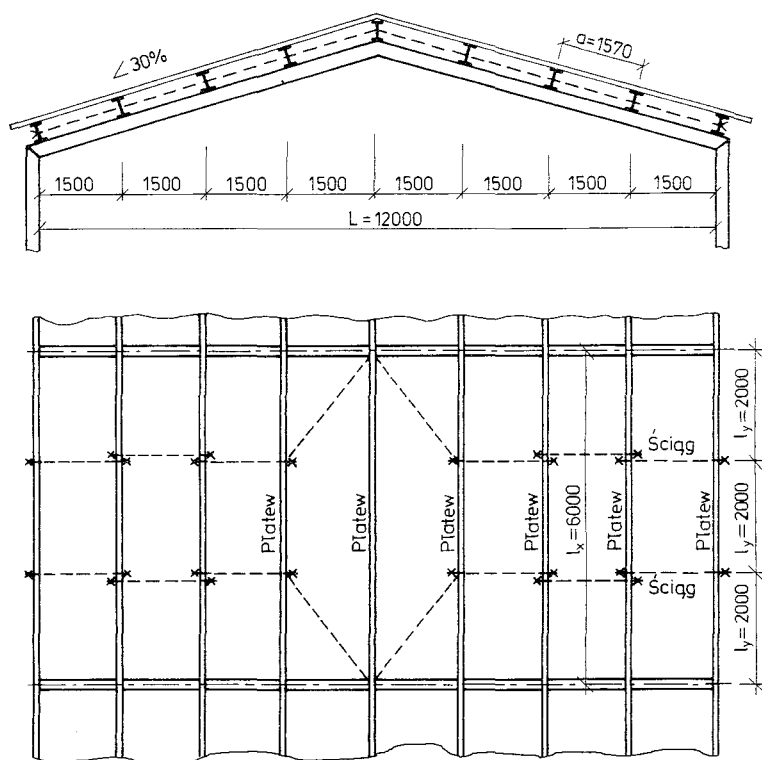
Szerokość stopki belki I 200 wynosi $s = 90$ mm. Nacisk na podpórę obliczono wg wzoru (5-4)

$$\sigma = \frac{V}{c \cdot s} = \frac{28,72}{22 \cdot 9} = 0,15 \text{ kN/cm}^2 = 1,5 \text{ MPa}$$

Zgodnie z zaleceniami podanymi w PN-87/B-03002 pod oparciem stalowych belek stropowych należy stosować poduszki betonowe, które bezpiecznie przejmą obliczony nacisk 1,5 MPa. Zasady określania wytrzymałości obliczeniowej betonu na docisk są podane w PN-84/B-03264 oraz w p. 6.4. ■



Przykład 5-2. Zaprojektować płatew dachową ciągłą nie ocieplonej hali magazynowej, pokrytej blachą falistą. Hala znajduje się w II strefie obciążenia śniegiem i I strefie obciążenia wiatrem. Spadek połaci dachu wynosi 30%. Rozstaw rygli ram podpierających płatwie $l_x = 6$ m. Hala ma długość 39 m. W celu zmniejszenia rozpiętości płatwi w płaszczyźnie połaci dachu zastosowano ściągi śrubowe w odstępach $l_y = l_x/3 = 2$ m (rys. 5-6).



Rys. 5-6. Rozmieszczenie płatwi na połaci dachowej

● Kąt α pochylenia dachu o spadku 30% wynosi $16^\circ 42'$; $\sin \alpha = 0,2873$, $\cos \alpha = 0,9578$. Rozstaw płatwi w rzucie poziomym $t = 1,50$ m, a wzdłuż połaci dachu

$$a = \frac{t}{\cos \alpha} = \frac{1,50}{0,9578} = 1,57 \text{ m}$$

Wartość charakterystyczną obciążenia śniegiem określa się zgodnie z PN-80/B-02010 wg wzoru $S_k = Q_k \cdot C$. W II strefie $Q_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$, a jeśli $\alpha = 16^\circ 42'$, to $C = C_2 = 0,85$. Tak więc $S_k = 0,9 \cdot 0,85 = 0,77 \text{ kN/m}^2$.

Wartość charakterystyczną obciążenia wiatrem określa się wg PN-77/B-02011 ze wzoru $p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta$. Ponieważ $\alpha < 20^\circ$, więc współczynnik aerodynamiczny $C < 1$ i cały dach jest obciążony tylko ssaniem wiatru działającym ku górze. Wynika z tego, że wymiarując płatwie można pominąć obciążenie wiatrem.

● Zestawienie obciążeń na 1 m płatwi

Obciążenie	Wartość charakterystyczna [kN/m]	Współczynnik obciążenia	Wartość obliczeniowa [kN/m]
Blacha falista $0,20 \cdot 1,57$	0,31	1,2	0,37
Płatwie i stężenia (w przybliżeniu) $0,20 \cdot 1,57$	0,31	1,1	0,34
Śnieg $0,77 \cdot 1,50$	1,16	1,4	1,62
Razem	$q_k = 1,78$	—	$q = 2,33$

Na podstawie q_k i q obliczono składowe obciążenia (na kierunku prostopadły do połaci q_x i równoległy do połaci q_y)

$$q_x = q \cdot \cos \alpha; \quad q_y = q \cdot \sin \alpha$$

$$q_{xk} = 1,78 \cdot 0,9578 = 1,70 \text{ kN/m}$$

$$q_{yk} = 1,78 \cdot 0,2873 = 0,51 \text{ kN/m}$$

$$q_x = 2,33 \cdot 0,9578 = 2,23 \text{ kN/m}$$

$$q_y = 2,33 \cdot 0,2873 = 0,67 \text{ kN/m}$$

● Stan graniczny nośności

Przyjęto schemat belki pięcioprzęsłowej o stałym przekroju i rozpiętości $l = 6$ m. Momenty zginające płatwi obliczono wg wzoru (5-7a), przyjmując współczynnik $C_q = C_p = 0,0858$ (belka I rodzaju) wg załącznika Z4-2 do PN-90/B-03200.

$$M_x = C_q \cdot q_x \cdot l_x^2 = 0,0858 \cdot 2,23 \cdot 6,0^2 = 6,89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = C_q \cdot q_y \cdot l_y^2 = 0,0858 \cdot 0,67 \cdot 2,0^2 = 0,23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Przyjęto I 120 i z tab. 2-2 odczytano: $I_x = 328 \text{ cm}^4$, $W_x = 54,7 \text{ cm}^3$, $I_y = 21,5 \text{ cm}^4$, $W_y = 7,41 \text{ cm}^3$, $h = 120 \text{ mm}$, $s = 58 \text{ mm}$, $t = 7,7 \text{ mm}$, $g = r = 5,1 \text{ mm}$.

Określenie klasy przekroju dwuteownika zginanego przeprowadzono zgodnie z p. 3.4 przyjmując $\varepsilon = 1$ (stal St3SX). Warunek geometryczny przekroju ścianki środkowej

$$\frac{120 - 2(7,7 + 5,1)}{5,1} = 18,5 < 66 \varepsilon$$

Warunek geometryczny przekroju ścianki stopki

$$\frac{0,5(58 - 5,1 - 2 \cdot 5,1)}{7,7} = 2,8 < 9 \varepsilon$$

Przekrój dwuteownika spełnia warunki dotyczące przekrojów klasy 1., zatem obliczenie momentów zginających wg wzoru (5-7a) jest poprawne. Pas górny płatu jest usztywniony blachą falistą mocowaną trwale kołkami *Hilti*, można więc uznać, że belka jest zabezpieczona przed zwichrzeniem ($\varphi_L = 1,0$). Płatew nie jest zginana w płaszczyźnie symetrii przekroju, zatem współczynnik $\alpha_p = 1$ (zgodnie z PN-90/B-03200).

$$M_{Rx} = W_x \cdot f_d = 54,7 \cdot 21,5 = 1176 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{Ry} = W_y \cdot f_d = 7,41 \cdot 21,5 = 159 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Sprawdzenie stanu granicznego nośności elementu zginanego ukośnie wg wzoru (3-28)

$$\frac{M_x}{\varphi_L \cdot M_{Rx}} + \frac{M_y}{M_{Ry}} = \frac{689}{1,0 \cdot 1176} + \frac{23}{159} = 0,73 < 1$$

Ściąg śrubowe do przejęcia reakcji od składowej q_y należy wykonać z pręta średnicy 10 mm

● Stan graniczny użytkowania

Ugięcia belki ciągłej o równych przęsłach można obliczyć tak jak ugięcia belki jednoprzęsłowej swobodnie podpartej, wprowadzając współczynniki zmniejszające (zgodnie z p. 3.3). Przy obciążeniu równomiernie rozłożonym w odniesieniu do przęsła skrajnego przyjmuje się współczynnik 0,5, a do przęseł środkowych — 0,2. Otrzymano:

$$a_x = 0,5 \frac{5q_{xk} \cdot l_x^4}{384 E \cdot I_x} = 0,5 \frac{5 \cdot 0,0170 \cdot 600^4}{384 \cdot 20\,500 \cdot 328} = 2,13 \text{ cm}$$

$$a_y = 0,5 \frac{5q_{yk} \cdot l_y^4}{384 E \cdot I_y} = 0,5 \frac{5 \cdot 0,0051 \cdot 200^4}{384 \cdot 20\,500 \cdot 21,5} = 0,12 \text{ cm}$$

Ugięcie wypadkowe przęsła skrajnego obliczone wg wzoru (3-32)

$$a = \sqrt{a_x^2 + a_y^2} = \sqrt{2,13^2 + 0,12^2} \approx 2,13 \text{ cm} < a_{gr} = \frac{l}{150} = \frac{600}{150} = 4,0 \text{ cm}$$

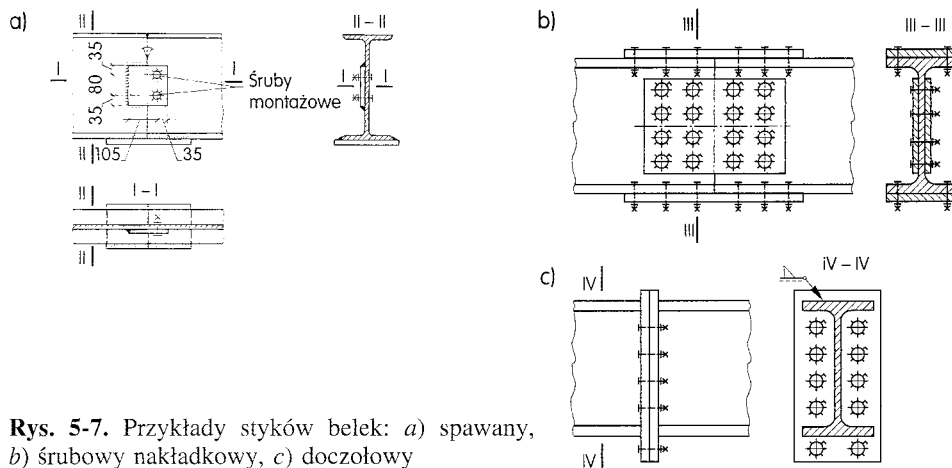
Zaprojektowana płatew dachowa spełnia warunki normowe stanu granicznego nośności i użytkowania. ■

5.3. Styki belek

Styki śrubowe belek wykonuje się jako zakładkowe bądź doczołowe, z zastosowaniem śrub zwykłych lub wysokiej wytrzymałości. Styki zakładkowe zwykłe i cierne wymagają stosowania przykładek na środniku i nakładek na pasach belek. Konstruując styki montażowe należy uwzględnić tolerancje wymiarowe elementów. Najłatwiejszy do montażu jest śrubowy styk uniwersalny, w którym wszystkie kształtowniki i blachy stanowiące elementy belki łączą się w tym samym przekroju (rys. 5-7b). Połączenia doczołowe belek (rys. 5-7c), również łatwe do wykonania, są stosowane np. w stykach podporowych belek ciągłych, w stykach rygli ram itp. Styki belek mogą być wykonywane w wytwórni lub warsztacie bądź na miejscu montażu.

Styki warsztatowe są to połączenia spawane poszczególnych blach lub kształtowników wchodzących w skład całej belki. Są one wymuszone np. ograniczonymi wymiarami dostarczonych wyrobów hutniczych lub innymi względami konstrukcyjnymi.

Styki montażowe, najczęściej śrubowe, są to połączenia oddzielnych części belek, wynikające z warunków transportu, udźwigu urządzeń montażowych i innych wymagań scalania i montażu. Styki montażowe są droższe od warsztatowych.



Rys. 5-7. Przykłady styków belek: a) spawany, b) śrubowy nakładkowy, c) doczołowy

Styki spawane belek wykonuje się na ogół za pośrednictwem spoin czołowych o nośności równej lub nieco mniejszej od nośności przekroju belki. Jeżeli styk spawany belki walcowanej jest umieszczony poza miejscem największego momentu zginającego, to nie trzeba go wzmacniać dodatkowo nakładkami ani przykładkami (rys. 5-7a). W niektórych połączeniach montażowych stosuje się małe przykładki i podkładki, dzięki którym i zastosowanym śrubom łatwo połączyć na budowie obie części belki. Na rysunku 4-11 pokazano styk czołowy spawanej blachownicy z przesuniętym i później wykonywanym połączeniem pasa dolnego, szczególnie zalecanym w belkach obciążonych dynamicznie. Nie stosuje się spawanych styków ukośnych.

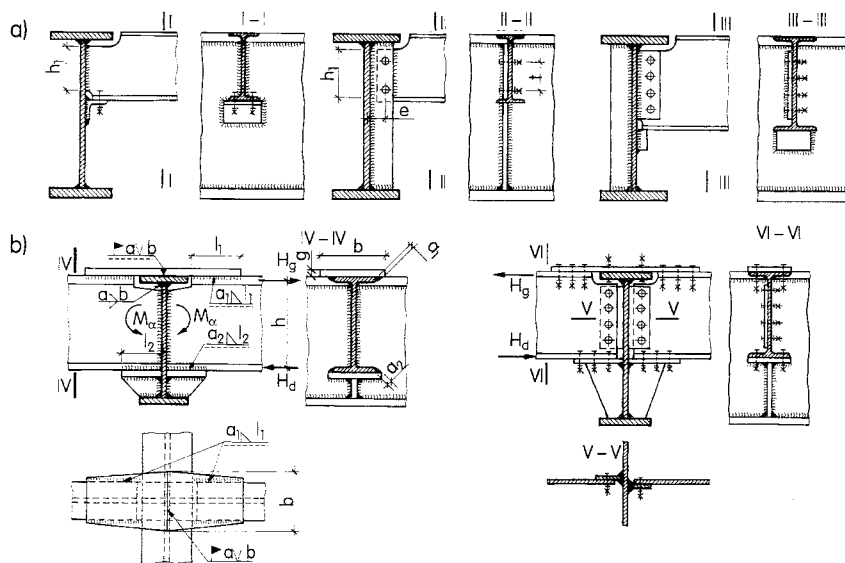
5.4. Połączenia belek z podciągami i słupami

Połączenia belek stropowych z podciągami i słupami wykonuje się obecnie jako spawane lub śrubowe. Ze względu na zdolność do obrotu elementów łączonych rozróżnia się połączenia przegubowe, podatne (półsztywne) i sztywne (por. rys. 4-1). W odniesieniu do połączeń belek z podciągami i słupami można rozpatrywać tylko:

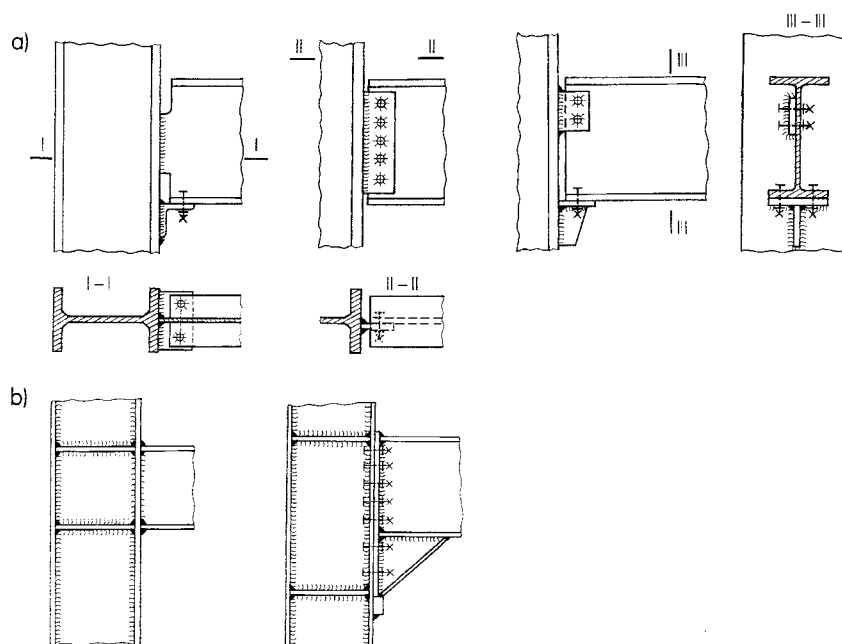
- **połączenie przegubowe**, jeśli występuje w nim tylko reakcja podporowa belki stropowej, najczęściej belki jednoprzęsłowej swobodnie podpartej (w stropach, pomostach, rusztach, szkieletach przegubowych),
- **połączenie sztywne**, jeśli ma ono przenieść reakcję podporową i moment zginający (w belkach ciągłych, konstrukcjach ramowych itp.).

Najprostsze przegubowe **połączenie belki stropowej z podciągiem** polega na ułożeniu belki na górnym pasie podciagu i skręceniu śrubami obu stykających się pasów. Taki układ belek powiększa znacznie wysokość konstrukcyjną stropu (por. rys. 5-4b). Znacznie częściej stosuje się rozwiązania połączeń przegubowych z zachowaniem jednakowego poziomu górnych pasów belek stropowych i podciagu (rys. 5-6a). W takich połączeniach zachodzi konieczność wykonania wycięcia części stopki górnej z fragmentem środniczka końców belek stropowych. Wszystkie wycięcia muszą być wykonane szczególnie starannie, bez ostrych załamań, z wyokrągleniami krawędzi, tak aby uniknąć karbów (koncentracji naprężeń); por. książki [3], [37]. W przykładzie 4-8 sprawdzono nośność śrubowego połączenia środniczka belki stropowej z podciągiem.

Połączenia sztywne belek stropowych z podciągami są trudniejsze do wykonania, dlatego są rzadziej stosowane. Podporowy moment zginający belki stropowej można w połączeniu zrównoważyć momentem pary sił na ramieniu równym wysokości belki $M_a = H \cdot h$. W rozwiązaniach przedstawionych na rys. 5-8b siłę poziomą $H_g = M_a/h$ przenosi się przez nakładkę i spoiny bądź śruby mocujące nakładkę, natomiast siła $H_d = M_a/h$ przenosi się przez spoiny lub śruby mocujące stopkę dolną do blachy poziomej stolika podporowego. Znane są również rozwiązania, w których siłę poziomą H_d przenosi się na środek podciagu przez



Rys. 5-8. Przykłady połączeń belek stropowych z podciągami: *a)* połączenie przegubowe, *b)* połączenie sztywne



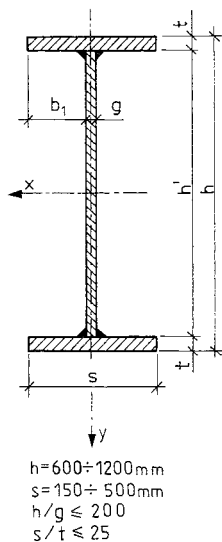
Rys. 5-9. Przykłady połączeń belek ze słupami: *a)* przegubowe, *b)* sztywne

specjalne kliny, punktowo przyspawane do belki lub podciągu, umieszczone w poziomie stopki dolnej belek stropowych. W celu uniknięcia nakładek utrudniających ułożenie płyt stropowych, stosuje się także rozwiązania z podkładkami mocowanymi do górnych pól podciągu, do których są spawane górne stopki belek stropowych. Jeśli belki stropu lub rusztu mogą być umieszczone na wysokości średnika podciągu, to dobrym rozwiązaniem będzie zastosowanie połączeń doczołowych.

Połączenia belek ze słupami mogą być również przegubowe, przenoszące tylko reakcje pionowe belek, lub sztywne, przenoszące także momenty zginające. Oba rodzaje połączeń mogą być spawane bądź śrubowe (rys. 5-9). Oprócz nich, rozróżnia się również połączenia podatne (półsztywne), stosowane w niektórych układach ramowych. Są one przedmiotem badań, których wyniki będą podstawą do wymiarowania. Połączenia przegubowe i sztywne belek ze słupami oblicza się i konstruuje podobnie jak połączenia belek stropowych z podciągami. Połączenia doczołowe na śruby zwykłe i wysokiej wytrzymałości są coraz częściej stosowane do łączenia belek, podciągów oraz rygli ram ze słupami (por. rys. 4-31).

5.5. Blachownice stalowe

Blachownice spawane. Belki stalowe o kształcie najczęściej dwuteowym, wykonane z blach, nazywa się *blachownicami* lub *dźwigarami blachownicowymi*. Składają się ze średnika, tj. blachy pionowej oraz dwóch pasów poziomych połączonych ze średnikiem spoinami czołowymi lub pachwinowymi (rys. 5-10). Blachownice spawa się ręcznie lub automatycznie. Wykonywane na zmechanizowanej linii produkcyjnej mają lepszą jakość połączeń spawanych, większą dokładność wymiarów oraz mniejsze naprężenia spawalnicze. Niektóre huty i wytwórnie konstrukcji stalowych produkują belki dwuteowe z blach spawane na liniach automatycznych.

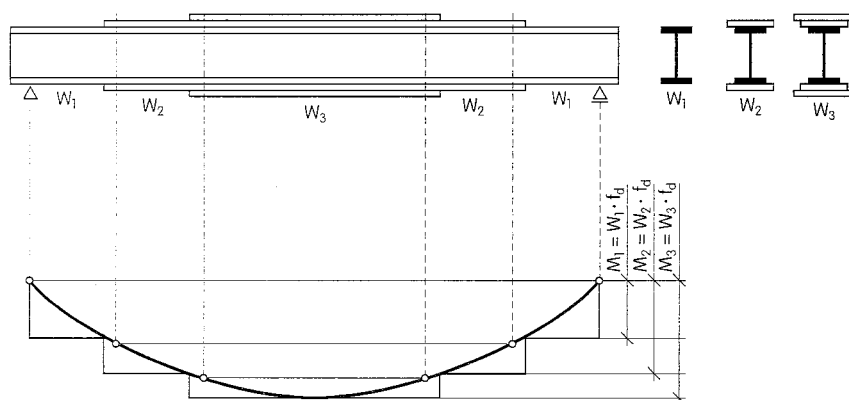


Blachownice są powszechnie stosowane w konstrukcjach stalowych jako belki stropów i pomostów silnie obciążonych, podciągi stropów i pomostów, belki podsuwnicowe, rygle ram i szkieletów, dźwigary mostowe i inne. Blachownice mogą być belkami jedno- i wieloprzęslowymi. Przyjmuje się, że orientacyjna wysokość jedoprzęslowej blachownicy spawanej $h = (1/10 \div 1/15)l_o$, a w blachownicy wieloprzęslowej $h = (1/12 \div 1/20)l_o$, gdzie l_o — rozpiętość obliczeniowa belki.

Rys. 5-10. Przekrój poprzeczny blachownicy spawanej

Kształtowanie przekroju poprzecznego blachownicy polega na takim ustaleniu optymalnych wymiarów środnika i pasów, aby zużycie materiału było jak najmniejsze, przy jednoczesnym zachowaniu warunków wytrzymałości, stateczności i sztywności dźwigara.

Przekrój blachownicy jednoprzęsłowej można dostosować do wykresu momentów zginających zmieniających się wzdłuż jej osi podłużnej, stosując pasy o zmiennej grubości lub szerokości. W odróżnieniu od belek o stałym przekroju pasów, są to blachownice o przekroju zmiennym, oszczędniejsze pod względem zużycia stali. Miejsca zmiany przekroju wyznacza się odpowiednio do wykresu momentów zginających, nakładając nań wykres schodkowy największych momentów przenoszonych przez poszczególne przekroje blachownicy o przekroju zmiennym (rys. 5-11).



Rys. 5-11. Wyznaczenie miejsc zmiany przekroju blachownicy

Najmniejszą grubość środnika blachownicy chronionej przed wpływami atmosferycznymi przyjmuje się $g = 6$ mm, a w belkach niechronionych $g = 7$ mm. Szerokość pasów blachownicy przyjmuje się orientacyjnie jako $s = h/4$, gdzie h — wysokość środnika — rys. 5-10. Połączenie pasów blachownicy ze środnikiem wykonuje się najczęściej za pomocą spoin pachwinowych ciągłych grubości nie mniejszej niż 3 mm. Pasy i środniki łączą się w stykach za pomocą spoin czołowych (rys. 4-11).

Blachownice są na ogół belkami cienkościennymi o dość dużych wysokościach i małych grubościach środników. Z tych względów są one narażone szczególnie na niebezpieczeństwo **utraty stateczności ogólnej (zwichrzenia) i stateczności miejscowej**.

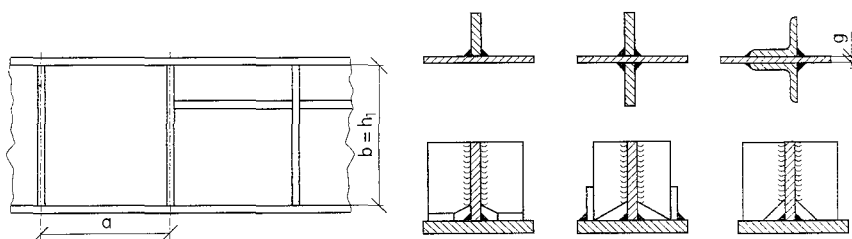
Jeżeli ściskany pas dźwigara blachownicy nie jest dostatecznie usztywniony, np. sztywną płytą stropową lub odpowiednimi tężnikami, to belka musi być obliczona z uwzględnieniem zwichrzenia wg PN-90/B-03200.

Miejscowa utrata stateczności blachownicy stalowej dotyczy ściskanych części środnika i ewentualnie pasa ściskanego, jeśli przekroje ścianek tych elementów

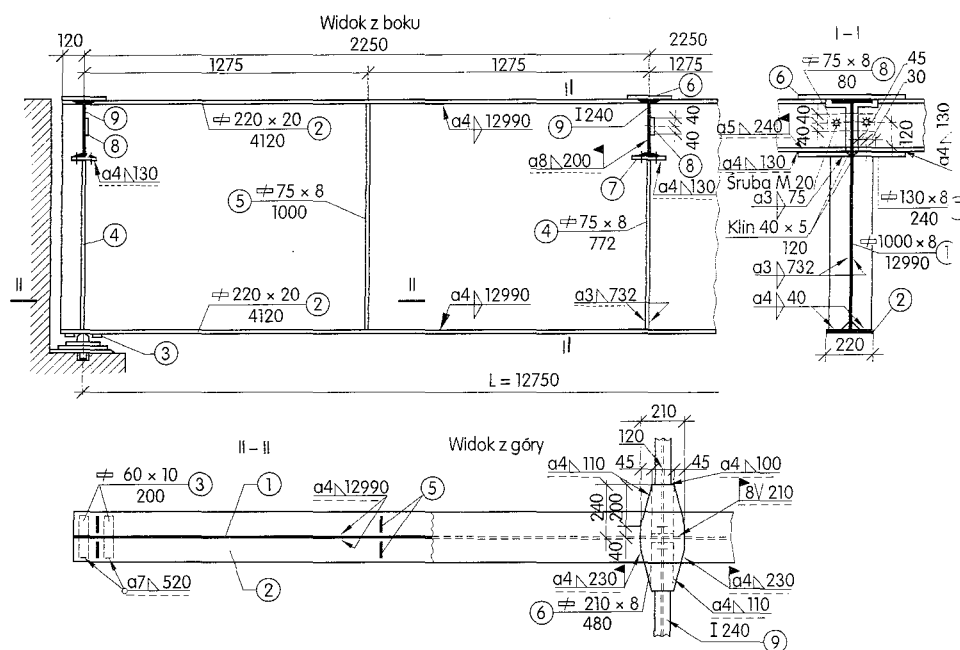
należą do 4. klasy przekrojów wg p. 3.4. W obliczeniach dotyczących takich elementów wymagane jest uwzględnienie wpływu stateczności miejscowej na nośność przekrojów wg wzorów podanych w p. 4.2 z PN-90/B-03200.

Do ograniczenia możliwości utraty stateczności miejscowej stosuje się poprzeczne żebra usztywniające środnik i pas blachownicy (rys. 5-12). Żebra takie umieszcza się także nad podporami belek oraz w miejscach przyłożenia znacznych sił skupionych. W blachownicach wysokich stosuje się czasem również podłużne żebra usztywniające dodatkowo środnik w strefie ściskanej.

Na rysunku 5-13 pokazano fragment jednoprzęsłowej blachownicy spawanej z żebrami poprzecznymi, będącej podciągami dla belek stropowych rozstawionych co 2,55 m.



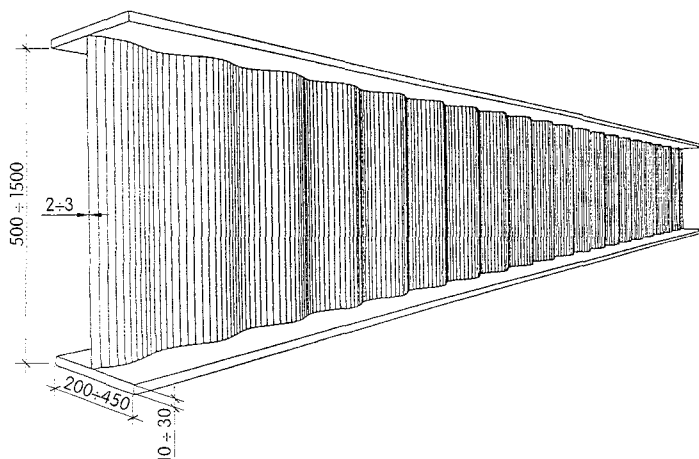
Rys. 5-12. Żebra usztywniające w blachownicach spawanych



Rys. 5-13. Fragment blachownicy spawanej [42]

Poszukiwanie ekonomicznych rozwiązań blachownic bez żeber poprzecznych doprowadziło do zastosowania dwuteowników spawanych automatycznie z faliście profilowanym środkiem i pasami z blachy płaskiej (rys. 5-14). Falisty środek z cienkiej blachy (2÷3 mm) zapewnia stateczność miejscową i zmniejsza ciężar belki w stosunku do rozwiązań tradycyjnych.

Blachownice mogą być wykonane z jednego lub dwóch różnych gatunków stali. W tym drugim rozwiązaniu stosuje się w pasach stal o zwiększonej wytrzymałości (np. 18G2A), a w środku — stal niestopową (np. St3S). Belki takie są nazywane *hybrydowymi*.



Rys. 5-14. Blachownica z falistym środkiem

Dźwigary skrzynkowe, stanowiące pewną odmianę blachownic stalowych, są złożone z dwóch środków i pasów poziomych (por. rys. 5-1). Belki o przekroju zamkniętym wykazują szczególnie dużą odporność na skręcanie. Stosuje się je w razie dużych rozpiętości i obciążeń, zwłaszcza wobec braku innych możliwości zapobiegania zwichrzeniu belki. Do usztywnienia pasów i środków, a tym samym ochrony przed możliwością utraty stateczności miejscowej, służą przepony pełne lub z otworami. Jeśli przekrój dźwigara skrzynkowego jest duży (np. w dźwigarach mostowych), to przepony można zastąpić wręgą ramową lub skratowaniem. Dźwigary skrzynkowe wymagają szczególnie starannego i trwałego zabezpieczenia przed korozją, gdyż konserwacja powłok ochronnych wewnątrz jest najczęściej niemożliwa.

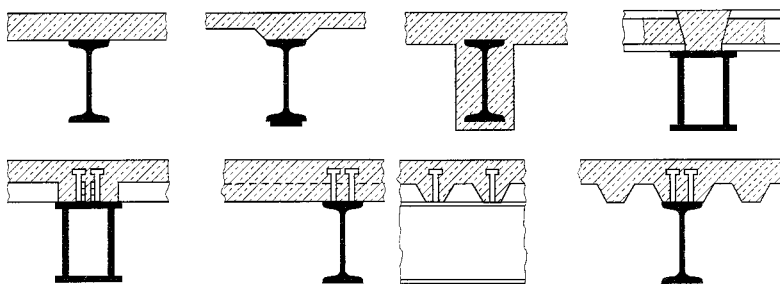
Tok obliczania blachownic spawanych jest w zasadzie identyczny z przebiegiem obliczeń belek zginanych z kształtowników walcowanych (por. p. 5.2). Potrzebne wzory i tabele podano w p. 3.7. W odniesieniu do przekrojów klasy 4. wg p. 3.4) dochodzi konieczność obliczenia współczynnika niestateczności miejscowej przy zginaniu φ_p i przy ścinaniu φ_{pv} , oraz ich uwzględnienia w wartościach nośności obliczeniowej przekroju M_R i V_R .

Po sprawdzeniu warunków stanu granicznego nośności i użytkowania, potwierdzających prawidłowość przyjęcia przekroju poprzecznego belki, należy zaprojektować połączenie pasów ze środnikiem i sprawdzić nośność spoin łączących. Należy także zaprojektować i sprawdzić oparcie belki na podporze oraz ewentualne żebra usztywniające środnik.

Jeśli blachownica jest obciążona dużymi siłami skupionymi P przyłożonymi do pasa górnego, to dochodzi potrzeba sprawdzenia nośności środnika pod siłą skupioną, pod którą nie ma żeber usztywniających, zgodnie z p. 4.2 w PN-90/B-03200.

Inne rodzaje blachownic. Oprócz zwykłych dźwigarów blachownicowych stosuje się w konstrukcjach stalowych także **pełnościenne belki sprężone**, najczęściej za pomocą cięgien ze stali o wysokiej wytrzymałości.

Blachownice nitowane, znacznie cięższe, droższe i trudniejsze do wykonania w porównaniu ze spawanymi, stosuje się obecnie bardzo rzadko, głównie jako dźwigary podlegające wyjątkowo dużym obciążeniom dynamicznym.



Rys. 5-15. Przykłady belek zespolonych stalowo-betonowych

Wśród wielu innych dźwigarów stalowych, pracujących głównie na zginanie, należy wymienić **stalowe belki zespolone z płytą żelbetową**. Dźwigary zespolone stalowo-betonowe, stosowane w budownictwie ogólnym (stropy) i komunikacyjnym (mosty), cechuje duża nośność i sztywność, a jednocześnie stosunkowo mała wysokość. Dźwigary zespolone (rys. 5-15) są tak ukształtowane, aby płyta żelbetowa pracowała głównie na ściskanie, a belka stalowa przede wszystkim na rozciąganie. Przyczepność betonu do stali nie wystarcza do przeniesienia sił rozwarstwiających między betonem a półką górną belki stalowej i dlatego stosuje się specjalne łączniki, przyspawane do dźwigara stalowego. Dźwigary zespolone stalowo-betonowe projektuje się wg PN-82/B-03300 i PN-86/B-03301.

6.1. Wiadomości ogólne

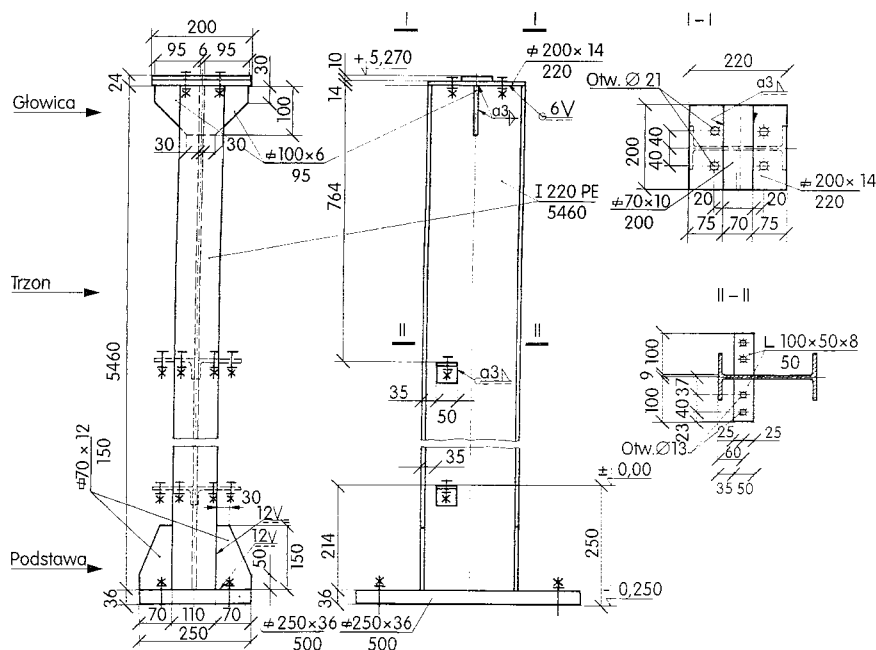
Słupy są to ściskane, prostoliniowe, pionowo ustawione elementy nośne, przenoszące obciążenia na konstrukcje położone niżej bądź na fundamenty, a za ich pośrednictwem — na podłoże gruntowe. Słupy występują prawie we wszystkich rodzajach konstrukcji budowlanych, albo jako elementy samodzielne, albo jako części hal, konstrukcji szkieletowych i ramowych, konstrukcji wsporczych urządzeń technologicznych, podpory estakad, silosów itp. Słupy mogą być obciążone siłą pionową w sposób osiowy lub mimośrodowy oraz siłami poziomymi spowodowanymi działaniem suwnic, wiatru itp. W związku z tym rozróżnia się **słupy ściskane osiowo** (por. p. 3.6) oraz **słupy ściskane mimośrodowo**, czyli ściskane i zginane (por. p. 3.8).

Rodzaj i wartość obciążenia, długość i sposób podparcia lub zamocowania słupa u jego obu końców (por. rys. 3-11) wpływa zasadniczo na parametry geometryczne i wytrzymałościowe poprzecznego przekroju słupa. Słupy budynków jednokondygnacyjnych oraz słupy dolnych kondygnacji wyższych obiektów mogą być oparte u dołu na fundamentach w sposób przegubowy bądź sztywny (słupy zamocowane w fundamencie). **Sztywne zamocowanie (utwierdzenie) 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 momentów od słupa na podłoże gruntowe. Słupy obustronnie zamocowane występują tylko w konstrukcjach ramowych. **Słupy z przegubami stałymi** u dołu i u góry, zwane słupami wahadłowymi, są stosowane w wieloprzęsłowych układach hal, estakad, szkieletów itp. Słupy stalowe, zwłaszcza w konstrukcjach hal, mogą być zamocowane u dołu, w płaszczyźnie prostopadłej do podłużnej osi hali, a tylko podparte przegubowo w drugim kierunku.

Długości wyboczeniowe słupów w konstrukcjach ramowych należy ustalać z uwzględnieniem stopnia podatności węzłów oraz możliwości ich przesuwu, zgodnie z nomogramami podanymi w załączniku nr 1 w PN-90/B-03200.

Pod względem konstrukcyjnym można wyróżnić następujące podstawowe części słupa (rys. 6-1):

- **głowicę**, stanowiącą podporę belek, podciągów stropowych, dźwigarów kratowych i innych, przekazujących obciążenia zewnętrzne na trzon słupa,
- **trzon**, stanowiący podstawowy element nośny słupa, przenoszący obciążenie z głowicy na podstawę słupa,
- **podstawę**, stanowiącą dolną część słupa, służącą do przeniesienia obciążeń z trzonu na fundament oraz właściwego podparcia i zakotwienia słupa.



Rys. 6-1. Słup stalowy

Dodatkowymi elementami słupa mogą być wsporniki pod belki podsuwnicowe, rygle ściennie i pomostowe, a także elementy do mocowania stężeń, obudowy i wyposażenia. W słupach budynków wielokondygnacyjnych zachodzi potrzeba stosowania styków montażowych na długości elementów składających się z oddzielnych, krótszych części łączonych na budowie.

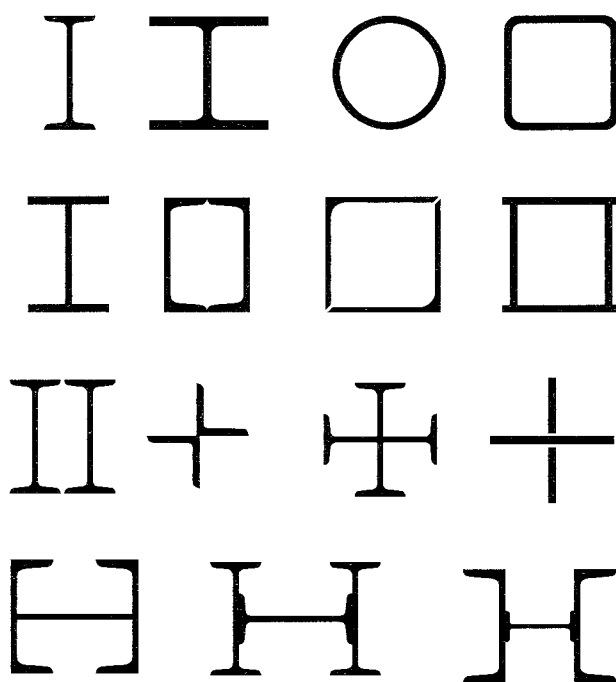
Słupy ściskane mimośrodowo różnią się od słupów ściskanych osiowo nie tylko sposobem obciążenia, ale także konstrukcją trzonu i podstawy oraz częściej występującymi elementami dodatkowymi.

Słupy stanowią elementy konstrukcji nośnej budynków (por. rys. 1-13 i 1-14) mogą być także podporami konstrukcji inżynierskich i specjalnych (por. rozdz. 8).

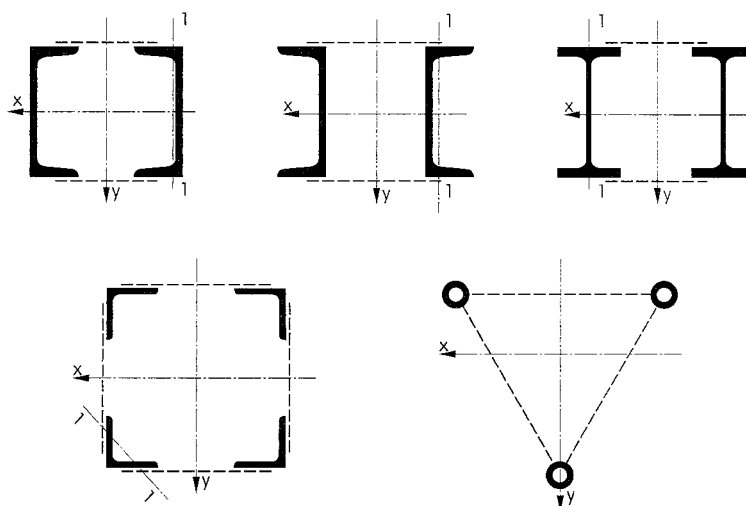
Projektując konstrukcje użytkowane na otwartej przestrzeni (poza budynkami) i narażone na niszczące działanie korozji atmosferycznej, należy dobrać rodzaj stali i kształt słupów zgodnie z zaleceniami podanymi w p. 1.5 oraz przewidzieć odpowiednią ochronę przed korozją. We współczesnych rozwiązaniach słupów stalowych stosuje się prawie wyłącznie połączenia spawane; jedynie styki montażowe trzonów są wykonywane jako śrubowe.

6.2. Przekroje trzonów słupów

Trzony słupów pełnościennych wykonuje się najczęściej z kształtowników walcowanych lub jako spawane z blach. Mogą być wykonane z jednego kształtownika (dwuteownika lub rury) bądź z kilku zespalanych elementów. Słupy o przekrojach zamkniętych (skrzynkowe, rurowe) nadają się szczególnie do przenoszenia obciążeń przyłożonych osiowo, mają mały przekrój, estetyczny wygląd, dość łatwo można je ochronić przed korozją. Słupy o przekrojach wydłużonych względem jednej osi, np. dwuteowe walcowane lub spawane z blach (słupy blachownicowe) są stosowane powszechnie jako słupy mimośrodowo ściskane, przy czym w płaszczyźnie działania momentu zginającego przekrój słupa ma większą sztywność. Niektóre rodzaje przekrojów słupów pełnościennych wykonanych z kształtowników walcowanych i spawanych z blach pokazano na rys. 3-9a i 6-2.



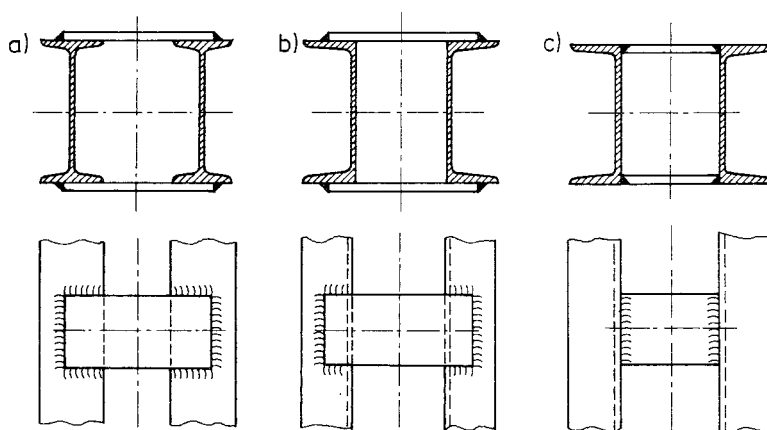
Rys. 6-2. Przekroje słupów pełnościennych ściskanych osiowo



Rys. 6-3. Przekroje słupów złożonych ściskanych osiowo

Trzony słupów złożonych z dwóch lub więcej gałęzi wykonuje się na ogół z kształtowników walcowanych łączonych przewiązkami lub skratowaniem (rys. 3-9b i 6-3). Najczęściej trzon słupa składa się z dwóch walcowanych ceowników lub dwuteowników, rzadziej stosuje się gałęzie słupa wykonane z kątowników lub z elementów spawanych z blach.

Przewiązki i skratowania zapewniają współpracę gałęzi słupa oraz wytrzymałość i stateczność całego trzonu. W słupach złożonych ściskanych osiowo stosuje się najczęściej przewiązki, natomiast skratowanie występuje głównie w słupach złożonych obciążonych mimośrodowo. Przewiązki mogą być mocowane do gałęzi



Rys. 6-4. Słup dwugałęziowy spawany, z przewiązkami: a) i b) mocowanymi spoinami pachwinowymi, c) łączonymi spoinami czołowymi

słupa spoinami pachwinowymi lub czołowymi (rys. 6-4). Skratowanie słupów złożonych wykonuje się najczęściej z pojedynczych kątowników.

W słupach dwugałęziowych zakłada się, że oś x jest osią przecinającą materiał, a oś y , zwana osią swobodną, jest równoległa do gałęzi składowych.

Wysokie słupy o przekroju złożonym powinny być usztywnione poziomymi przeponami z blach lub prętów ukośnych, rozmieszczonych w odstępach nie przekraczających 4 m.

6.3. Projektowanie trzonów słupów ściskanych osiowo

Projektowanie trzonów słupów pełnościennych polega na zestawieniu obciążeń (wartości obliczeniowych) działających na słup, przyjęciu schematu statycznego, dobraniu wymiarów geometrycznych i rodzaju materiału, określeniu klasy dobrego przekroju słupa, a następnie na sprawdzeniu stanu granicznego nośności z uwzględnieniem możliwości wyboczenia giętnego — wg zasad i wzorów podanych w p. 3.6.

Słupy o przekroju otwartym z jedną osią symetrii, ale tylko wykonane z blach, (np. o przekroju teowym) należy sprawdzić dodatkowo na wyboczenie giętno-skrętne wg zasad podanych w PN-90/B-03200.

W obliczeniach słupów pełnościennych spawanych z blach (słupów blachownicowych) o przekroju klasy 4, należy uwzględnić wpływ stateczności miejscowej na nośność takich przekrojów wg wzorów podanych w PN-90/B-03200.

Projektowanie trzonów słupów złożonych wielogałęziowych o stałym przekroju wymaga odpowiedniego dobrania przekrojów gałęzi i przewiązek bądź skratowania, oraz właściwego rozmieszczenia i przymocowania przewiązek (prętów skratowania). Ogólne zasady obliczania nośności trzonu słupa złożonego, podano w p. 3.6, zwracając uwagę na konieczność uwzględnienia smukłości zastępczych λ_m . W przykładzie 3-9 pokazano sposób obliczenia dwugałęziowego, ściskanego osiowo pręta kratownicy, gdy $\lambda_m \leq \lambda$. Słupy złożone ściskane osiowo mają gałęzie dość znacznie rozsunięte, co na ogół powoduje, że $\lambda_m > \lambda$, a nośność słupa należy ustalać lub sprawdzać — jak w przykładzie 6-3.

Przewiązki i skratowania łączące gałęzie słupa złożonego ściskanego osiowo oblicza się na zastępczą siłę poprzeczną Q określoną wg PN-90/B-03200 wzorem

$$Q \geq 0,012 A \cdot f_d \quad (6-1)$$

w którym:

A — przekrój poprzeczny trzonu słupa,

f_d — wytrzymałość obliczeniowa stali.

Odstępy przewiązek (w świetle) powinny być równe lub prawie równe. Liczba odstępów między przewiązkami (na całej wysokości słupa) powinna być nieparzy-

sta. Grubość blachy przewiązek przyjmuje się $6 \div 12$ mm. Szerokość przewiązek pośrednich nie powinna być mniejsza od $b=100$ mm, a końcowych (skrajnych) — co najmniej $1,5b$.

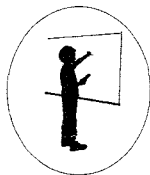
W materiale przewiązki oraz w połączeniach przewiązki z gałęziami słupa należy uwzględnić siłę poprzeczną V_Q działającą wzdłuż osi słupa oraz moment zamocowania przewiązki M_Q . Zgodnie z PN-90/B-03200 oblicza się je za pomocą wzorów

$$V_Q = \frac{Q \cdot l_1}{n(m-1)e} \quad (6-2)$$

$$M_Q = \frac{Q \cdot l_1}{m \cdot n} \quad (6-3)$$

gdzie:

- Q — zastępcza siła poprzeczna wg wzoru (6-1),
- l_1 — osiowy rozstaw przewiązek (rys. 3-10),
- n — liczba płaszczyzn przewiązek przeciętych osią y ,
- m — liczba elementów (gałęzi) słupa,
- e — osiowy odstęp gałęzi słupa.



Przykład 6-1. Sprawdzić nośność słupa pełnościennego ściskanego osiowo siłą obliczeniową $P = 240$ kN, założywszy, że jest on sztywno zamocowany w fundamencie, a na drugim końcu swobodny. Słup wysokości 3,0 m jest wykonany z dwuteownika równoległościennego IPE300 ze stali St3S.

- Z tabeli 2-3 odczytano:

$$A = 53,8 \text{ cm}^2, \quad h = 300 \text{ mm}, \quad s = 150 \text{ mm}, \quad g = 7,1 \text{ mm}, \\ t = 10,7 \text{ mm}, \quad r = 15,0 \text{ mm}, \quad i_x = 12,5 \text{ mm}, \quad i_y = 3,35 \text{ cm}.$$

- Sprawdzenie klasy przekroju przy $\varepsilon = 1$ ($f_d = 215$ MPa)

$$\text{środek:} \quad \frac{300 - 2(10,7 + 15,0)}{7,1} = 35,0 < 39\varepsilon$$

$$\text{stopka:} \quad \frac{0,5 \cdot 150 - (0,5 \cdot 7,1 + 15,0)}{10,7} = 5,3 < 10\varepsilon$$

Przekrój dwuteownika spełnia warunki klasy 2.

- Długość wyboczeniowa słupa

$$l_w = \mu \cdot l = 2,0 \cdot 3,0 = 6,0 \text{ m}$$

Ponieważ $i_y < i_x$, więc największa smukłość wynosi

$$\lambda_y = \frac{l_w}{i_y} = \frac{600}{3,35} = 179 < 250$$

- Smukłość porównawcza $\lambda_p = 84$, zatem smukłość względna

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{\lambda_p} = \frac{179}{84} = 2,13$$

Z tabeli 3-6 dla krzywej b (por. tab. 3-5) odczytano $\varphi = 0,209$.

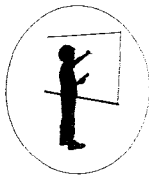
- Nośność obliczeniowa przekroju

$$N_{Re} = A \cdot f_d = 53,8 \cdot 21,5 = 1156,7 \text{ kN}$$

Warunek stanu granicznego nośności

$$\frac{N}{\varphi \cdot N_{Re}} = \frac{240}{0,209 \cdot 1156,7} = 0,99 < 1$$

Słup spełnia warunek normy, ale kształt jego przekroju poprzecznego jest niekorzystny (por. następny przykład). ■



Przykład 6-2. Obliczyć nośność słupa wykonanego z rury stalowej o przekroju pierścieniowym, którego pole odpowiada w przybliżeniu polu przekroju dwuteownika IPE300. Przyjęto rurę walcowaną na gorąco Rbs 194×9 ze stali R35 ($f_d = 210 \text{ MPa}$): $A = 52,4 \text{ cm}^2$, $i = 6,55 \text{ cm}$. Długość wyboczeniowa słupa — jak w przykładzie 6-1.

- Sprawdzenia klasy przekroju rury dokonano w przykładzie 3-1. Przekrój spełnia warunki klasy 1.

- Smukłości:

$$\lambda = \frac{l_w}{i} = \frac{600}{6,55} = 91,6 < 250$$

$$\lambda_p = 84 \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 84 \sqrt{\frac{215}{210}} = 85$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_p} = \frac{91,6}{85} = 1,08$$

Współczynnik wyboczeniowy $\varphi = 0,651$ (tab. 3-6 wg krzywej a).

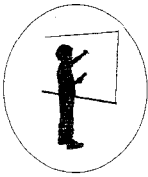
● Nośność obliczeniowa przekroju

$$N_{Rc} = A \cdot f_d = 52,4 \cdot 21,0 = 1100 \text{ kN}$$

Nośność słupa

$$N = \varphi \cdot N_{Rc} = 0,651 \cdot 1100 = 716 \text{ kN}$$

Przyjęty słup rurowy może przenieść siłę obliczeniową trzy razy większą niż słup z dwuteownika o podobnym polu przekroju poprzecznego. ■



Przykład 6-3. Dobrać trzon słupa dwugąłęziowego ściskanego osiowo podpierającego podciąg stropu budynku przemysłowego. Słup ma wysokość $H = 5,0 \text{ m}$ i jest przegubowo nieprzesuwnie połączony z fundamentem i belkami stropu. Słup przejmuje obciążenie z powierzchni stropu $A = 9 \cdot 12 = 108 \text{ m}^2$. Wartości obliczeniowe obciążeń stałych stropu $g = 3,4 \text{ kN/m}^2$, a zmiennych $q = 3,9 \text{ kN/m}^2$.

● Zestawienie obciążeń

Obciążenie	Wartość obliczeniowa [kN]
Od stropu $(3,4 + 3,9)108 =$	788,4
Ciężar własny słupa (przyjęto w przybliżeniu)	3,6
Razem	792,0

● Obliczenie trzonu słupa

Założono wstępnie dwugąłęziowy trzon słupa złożony z dwóch ceowników 200 (stal St3SX) o przekroju pokazanym na rys. 6-5. Z tabeli 2-5 odczytano dane dotyczące jednego ceownika:

$$A = 32,2 \text{ cm}^2, \quad I_{x1} = 1910 \text{ cm}^4, \quad I_{y1} = 148 \text{ cm}^4, \quad i_{x1} = 7,70 \text{ cm}, \quad i_{y1} = 2,14 \text{ cm}, \\ e_1 = 2,01 \text{ cm}, \quad s = 75 \text{ mm}, \quad g = 8,5 \text{ mm}, \quad t = 11,5 \text{ mm}, \quad r = 11,5 \text{ mm}$$

Sprawdzenie klasy przekroju ceownika ($\epsilon = 1$)

$$\text{środek:} \quad \frac{200 - 2(11,5 + 11,5)}{8,5} = 18,1 < 33\epsilon$$

$$\text{stopka:} \quad \frac{75 - 8,5 - 11,5}{11,5} = 4,8 < 9\epsilon$$

Przekrój ceownika spełnia warunki przekroju klasy 1.

Założono rozmieszczenie przewiązek w odległościach $l_1 = 95$ cm; przyjęto przewiązki o wymiarach $130 \times 150 \times 10$ mm (stal St3SX). Osiowy rozstaw gałęzi słupa

$$e = 22,0 - 2 \cdot 2,01 = 17,98 \text{ cm}$$

Cechy geometryczne przekroju słupa:

$$I_y = 2 \left[I_{y1} + A_1 \left(\frac{e}{2} \right)^2 \right] = 2 [148 + 32,2 \cdot 8,99^2] = 5500 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{5500}{2 \cdot 32,2}} = 9,24 \text{ cm}$$

$$i_x = i_{x1} = 7,70 \text{ cm}$$

Długość wyboczeniowa słupa

$$l_w = \mu \cdot l_t = 1,0 \cdot 5,0 = 5,0 \text{ m}$$

Smukłość słupa:

$$\lambda_x = \frac{l_w}{i_x} = \frac{500}{7,70} = 64,9$$

$$\lambda_y = \frac{l_w}{i_y} = \frac{500}{9,24} = 54,1$$

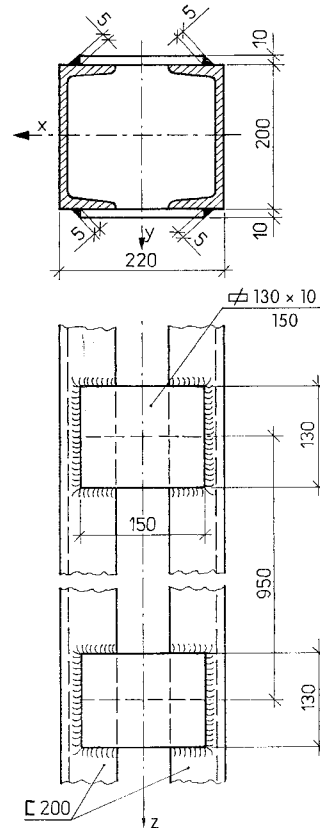
$$\lambda_v = \frac{l_1}{i_{v1}} = \frac{95}{2,14} = 44,4$$

Smukłość zastępcza wg wzoru (3-15):

$$\lambda_{mx} = \sqrt{\lambda_x^2 + \frac{0}{2} \cdot \lambda_v^2} = \lambda_x$$

$$\lambda_{my} = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{2}{2} \cdot \lambda_v^2} = \sqrt{54,1^2 + 44,4^2} = 70 > \lambda_{mx}$$

Skoro $\lambda_{my} > \lambda_{mx}$, więc miarodajną wielkością jest λ_{my} , a ponieważ jednocześnie $\lambda_{my} > \lambda_x > \lambda_y$, zatem spełniona jest zależność $\lambda_m > \lambda$. Współczynnik wyboczeniowy φ całego słupa przyjmuje się wg krzywej *b*, a nośność przekroju słupa wielogałęzowego oblicza się za pomocą wzoru (3-14), jak dla przekroju pełnościenego klasy 4., przy uwzględnieniu $\psi = \varphi_1$ (współczynnik wyboczeniowy gałęzi).



Rys. 6-5. Słup dwugałęziowy z przewiązkami (dane do przykładu 6-3)

Smukłość porównawcza — wg wzoru (3-12)

$$\lambda_p = 84 \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 84 \sqrt{\frac{215}{215}} = 84$$

Smukłości względne:

$$\bar{\lambda}_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_p} = \frac{44,4}{84} = 0,53, \quad \bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{my} = \frac{\lambda_{my}}{\lambda_p} = \frac{70}{84} = 0,83$$

Współczynniki wyboczeniowe z tab. 3-6:

$$\varphi_1 = 0,847 \text{ (wg krzywej } c), \quad \varphi = 0,760 \text{ (wg krzywej } b)$$

Nośność obliczeniowa przekroju słupa

$$N_{Rc} = \varphi_1 \cdot A \cdot f_d = 0,847 \cdot 32,2 \cdot 2 \cdot 21,5 = 1173 \text{ kN}$$

Warunek stanu granicznego nośności jest spełniony, gdyż

$$\frac{N}{\varphi \cdot N_{Rc}} = \frac{792}{0,760 \cdot 1173} = 0,89 < 1$$

● Sprawdzenie przyjętych przewiązek

Zastępcza siła poprzeczna wg wzoru (6-1)

$$Q = 0,012 A \cdot f_d = 0,012 \cdot 32,2 \cdot 2 \cdot 21,5 = 16,6 \text{ kN}$$

Siła poprzeczna działająca na jedną przewiązkę — wg wzoru (6-2)

$$V_Q = \frac{Q \cdot l_1}{n(m-1)e} = \frac{16,6 \cdot 95}{2(2-1)17,98} = 43,8 \text{ kN}$$

Moment zamocowania przewiązki w słupie — wg wzoru (6-3)

$$M_Q = \frac{Q \cdot l_1}{m \cdot n} = \frac{16,6 \cdot 95}{2 \cdot 2} = 394,3 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Przekrój poprzeczny przewiązki spełnia warunek smukłości przy ścinaniu (por. tab. 3-4), gdyż

$$\frac{h}{t} = \frac{130}{10} = 13 < 15 \varepsilon = 15$$

Nośność obliczeniową przekroju przewiązki przy zginaniu oblicza się, korzystając ze wzoru (3-18b), jak dla przekroju klasy 3.

$$M_R = W_{px} \cdot f_d = \frac{1,0 \cdot 13^2}{6} 21,5 = 28,17 \cdot 21,5 = 605,6 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Nośność obliczeniowa przekroju przewiązki przy ścinaniu wg wzoru (3-25), przy uwzględnieniu A_v wg tab. 3-4

$$V_R = A_v \cdot f_{dv} = 0,9 \cdot h \cdot t \cdot f_{dv} = 0,9 \cdot 1,0 \cdot 13,0 \cdot 12,5 = 146,3 \text{ kN}$$

Ponieważ

$$V_Q = 43,8 \text{ kN} < 0,3 V_R = 0,3 \cdot 146,3 = 43,9 \text{ kN}$$

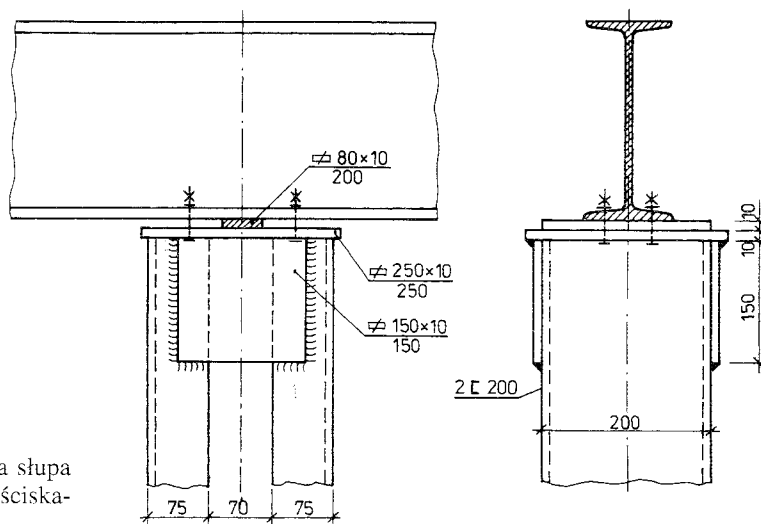
zatem nie trzeba uwzględniać wpływu ścinania — por. wzór (3-27). Warunek stanu granicznego nośności przewiązki jest spełniony, gdyż wg wzoru (3-17) przy $\varphi_L = 1$ (sama przewiązka nie ulega zwężeniu)

$$\frac{M_Q}{M_R} = \frac{394,3}{605,6} = 0,65 < 1$$

Trzon słupa i przewiązki dobrano prawidłowo. ■

6.4. Głowice i podstawy słupów ściskanych osiowo

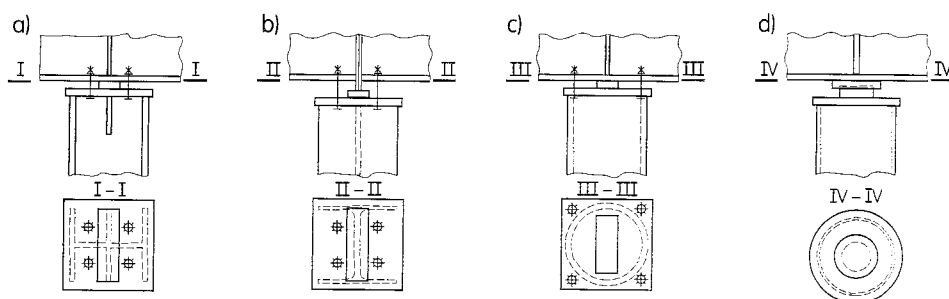
Głowica, czyli górna część końcowa słupa, składa się zazwyczaj z blachy poziomej oraz dwóch lub czterech blach pionowych bocznych (rys. 6-6). Osiowe przekazywanie obciążeń na trzon słupa zapewnia się, stosując podkładki centrujące przyspawane do poziomej blachy głowicy. Elementy głowicy słupa powinny być umieszczone symetrycznie względem osi trzonu. Półkę dolną dźwigara opartego na słupie łączy się z głowicą śrubami (rys. 6-6).



Rys. 6-6. Głowica słupa dwugąłzowego ściskanego osiowo

Grubość blach poziomych głowicy słupa przyjmuje się konstrukcyjnie (więcej niż 10 mm) bądź oblicza się je na zginanie, tak jak płytę lub belkę opartą na blachach pionowych albo na krawędziach elementów trzonu słupa. W głowicach słupów silnie obciążonych należy czasem wzmocnić blachę poziomą żeberkami dolnymi, umieszczonymi w osi płytki centrującej.

Blachy pionowe głowicy słupa spełniają również funkcję skrajnych przewiązek (w słupach złożonych). Wysokość tych blach zależy głównie od długości spoin potrzebnych do przeniesienia siły osiowej obciążającej słup. Jeżeli końce słupa są dokładnie sfrezowane i szczelnie stykają się z blachą poziomą głowicy, to można założyć, że 75% siły obciążającej przejmuje słup w wyniku bezpośredniego docisku czoła trzonu, a tylko 25% obciąża spoiny pionowe mocujące blachy pionowe. Frezowanie końców słupa jest rzadko stosowane, tak więc spoiny pionowe liczy się na ogół na całą siłę osiową P . Lekkie słupy pełnościenne ściskane osiowo, wykonane z rur, przekrojów skrzynkowych lub pojedynczych dwuteowników, mogą mieć proste głowice bez pionowych blach węzłowych (rys. 6-7).



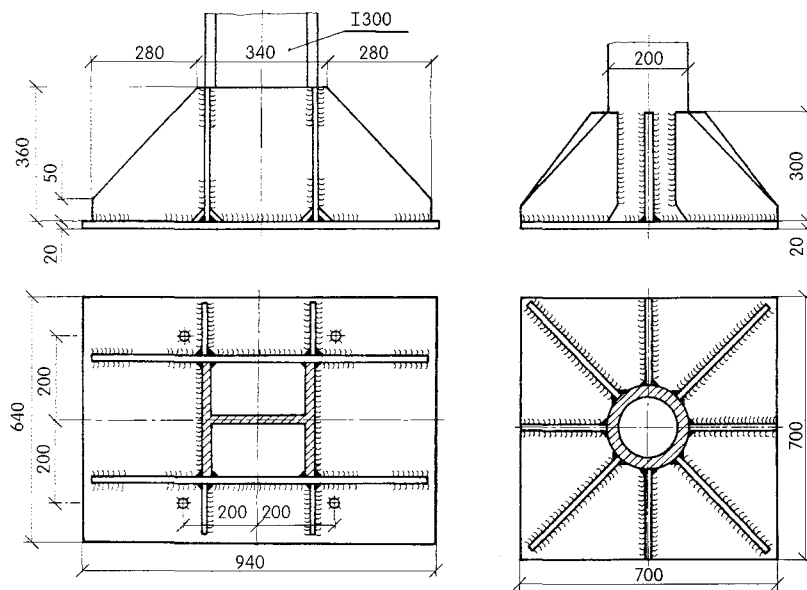
Rys. 6-7. Głowice słupów pełnościennych ściskanych osiowo

Podstawa, zwana również **stopą słupa**, to dolna skrajna część słupa, pośrednicząca w przeniesieniu obciążeń z trzonu na fundament, dzięki której możliwe jest właściwe ustawienie słupa w czasie montażu i jego trwałe zakotwienie. Zależnie od sposobu połączenia podstawy słupa z fundamentem i wartości oraz rodzaju sił przenoszonych ze słupa na fundament rozróżnia się dwa rodzaje podstaw:

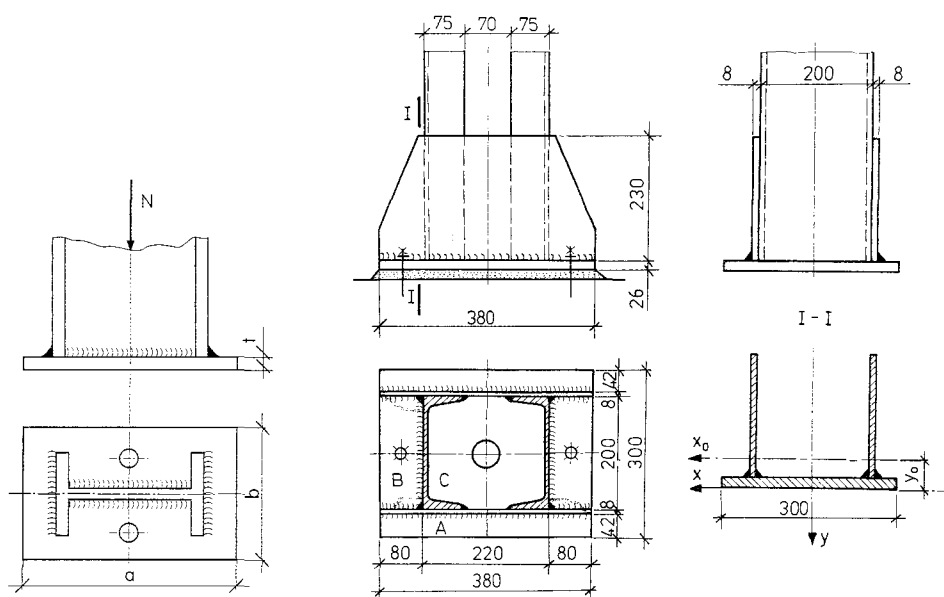
- przegubowe,
- sztywne.

Podstawa słupa składa się na ogół z blachy poziomej oraz blach pionowych, zwanych trapezowymi. Dolną blachę podstawy o większej powierzchni usztywnia się często dodatkowo żebrami pionowymi (rys. 6-8). Tylko podstawy lekkich pełnościennych słupów ściskanych osiowo mogą, podobnie jak głowice, być wykonywane bez blach pionowych i żeber usztywniających (rys. 6-9).

W celu zapewnienia dobrego przylegania blachy podstawy słupa do powierzchni fundamentu betonowego wykonuje się często podlewkę z zaprawy cementowej o grubości nie większej od 50 mm.



Rys. 6-8. Użebrowane podstawy słupów ściskanych osiowo



Rys. 6-9. Nieużebrowana podstawa słupa wykonanego z dwuteownika

Rys. 6-10. Podstawa słupa dwugąłęziowego ściskanego osiowo

Otworki odpowietrzające wykonane w blasze podstawy ułatwiają wykonanie podlewki (rys. 6-9 i 6-10).

Pole powierzchni podstawy słupa dobiera się, uwzględniając warunek, by przekazywane przez tę płytę obciążenia nie były w żadnym punkcie większe od wytrzymałości obliczeniowej na docisk betonu górnej części fundamentu. W odniesieniu do słupów ściskanych osiowo można zapisać to wzorem

$$\sigma_c = \frac{N}{A_d} = \frac{N}{a \cdot b} \leq f_{cud} \quad (6-4)$$

gdzie:

σ_c — nacisk na beton fundamentu lub podlewkę pod podstawą słupa,

N — obliczeniowa wartość siły osiowej w słupie,

$A_d = a \cdot b$ — pole powierzchni blachy podstawy (pole docisku),

f_{cud} — wytrzymałość obliczeniowa betonu na docisk.

Zgodnie z projektem nowej normy PN-B-03215 wytrzymałość obliczeniową na docisk w miejscu styku podstawy słupa z fundamentem ustala się według następujących wzorów:

- jeśli zastosowano zbrojenie na docisk, to

$$f_{cud} = \beta \cdot \gamma_{cu} \cdot f_{cd}, \quad \text{gdzie } \gamma_{cu} = \omega_u - \frac{\sigma_{cmu}}{f_{cd}} (\omega_u - 1) \quad (6-5)$$

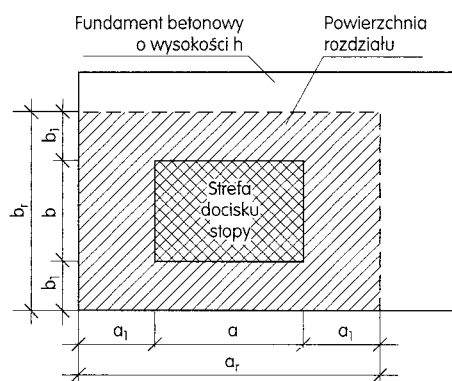
- w razie braku zbrojenia na docisk

$$f_{cud} = \beta \cdot \gamma_{cu} \cdot f'_{cd}, \quad \text{gdzie } \gamma_{cu} = \omega_u - \frac{\sigma_{cmu}}{f'_{cd}} (\omega_u - 1) \quad (6-6)$$

w których:

$\beta = 0,8$ — jeśli podlewka ma grubość nie większą niż 50 mm, a jej wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie jest nie mniejsza niż 0,4 wytrzymałości charakterystycznej betonu w fundamencie,

$\beta = 1,0$ — jeśli podlewka jest zbrojona i wykonana z zaprawy M15, a stalowe podkładki wyrównawcze zajmują nie mniej niż 25% pola powierzchni docisku,



Rys. 6-11. Powierzchnie docisku i rozdziálu obciążenia w podstawie słupa ściskanego osiowo

f_{cd} — wytrzymałość obliczeniowa betonu na ściskanie w konstrukcjach żelbetowych,
 f'_{cd} — wytrzymałość obliczeniowa betonu na ściskanie w konstrukcjach betonowych,
 σ_{cmu} — średnie naprężenie na powierzchni rozdziału (rys. 6-11)

$$\sigma_{cmu} = \frac{N}{a_r \cdot b_r} \quad (6-7)$$

ω_u — współczynnik rozdziału

$$\omega_u = \sqrt{\frac{A_r}{A_d}} = \sqrt{\frac{a_r \cdot b_r}{a \cdot b}} \leq 2 \quad (6-8)$$

Wymiary powierzchni rozdziału przyjmuje się jako:

$$\begin{aligned} a_r &\leq a + h \\ b_r &\leq b + h \end{aligned}$$

gdzie h — wysokość fundamentu.

Grubość blachy czołowej podstawy lekkiego słupa ściskanego osiowo, bez blach trapezowych i żeber usztywniających, wykonanego z dwuteownika walcowanego, można obliczyć wg wzoru

$$t_p = 1,7 \sqrt{\frac{s \cdot h \cdot \sigma_c}{m \cdot f_d}} \quad (6-9)$$

w którym:

s, h — szerokość półki (stopki) i wysokość dwuteownika,
 σ_c — naprężenia obliczeniowe na docisk pod blachą podstawy słupa (w betonie), wg wzoru (6-4),
 f_d — wytrzymałość obliczeniowa stali blachy podstawy,
 m — współczynnik wg tab. 6-1.

Zalecaną szerokość i długość blachy podstawy, której grubość określono wg wzoru (6-9), oblicza się następująco:

$$b = s + 2t_p \quad (6-10)$$

$$a = h + 2 \sqrt{\frac{s \cdot h}{m}} \quad (6-11)$$

Tabela 6-1

Współczynnik m do obliczania grubości blachy lekkiego słupa dwuteowego ściskanego osiowo
(wg projektu nowej PN-B-03215)

Współczynnik	IPE	Dwuteowniki szerokostopowe HEB						
		≤ 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 blachy czołowej podstawy słupów o dowolnych przekrojach trzonu i o konstrukcji z blachami trapezowymi i żebrami pionowymi można obliczyć w sposób uproszczony, podany w projekcie nowej normy PN-B-03215, wykorzystując warunek wytrzymałości na zginanie poszczególnych płyt umownych, dających się wyróżnić w całym polu podstawy. Zginanie blachy czołowej podstawy słupa jest spowodowane odporem od docisku między płytą podstawy a fundamentem — por. wzór (6-4). Obciążenie to jest skierowane do góry, a podporami poszczególnych płyt, które można wydzielić w całym polu blachy podstawy, są krawędzie trzonu, blach trapezowych i żeber pionowych podstawy. Wśród schematów płyt umownych możliwych do wydzielenia z blachy podstawy są:

- wspornik, czyli pasmo płyty utwierdzone tylko na 1 krawędzi (na rys. 6-10 jest to pole A),
- płyta oparta na 3 krawędziach (rys. 6-10 — pole B),
- płyta oparta na 4 krawędziach (rys. 6-10 — pole C).

Grubość blachy czołowej dowolnej podstawy słupa oblicza się wg wzoru

$$t_p = u \sqrt{\frac{\sigma_d}{f_d}} \quad (6-12)$$

w którym:

σ_d — równomiernie rozłożone naprężenia od docisku pod blachą podstawy, w rozpatrywanym polu płyty,

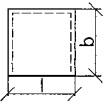
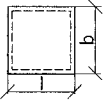
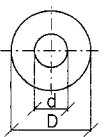
f_d — wytrzymałość obliczeniowa stali blachy podstawy,

u — współczynnik określający wpływ momentu zginającego w rozpatrywanej płycie umownej.

Tabela 6-2

Współczynnik u do obliczania grubości blachy podstawy dowolnego słupa

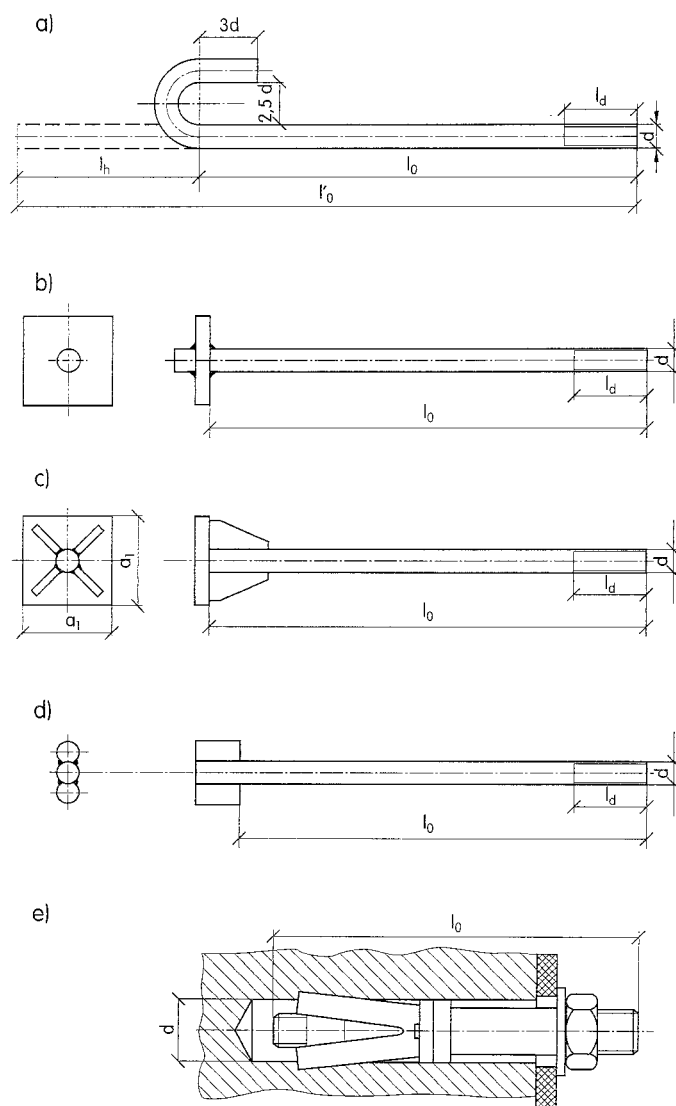
(wg projektu nowej PN-B-03215)

	$\frac{l}{b}$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	—
	$\frac{u}{b}$	0,600	0,666	0,726	0,764	0,800	0,820	—
	$\frac{l}{b}$	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2
	$\frac{u}{b}$	0,536	0,615	0,670	0,718	0,748	0,774	0,815
	$\frac{d}{D}$	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
	$\frac{u}{\sqrt{D}}$	0,75	0,692	0,634	0,583	0,532	0,487	0,443

Wartość współczynnika u przyjmuje się następująco:

- wspornik o wysięgu l (czyli pole A); $u = 1,73 l$;
- płyty umowne podparte na 3 i 4 krawędziach (czyli pole B i C) oraz na obwodzie trzonu rurowego — wg tab. 6-2.

Do wzoru (6-12) podstawia się największą z wartości współczynnika u , wynikającą z oceny możliwych płyt umownych wydzielonych z powierzchni blachy podstawy.

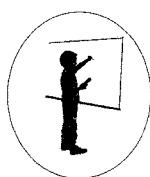


Rys. 6-12. Śruby fundamentowe: a) fajkowa F, b) i c) płytkowe P, d) młotkowa T, e) rozporowa R

Elementami obliczeń podstawy słupa ściskanego osiowo są także:

- ustalenie wysokości blach trapezowych z warunku nośności spoin pachwinowych,
- sprawdzenie naprężeń w blachach pionowych w przekroju $I-I$ na krawędzi słupa (rys. 6-10),
- sprawdzenie naprężeń w spoinach pachwinowych poziomych łączących blachy trapezowe oraz trzon słupa z blachą podstawy.

Podstawy słupów ściskanych osiowo łączy się z fundamentami betonowymi lub żelbetowymi za pomocą dwóch lub czterech kotwiących **śrub fundamentowych** (rys. 6-12). Przyjmuje się, na ogół bez obliczeń, śruby o średnicach $d = 20 \div 30$ mm i głębokość zakotwienia $(15 \div 25)d$. W celu zapewnienia dobrego przylegania blachy podstawy słupa do fundamentu wykonuje się podlewkę z zaprawy cementowej o grubości $30 \div 50$ mm.



Przykład 6-4. Obliczyć potrzebną grubość blachy podstawy słupa złożonego ściskanego osiowo, którego trzon zaprojektowano w przykładzie 6-3. Podstawa słupa ze stali St3SX będzie ustawiona na żelbetowej stopie fundamentowej, która ma wymiary w planie 120×120 cm i wysokość 60 cm. Stopę fundamentową zaprojektowano z betonu klasy B15, którego wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie $f'_{cd} = 6,7$ MPa.

Wymiary powierzchni podstawy słupa przyjęto wstępnie jako $a = 380$ mm, $b = 300$ mm, $A_d = 38 \cdot 30 = 1140$ cm².

Naprężenia na docisk pod podstawą słupa

$$\sigma_d = \frac{N}{A_d} = \frac{792}{1140} = 0,695 \text{ kN/cm}^2 = 6,95 \text{ MPa}$$

W celu określenia wytrzymałości obliczeniowej betonu fundamentu na docisk pod podstawą słupa należy obliczyć uprzednio współczynnik rozdziału ω_u . Wymiary powierzchni rozdziału obciążenia w stopie fundamentowej:

$$a_r = a + h = 38 + 60 = 98 \text{ cm}$$

$$b_r = b + h = 30 + 60 = 90 \text{ cm}$$

Współczynnik rozdziału

$$\omega_u = \sqrt{\frac{98 \cdot 90}{38 \cdot 30}} = 2,78 > 2; \text{przyjęto } \omega_u = 2$$

Naprężenie średnie na powierzchni rozdziału

$$\sigma_{cmu} = \frac{792}{98 \cdot 90} = 0,09 \text{ kN/cm}^2 = 0,90 \text{ MPa}$$

Założono wykonanie podlewki o grubości 30 mm z zaprawy cementowej marki M8, zatem można przyjąć współczynnik $\beta = 0,8$. W miejscu styku podstawy słupa z fundamentem nie przewidziano zbrojenia na docisk, a zatem zgodnie ze wzorem (6-6)

$$\gamma_{cu} = 2 - \frac{0,9}{7,1} (2 - 1) = 1,87$$

Wytrzymałość obliczeniowa na docisk w miejscu styku podstawy słupa z fundamentem

$$f_{cud} = \beta \cdot \gamma_{cu} \cdot f'_{cd} = 0,8 \cdot 1,87 \cdot 6,7 = 10,02 \text{ MPa} > \sigma_d = 6,95 \text{ MPa}$$

Pozostawiając przyjęte wstępnie wymiary blachy podstawy poziomej słupa $380 \times 300 \text{ mm}$, projektuje się dwie pionowe blachy trapezowe o wymiarach jak na rys. 6-10, które dzielą płytę podstawy na trzy pola: *A* — płytę wspornikową, *B* — płytę podpartą na 3 krawędziach i *C* — płytę podpartą na 4 krawędziach. Współczynniki *u* do wyznaczenia potrzebnej grubości blachy poziomej obliczono następująco:

- pole *A*

$$u = 1,73 \cdot 4,2 = 7,27 \text{ cm}$$

- pole *B*

$$\frac{a}{b} = \frac{200}{80} = 2,5 > 1,0, \text{ zatem obliczamy } u \text{ jak dla wspornika}$$

$$u = 1,73 \cdot 8,0 = 13,84 \text{ cm}$$

- pole *C*

$$\frac{a}{b} = \frac{220 - 2 \cdot 8,5}{200} = 1,02 \text{ — z tab. 6-2}$$

$$u = \left[\frac{0,615 - 0,536}{1,2 - 1,0} (1,02 - 1,0) + 0,536 \right] b = 0,544b = 0,544 \cdot 20 = 10,88 \text{ cm}$$

Grubość blachy poziomej zależy od momentu zginającego w polu *B* (największy współczynnik *u*), a więc zakładając, że grubość blachy będzie większa niż 16 mm

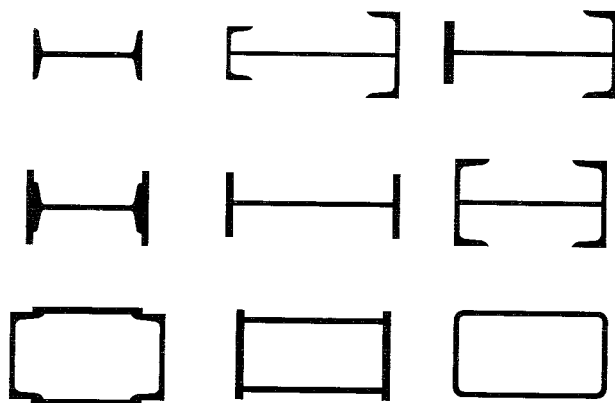
$$t_p = u \sqrt{\frac{\sigma_d}{f_d}} = 13,84 \sqrt{\frac{6,95}{205}} = 2,54 \text{ cm} = 25,4 \text{ mm}$$

Przyjęto blachę o grubości 26 mm. ■

6.5. Słupy ściskane mimośrodowo

Słupy ściskane mimośrodowo występują znacznie częściej w konstrukcjach stalowych niż słupy ściskane osiowo. Są stosowane powszechnie jako: słupy hal produkcyjnych i innych z kratowymi dźwigarami dachowymi, słupy hal o konstrukcji ramowej, słupy wielokondygnacyjnych konstrukcji szkieletowych. Występują także w układach nośnych wielu konstrukcji inżynierskich i specjalnych.

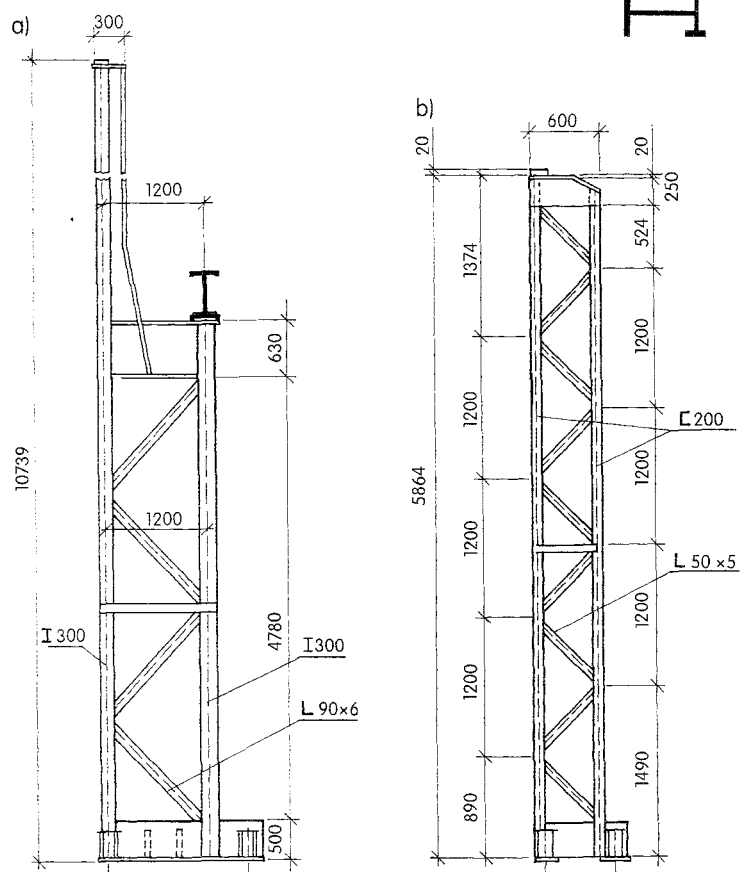
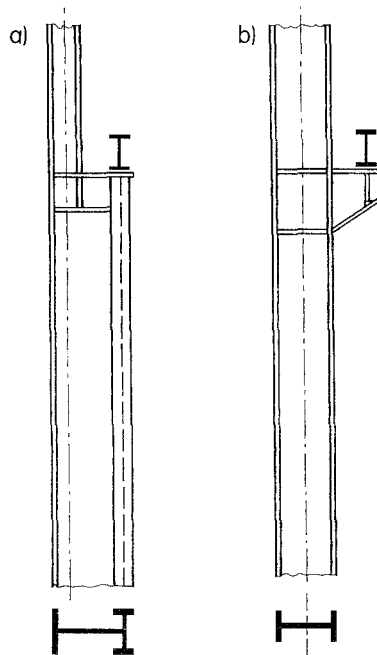
Słupy ściskane mimośrodowo mają przekroje pełnościennie albo złożone. Kształt i wymiary przekroju trzonów tych słupów zależą od wysokości, sposobu podparcia końców słupa, wartości sił i momentów zginających, wartości stosunku momentu zginającego do siły osiowej (czyli mimośrod) i płaszczyzny działania momentu. Jeśli wpływ momentu zginającego jest mały, to słupom ściskany mimośrodowo nadaje się kształt podobny do słupów ściskanych osiowo. W przeciwnym razie (duży moment zginający i duży mimośród) słupy takie powinny mieć przekrój wydłużony w płaszczyźnie działania momentu: dwuteowy pełnościenny bądź dwugąłziowy ze skratowaniem (słupy kratowe). Bardziej skomplikowany kształt przekroju mają słupy zginane w dwóch prostopadłych do siebie płaszczyznach; najczęściej są to słupy pełnościennie spawane z kształtowników i blach (rys. 6-13).



Rys. 6-13. Przykładowe przekroje słupów pełnościennych ściskanych mimośrodowo

Słupy pełnościennie ściskane mimośrodowo oblicza się w PN-90/B-03200 jak pręty równocześnie ściskane i zginane (ściskane mimośrodowo), przy uwzględnieniu współczynników niestateczności (φ , φ_L) określanych tak samo, jak w wypadkach prostych stanów obciążenia — ściskania lub zginania jednokierunkowego. Słupy pełnościennie hal wyposażonych w suwnice, zwane słupami podsuwnicowymi, mają albo przekrój zmienny skokowo, albo specjalne wsporniki do oparcia belek podsuwnicowych (rys. 6-14). Przekrój poprzeczny takich słupów w części podsuwnicowej może być symetryczny tylko względem jednej osi oraz znacznie większy od przekroju słupa w części nadsuwnicowej, podpierającej tylko dźwigar dachowy.

A horizontal timeline arrow pointing to the right, divided into four segments representing the years 2014, 2015, 2016, and 2017. The arrow starts at the left and ends with a large black arrowhead on the right.



a) o przekroju zmiennym, b) o przekroju stałym (hala bez suwnicy)

Słupy złożone ściskane mimośrodowo, najczęściej kratowe, dzięki możliwości dowolnego rozsuwania gałęzi, mogą przenosić znaczne momenty zginające. Najczęściej stosuje się słupy dwugałęziowe o przekroju stałym lub zmiennym skokowo (rys. 6-15).

Obliczenia słupa złożonego ściskanego mimośrodowo polegają na sprawdzeniu nośności (stanu granicznego nośności) z uwzględnieniem możliwych wpływów niestateczności na nośność przekroju całego słupa, jak i pojedynczych gałęzi — zgodnie z PN-90/B-03200. Skratowania (lub przewiązki) oblicza się na siły wynikające z obciążenia zastępczą siłą poprzeczną

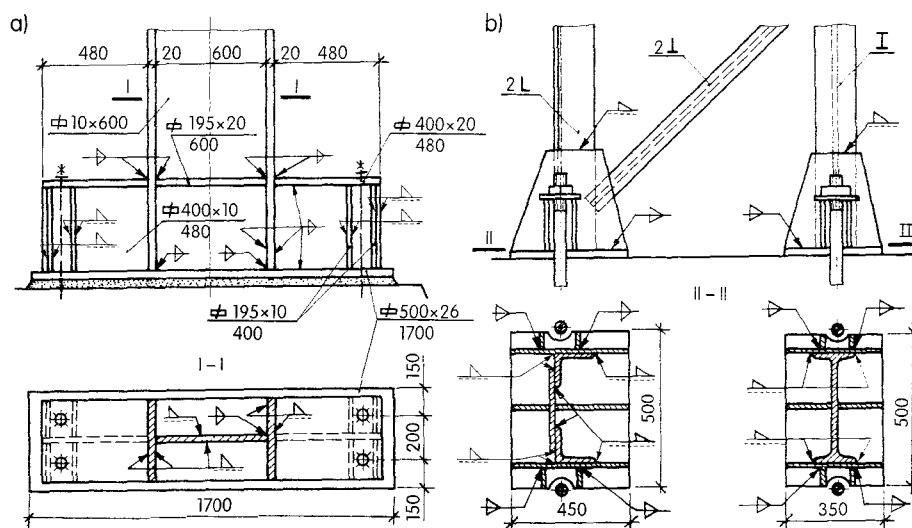
$$Q = 1,2 V, \quad \text{lecz} \quad Q \geq 0,012 A \cdot f_d \quad (6-13)$$

gdzie:

V — siła poprzeczna od obciążenia zewnętrznego,

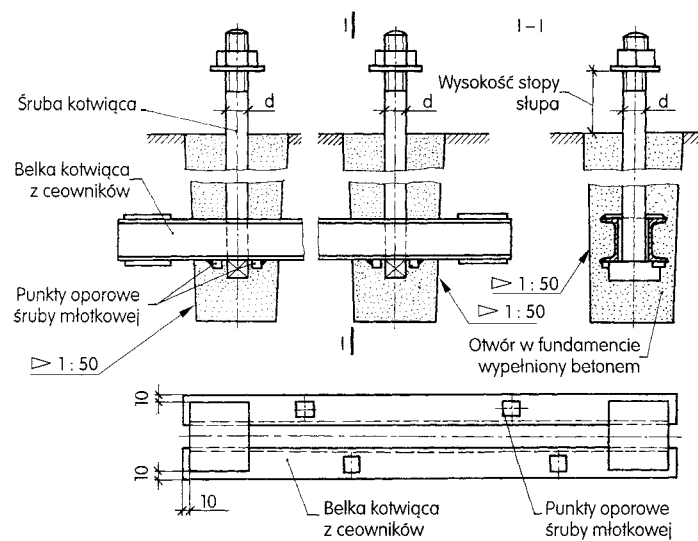
A — pole przekroju słupa,

f_d — wytrzymałość obliczeniowa stali.



Rys. 6-16. Podstawy słupów mimośrodowo ściskanych: a) pełnościenna, b) dwuczęściowa

Słupy ściskane mimośrodowo są projektowane najczęściej jako zamocowane w fundamentach, a zatem konieczne jest, by konstrukcje ich podstaw spełniały warunki bezpiecznego przenoszenia dużych sił podłużnych i momentów zginających oraz prawidłowego zakotwienia trzonów. Podstawy słupów ściskanych mimośrodowo mogą być pełne, a słupów złożonych o dużym rozstawie gałęzi — dwuczęściowe (rys. 6-16). Śruby kotwiące oblicza się na największe siły



Rys. 6-17. Zakotwienie słupa za pomocą śrub młotkowych

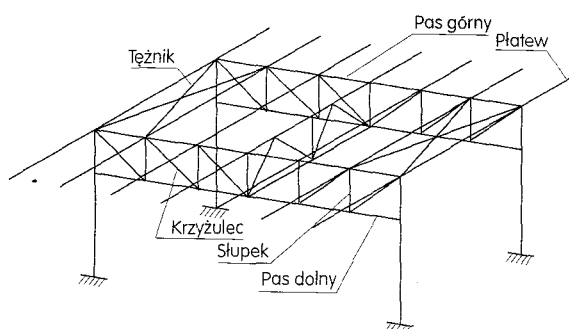
rozciągające i często mocuje w fundamencie za pomocą belek kotwiących z ceowników lub kątowników. Jeśli siły rozciągające są duże, a średnice śrub kotwiących $d \geq 36$ mm, to zaleca się stosowanie śrub kotwiących o zakończeniu młotkowym (rys. 6-17). Obliczenia zakotwienia słupów wykonuje się wg zasad podanych w PN-85/B-03215.

7

Dźwigary kratowe

7.1. Wiadomości ogólne

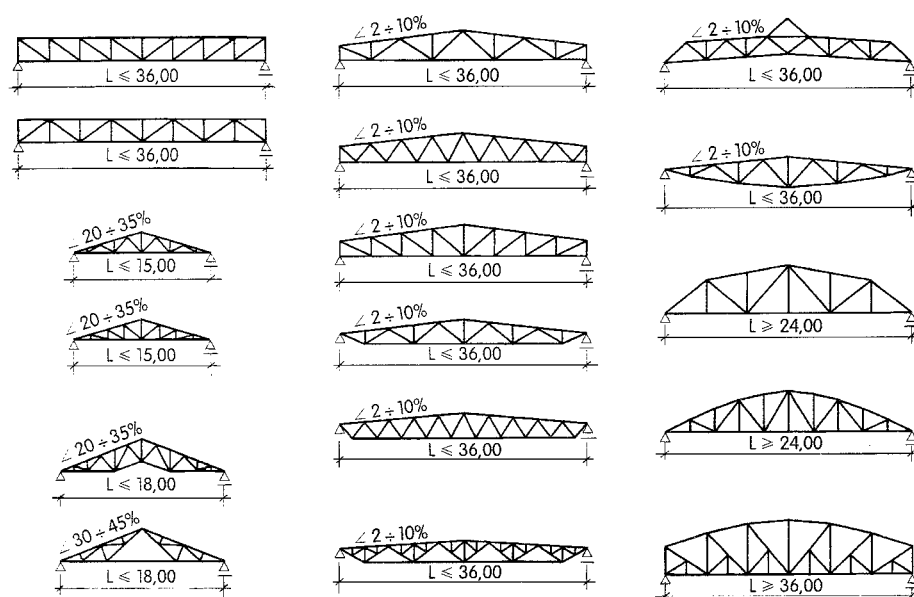
Stalowe dźwigary kratowe, zwane w skrócie **kratownicami**, są stosowane od początków budownictwa metalowego, przede wszystkim jako przekrycia nośne dużych hal i innych powierzchni użytkowych oraz jako konstrukcje mostów o dużych rozpiętościach. Warto pamiętać, że już w 1840 r. wykonano pierwszy na świecie kratowy most z żeliwa i stali zgrzewnej, a wybudowany w latach 1851–1857 most kratowy (ze stali zgrzewnej) przez Wisłę pod Tczewem miał przęsła o rozpiętości po 129 m. Kratownica jest prętowym ustrojem nośnym o geometrycznie niezmiennym układzie prętów prostoliniowych, połączonych przegubowo w węzłach. Osie poszczególnych prętów przecinają się teoretycznie w środku węzłów. Pręty tworzące kratownice mogą być rozmieszczone w jednej płaszczyźnie; tworzą wtedy kratownicę płaską. W pozostałych sytuacjach występują przestrzenne układy prętów, czyli kratownice przestrzenne. Obciążenia zewnętrzne przykłada się do węzłów kratownic. W kratownicach płaskich obciążenia muszą być przekazywane w płaszczyźnie dźwigara kratowego. Pręty zewnętrzne kratownicy płaskiej nazywa się pasami, rozróżniając pas górny i dolny. Pionowe pręty wewnętrzne nazywa się najczęściej słupkami, a ukośne — krzyżulcami. W układzie nośnym przekrycia dachu z płaskimi dźwigarami kratowymi występują również płatwie i tężniki dachowe (rys. 7-1), a w układzie kratownic mostowych — wiatrownice i tężniki, poprzecznice i podłużnice.



Rys. 7-1. Układ konstrukcyjny kratowych dźwigarów dachowych

Kratownice płaskie są stosowane powszechnie jako dźwigary dachowe rozmaitych budynków i budowli o dużych wymiarach w planie, głównie hal przemysłowych, sportowych, targowych i wystawowych, kościołów, dworców kolejowych i lotniczych, hangarów, a także jako konstrukcje nośne mostów, wiaduktów, estakad, a nawet pomostów i stropów o dużych rozpiętościach. Dźwigary kratowe mogą być stosowane także jako płatwie dachowe, belki podsuwnicowe, konstrukcje urządzeń transportowych, wydobywczych i innych.

Kratownice płaskie mają kształty geometryczne dostosowane często do kształtu połaci dachu lub do innych funkcji użytkowych. Rozróżnia się kratownice o pasach równoległych, trójkątne, trapezowe, dwutrapezowe, paraboliczne (rys. 7-2).



Rys. 7-2. Podstawowe schematy stalowych dźwigarów kratowych

Kratownice o pasach równoległych są łatwiejsze do wykonania od innych, gdyż mają wiele prętów i węzłów o jednakowych wymiarach. Stosuje się je prawie we wszystkich rodzajach konstrukcji budowlanych.

Kratownice trójkątne i dwutrapezowe różnych typów i odmian są szczególnie przydatne w konstrukcjach przekryć dachowych. Pręty wewnętrzne kratownic mogą być rozmieszczone w różny sposób, tworząc skratowania:

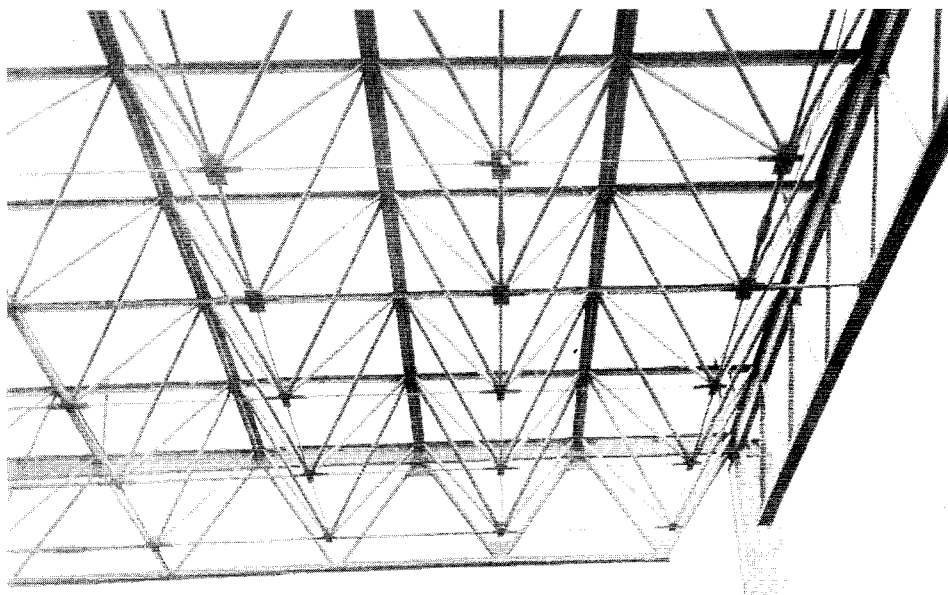
- trójkątne ze słupkami lub bez słupków,
- półkrzyżulcowe (krata typu K),
- krzyżowe (krata typu X).

Dźwigary kratowe, podobnie jak belki, mogą być:

- jednoprzęsłowe swobodnie podparte,
- wieloprzęsłowe ciągłe albo przegubowe.

Najczęściej stosuje się obecnie proste kratownice jednoprzęsłowe statycznie wyznaczalne. Kratownice stalowe są stosowane także w konstrukcjach ramowych i łukowych o bardzo dużych rozpiętościach (nawet do kilkuset metrów).

Pręty dźwigarów kratowych wykonuje się na ogół ze stali niestopowych (węglowych), rzadziej niskostopowych. Są one łączone w węzłach za pomocą spawania. Lekkie dźwigary dachowe z kształtowników cienkościennych mogą być także zgrzewane. Kratownice nitowane spotyka się przede wszystkim w istniejących konstrukcjach mostowych. Kratownice bardzo dużych rozpiętości są wykonywane również jako dźwigary sprężone, głównie cięgnami ze stali o wysokiej wytrzymałości.



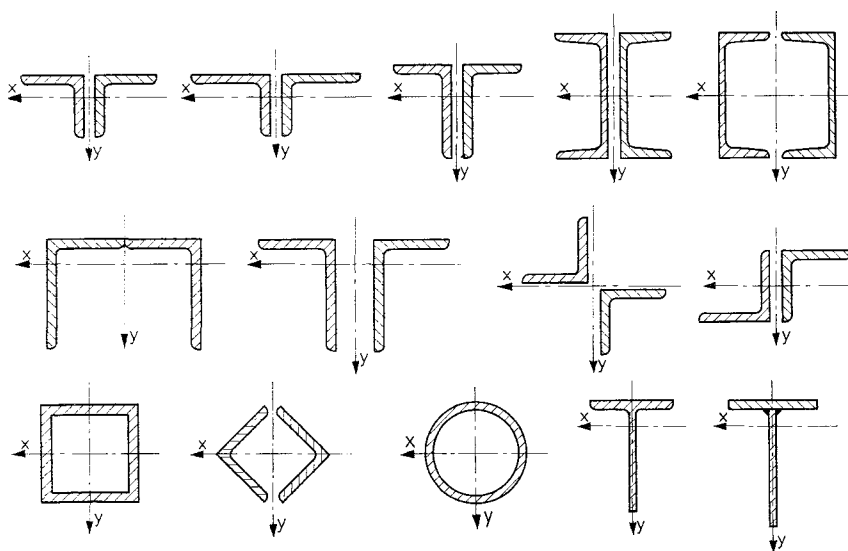
Rys. 7-3. Fragment struktury prętowej (kratownicy przestrzennej)

Kratownice przestrzenne stosuje się jako konstrukcje przekryć dachów i stropów o dużej powierzchni z podporami rozmieszczonymi tylko na obwodzie lub w narożnikach (rys. 7-3). Stosując kratownice tego rodzaju, nazywane także przekryciami strukturalnymi lub strukturami prętowymi, można uzyskiwać wielkie powierzchnie bezsłupowe o wymiarach przekraczających 90×90 m. Kratownicami przestrzennymi są również konstrukcje masztów, słupów, wież, estakad itp.

7.2. Projektowanie prętów kratownic płaskich

Dobór przekroju prętów kratownicy jest ważnym etapem projektowania, w którym należy uwzględnić nie tylko rodzaj i przeznaczenie dźwigara, siły w prętach i rodzaj materiału, lecz także technologię wykonania, montażu oraz ochronę przed korozją. Pręty kratownic są zawsze proste, obciążone osiowo siłami rozciągającymi lub ściskającymi. Tylko pręty pasa górnego niektórych kratownic dachowych mogą być dodatkowo zginane (dachy bezpłatiowe).

Pręty dźwigarów kratowych wykonuje się najczęściej z kształtowników walcowanych oraz z rur stalowych (rys. 7-4). Dźwigary dachowe typu lekkiego mogą być wytwarzane z kształtowników cienkościennych profilowanych na zimno, a częściowo także z prętów okrągłych. Dźwigary typu ciężkiego (silnie obciążone,



Rys. 7-4. Przykłady przekrojów prętów dźwigarów kratowych

o dużej rozpiętości) mają pręty o przekroju złożonym lub skrzynkowym, wykonane z blach i kształtowników walcowanych. Rury i przekroje skrzynkowe są prętami o korzystnych cechach geometrycznych i wytrzymałościowych, trudniej jednak łączyć je w węzłach. Ponadto konieczna jest szczególnie staranna ochrona przed korozją.

Pręty wewnętrzne (krzyżulce i słupki) lekkich dźwigarów dachowych można wykonywać również z pojedynczych kątowników bądź prętów okrągłych. Elementy przekroju złożonego prętów kratownicy na ogół rozmieszcza się symetrycznie względem osi pionowej, odpowiadającej płaszczyźnie dźwigara kratowego. Pasy górne dźwigarów dachowych to miejsce oparcia płatwi lub płyt dachowych. Zapewnienie dobrych warunków tego oparcia zależy od właściwego doboru typu

kształtowników, a w przekrojach złożonych — od odpowiedniego ich rozsunęcia. Projektowanie dźwigarów kratowych wymaga **określenia obciążeń stałych i zmiennych**, które mogą wystąpić w czasie montażu i użytkowania konstrukcji.

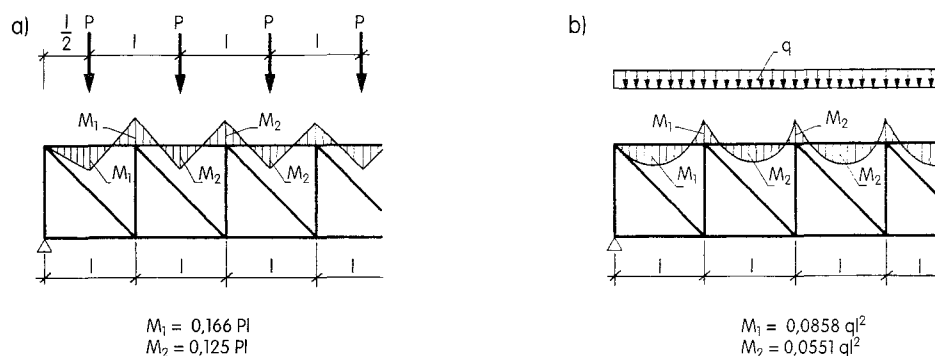
Na obciążenie stałe kratownic dachowych składają się: ciężar własny dźwigara, płatwi, tężników, pokrycia nośnego i warstw izolacyjnych, świetlików i wywietrzników, a niekiedy także urządzeń technologicznych podwieszonych do konstrukcji dachu. Obciążenia zmienne dźwigarów dachowych to przede wszystkim śnieg i wiatr, określane wg PN-80/B-02010 i PN-77/B-02011. Obciążenia stałe określa się wg PN-82/B-02001, a zmienne wg PN-82/B-02003 i innych (por. cz. 1. niniejszej serii podręczników).

Zgodnie z zasadą pracy ustrojów kratowych **wszystkie obciążenia powinny być przyłożone w węzłach**. Jeżeli więc na dźwigar kratowy działa obciążenie ciągłe równomiernie rozłożone, to dopuszcza się w obliczeniach zamianę tego obciążenia na siły skupione przyłożone w węzłach. W celu uproszczenia obliczeń przyjmuje się również, że ciężar własny dźwigarów jest skupiony w węzłach.

Siły w prętach kratownicy oblicza się, uwzględniając wartości obliczeniowe obciążeń; w obliczeniach ugięć dźwigara uwzględnia się wartości charakterystyczne obciążeń.

Obliczone siły w prętach od poszczególnych rodzajów lub grup obciążeń zestawia się w tabeli, aby ustalić największe lub najmniekorzystniejsze wartości sił w prętach, przy możliwych schematach działania obciążeń.

Jeżeli kratownica jest obciążona siłami skupionymi lub obciążeniem ciągłym przyłożonym między węzłami pasa górnego bądź dolnego, to w prętach, oprócz sił osiowych, występują również momenty zginające. Siły w prętach takich kratownic oblicza się jak siły w kratownicach obciążonych tylko w węzłach, natomiast w obliczeniach pasów obciążonych między węzłami należy dodatkowo uwzględnić działanie momentów M_1 lub M_2 (rys. 7-5). Pręty takie oblicza się jak pręty rozciągane lub ściskane mimośrodowo wg PN-90/B-03200.



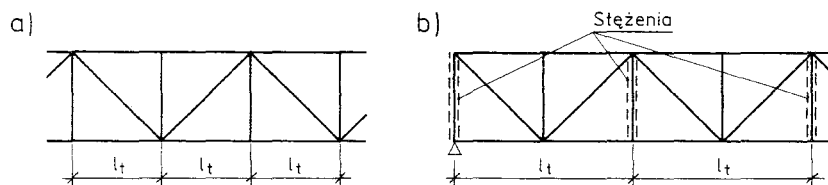
Rys. 7-5. Momenty zginające w pasach obciążonych między węzłami: a) od sił skupionych, b) od obciążenia równomiernie rozłożonego

Wymiarowanie prętów dźwigara kratowego polega na ustaleniu przekroju poprzecznego tych prętów, a następnie na **sprawdzeniu stanów granicznych** wg PN-90/B-03200. Pręty rozciągane osiowo oblicza się wg zasad i wzorów podanych w p. 3.5, a pręty ściskane osiowo — wg p. 3.6. W odniesieniu do prętów ściskanych wymagane jest obliczenie nośności z uwzględnieniem możliwości wyboczenia.

Jest wymagane, aby obliczenia dźwigarów kratowych zawierały porównanie ugięcia kratownicy wyznaczonego z uwzględnieniem wartości charakterystycznej obciążeń z ugięciami granicznymi podanymi w PN-90/B-03200 (por. p. 3.3). W celu zmniejszenia ugięć kratownicy o rozpiętościach powyżej 30 m należy zaprojektować wstępne wygięcie w odwrotnym kierunku (tzw. strzałkę odwrotną), które nadaje się podczas wykonania dźwigara.

Długości wyboczeniowe l_w ściskanych prętów dźwigarów kratowych przyjmuje się w sposób następujący:

- pasy oraz słupki i krzyżulce podporowe
 - wyboczenie w płaszczyźnie kratownicy $l_w = l_t$ (rys. 7-6a),
 - wyboczenie pasa z płaszczyzny kratownicy $l_w = l_t$ (rys. 7-6b);
- inne pręty skratowania
 - wyboczenie w płaszczyźnie kratownicy:
 - $l_w = 0,8 l_t$ — gdy połączenia są dostatecznie sztywne wg PN-90/B-03200,
 - $l_w = l_0$ — w pozostałych wypadkach; gdzie l_0 — odległość między przegubami lub długość pręta w świetle pasów,
 - wyboczenie z płaszczyzny kratownicy:
 - $l_w = l_t$ — gdy pasy mają przekrój otwarty,
 - $l_w = 0,8 l_t$ — gdy pasy mają przekrój zamknięty, a połączenia są wystarczająco sztywne,
 - $l_w = l_0$ — gdy pasy mają przekrój zamknięty, a połączenia nie są wystarczająco sztywne.

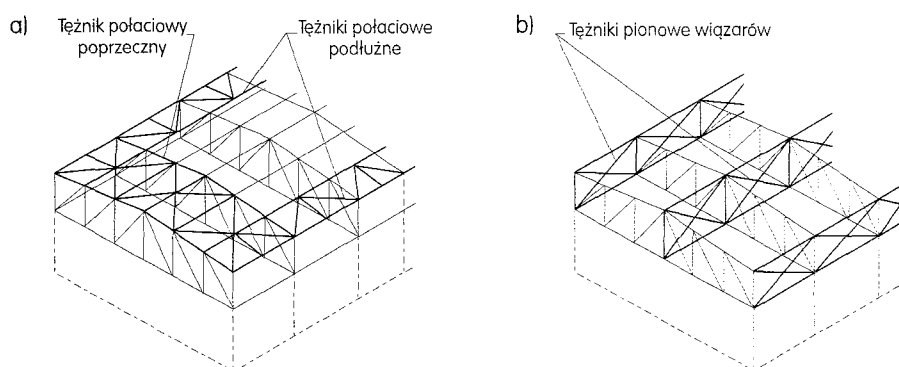


Rys. 7-6. Długości wyboczeniowe prętów kratownicy (objaśnienia w tekście)

Pręty złożone z dwóch lub kilku oddzielnych gałęzi trzeba łączyć ze sobą przewiązkami, które powinny być rozmieszczone regularnie przy nieparzystej liczbie przedziałów. Rozstaw przewiązek l_1 w prętach ściskanych jest ograniczony, gdyż wpływa na smukłość gałęzi λ_v i nośność obliczeniową przekroju N_{Rc} przy $\lambda_m > \lambda$ — por. p. 3.6.

Projektowanie prętów dźwigarów kratowych wymaga uwzględnienia kilku **zaleceń konstrukcyjnych**:

- wszystkie pręty powinny być proste,
- osie prętów, przechodzące przez środek ciężkości ich przekrojów, powinny przecinać się w jednym punkcie — w węźle kratownicy,
- osie prętów, przechodzące przez środek ciężkości ich przekrojów, powinny pokrywać się z zarysem geometrycznym kratownicy,
- pręty powinny mieć przekrój symetryczny względem płaszczyzny kratownicy,
- pasy kratownic o małej i średniej rozpiętości (do 30 m) powinny mieć raczej przekrój stały na całej długości, natomiast można różnicować przekroje krzyżulców i słupków, ale z ograniczeniem liczby kształtowników o innych wymiarach,
- jako najmniejsze przekroje prętów należy stosować kątowniki $\angle 45 \times 5$ (wyjątkowo $\angle 40 \times 4$), rury o średnicy zewnętrznej 38 mm i grubości ścianki 3,2 mm. a w płatwiach kratowych — pręty okrągłe o średnicy 16 mm.



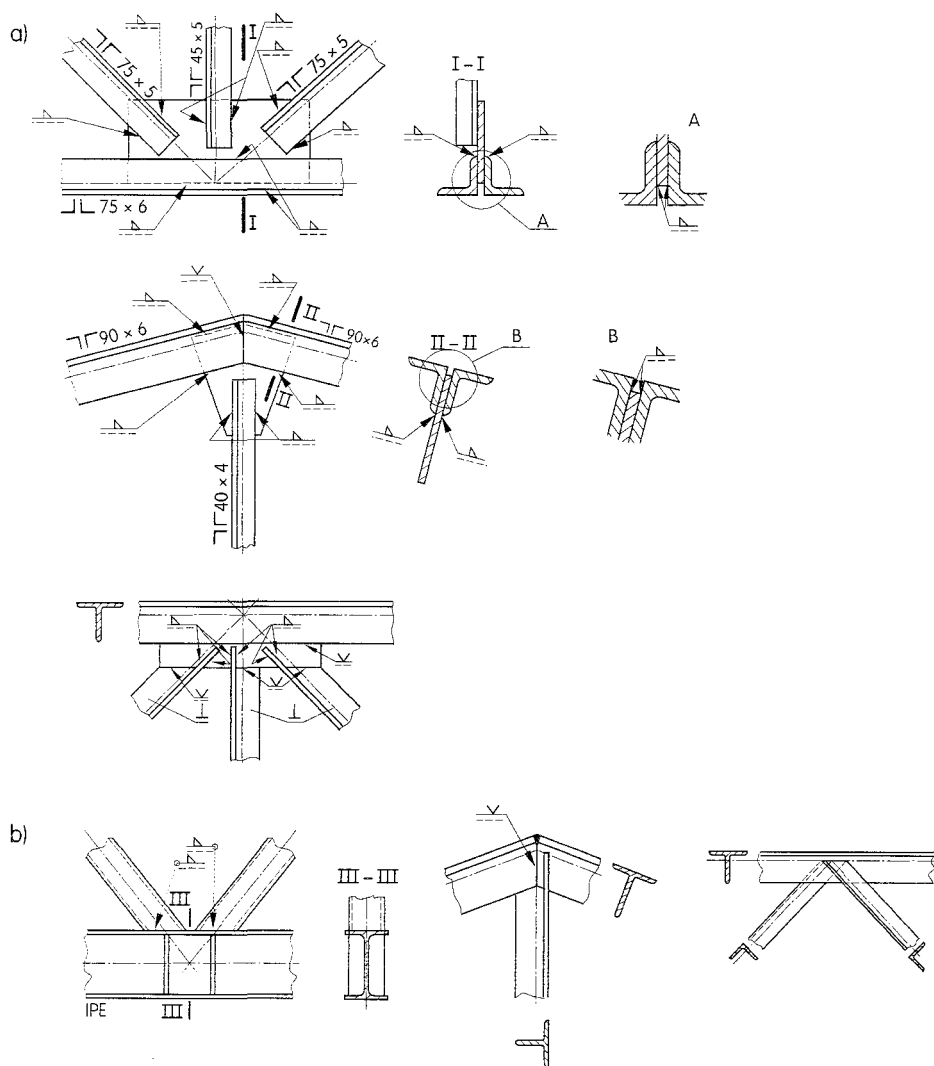
Rys. 7-7. Stężenia dachów z dźwigarami kratowymi

W projektowaniu dźwigarów kratowych należy zwrócić szczególną uwagę na zapewnienie odpowiedniej sztywności pasów ściskanych, co np. w konstrukcjach dachowych polega na zastosowaniu układu tężników poprzecznych i płatwi. Stężenia dachów stalowych (rys. 7-7) przejmują obciążenia poziome dachu i częściowo ścian zewnętrznych oraz zapewniają nie tylko sztywność przestrzenną całej konstrukcji dachu, ale także sztywność poszczególnych dźwigarów i ich elementów.

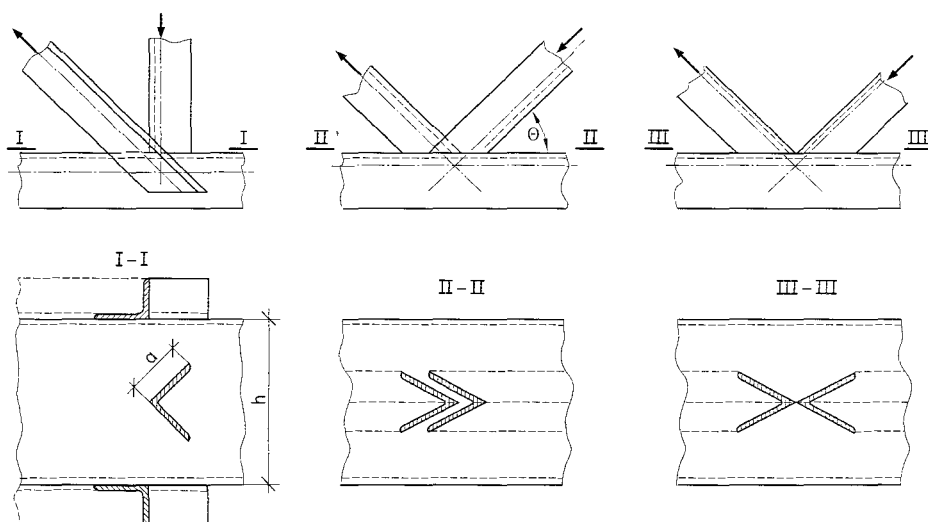
7.3. Konstruowanie węzłów kratownic płaskich

Konstruowanie węzłów jest jednym z najważniejszych zadań podczas projektowania dźwigarów kratowych.

Współczesne dźwigary kratowe mają najczęściej **węzły spawane**, przy czym mogą być one z blachami węzłowymi lub bez blach węzłowych (rys. 7-8). Większość spawanych węzłów kratownic płaskich traktuje się jako **połączenia niepodatne** (dostatecznie sztywne), w odróżnieniu od **węzłów podatnych** wykazujących zdolność do obrotu i wpływających na nośność połączenia i siły



Rys. 7-8. Przykłady niepodatnych węzłów pośrednich: a) z blachami węzłowymi, b) bez blach węzłowych



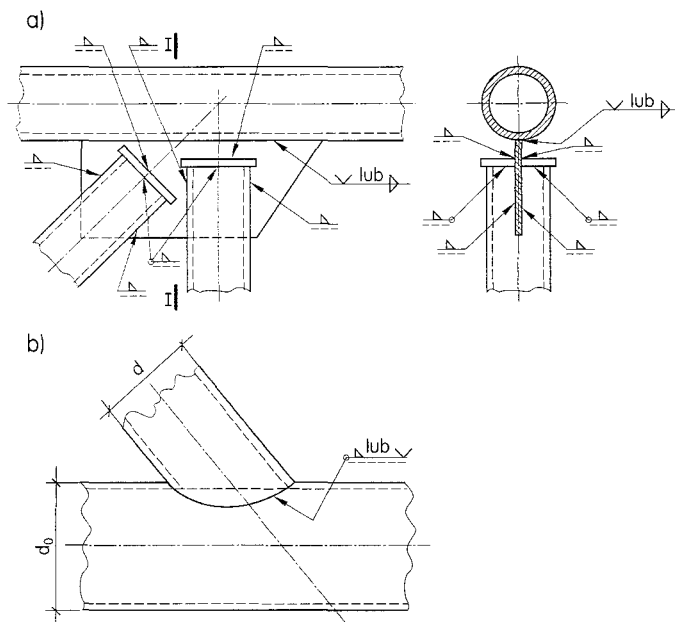
Rys. 7-9. Podatne węzły kratownic z pasem z ceowników i prętami skratowania z kątowników

w prętach kratownicy. Węzły podatne występują np. w kratownicach z rur prostokątnych lub w kratownicach z pasami z ułożonych poziomo ceowników o nieusztynionych środkach i wewnętrznym skratowaniu wykonanym z pojedynczych kątowników (rys. 7-9). Jeżeli ceownik w takim węźle jak na rys. 7-9 zostanie uźebrowany przeponami usztyniającymi środkik, to można go traktować jako niepodatny.

Konstrukcja węzłów niepodatnych dźwigarów kratowych powinna odpowiadać następującym wymaganiom:

- połączenie pręta w węźle powinno być symetryczne względem osi pręta i przenosić siły przekrojowe w przecie, przy czym nośność połączenia dotyczy nie tylko zastosowanych łączników (spoin, śrub, zgrzein), ale także części węzła (ścianek, blach węzłowych),
- pręty powinny dochodzić jak najbliżej środka węzłów, zwłaszcza pręty ściskane,
- 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 ewentualnych momentów zginających wynikających z tej sztywności,
- kształt blach węzłowych powinien być możliwie prosty (prostokąt, trapez), bez kątów ostrych i wcięć, utrudniających wykonanie i stanowiących miejsca koncentracji naprężeń,
- blachy węzłowe powinny być płaskie.

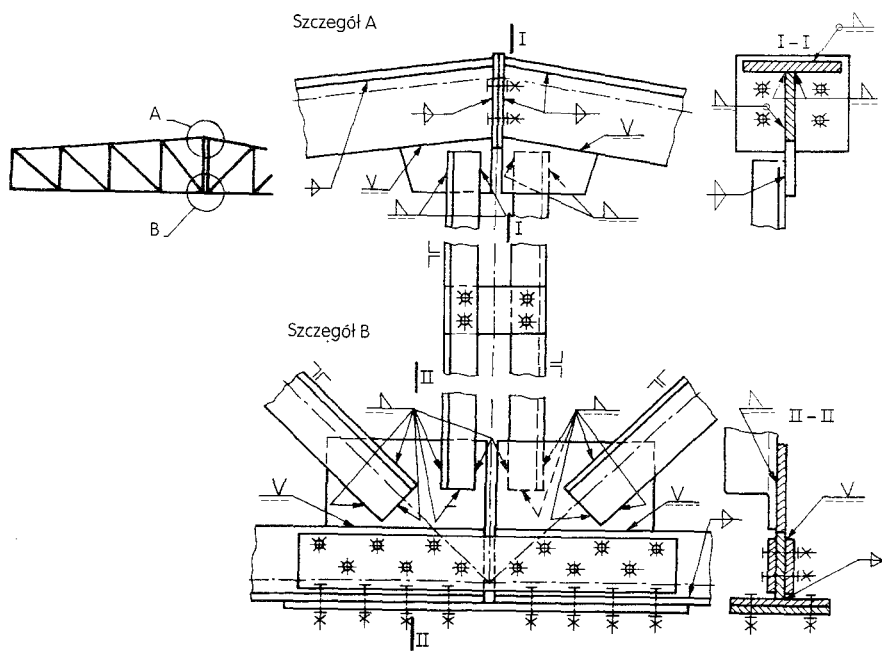
Dźwigary kratowe z rur o przekroju kołowym mogą mieć węzły z zastosowaniem blach węzłowych, ale częściej stosuje się węzły bez blach. Rury skratowań wewnętrznych łączy się wtedy z pasami za pośrednictwem spoin pachwinowych lub czołowych. Najlepszym sposobem cięcia rury wzdłuż przestrzennej linii przenikania jest wykonanie tego cięcia na zautomatyzowanym agregacie, który jednocześnie ukosuje brzegi do ułożenia spoin (rys. 7-10). Kratownice z rur cechują się lekkością, dobrym wykorzystaniem nośności prętów oraz znacznie lepszą odpornością na korozję niż kratownice z kątowników. W połączeniach z blachami węzłowymi należy zamykać końce rur przyspawanymi blachami czołowymi w celu niedopuszczenia do wnętrza rury czynników powodujących korozję.



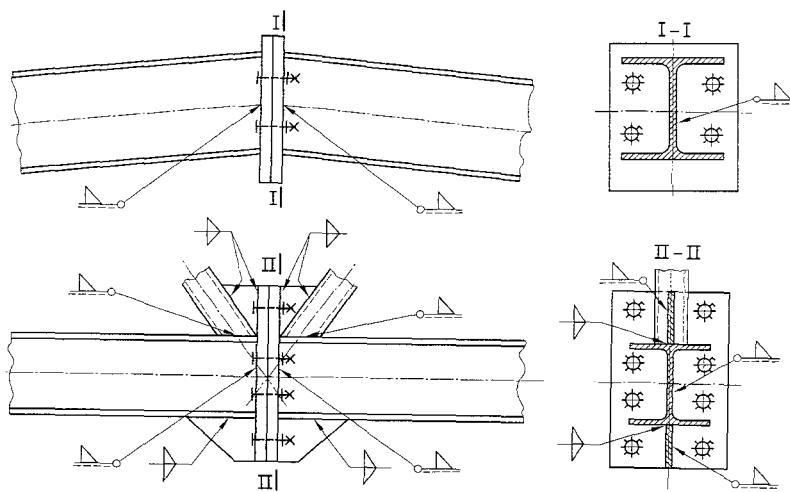
Rys. 7-10. Węzeł kratownicy z rur: a) z blachą węzłową, b) bez blachy (z cięciem i spoiną wzdłuż linii przenikania)

W kratownicach o dużych rozpiętościach stosuje się styki montażowe, na ogół w środku rozpiętości. Używa się w nich śrub zwykłych lub wysokiej wytrzymałości (rys. 7-11 i 7-12). Dźwigar dachowy może być scalany na budowie także w sposób pokazany na rys. 7-13. Dwie połowy lekkiego dźwigara kratowego, wykonanego z kształtowników cienkościennych profilowanych na zimno, łączy się w czasie montażu śrubami:

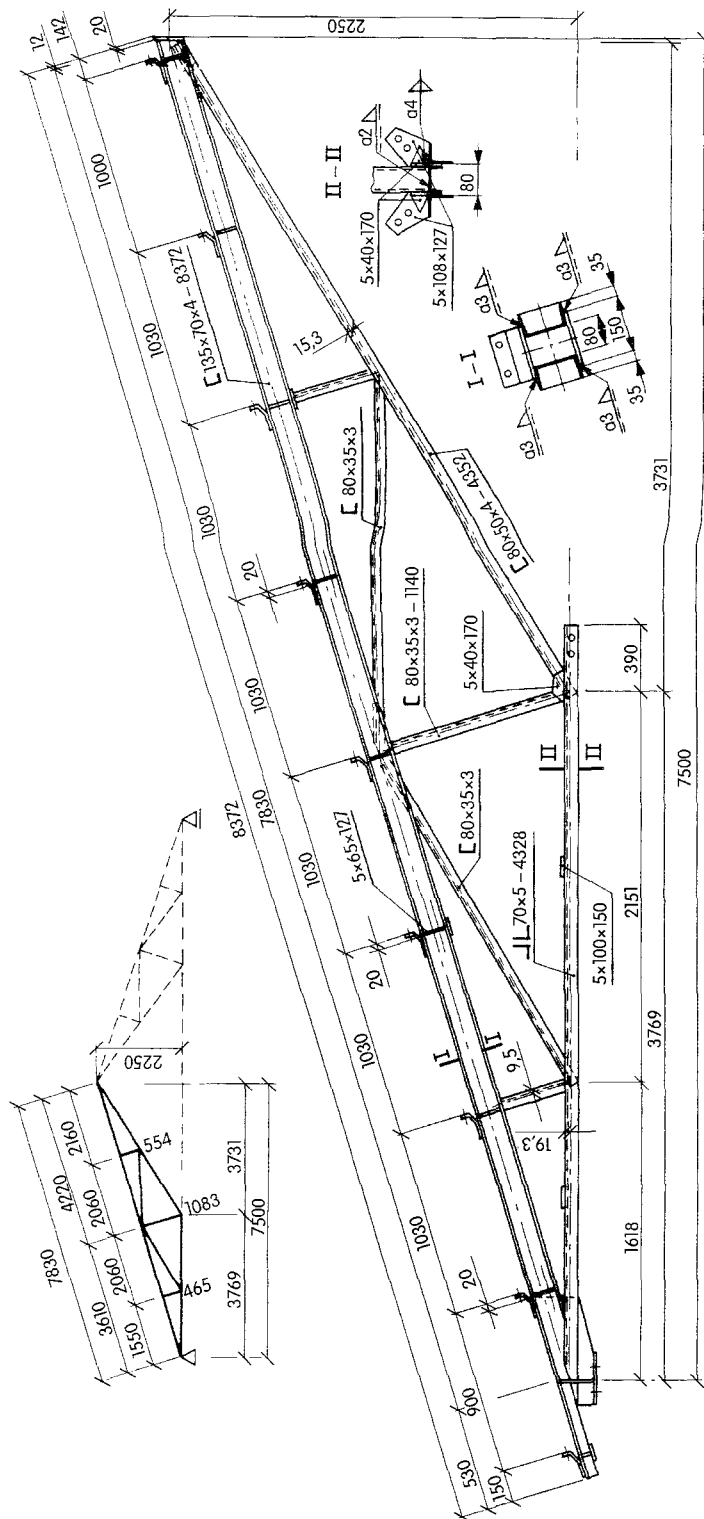
- górną — doczołowo, w węźle kalenicowym,
- dolną — zakładkowo, za pośrednictwem ściągu.



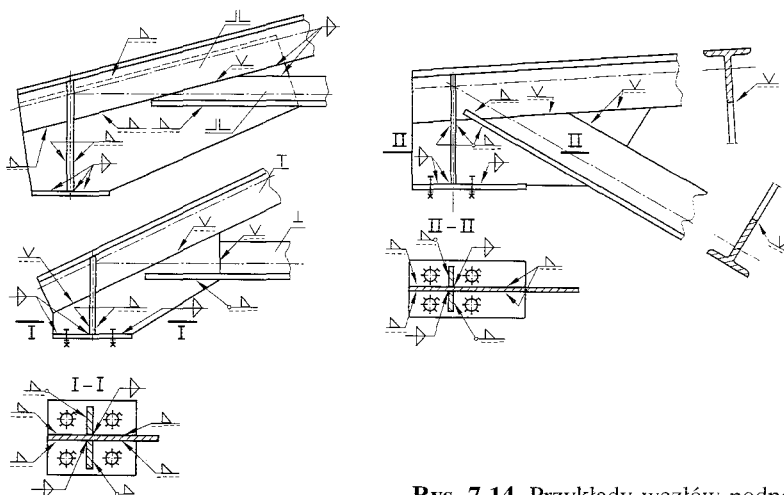
Rys. 7-11. Montażowy styk śrubowy dźwigara dachowego



Rys. 7-12. Doczołowy styk pasów kratownicy wykonanych z dwuteowników HEB



Rys. 7-13. Konstrukcja dźwigara kratowego z kształtowników profilowanych na zimno



Rys. 7-14. Przykłady węzłów podporowych

Węzły podporowe są szczególnie ważnymi elementami każdego dźwigara kratowego. Konieczna jest dostateczna ich sztywność, aby mogły przenieść oddziaływanie reakcji podporowej dźwigara. Kształt i wymiary tych węzłów dobiera się, uwzględniając warunki właściwego zamocowania zbiegających się prętów oraz prawidłowe warunki podparcia dźwigara. Węzły podporowe usztywnia się pionowymi żebrami. Mają one na ogół blachy poziome przeznaczone do oparcia i zakotwienia dźwigara na słupie lub ścianie. W dźwigarach o dużych rozpiętościach trzeba stosować specjalne łożyska podporowe. Przykłady węzłów podporowych przedstawiono na rys. 7-14.

7.4. Kratownice przestrzenne

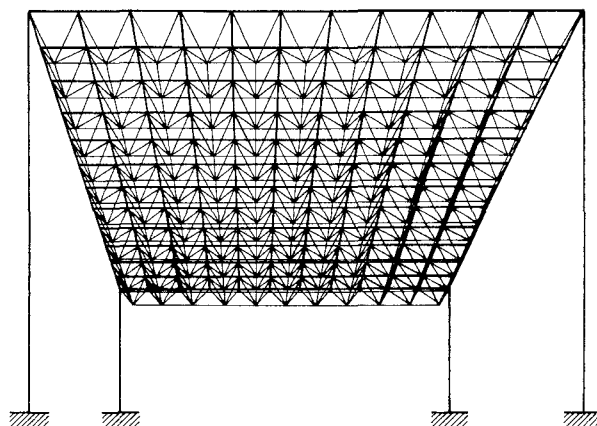
Jednym z ważnych kierunków rozwoju współczesnych konstrukcji stalowych jest coraz powszechniejsze stosowanie ustrojów przestrzennych. Konstrukcje przestrzenne cechują się nie tylko lekkością, dużą sztywnością i możliwością przekrywania wielkich powierzchni bez podpór pośrednich, ale także możliwością pełnej typizacji elementów i węzłów oraz uprzemysłowienia ich wytwarzania. Dają one także możliwość kształtowania różnorodnych, nawet bardzo skomplikowanych form architektonicznych i złożonych, wielokrotnie statycznie niewyznaczalnych układów konstrukcyjnych (por. rys. 1-16).

Kratownice przestrzenne o przekroju poprzecznym w kształcie trójkąta lub prostokąta są od dawna stosowane jako konstrukcje masztów i wież, estakad, mostów suwnic, słupów linii przesyłowych, konstrukcji przemysłowych itp. Najpowszechniejsze współcześnie zastosowanie kratownic przestrzennych w budownictwie przedstawiają jednak przekrycia dachowe typu strukturalnego i im należy poświęcić więcej uwagi.

Przekrycie strukturalne, zwane również strukturą prętową, jest regularnym przestrzennym ustrojem kratowym, najczęściej płaskim, dwuwarstwowym, dzięki któremu można uzyskać wielkie powierzchnie bezsłupowe, nawet ponad 200×200 m. W przekryciu strukturalnym, które stanowi określoną przestrzennie siatkę geometryczną prętów, można wyróżnić pewne podstawowe zbiory prętów:

- **pręty warstwowe** — w strukturze dwuwarstwowej będą to pręty warstwy górnej i dolnej, w strukturze trójwarstwowej — dodatkowo pręty warstwy środkowej,
- **pręty skratowania**, czyli krzyżulce, w niektórych rozwiązaniach także słupki.

Pręty struktury łączy się węzłach siatki geometrycznej rozmieszczonych regularnie na płaszczyznach równoległych, czyli na powierzchniach prętów warstwowych. Pręty skratowania wypełniają przestrzeń między warstwami, przy czym krzyżulce mają na ogół jednakową długość, a konstrukcja przekrycia — stałą wysokość (rys. 1-14, 7-3 i 7-15).



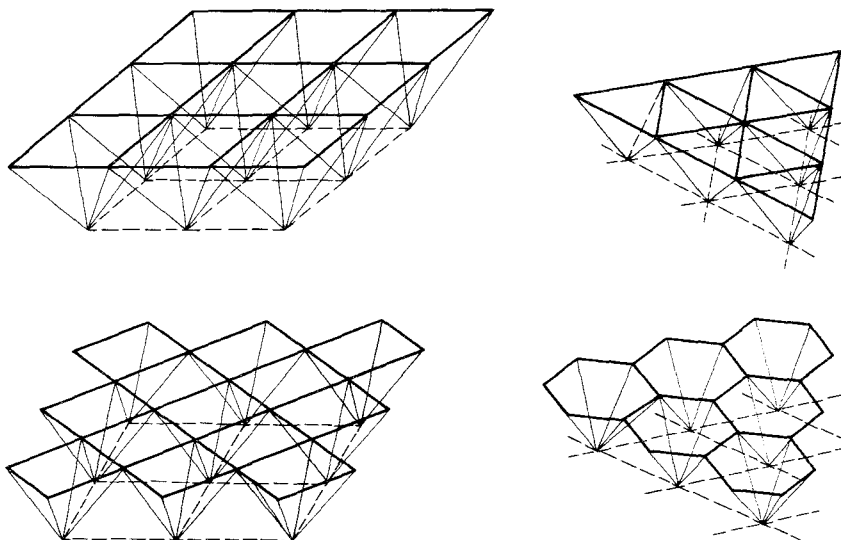
Rys. 7-15. Schemat płaskiej struktury dwuwarstwowej

Oprócz struktur dwuwarstwowych i trójwarstwowych, najczęściej płaskich, w tym również tzw. podniesionych (tj. np. złączonych w kalenicy z płaskich płytów), występują struktury jednowarstwowe, wyłącznie w formie przekryć zakrzywionych.

Struktury prętowe tworzą układy geometryczne o oczkach siatki: prostokątnych, trójkątnych lub kombinowanych z różnych wieloboków foremnych (rys. 7-16).

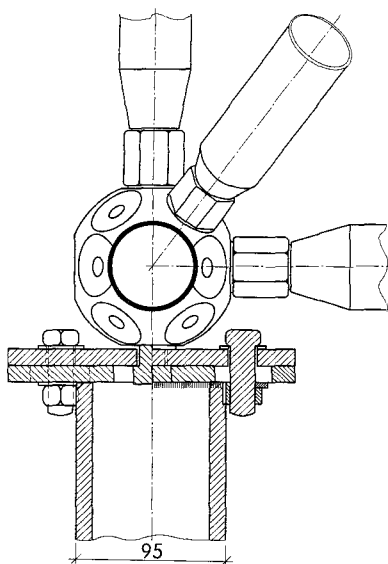
Pręty kratownic przestrzennych są wykonywane głównie z rur, ale także z kształtowników walcowanych lub profilowanych na zimno, a w warstwie dolnej — z prętów okrągłych. Najważniejszymi elementami struktur prętowych są jednak węzły.

W przestrzennych konstrukcjach prętowych występuje duża różnorodność **węzłów** i **połączeń węzłowych**, często decydujących o sposobie prefabrykacji i technologii montażu całej struktury. Ponieważ istotą struktury prętowej są układy wielokrotnie powtarzających się takich samych elementów składowych, więc rola połączenia: pręt–węzeł jest tu decydująca. Tak jak we wszystkich połączeniach,



Rys. 7-16. Siatki geometryczne struktur prętowych

również w strukturach prętowych występują połączenia stałe, najczęściej spawane oraz rozłączne (rozbieralne), najczęściej śrubowe. Duża liczba prętów zbiegających się w jednym węźle uniemożliwia ich bezpośrednie łączenie, nawet za pomocą spawania. Dlatego stosuje się dodatkowe pośrednie elementy węzłów, często o bardzo skomplikowanych kształtach i konstrukcjach (por. rys. 4-36). Większość systemowych rozwiązań konstrukcyjnych węzłów z pośrednimi elementami jest chroniona patentami, a od ich nazw pochodzą nazwy systemów konstrukcyjnych struktur prętowych.



Do najstarszych znanych i nadal stosowanych węzłów struktur prętowych należy węzeł niemieckiego systemu *Mero* (por. rys. 1-16), wdrożony w budownictwie w 1943 r. Jego istotą jest zastosowanie wielościanu z nagwintowanymi otworami w każdej ze ścianek, do których wkręca się gwintowane sworznie końcówek prętów rurowych struktury (rys. 7-17). Wśród wielu innych znanych systemów węzłów i struktur można wymienić, np. *Space-Deck* (angielski), *Pyramitec* i *SDC* (francuskie), *Space-Grid* i *Mock-Up* (amerykańskie), *Triodetic* (kanadyjski).

Rys. 7-17. Oparcie na słupie węzła struktury systemu *Mero*

8.1. Konstrukcje stropów, pomostów i schodów

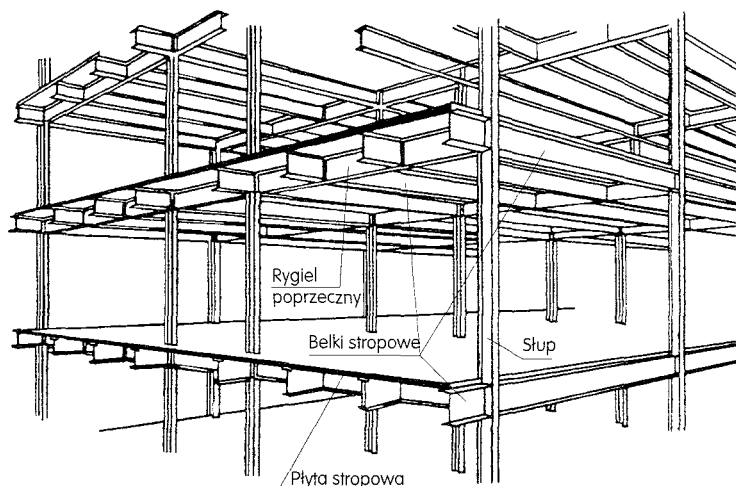
Stropy są przegrodami poziomymi, dzielącymi budynek na poszczególne kondygnacje. Ich podstawową częścią jest konstrukcja nośna, tj. belki stropowe, rygle* i podciągi** oraz płyta stropowa (rys. 8-1). Dodatkowymi elementami stropu mogą być warstwy izolacyjne, podłogowe lub podsufitka (często podwieszona — rys. 8-2).

Stropy powinny spełniać wymagania dotyczące nośności, sztywności, izolacyjności cieplnej i dźwiękowej, ognioodporności i trwałości — w zależności od przeznaczenia budynku i szczególnych wymagań, np. w odniesieniu do niektórych obiektów przemysłowych. W budynkach wielokondygnacyjnych o konstrukcji stalowej zwiększa się rola stropów międzypiętrowych, gdyż oprócz przenoszenia obciążeń pionowych z belek i podciągów na podpory (rygle i słupy szkieletu stalowego lub ściany trzonu żelbetowego) muszą one zapewnić przeniesienie obciążeń poziomych od wiatru na pionowe układy stężające konstrukcje. Jednak główny wpływ na wymiary elementów nośnych stropu mają obciążenia pionowe.

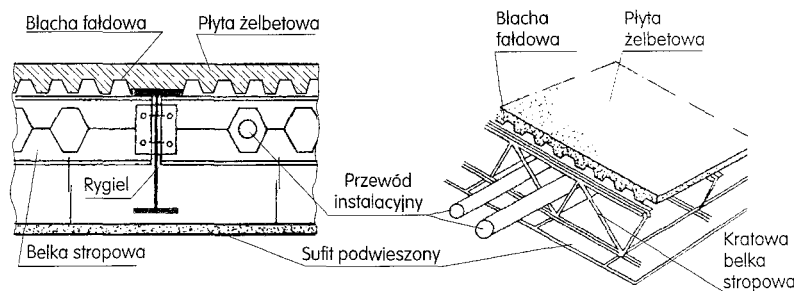
Belki stalowe, które są głównymi elementami konstrukcji stropu, wykonuje się najczęściej z pełnościennych dwuteowników walcowanych. W wypadku dużych rozpiętości belek i znacznych obciążeń stropu stosuje się belki ażurowe lub kratowe (rys. 8-3). W lekkich rozwiązaniach stropów i pomostów stosuje się również belki ze specjalnych kształtowników profilowanych na zimno. Rozmieszczenie stalowych belek stropowych zależy od rozwiązania konstrukcji budynku, tj. od układu szkieletu nośnego czy ścian nośnych obiektu. Najczęściej stosowane układy belek stropowych w budynkach o konstrukcji szkieletowej przedstawiono na rys. 8-4.

* Rygiel — belkowy element konstrukcyjny, łączący słupy w sposób sztywny lub przegubowy.

** Podciąg — belka, która stanowi podparcie innych elementów konstrukcyjnych (innych belek lub słupów).



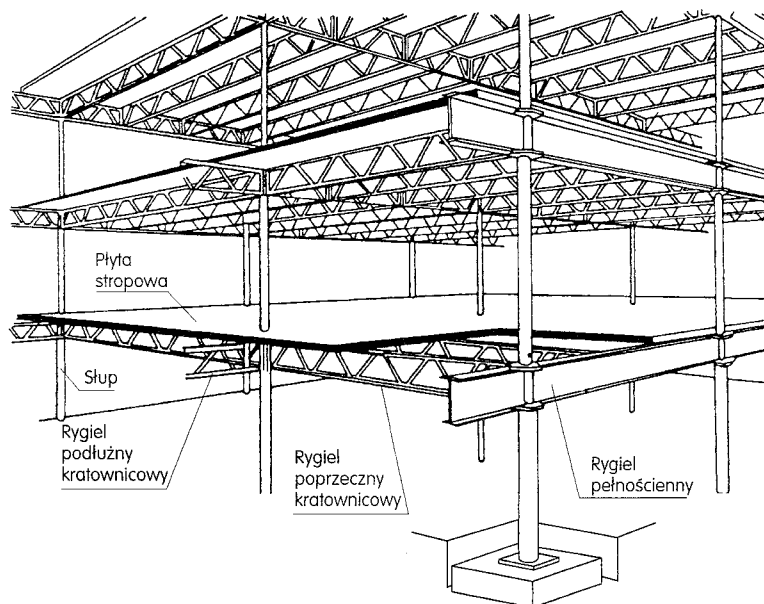
Rys. 8-1. Widok fragmentu konstrukcji szkieletowej ze stropami na belkach i ryglach pełnościennych



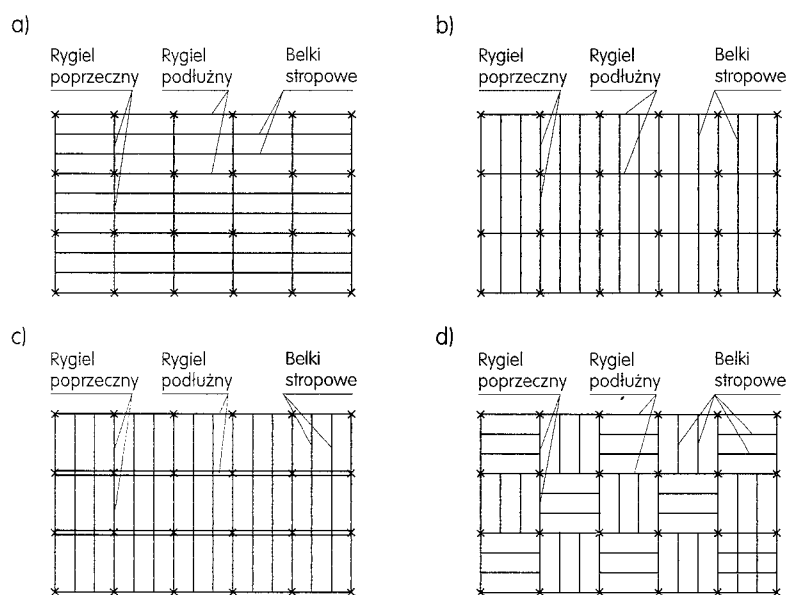
Rys. 8-2. Niektóre rozwiązania stropów z sufitem podwieszonym

Płyty stropowe wykonuje się z żelbetowych i betonowych sprężonych płyt prefabrykowanych lub monolitycznych układanych na belkach stalowych lub zespolonych ze stalową konstrukcją stropu. Płyty stropowe wykonuje się także z profilowanych blach stalowych oraz ze specjalnych szerokich kształtowników giętych na zimno. W budynkach niskich i średniowysokich można spotkać stropy z płytami ceramicznymi na belkach stalowych. Do tej grupy zalicza się znane, obecnie rzadko stosowane *stropy Kleina* (por. rys. 5-5).

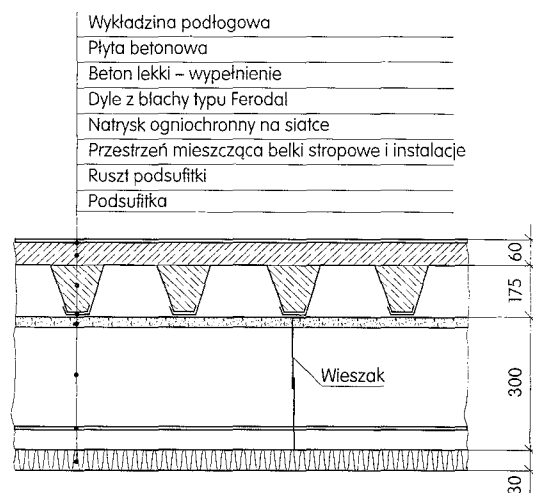
Stropy z płytami na blachach fałdowych znalazły szczególnie duże zastosowanie w nowoczesnym budownictwie stalowym na całym świecie. Stropy te są lekkie, łatwe i szybkie w montażu, do którego nie potrzeba żadnych rusztowań i deskowań, gdyż natychmiast po ułożeniu blachy może ona służyć za pomost roboczy. Oprócz typowych blach fałdowych (por. rys. 2-3), stosuje się zestawy tych blach oraz specjalnie profilowane na zimno blachy, kształtki i dyle (rys. 8-5).



Rys. 8-3. Widok fragmentu konstrukcji szkieletowej ze stropami na belkach kratowych



Rys. 8-4. Niektóre układy belek stropowych w budynkach o konstrukcji szkieletowej



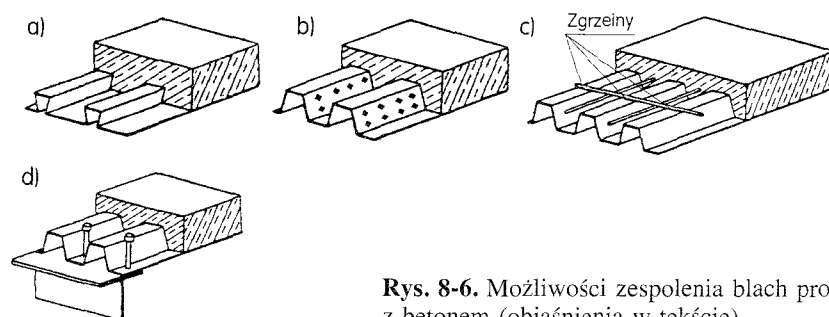
Rys. 8-5. Strop typu *Acieroid*

Stropy z profilowanych blach stalowych mogą być wykonane w następujący sposób:

- blacha fałdowa jest elementem nośnym płyty stropowej, a warstwa górna z betonu lub innych materiałów — tylko elementem drugorzędym,
- blacha fałdowa stanowi tylko deskowanie (tzw. deskowanie tracone) monolitycznej płyty żelbetowej, która jest elementem nośnym,
- blacha fałdowa jest elementem konstrukcji zespolonej stalowo-betonowej, stanowiąc jednocześnie deskowanie i zbrojenie płyty żelbetowej.

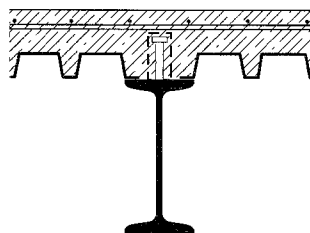
Dość ekonomicznym rozwiązaniem jest zastosowanie blachy profilowanej jako elementu konstrukcji zespolonej. Współpracę blachy z betonem płyty można uzyskać przez:

- odpowiedni kształt profilu blachy (np. blachy o nazwie handlowej *Holorib*, rys. 8-6a),
- wgłębienia lub wypukłości na powierzchni blachy (rys. 8-6b),
- pręty kotwiące połączone z blachą, np. zgrzeinami (rys. 8-6c),
- zakotwienia końców blachy do belki stropowej (rys. 8-6d).



Rys. 8-6. Możliwości zespolenia blach profilowanych z betonem (objaśnienia w tekście)

Rys. 8-7. Belka stalowa zespolona z płytą stropową

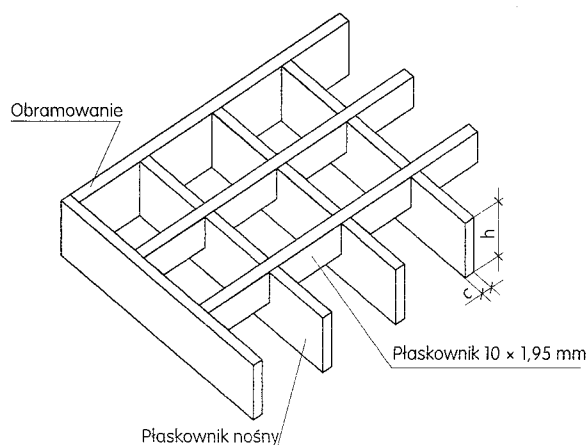


Najskuteczniejszym rozwiązaniem konstrukcyjnym stropu z płytą na blachach fałdowych jest zastosowanie blachy zespolonej z betonem w płytę stropową oraz zespolenie płyty z belką stalową (rys. 8-7). Stropy zespolone stalowo-betonowe cechuje duża sztywność przy małej wysokości belek i dlatego są coraz częściej stosowane w budownictwie stalowym.

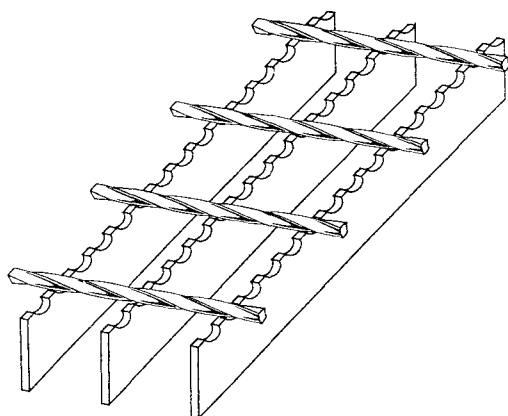
Pomosty stalowe są powszechnie stosowane w budownictwie przemysłowym i energetyce w celu umożliwienia obsługi dostępu do maszyn, urządzeń produkcyjnych i technologicznych. Stosuje się je również w innych rodzajach budownictwa, na ogół jako lekkie podesty ażurowe lub pełne, dostosowane do warunków miejscowych i obciążenia ludźmi, np. ciągi komunikacyjne, przejścia dla pieszych, podesty przy schodach awaryjnych, pomosty remontowe itp.

Pomost stalowy składa się z płyty bądź kraty pomostowej oraz belek stalowych z kształtowników walcowanych lub profilowanych na zimno. Płyty pełne pomostów stalowych wykonuje się na ogół z blach żeberkowych (por. rys. 2-6). Obecnie jednak częściej stosuje się lekkie ażurowe kraty pomostowe z płaskowników, prętów, a nawet z giętych blach z wycinanymi otworami.

Typowe kraty pomostowe są wykonywane w wytwórniach konstrukcji i elementów stalowych z prętów i płaskowników łączonych ze sobą za pomocą zgrzewania, wprasowywania, rzadziej spawania (rys. 8-8). Niektóre z nich mają wycięcia w górnych krawędziach płaskowników, zapewniające zwiększone tarcie w trudnych warunkach użytkowania (wilgoć, smary, śnieg, lód) — rys. 8-9.

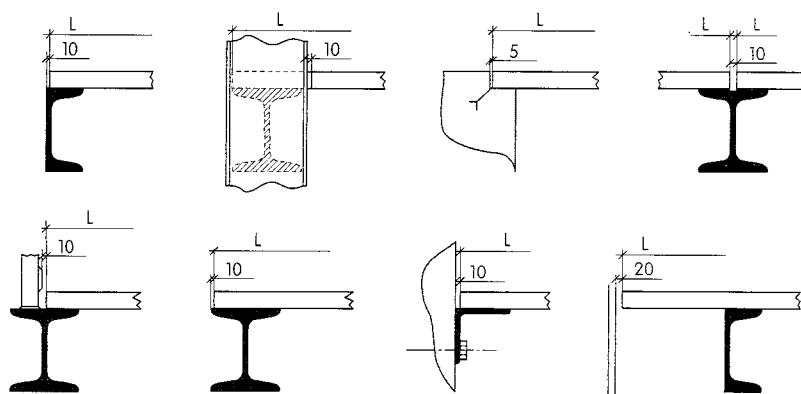


Rys. 8-8. Krata pomostowa prasowana z płaskowników stalowych



Rys. 8-9. Krata pomostowa zgrzewana z prętów i płaskowników stalowych

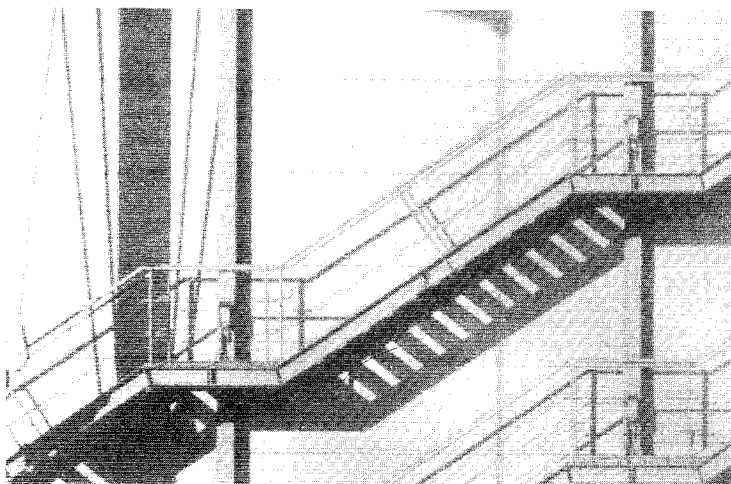
Wszystkie kraty pomostowe wykonywane seryjnie są cynkowane metodą zanurzeniową. Niektóre sposoby układania typowych krat pomostowych na podporach przedstawiono na rys. 8-10. W prospektach i katalogach producenci typowych krat pomostowych podają dopuszczalne obciążenia i odpowiadające im ugięcia dla różnych przekrojów prętów kraty i rozstawu podpór.



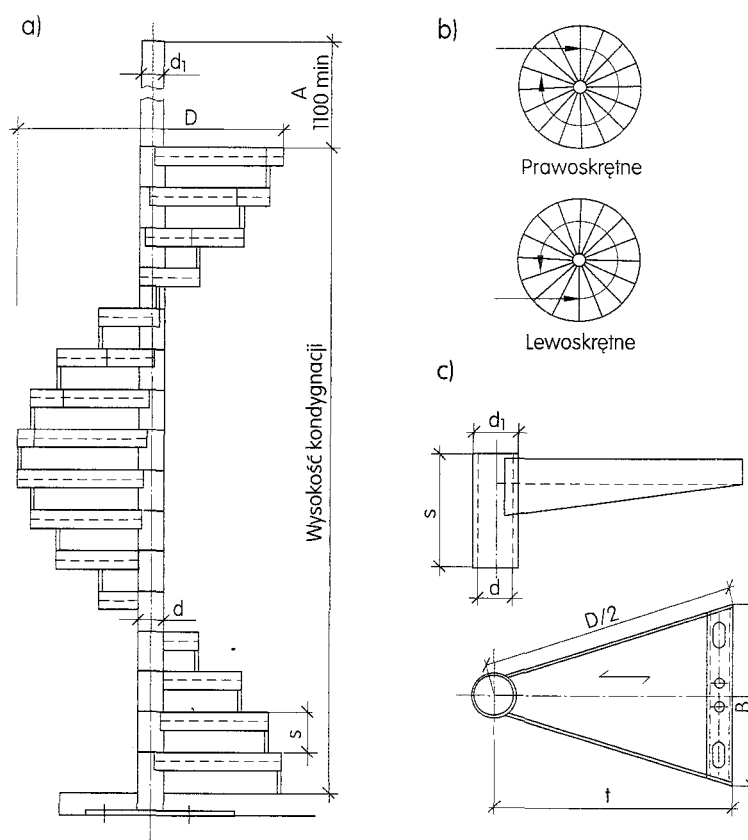
Rys. 8-10. Niektóre sposoby układania krat pomostowych na podporach

Schody stalowe służą nie tylko do komunikacji pionowej w budynkach, lecz także zapewniają dostęp do pomostów technologicznych w obiektach przemysłowych, ciągach komunikacyjnych, instalacjach napowietrznych lub umożliwiają awaryjną ewakuację ludzi z budynków wysokich.

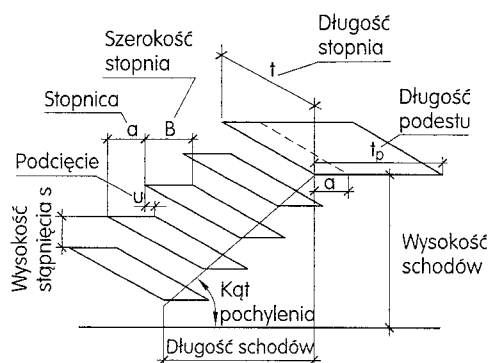
Schody stalowe składają się najczęściej z biegów złożonych z belek poli-czkowych i stopni oraz podestów spocznikowych (rys. 8-11). Stosuje się również stalowe schody spiralne i zabiegowe ze stopniami wspornikovymi (rys. 8-12).



Rys. 8-11. Schody stalowe w budowanym obiekcie przemysłowym



Rys. 8-12. Stalowe schody spiralne: a) widok, b) rodzaje schodów spiralnych, c) stopnie schodów spiralnych



Rys. 8-13. Główne wymiary schodów policyzkowych i typowych stopni wykonywanych z krat zgrzewanych i prasowanych

Stopnie schodów stalowych wykonuje się obecnie z krat zgrzewanych, prasowanych lub spawanych, rzadziej z blach żeberkowych. Główne wymiary schodów policyzkowych niezbędne do ich zaprojektowania lub dobrania elementów typowych wg katalogu producenta podano na rys. 8-13. Podesty schodów stalowych wykonuje się z krat pomostowych, blach perforowanych lub żeberkowych.

W budynkach wielokondygnacyjnych wykonuje się również schody betonowe lub żelbetowe na belkach stalowych, stanowiących zasadnicze elementy konstrukcji biegów i spoczników schodowych. Belki te są mocowane na ogół do słupów szkieletu nośnego budynku.

8.2. Budynki halowe

Hale są to budynki jednokondygnacyjne, jedno- lub wielonawowe, w których dach i ściany zewnętrzne zamykają pewną przestrzeń i zapewniają dużą powierzchnię użytkową. Nie mają one na ogół ścian wewnętrznych ani podpór pośrednich, z wyjątkiem słupów wewnętrznych w halach wielonawowych i w niektórych halach o nietypowych rozwiązaniach.

Główny podział budownictwa halowego zależy przede wszystkim od przeznaczenia budynków. Rozróżnia się hale: przemysłowe, użyteczności publicznej, usługowe i składowe.

Najliczniejszą grupą budynków halowych są **hale przemysłowe**, do których zalicza się m.in. hale produkcyjne i montażowe, hale warsztatowe i magazynowe, hale zaplecza produkcyjnego, a także kotłownie i maszynownie, stalownie, walcownie i inne. Hale przemysłowe są wyposażone w stałe lub ruchome elementy bądź urządzenia zapewniające prawidłowy przebieg procesu produkcyjnego, tj. maszyny i urządzenia technologiczne, suwnice, przenośniki, ciągi instalacyjne, transportowe i inne (rys. 8-14). Ważną cechą współczesnych hal przemysłowych jest konieczność przystosowania konstrukcji do zmian technologii produkcji i odmiennego użytkowania obiektu, co daje się łatwo uzyskać tylko w odniesieniu do



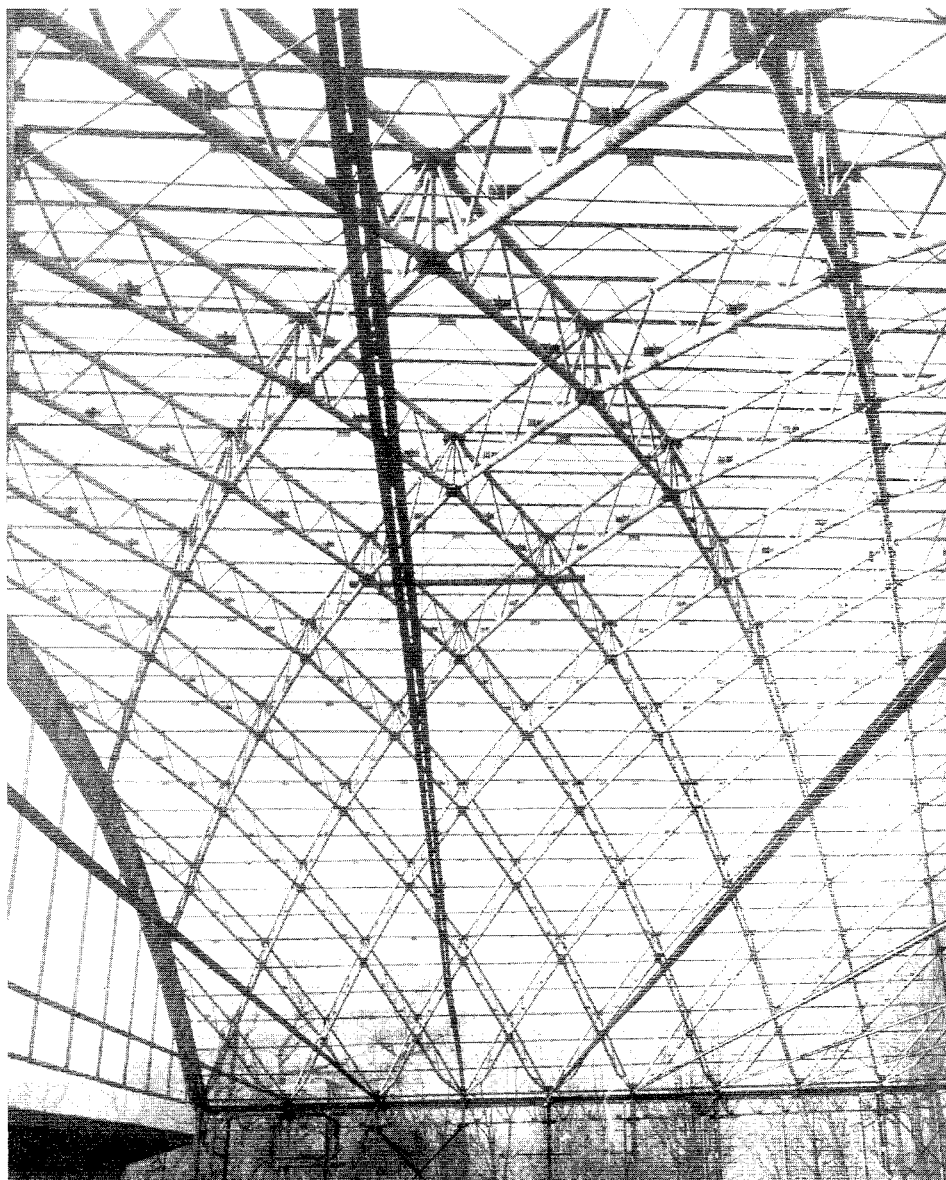
Rys. 8-14. Hala montażowa przemysłu motoryzacyjnego w Bielsku-Białej w czasie budowy

hal o konstrukcji stalowej. Hale te cechują się dużą powtarzalnością elementów i zespołów konstrukcyjnych, toteż nadają się szczególnie do rozwiązań zunifikowanych i systemowych.

Hale użyteczności publicznej stanowią dużą grupę dość zróżnicowanych budynków przeznaczonych na stały bądź czasowy pobyt bardzo wielu ludzi. Są to hale sportowe (rys. 8-15), widowiskowe (por. rys. 1-15), wystawowe, handlowe i inne. Funkcja budynku narzuca specjalne wymagania nie tylko architektoniczne, konstrukcyjne i instalacyjne, ale również akustyczne, plastyczne, przeciwogniowe, ewakuacyjne itp. Hale użyteczności publicznej stanowią prawie zawsze znaczący akcent architektoniczny zabudowy miejskiej, są projektowane indywidualnie, a ich rozwiązania konstrukcyjne odbiegają na ogół od rozwiązań innych hal, np. przemysłowych.

Hale usługowe to przede wszystkim obiekty obsługi podróżnych i środków transportowych. Do obiektów takich można zaliczyć hale dworców kolejowych, lotniczych, morskich, autobusowych oraz hangary, zajezdnie, stacje obsługi samochodów itp. Rozwiązania konstrukcyjne tych hal są również bardzo zróżnicowane (por. rys. 1-16).

Hale składowe stanowią wyodrębnione obiekty magazynowe niskiego lub wysokiego składowania, nie związane z zakładem przemysłowym, lecz z transportem, handlem, rezerwami państwowymi itp. Obiekty składowe są wyposażone w urządzenia dźwigowo-transportowe i przenośnikowe.



Rys. 8-15. Fragment konstrukcji dachu hali stadionu zimowego w Sosnowcu
(fot. W. Prośniewski)

Konstrukcję nośną hali tworzy układ przestrzenny złożony na ogół ze słupów, dźwigarów dachowych, elementów nośnych pokrycia dachu, stężeń dachowych i ściennych, szkieletowej konstrukcji ścian. W niektórych typach hal przemysłowych występują także belki podsuwnicowe, belki jezdne transportu podwieszonego, pomosty technologiczne, galerie, trybuny itp.

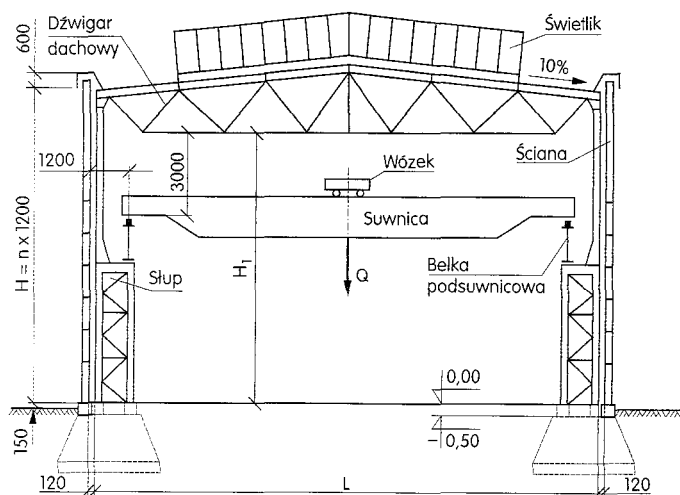
Większość hal ma konstrukcję składającą się z płaskich układów nośnych rozmieszczonych prostopadle do podłużnej osi budynku, połączonych ze sobą elementami podłużnymi i stężeniami. Płaskie układy nośne hal mogą być jedno- i wieloprzęsłowe, złożone z ram, łuków bądź w postaci często stosowanych rozwiązań słupowo-ryglowych.

Konstrukcja hali może stanowić jednolity układ przestrzenny, zwłaszcza przy zastosowaniu przekryć przestrzennych, np. w formie kopuł, struktur prętowych itp. Przestrzenny charakter pracy konstrukcji hali z płaskimi układami poprzecznymi zapewniają wszystkie stężenia dachowe i ścienne oraz elementy podłużne.

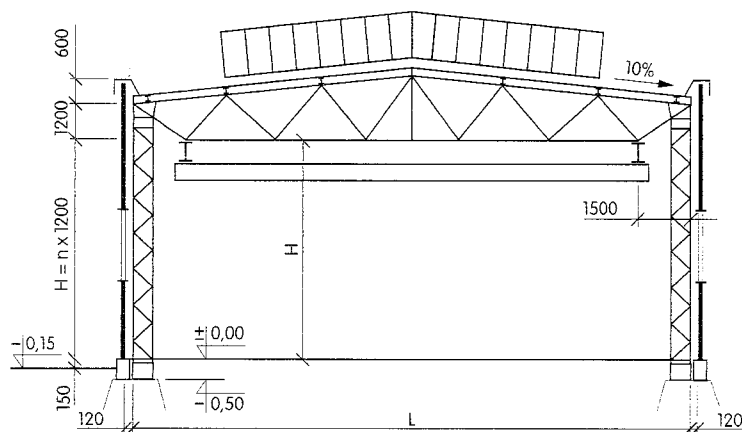
Hale przemysłowe projektuje się na ogół z płaskich układów poprzecznych ramowych lub słupowo-ryglowych, rozmieszczonych co 6 lub 12 m, które przenoszą obciążenia od dachu, częściowo od ścian, od urządzeń technologicznych i dźwigowo-transportowych. Główne wymiary hal to: rozpiętość nawy, rozstaw słupów w kierunku osi podłużnej, wysokość słupów głównych oraz wysokość użytkowa nawy. Typowe rozpiętości nawy wynoszą 12, 18, 24, 30, 36 i 48 m, natomiast wysokość hal przemysłowych 4,80, 6,00, 7,20, 8,40, 9,60, 10,80, 12,00, 13,20 m. Wymiary te wynikają z przyjętego w projektowaniu hal przemysłowych modułu poziomego konstrukcji $30M = 3000$ mm i jego parzystej wielokrotności oraz modułu pionowego $12M = 1200$ mm. Stosowanie wymiarów w systemie modułowym umożliwia m.in. ujednolicenie elementów obudowy (dachu i ścian) oraz wyposażenia hal.

Wśród hal przemysłowych wyposażonych w suwnice rozróżnia się hale z transportem:

- podpartym — belki podsuwnicowe opierają się na słupach głównych hali (rys. 8-16),
- podwieszonym — belki jezdne są podwieszone do elementów konstrukcji dachu (rys. 8-17).



Rys. 8-16. Przekrój poprzeczny hali przemysłowej z transportem podpartym



Rys. 8-17. Przekrój poprzeczny hali przemysłowej z transportem podwieszonym

Transport podwieszony może dotyczyć także wciągników i przenośników o ruchu ciągłym, stosowanych w halach z produkcją taśmową.

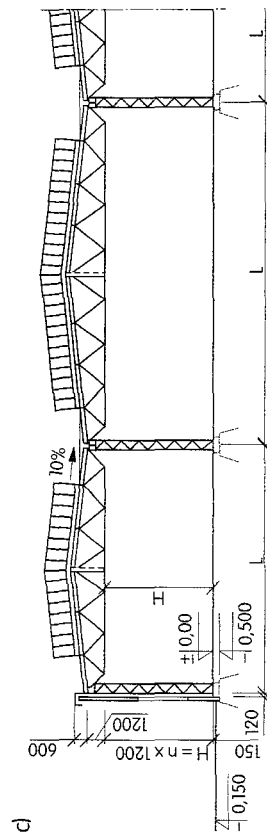
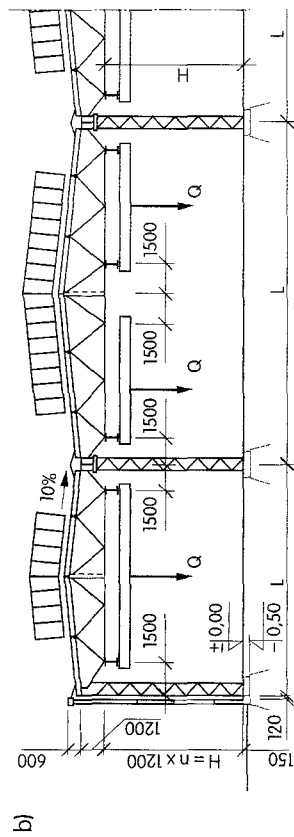
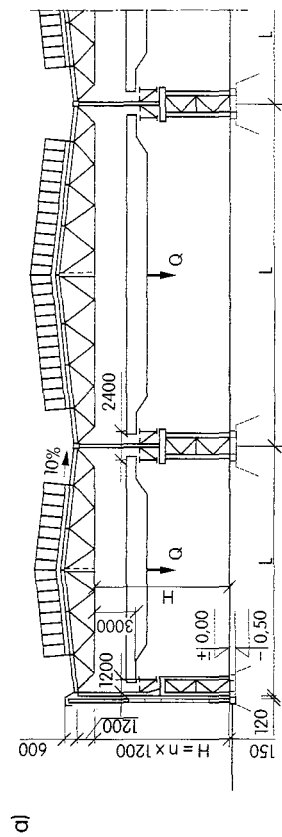
Ze względu na rozwiązanie obudowy hali i jej przeznaczenie hale dzieli się na **ocieplone** i **nie ocieplone**. Hale ocieplone są to budynki przeznaczone do ogrzewania, a hale nie ocieplone to budynki, których nie trzeba ogrzewać, przeznaczone na magazyny materiałów i wyrobów lub mieszczące urządzenia wytwarzające duże ilości ciepła.

Nieco odrębną grupę rozpatrywanych budowli stanowią **hale o dużych rozpiętościach**, przeznaczone głównie na obiekty sportowe, widowiskowe, wystawowe, obsługi masowej itp., w których konstrukcja przekrycia (na ogół przestrzenna) opiera się na słupach, na specjalnej konstrukcji wsporczej albo wprost na fundamentach (por. rys. 1-16). Rozpiętości takich hal mogą przekraczać 100 m.

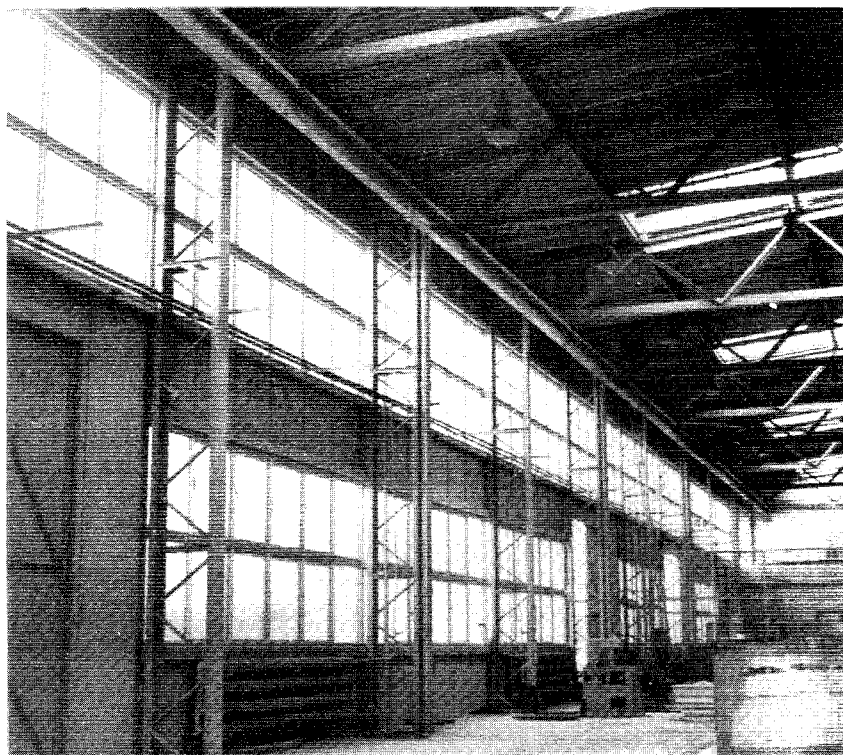
Stalowe budownictwo halowe jest bardzo zróżnicowane, ale stanowi poważną część ogólnego udziału konstrukcji stalowych w budownictwie. Oprócz obiektów projektowanych indywidualnie, stosuje się obecnie systemowe rozwiązania hal, zwłaszcza przemysłowych.

Bardzo dużo współczesnych hal o poprzecznych układach nośnych ma *konstrukcję słupowo-ryglową z dachowymi dźwigarami kratowymi*. Wiele takich hal wybudowano w kraju wg rozwiązań systemu konstrukcyjno-montażowego lekkich hal stalowych LHS *Mostostal*, zaprojektowanego i wdrożonego w latach siedemdziesiątych — [14, 15].

Podstawowe rodzaje hal ocieplonych systemu LHS-O *Mostostal*, z podaniem głównych parametrów użytkowych (rozpiętość, wysokość nawy oraz udźwig suwnic), przedstawiono na rys. 8-18. Elementy konstrukcji hal systemowych oraz elementy ich lekkiej obudowy, ukształtowane modułowo, produkowano przemysłowo w nowoczesnych wytwórniach konstrukcji stalowych na podstawie dokumentacji powtarzalnej. Wszystkie połączenia warsztatowe są spawane, a montażowe — śrubowe. Jedną z takich hal, wzniesioną w Łodzi, przedstawiono na rys.



Rys. 8-18. System LHS-O *Mostostal*: a) hala z transportem podpartym (OTP), b) hala z transportem podwieszonym (OTW), c) hala bez transportu (OBT)



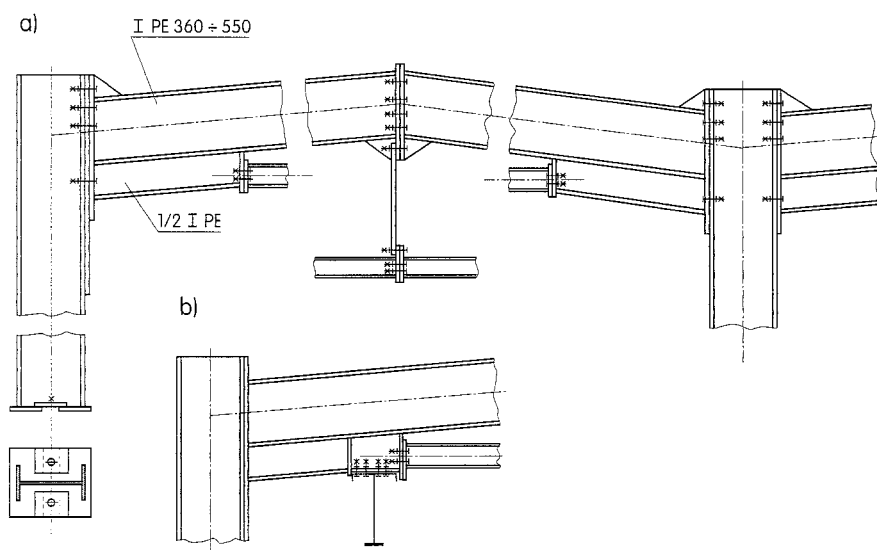
Rys. 8-19. Hala przemysłowa z transportem podwieszonym systemu LHS-O *Mostostal* (fot. A. Borkowska)

8-19. Innym wdrożonym systemem budowania obiektów o słupowo-ryglowym układzie nośnym był system wiat i lekkich hal stalowych nie ocieplonych LHS-N *Mostostal*.

W zintegrowanym systemie hal ocieplonych typu *Mostostal* wprowadzonym w latach osiemdziesiątych, stosuje się również układy słupowo-ryglowe z kratownicami dachowymi. Hale z transportem podpartym o symbolu TPW i bez transportu BTW mają rozpiętości naw: 18, 24, 30 i 36 m, hale z transportem podwieszonym TWW: 18 i 24 m. Rozstaw słupów hal w kierunku podłużnym wynosi: z suwnicami podwieszonymi 6 m, z suwnicami natorowymi 12 m, bez suwnic 6 lub 12 m — wg [15].

Hale stalowe z płaskimi ramami pełnościenneymi są nadal powszechnie stosowane, tak w rozwiązaniach systemowych, jak indywidualnych. Ramy pełnościenne mają rozpiętości do 50 m, a rzadziej stosowane ramy kratowe — do 100 m. Rozpiętości ponad 150 m (np. w hangarach lotniczych) można uzyskać za pomocą kratowych ram sprężonych.

W krajowym budownictwie stalowym są znane systemy hal i pawilonów o konstrukcji ramowej. Należą do nich: system hal R — opracowany w COBPBP *Bistyp*, hale ramowe *Mostostal* oraz system lekkiego szkieletu stalowego ZLS, stosowany głównie w budownictwie ogólnym (handel, usługi itp.).



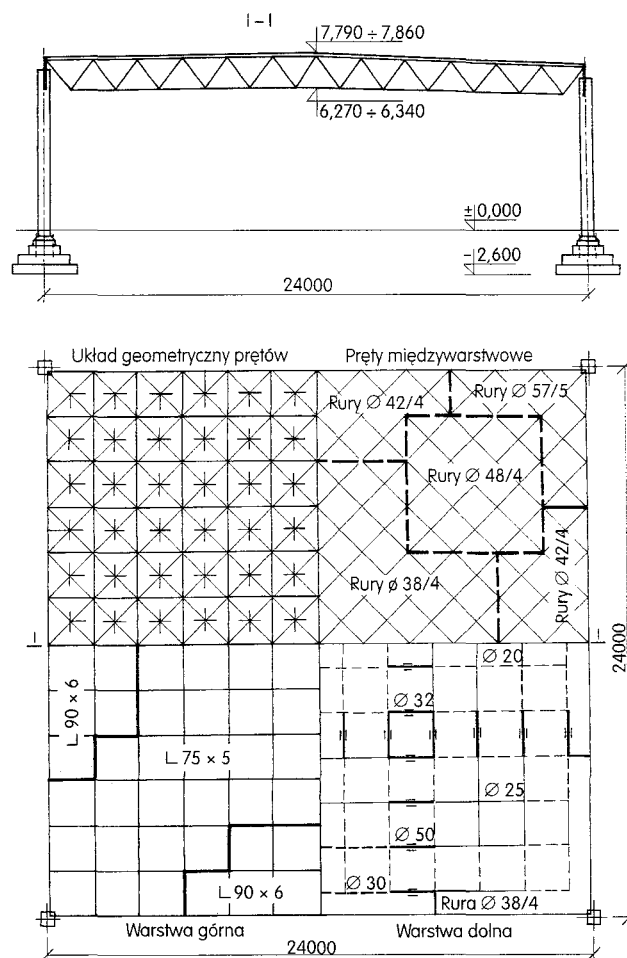
Rys. 8-20. Węzły ram pełnościennych ze ściągiem: *a)* hali bez suwnic, *b)* hali z suwnicą podwieszoną



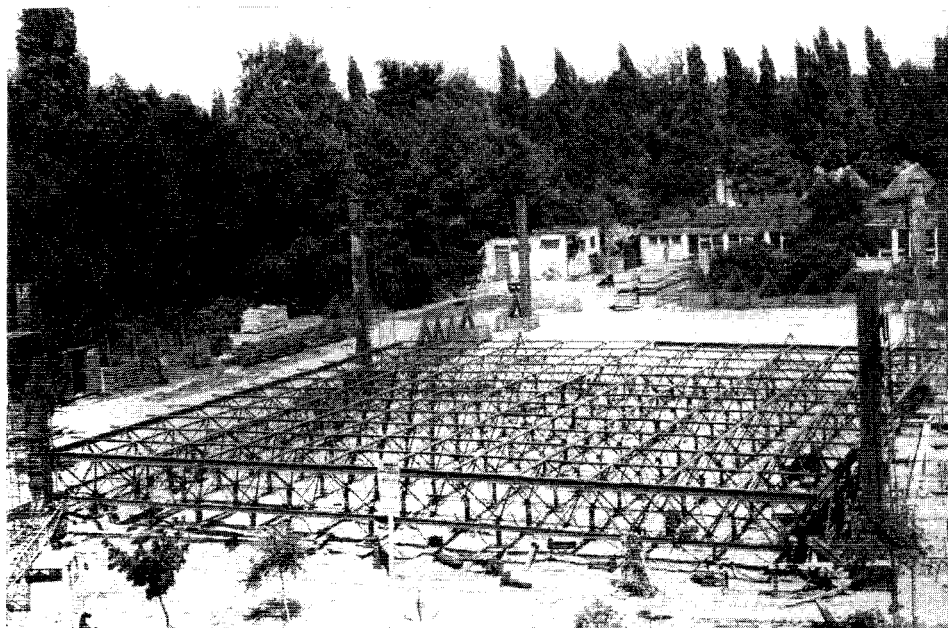
Rys. 8-21. Konstrukcja hali ramowej ze ściągiem typu *Mostostal* (fot. A. Borkowska)

Zintegrowany system hal ocieplonych *Mostostal* zawiera również rozwiązania hal o poprzecznych układach ramowych z transportem podpartym (TPR), z transportem podwieszonym (TWR) i bez transportu (BTR). Rozpiętości naw tych hal wynoszą: TPR i TWR — 18 i 24 m, natomiast BTR — 18, 24, 30 i 36 m. Elementy ram (rygle i słupy) zaprojektowano z dwuteowników spawanych na zautomatyzowanych liniach produkcyjnych. Połączenia w węzłach ram i w kalenicy dachu zaprojektowano jako doczołowe sprężone śrubami wysokiej wytrzymałości (rys. 8-20). Znaczne oszczędności zużycia stali uzyskano stosując ramy ze ściągiem (rys. 8-21).

Przekrycia strukturalne, omówione uprzednio w p. 7.4 znalazły powszechne zastosowanie w budownictwie ogólnym i przemysłowym, umożliwiając uzyskanie dużych powierzchni bezsłupowych, przy małej wysokości konstrukcyjnej przekrycia i pełnej prefabrykacji elementów składowych.



Rys. 8-22. Schemat konstrukcji hali o przekroju strukturalnym systemu *Mostostal*



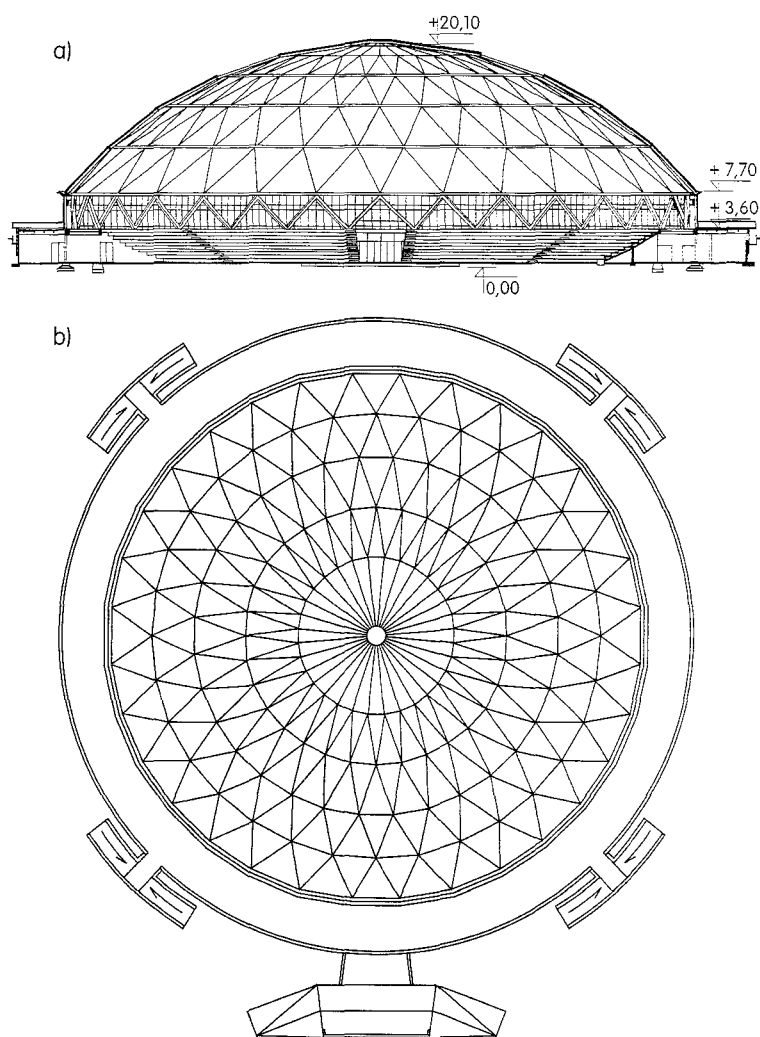
Rys. 8-23. Zmontowany pierwszy segment przekrycia strukturalnego hali typu *Mostostal*, przed ustawieniem na słupach (fot. A. Borkowska)

System hal typu *Mostostal* o przekryciach strukturalnych umożliwia budowę hal wielonawowych o segmentach ze słupami rozmieszczonymi na siatce 12×18 , 18×18 , 18×24 i 24×24 m oraz jednosegmentowych pawilonów o wymiarach w planie 30×30 i 36×36 m, ze słupami rozmieszczonymi na obwodzie boków. Wysokości budynków wynoszą $4,8 \div 7,0$ m.

Na rysunku 8-22 przedstawiono schemat konstrukcji jednej z pierwszych realizacji hali o przekryciu strukturalnym systemu *Mostostal*. Segment dachu opiera się w narożach na słupach utwierdzonych w fundamentach (w obu kierunkach) — rys. 8-23.

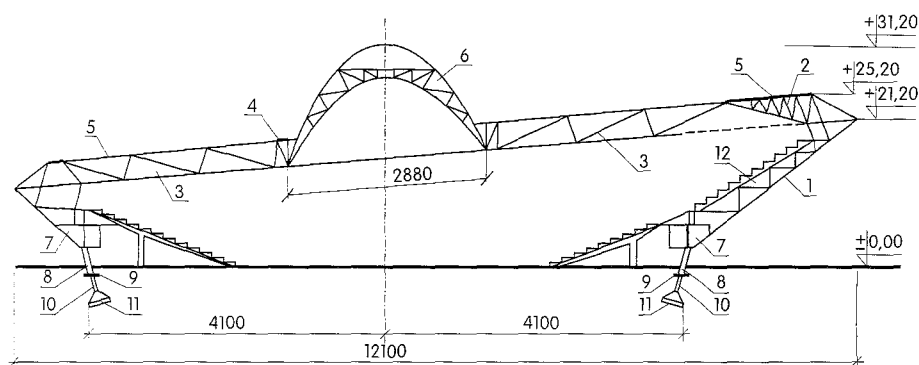
Hale stalowe o dużych rozpiętościach mają bardzo różnorodne rozwiązania konstrukcyjne, są projektowane indywidualnie, wiele z nich ma nietypowe przekrycia przestrzenne. Podane dalej **przykłady budynków halowych w Polsce**, dotyczące kilku różnych rozwiązań, mają na celu przedstawienie niektórych możliwości konstruowania obiektów użyteczności publicznej.

Hala widowiskowo-sportowa w Opolu, oddana do użytku w 1968 r., jest przykładem zastosowania przekrycia przestrzennego w formie kopuły o siatkowej konstrukcji stalowej (rys. 8-24). Kopuła ma średnicę 70 m i wysokość 16,45 m. Składa się z 5 stalowych pierścieni równoleżnikowych, połączonych ze sobą zastrzałami. Główną siatkę kopuły zagęszczono dodatkowo siatką drugorzędą, stanowiącą ruszt pod pokrycie z płyt warstwowych. Kopuła siatkowa jest oparta na pierścieniu stalowym, który za pośrednictwem łożysk przekazuje obciążenie na słupy żelbetowe, stężone u góry pierścieniem żelbetowym.



Rys. 8-24. Kopuła siatkowa nad halą widowiskową w Opolu: a) przekrój, b) rzut

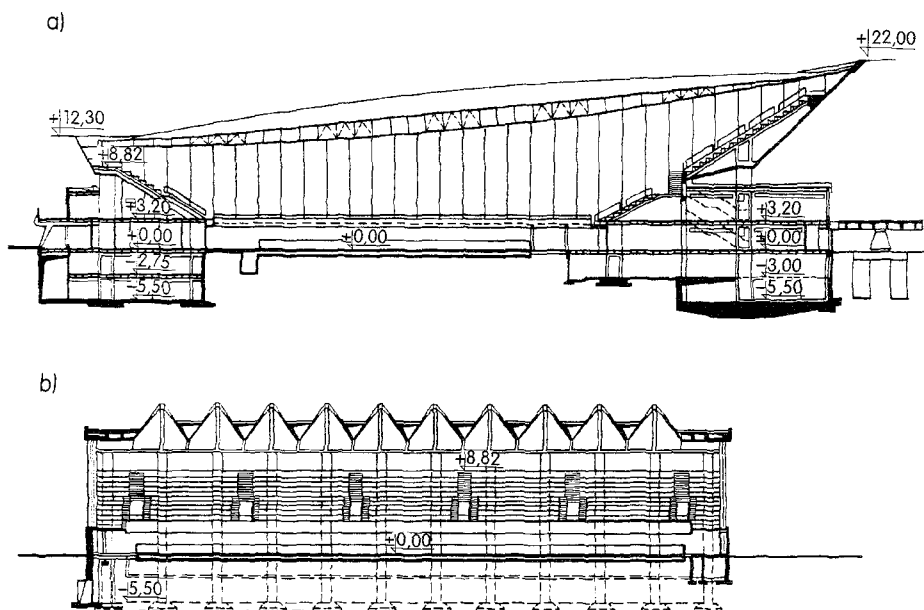
Najsłynniejsza polska *hala widowiskowo-sportowa, zwana Spodkiem, wybudowana w Katowicach* w 1971 r., ma widownię przewidzianą na 11 tys. osób. Na stalowej konstrukcji obudowy o średnicy 120 m zaprojektowano dwupłaszczyznowy dach z centralnie umieszczoną kopułą stalową (por. rys. 1-15). Bryła hali ma kształt odwróconego stożka, ściętego ukośnie płaszczyzną dachu. Powierzchnia stożkowa jest uformowana ze 120 płaskich żeber kratowych. Kołowa konstrukcja dachu jest wykonana ze 120 dźwigarów prętowo-linowych zaprojektowanych z wiązek lin rozpartych pionowymi słupami stalowymi wysokości 4 m. Dźwigary linowe są zakotwione z jednej strony w pierścieniu usztywniającym pod kopułą, a z drugiej — w obwodowym stalowym pierścieniu dachowym (rys. 8-25).



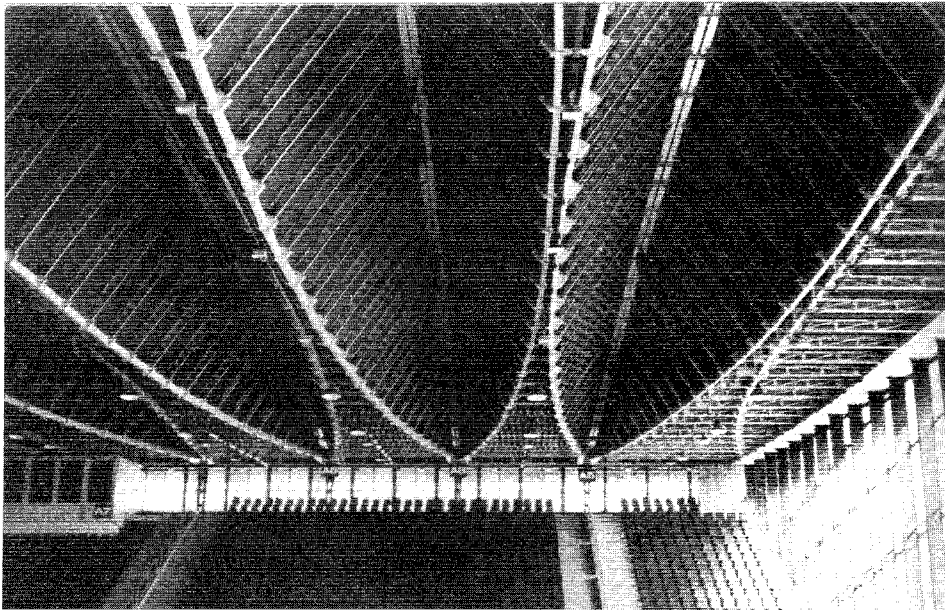
Rys. 8-25. Schemat konstrukcji hali widowiskowo-sportowej w Katowicach

1 — płaskie żebra kratowe, 2 — wsporniki żebrowe w wyższej części hali, 3 — dźwigary prętowo-linowe, 4 — pierścień usztywniający pod kopułą, 5 — obwodowy pierścień dachowy, 6 — kopuła żebrowa, 7 — skrzynkowy pierścień fundamentowy z betonu sprężonego, 8 — żelbetowe słupy prefabrykowane, 9 — pośredni pierścień fundamentowy, 10 — słupy, 11 — stopy fundamentowe

Przestrzeń między płaszczyznami pasów dźwigarów linowych jest wykorzystana na kondygnację techniczną. Jako pokrycie dachu zastosowano płyty warstwowe. Stalowa konstrukcja nośna hali przekazuje obciążenia przez łożyska na skrzynkowy pierścień fundamentowy z betonu sprężonego, a z niego przez układ słupów żelbetonowych na stopy fundamentowe. Skomplikowany sposób posadowienia hali zaprojektowano z uwzględnieniem wpływów eksploatacji górniczej.



Rys. 8-26. Schemat konstrukcji hali Olivia w Gdańsku: a) przekrój podłużny przez halę główną, b) przekrój poprzeczny



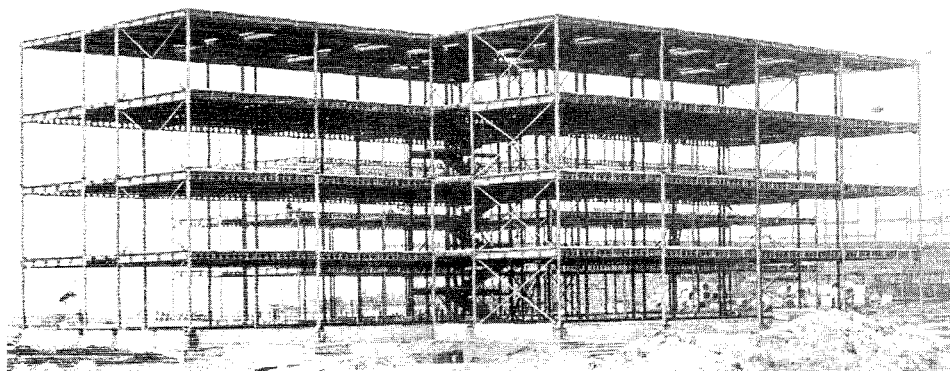
Rys. 8-27. Widok konstrukcji dachu hali Olivia w Gdańsku (od wnętrza hali)

Inną konstrukcją o nietypowym przekrociu dużej rozpiętości jest również sławna *hala widowiskowa sztucznego lodowiska Olivia w Gdańsku*, wybudowana w 1973 r. Przekrycie hali ma powierzchnię rzutu $86,16 \times 71,10$ m i wysokość $12,30 \div 22,00$ m (rys. 8-26). Nietypowe rozwiązanie przekrycia o rozpiętości ponad 80 m polega na zastosowaniu konstrukcji fałdowej o powtarzalnym podziale poprzecznym co 6 m, składającej się z 9 dźwigarów środkowych (w kształcie litery V) oraz 2 dźwigarów skrajnych. Dźwigary te mają zakrzywiony parabolicznie pas dolny, który został sprężony za pomocą kabli umieszczonych w ceownikach $\square 220$ pasa dolnego (rys. 8-27).

8.3. Budynki wielokondygnacyjne

Budynki wielokondygnacyjne (wielopiętrowe) mają więcej niż 2 kondygnacje nadziemne. Rozróżnia się budynki:

- niskie — do 12 m włącznie nad poziomem terenu lub mieszkalne o wysokości do 4 kondygnacji włącznie,
- średniowysokie — ponad 12 m do 25 m włącznie nad poziomem terenu lub mieszkalne o wysokości do 9 kondygnacji włącznie,
- wysokie — ponad 25 m do 55 m włącznie nad poziomem terenu,
- wysokościowe — powyżej 55 m nad poziomem terenu.



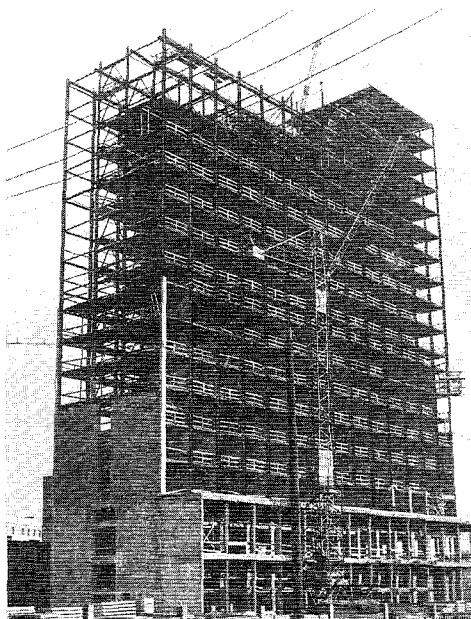
Rys. 8-28. Szkielet stalowy budynku 3-piętrowego

Budynki wysokościowe, których długość i szerokość są do siebie podobne i wielokrotnie mniejsze niż ich wysokość, określa się jako budynki wieżowe.

Budynki wielokondygnacyjne o konstrukcji stalowej są wznoszone głównie w miastach jako biurowe, hotelowe, handlowe, usługowe i mieszkalne. Budynki o kilku kondygnacjach są wznoszone jako produkcyjne i magazynowe, m.in. dla przemysłu lekkiego, elektronicznego i teletechnicznego, a także jako obiekty służby zdrowia, szkolnictwa, nauki, administracji itp. (rys. 1-13 i 8-28).

Wielokondygnacyjne budynki o konstrukcji szkieletowej ze stali mają rozmaite rozwiązania statyczno-konstrukcyjne; można wyróżnić układy:

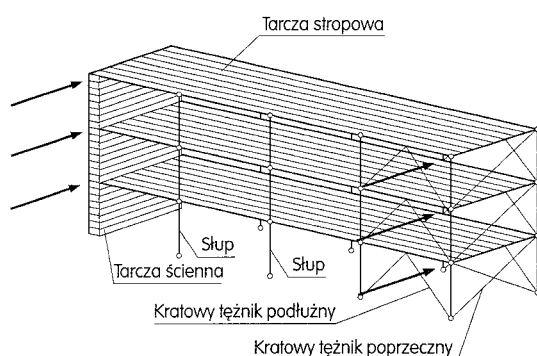
- przegubowy z tężnikami (tarczami) pionowymi w postaci ścian (rys. 8-29),
- ram płaskich o węzłach sztywnych,
- ram płaskich z tężnikami w płaszczyźnie ramy,
- przegubowy z płaskimi tężnikami kratowymi,
- przegubowy z trzonem żelbetowym bądź stalowym, tj. układ trzonolinowy,
- przegubowy z przestrzennymi ramami kratowymi,
- powłokowy (powierzchniowy).



Rys. 8-29. Konstrukcja budynku wielokondygnacyjnego

Istotą każdego układu konstrukcyjnego jest zapewnienie nośności i stateczności przy wszystkich możliwych obciążeniach występujących w czasie budowy i eksploatacji. Ze względu na obciążenia poziome od wiatru i od ewentualnych oddziaływań sejsmicznych bądź parasejsmicznych konieczne jest na ogół stosowanie układów (systemów) stężających w postaci płaskich lub przestrzennych tężników kratowych, ścian i trzonów żelbetowych oraz sztywnych poziomych tarcz stropowych przejmujących poziome obciążenia ze ścian zewnętrznych i rozdzielających je na układy stężeń pionowych. Układy powierzchniowe stosowane w najwyższych budynkach świata mają tężniki jedno- lub dwupowłokowe o innym rozwiązaniu konstrukcyjnym.

Schemat najprostszego układu prętów szkieletu nośnego z podstawowymi układami stężającymi pokazano na rys. 8-30.

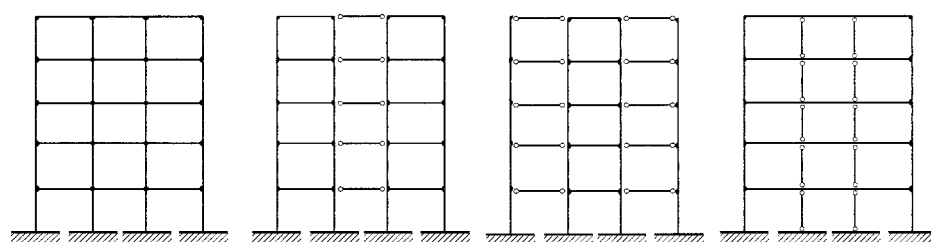


Rys. 8-30. Schematyczny układ prętów i tarcz stężających szkielet stalowy

Słupy budynków szkieletowych muszą być dostosowane do schematu konstrukcji nośnej i przewidywanych obciążeń. Stosuje się słupy o przekrojach dwuteowych (walcowane i spawane z blach), skrzynkowych, okrągłych i innych.

Rygle budynków szkieletowych o konstrukcji ramowej i przegubowej projektuje się zazwyczaj z dwuteowników walcowanych; rzadziej są to przekroje skrzynkowe.

Ramy stalowe, stanowiące najczęściej poprzeczne układy nośne budynków o wysokości do 10 kondygnacji, mogą mieć wszystkie węzły sztywne lub tylko część połączeń słupów z ryglami jest sztywna, a pozostałe są przegubowe (rys.



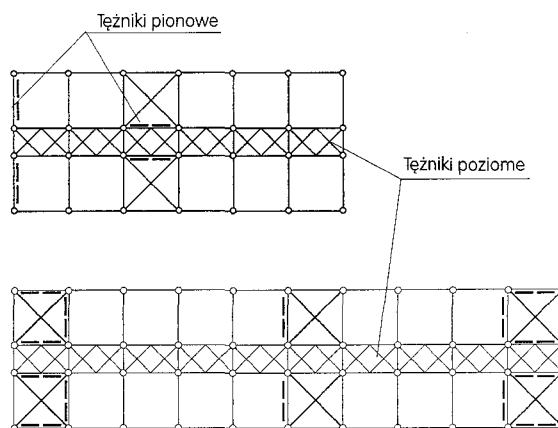
Rys. 8-31. Schematy statyczne niektórych układów ramowych (złożonych ze słupów i rygli)

8-31). Konstrukcje tego rodzaju należą do ram przechyłowych (ram o węzłach przesuwnych), których poziome przemieszczenia są dość duże. Rama o wszystkich węzłach sztywnych wykazuje najmniejsze przemieszczenia poziome, ale duża ilość sztywnych połączeń rygli ze słupami zwiększa pracochłonność wykonania i utrudnia montaż szkieletu. Oprócz ram o węzłach sztywnych stosuje się również konstrukcje szkieletowe o łatwiejszych do wykonania węzłach podatnych (por. rys. 4-1).

W budynkach wielokondygnacyjnych o konstrukcji stalowej można stosować **stropy** z belkami stalowymi lub płyty stropowe (por. p. 8.1):

- żelbetowe pełne, kanałowe i gęstożebrowe,
- zespolone,
- stalowe z różnego typu blach fałdowych, specjalnych kształtek bądź lekkich dźwigarów kratowych.

Tarcze stropowe o dużej sztywności poziomej zapewniają stropy z monolityczną płytą żelbetową (np. zespolone stalowo-żelbetowe). W stropach z płytami prefabrykowanymi, ceramicznymi lub innej konstrukcji konieczne jest sztywne połączenie żeber stropu z podciągami (w płaszczyźnie stropu) albo zastosowanie **tężników poziomych** (rys. 8-32).



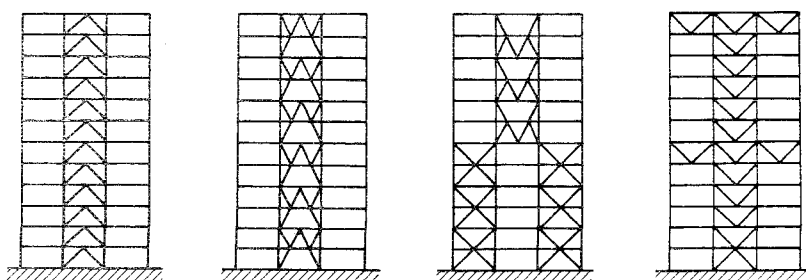
Rys. 8-32. Schemat rozmieszczenia tężników pionowych i poziomych w konstrukcji przegubowego budynku o rzucie w kształcie wydłużonego prostokąta

W celu osłonięcia konstrukcji stropu oraz przewodów instalacyjnych stosuje się często lekkie **sufity podwieszone**.

Wielokondygnacyjne budynki o konstrukcji stalowej mają na ogół **ściany zewnętrzne nienośne** z płyt warstwowych lub innych elementów lekkiej obudowy. Spełniają one najczęściej funkcję przegrody osłonowej i są opierane na odpowiednich elementach szkieletu, a więc obciążają szkielety. Niekiedy ściany te są posadowione na gruncie za pośrednictwem własnego fundamentu i połączone ze szkieletem odpowiednimi zakotwieniami. Przenoszą wówczas ciężar własny i nie obciążają szkieletu siłami pionowymi, a jedynie przekazują na niego siły poziome.

Wewnętrzne ściany działowe projektuje się jako lekkie o rozwiązaniach zapewniających wymaganą izolacyjność akustyczną i odporność ogniową. Tylko niektóre układy konstrukcyjne mają ściany betonowe i żelbetowe, spełniające funkcję stężających tarcz pionowych.

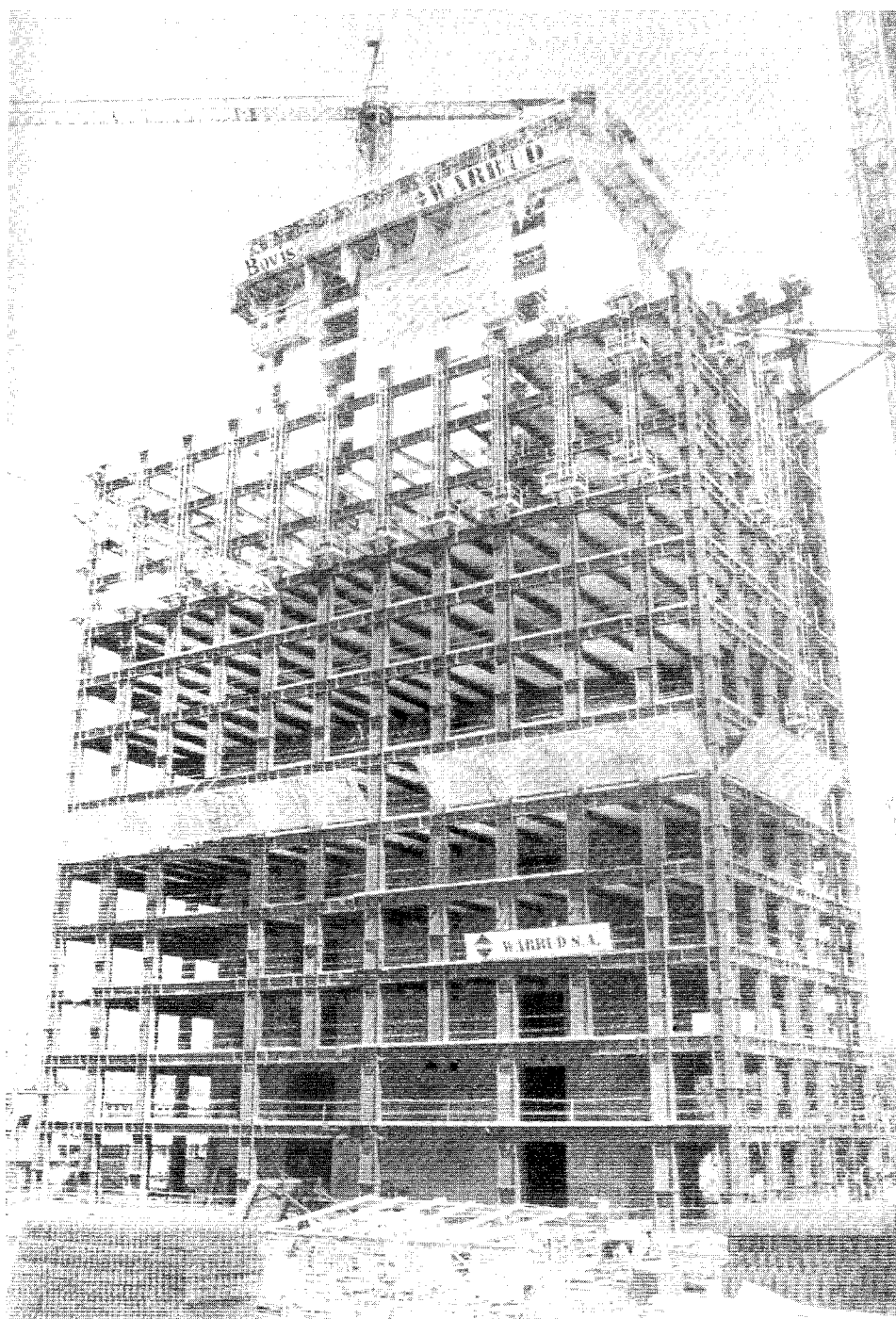
Tężniki pionowe w szkieletach przegubowych (rys. 8-33) służą do zapewnienia sztywności i stateczności całej konstrukcji na działanie wiatru, a na terenach sejsmicznych — również na działanie trzęsień ziemi. Płaskie tężniki kratowe rozmieszcza się tak, aby była zapewniona stateczność budynku w czasie montażu konstrukcji i podczas użytkowania. Funkcję tężników pionowych mogą przejąć w niektórych rozwiązaniach poprzeczne ściany usztywniające lub trzony, najczęściej żelbetowe.



Rys. 8-33. Układy tężników pionowych w stalowych szkieletach przegubowych

W budynkach powyżej 10 kondygnacji nie stosuje się tężników z pojedynczych kratownic, tylko znacznie sztywniejsze tężniki złożone z kratownic pionowych połączonych skratowaniem poziomym na jednym lub kilku poziomach. Stężenia muszą zapewniać taką sztywność budynku, aby największe przemieszczenie poziome nie przekroczyło $1/500$ wysokości konstrukcji. Budynki wysokie i wysokościowe należą do budowli podatnych na dynamiczne działanie wiatru, tak więc ich projektowanie wymaga uwzględnienia zwiększonego obciążenia wiatrem i obciążeń pochodzących od niektórych wpływów aerodynamicznych.

Budynki wysokie i wysokościowe wzniesione w dużych miastach naszego kraju w latach 90. to na ogół **konstrukcje z wewnętrznym trzonem żelbetowym** połączonym z układami przegubowymi lub ramowymi (rys. 8-34). Żelbetowy trzon stężający budynek jest na ogół wykorzystywany jako chroniąca przed ogniem obudowa pionowych ciągów komunikacyjnych (szybów dźwigowych i klatek schodowych). Trzon żelbetowy, będący w zasadzie wieżą utwierdzoną w fundamencie, przenosi głównie siły poziome działające na budynek. Szkielet stalowy otaczający trzon żelbetowy może mieć połączenia przegubowe. Stropy oparte z jednej strony na trzonie służą jako tarcze przekazujące obciążenia poziome ze ścian zewnętrznych na konstrukcję trzonu. Trzon żelbetowy wykonuje się techniką betonowania ciągłego w deskowaniach ślizgowych. Ustroje trzonowe są stosowane dość powszechnie w budynkach do 40, a nawet 50 kondygnacji.



Rys. 8-34. Konstrukcja budynku Warsaw Trade Tower w czasie realizacji (1998 r.)

Niektóre budynki wysokościowe mają nietypowe rozwiązania ustrojów trzonowych. Należy do nich m.in. Pałac Kultury i Nauki w Warszawie o trzonie stalowym z grubych blach uźebrowanych.

Najwyższy w Polsce budynek o konstrukcji stalowej z trzonem żelbetowym wybudowano w Warszawie w 1999 r. Jest to Warsaw Trade Tower (rys. 8-34) o 42 piętrach i wysokości części użytkowej wynoszącej 184 m. Całkowita wysokość tego budynku, wliczając antenę-iglicę, jest równa 208 m. Konstrukcję stalową wykonano przy użyciu zagranicznych dwuteowników szerokostopowych, stropy międzypiętrowe mają płyty żelbetowe wykonane na blachach fałdowych (por. p. 8.1).

8.4. Inne konstrukcje stalowe

Konstrukcje stalowe występują w tak wielu obiektach budowlanych, inżynierskich i specjalnych (por. p. 1.4), że trudno jest wyczerpująco omówić przykłady ich rozwiązań. Ograniczono się więc do przedstawienia niektórych przykładów.

Konstrukcje z blach, stanowiące nośną część samodzielnie pracujących budowli, są dość liczną i bardzo urozmaiconą grupą konstrukcji stalowych. Zalicza się do nich m.in. zbiorniki na ciecze i gazy, silosy i zasobniki na materiały sypkie, kominy, galerie powłokowe, rurociągi dużej średnicy, a także specjalne konstrukcje przemysłowe, np. piece hutnicze, reaktory chemiczne, nagrzewnice, komory odpylania itp.

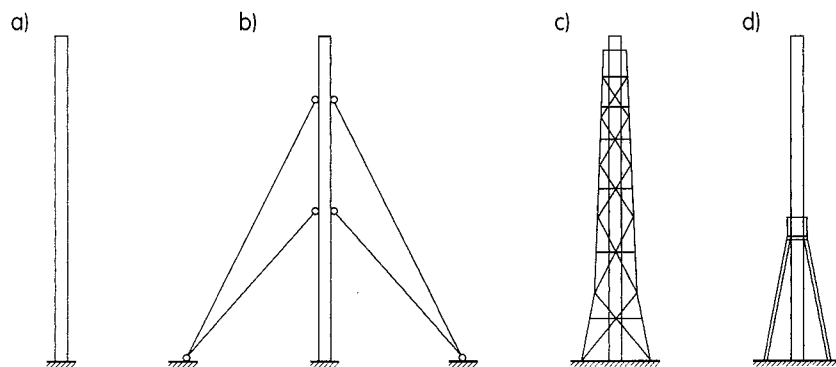
Konstrukcje z blach stanowią cienkościenne powłoki przestrzenne o różnych kształtach, najczęściej obrotowe. W zależności od rodzaju konstrukcji i warunków użytkowych, można je klasyfikować również jako:

- naziemne lub podziemne,
- ciśnieniowe lub bezciśnieniowe,
- obciążone tylko statycznie albo również dynamicznie,
- poddane działaniu wysokiej lub niskiej temperatury.

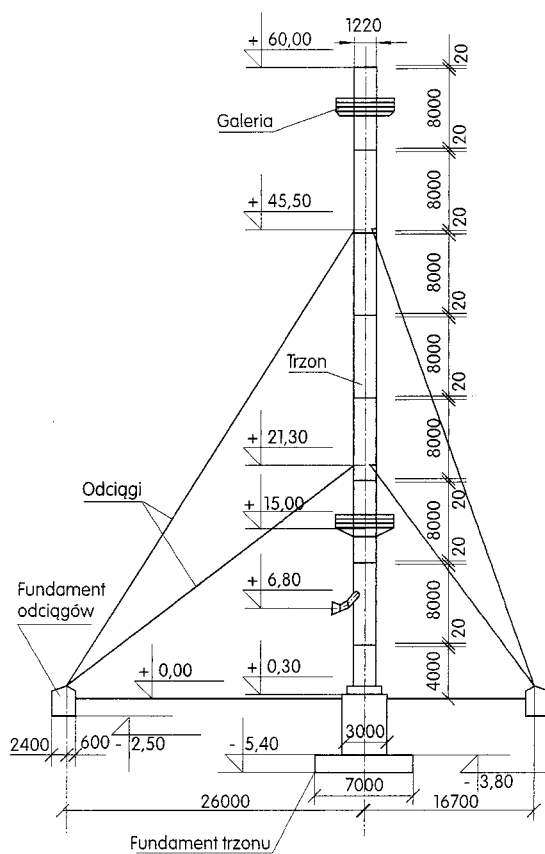
Cienkościenne konstrukcje z blach są wrażliwe na miejscową utratę stateczności oraz na korozję stali. Większość tych konstrukcji jest eksploatowana na odkrytym terenie, poza budynkami, zatem są one narażone na działanie niskiej temperatury otoczenia i możliwość wystąpienia kruchych pęknięć. Z tego względu należy stosować w takich konstrukcjach stal o sprawdzonych właściwościach plastycznych. Stal nieuspokojona może być używana tylko na elementy drugorzędne.

Większość konstrukcji z blach jest łączona za pomocą spawania. Tylko niektóre, zwłaszcza silosy, mają także połączenia śrubowe i zaciskowe.

Kominy stalowe są najpowszechniej występującą grupą konstrukcji z blach; cechują się smukłym kształtem i dużą wysokością. Są one stosowane głównie do



Rys. 8-35. Podstawowe typy konstrukcji kominów stalowych (objaśnienia w tekście)



Rys. 8-36. Komin z odciągami linowymi

wyprowadzenia w wyższe warstwy atmosfery spalin lub innych gazów powstających w procesach produkcyjnych wielu zakładów przemysłowych, w kotłowniach, elektrociepłowniach itp.

Rozróżnia się następujące rodzaje konstrukcji kominów stalowych:

- wolno stojące (rys. 8-35a),
- z odciągami linowymi (rys. 8-35b),
- w wieży kratowej; także kominy wieloprzewodowe (rys. 8-35c),
- z dodatkowym podparciem (rys. 8-35d).

Na rysunku 8-36 przedstawiono przykład komina stalowego z odciągami linowymi.

Zbiorniki stalowe na ciecze i gazy stanowią największą grupę konstrukcji z blach, mających dość zróżnicowane rozwiązania.

Zbiorniki na ciecze służą do przechowywania ropy naftowej i paliw płynnych (paliwa silnikowe i lotnicze, oleje napędowe i opałowe), skroplonych gazów, wody oraz innych substancji ciekłych (melasy, płynnej siarki, gnojowicy itp.).

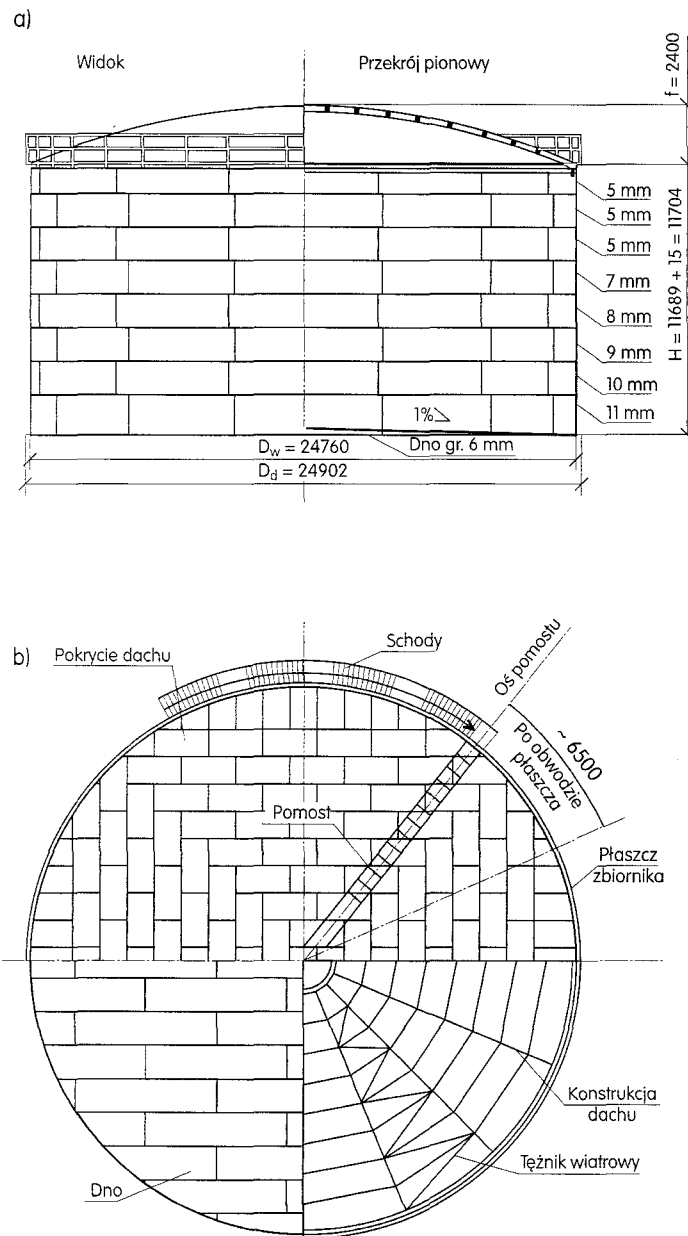
Zbiorniki na gazy są przeznaczone głównie do magazynowania gazów palnych używanych w przemyśle i gospodarce komunalnej. O ile zbiorniki na ciecze są przeważnie bezciśnieniowe (przejmujące parcie hydrostatyczne cieczy), to zbiorniki na gaz są niskociśnieniowe i ciśnieniowe (przejmujące ciśnienie eksploatacyjne magazynowanych gazów). Zbiorniki na ciecze łatwo parujące (np. na skroplone gazy) projektuje się i konstruuje jak zbiorniki ciśnieniowe na gaz i wyposaża w niezbędną zewnętrzną izolację termiczną.

Zbiorniki na ciecze można podzielić ze względu na kształt i rozwiązanie konstrukcyjne na:

- walcowe (cylindryczne) pionowe, naziemne i podziemne,
- walcowe (cylindryczne) poziome, naziemne i podziemne,
- kuliste,
- wieżowe.

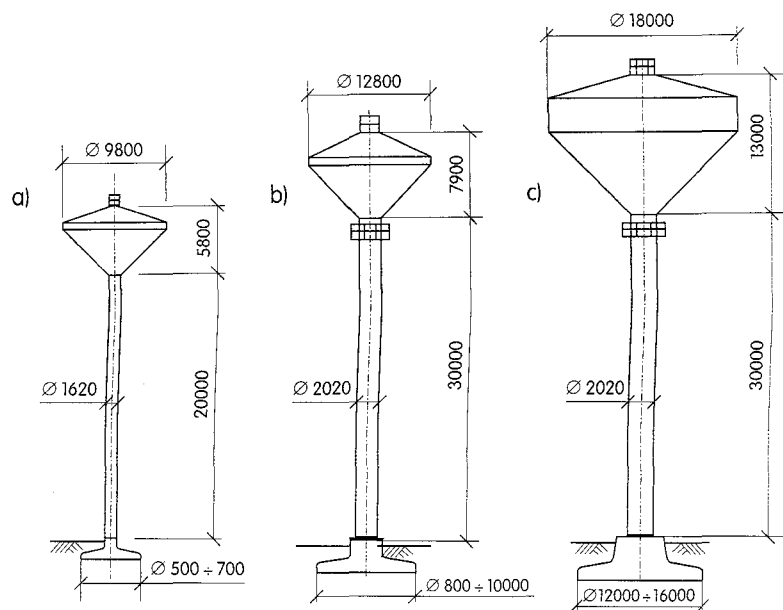
Największe pojemności (do 200 tys. m³) mają naziemne zbiorniki walcowe pionowe. Są też one najczęściej stosowane. Zbiorniki walcowe pionowe podziemne, o pojemności do 5 tys. m³, których niezbędnym elementem konstrukcyjnym jest obudowa żelbetowa przejmująca parcie gruntu, mają na ogół w środku słup stalowy podpierający konstrukcję dachu. Zbiorniki walcowe poziome (naziemne), o pojemności do 400 m³, wykonuje się w całości w wytwórni i transportuje na miejsce przeznaczenia. Zbiorniki kuliste na skroplone gazy mają pojemność do 3,5 tys. m³, a zbiorniki na gazy opałowe — do 50 tys. m³. Do przechowywania gazów skroplonych mogą być stosowane także dwupowłokowe zbiorniki walcowe pionowe, naziemne lub podziemne, izolowane termicznie. Zbiorniki wieżowe na wodę, umieszczone na stalowej konstrukcji wsporczej, mają w Polsce pojemność nie przekraczającą 1,5 tys. m³, chociaż na świecie są rozwiązania zbiorników sferoidalnych o pojemności do 12 tys. m³.

Na rysunku 8-37 przedstawiono przykład zbiornika z dachem stałym na paliwa płynne, o pojemności 5 tys. m³.



Rys. 8-37. Zbiornik walcowy pionowy z dachem stałym: a) widok z boku i przekrój pionowy, b) rzut z góry z widokiem na pokrycie dachu (część górna) oraz dno i konstrukcję dachu (część dolna)

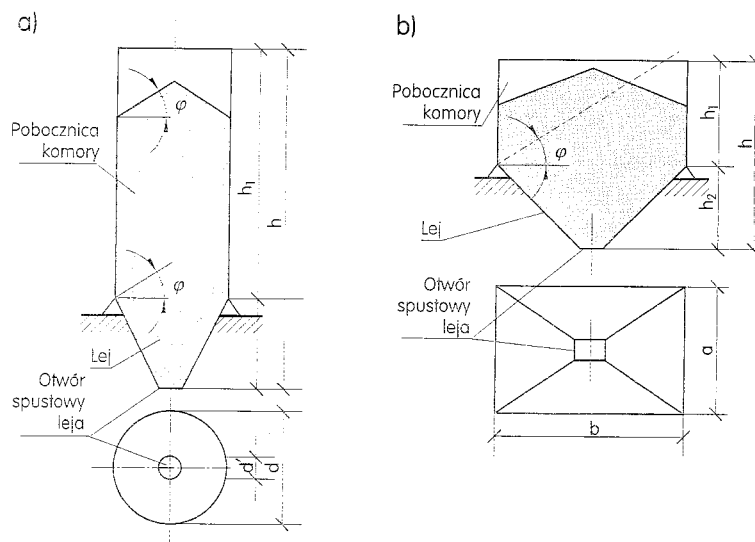
Na rysunku 8-38 pokazano schemat rozwiązania systemu stalowych zbiorników wieżowych na wodę, opracowanego w biurze Mostostal-Projekt SA. Zbiorniki o pojemności $150+1500\text{ m}^3$ mają kształt dwóch odwróconych stożków i odcinka powłoki cylindrycznej między nimi. Wspierają się na stalowych trzonach rurowych zakotwionych w żelbetowych płytach fundamentowych. Innym przykładem ciekawego polskiego rozwiązania projektowego jest zbiornik wieżowy w Ciechanowie (por. rys. 1-17) o pojemności 1500 m^3 , na konstrukcji wsporczej o wysokości 22 m.



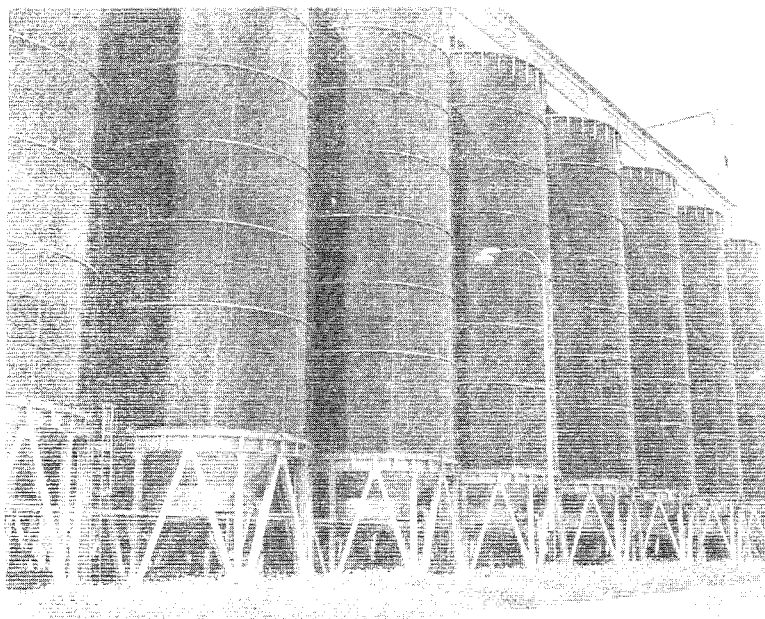
Rys. 8-38. System konstrukcyjny zbiorników wieżowych na wodę: a) pojemność 150 m^3 , b) pojemność 300 m^3 , c) pojemność 1500 m^3

Silosy i zasobniki na materiały sypkie są to zbiorniki pionowe przeznaczone do czasowego przechowywania takich produktów i materiałów, jak: cement, cukier, piasek, zboże i produkty zbożowe, ruda, węgiel, żwir. Wspólną cechą silosów i zasobników jest grawitacyjny sposób ich opróżniania przez lej w dolnej części zbiornika, różnią się natomiast nie tylko kształtem i konstrukcją, lecz także sposobem przekazywania obciążeń od składowanego materiału.

Silos jest to zbiornik dość smukły, w którym płaszczyzna poprowadzona od spodu poboczniczy komory (ściany pionowej) pod kątem tarcia wewnętrznego składowanego materiału przecina pobocznice lub przeciwległą ścianę komory silosu (rys. 8-39a). Jeśli poprowadzona tak samo płaszczyzna ukośna przecina powierzchnię składowanego materiału i wierzch zbiornika, to taką konstrukcję



Rys. 8-39. Schematy zbiorników na materiały sypkie: a) silos, b) zasobnik



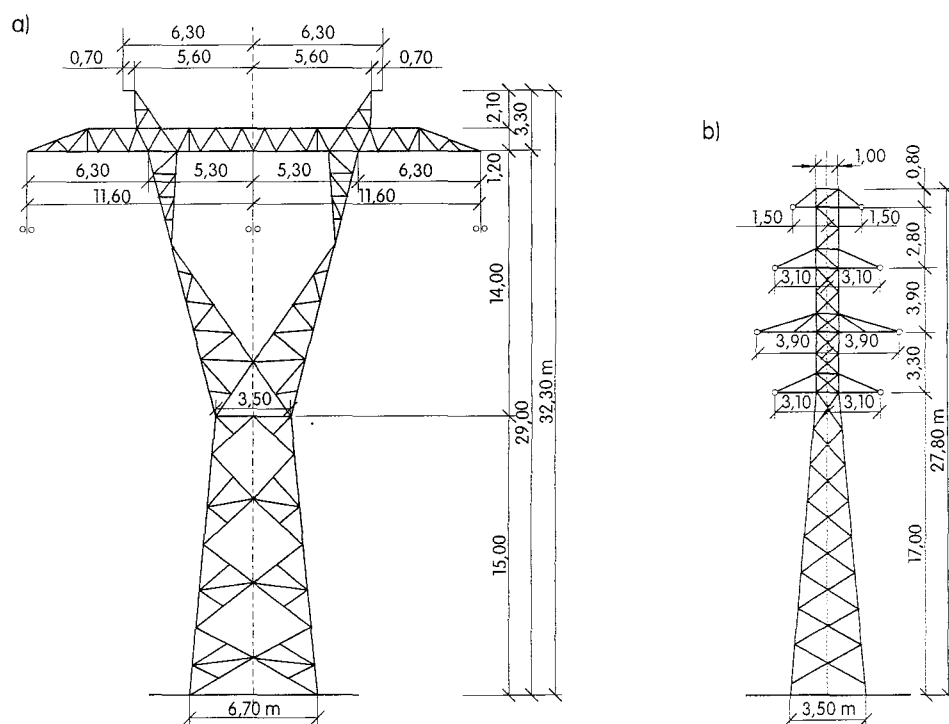
Rys. 8-40. Zespół silosów (elewator) na zboże, o dużej pojemności magazynowania ziarna

krępa nazywa się zasobnikiem (rys. 8-39b). Przekrój poprzeczny silosu jest na ogół kołowy, zasobnika — prostokątny lub kwadratowy.

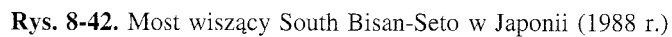
Silosy stalowe na materiały sypkie, o pojemności do kilkuset metrów sześciennych, są na ogół ustawiane na słupach i mają od dołu leje zakończone zasuwami do rozładunku. Sam silos ma komorę cylindryczną wykonaną z blachy płaskiej lub falistej, jest od góry przekryty dachem z otworami do napełniania i odpowietrzania. Pobocznice silosów mogą być wzmacniane żebrami pionowymi (podłużnicami) i poziomymi (węgami).

Silosy mogą być budowane i eksploatowane jako zbiorniki pojedyncze, np. silosy na ziarno w gospodarstwie rolnym, albo mogą stanowić zespół zblokowany, np. elewatory zbożowe o dużej pojemności łącznej, wyposażone we wspólne urządzenia do napełniania komór i odbioru ziarna (rys. 8-40).

Zasobniki stalowe służą najczęściej do przechowywania takich materiałów sypkich lub zbryłowanych, jak: węgiel, klinkier, rudy metali, piasek, żwir. Stosuje się je jako zbiorniki pojedyncze lub łączone w zespoły poziome bądź poziome i pionowe. Pojedynczy zasobnik składa się z górnej części graniastosłupowej usztywnionej na zewnątrz żebrami pionowymi, leja uźebrowanego poziomo oraz konstrukcji wsporczej (słupów).



Rys. 8-41. Schemat konstrukcji typowych słupów przelotowych linii elektroenergetycznej: a) jednotorowej 400 kV, b) dwutorowej 100 kV



- **lekkie i wysokie konstrukcje prętowe** — słupy napowietrznych linii elektroenergetycznych (rys. 8-41), maszty i wieże antenowe, wieże kratowe wspierające kominy (por. rys. 1-18) lub instalacje przemysłowe,
- **estakady** suwnic i rurociągów,
- **mosty** (rys. 8-42), **wiadukty**, **kładki** dla pieszych itp.

Rysunki techniczne są częścią dokumentacji projektowej, na której podstawie można wykonać elementy konstrukcyjne, połączyć je w zespoły i układy oraz zmontować w całość konstrukcji obiektu budowlanego.

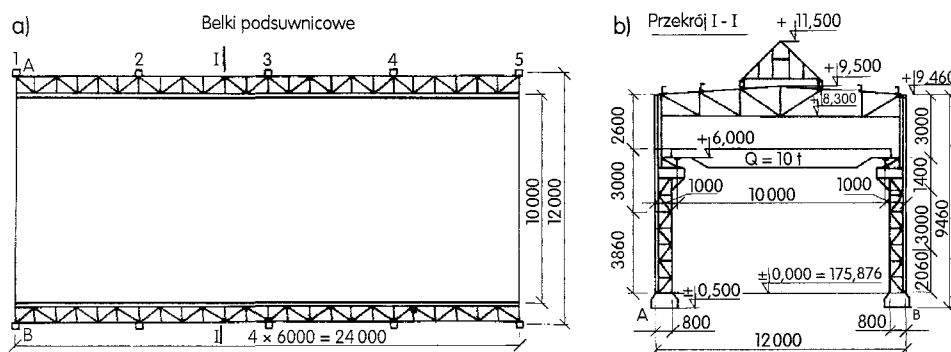
Ogólne zasady przedstawiania rysunków technicznych i ich wymiarowania są podane w normach krajowych i międzynarodowych, np.:

- w PN-ISO 129:1996 — definicje i zasady ogólne wymiarowania na rysunkach technicznych,
- w PN-B-01040:1994 — zasady sporządzania rysunków konstrukcji budowlanych,
- w PN-ISO 5261:1994, uzupełnionej arkuszem krajowym (Ak) — zasady sporządzania rysunków roboczych elementów i szczegółów konstrukcji metalowych,
- w PN-EN 22553:1997 (oznaczanej też jako PN-ISO 2553:1997) — umowne przedstawianie na rysunkach technicznych połączeń spawanych, zgrzewanych i lutowanych.

W wymienionych normach, a także w dawnej PN-64/B-01043 (dotyczącej rysunków konstrukcji stalowych), określono m.in. rodzaje rysunków, zasady przedstawiania i wymiarowania elementów w rzutach, widokach i przekrojach, podano graficzne oznaczenia wyrobów hutniczych, łączników, otworów na śruby, przykłady wykazów materiałowych, kodowania elementów wysyłkowych itp.

Wśród rysunków konstrukcji stalowych warto wyróżnić rysunki schematyczne, robocze, zestawieniowe (złożeniowe) i montażowe.

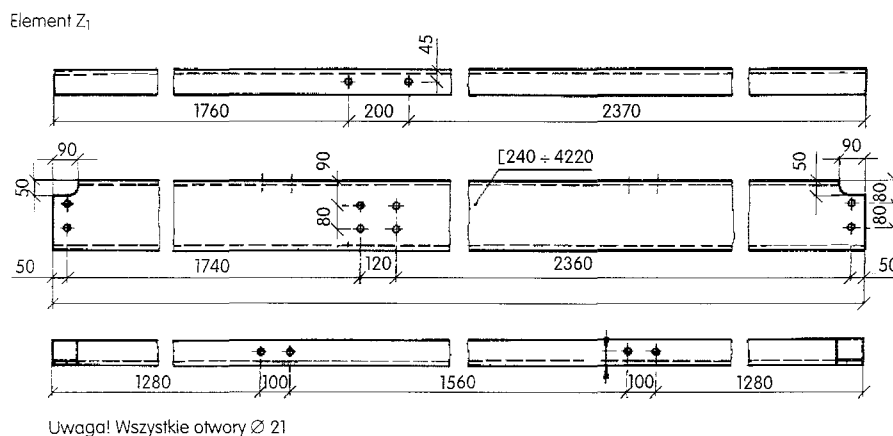
Rysunki schematyczne konstrukcji lub układów konstrukcyjnych są rysunkami ideowymi, na których jedną linią pokazuje się zasadnicze elementy i części konstrukcji (bez połączeń, węzłów itp.) z ich głównymi wymiarami. Rysunki te powinny zawierać rzuty, przekroje poprzeczne i podłużne, schematyczne oznaczenia suwnic, dźwigów i innych elementów wyposażenia obiektu, związanych z konstrukcją. Na rzutach kondygnacji nanosi się rozstawy głównych elementów konstrukcyjnych i stężenia poziome; w odniesieniu do hal przemysłowych należy sporządzić rzut w poziomie suwnic (rys. 9-1).



Rys. 9-1. Przykład rysunku schematycznego hali stalowej: a) rzut hali w poziomie belek podsuwnicowych, b) przekrój poprzeczny

Rysunki robocze elementu (rys. 9-2) lub zespołu elementów, wraz z wykazami materiałów, muszą zawierać wszystkie informacje niezbędne do wykonania tych elementów. Na rysunkach roboczych powinny być pokazane wszystkie pozycje (części) składające się na dany element oraz jego połączenia z sąsiednimi elementami, jak również nawiązanie do głównych osi, poziomów i węzłów.

Uzupełnieniem rysunków roboczych są wykazy materiałowe, stanowiące zestawienia poszczególnych pozycji z podaniem oznaczeń, wymiarów, masy oraz rodzaju i gatunku materiału (tab. 9-1). Każda pozycja powinna być oznaczona kolejnym numerem (cyfry arabskie). Przez pozycje należy rozumieć podstawowe elementy konstrukcji, które mogą być wykonane bez zastosowania łączników (spoin, śrub, nitów, zgrzein). Rysunek roboczy może przedstawiać konstrukcję składającą się z wielu pozycji lub też konstrukcję zawierającą tylko jedną pozycję (rys. 9-2). Rysunki robocze wykonuje się na ogół w podziale 1 : 10.



Rys. 9-2. Przykład rysunku roboczego zawierającego tylko jedną pozycję

Tabela 9-1

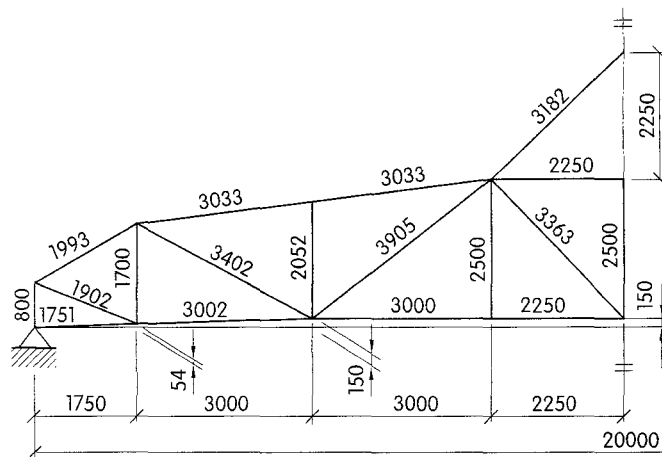
Przykładowy wykaz stali

Jedn. projekt		Wykaz stali nr 3 B-X-1681				Nr proj. B-X-1681		Strona 25	
BRP							Arkusz 23	
Zamawiający: Z.L.O.						Poz. od 346 do 365			
Element: SŁUP S7						Dnia			
Miejsce budowy: BUD. Nr 33						Wykonał			
						Sprawdził			
Poz.	Liczba [szt.]	Przedmiot	Długość [mm]	Masa jedn. [kg/m]	Masa 1 szt. [kg]	Masa całkow. [kg]	Materiał	Uwagi	
		SŁUP S7 szt. 3							
346	2	L 90×60×8	3700	8,96	33,15	66,3	St3S		
347	4	L 90×60×8	1320	8,96	11,83	47,3			
348	2	C 240	2010	33,20	66,73	133,5			
349	2	L 80×8	740	9,66	7,15	14,3			
350	14	L 50×5	740	3,77	2,79	39,1			
351	2	C 260	1380	37,90	52,30	104,6			
352	2	∅ 350×20	450	54,95	24,72	49,4			
353	8	∅ 145×10	220	11,40	2,51	20,1			
354	4	∅ 90×8	110	5,65	0,62	2,5			
355	4	∅ 155×10	240	12,17	2,92	11,7			
356	2	∅ 200×12	700	18,84	13,19	26,4			
357	2	∅ 100×10	770	7,85	6,04	12,1			
358	2	∅ 70×10	160	5,50	0,88	1,8			
359	4	∅ 250×8	300	15,70	4,71	18,8			
360	4	∅ 100×10	200	7,85	1,57	6,3			
361	1	∅ 140×10	320	11,00	3,52	3,5			
362	8	L 50×5	940	3,77	3,54	28,3			
363	8	L 50×5	940	3,77	3,54	28,3			
364	2	∅ 180×10	3000	14,10	42,30	84,6			
365	2	C 240	5890	33,20	195,55	391,0			
						1090			
		Dodatek na spoiny 1,5%				16			
						1106	×3=	3318 kg	

Na treść rysunków roboczych składają się:

- 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 lub na montażu.

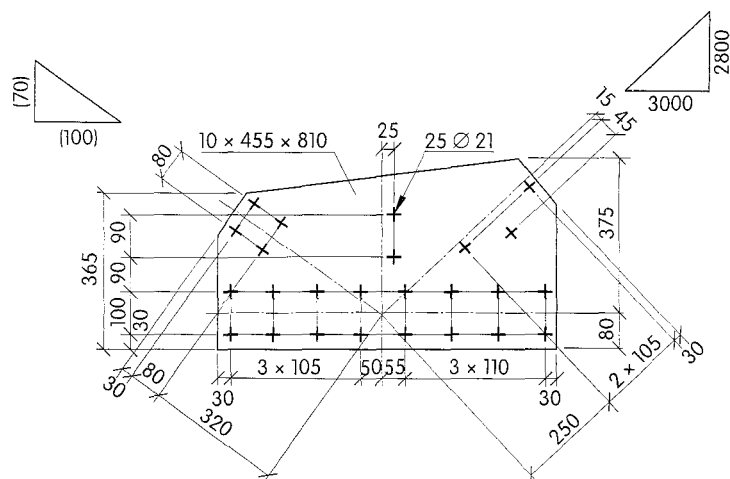
Rysunki robocze elementów kratowych powinny być objaśnione przez narysowanie w zmniejszeniu geometrycznej siatki kratownicy i naniesienie na nią teoretycznych długości prętów (rys. 9-3).



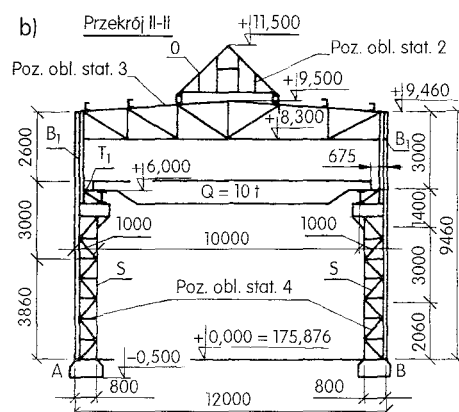
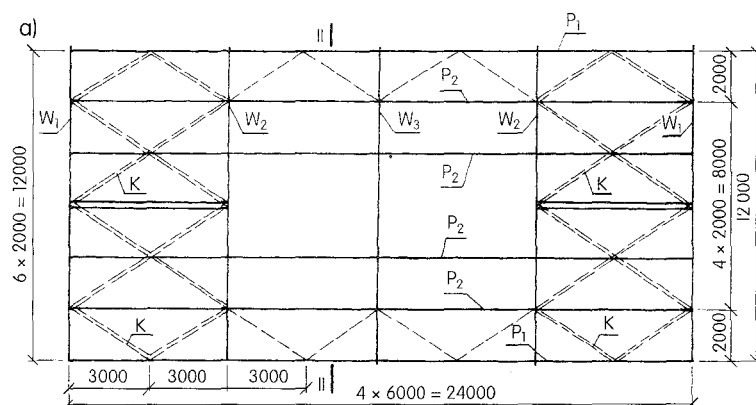
Rys. 9-3. Siatka geometryczna kratownicy dachowej (wg PN-ISO 5261:1994)

Rysunki robocze, zwane także warsztatowymi, służą do wykonania w wytwórni każdej części, każdego elementu bądź zespołu wysyłkowego. Wymagana jest szczególna staranność ich wykonania oraz dokładność i przejrzystość wymiarowania. Opracowanie i wymiarowanie rysunków warsztatowych wymaga uwzględnienia współczesnej technologii wytwarzania konstrukcji stalowych [37]. Każdy wymiar należy umieszczać tam, gdzie jest niezbędny ze względu na kolejność poszczególnych czynności produkcyjnych. Na rysunku 9-4 przedstawiono przykład prawidłowego i nieprawidłowego wymiarowania rysunku typowego rozwiązania połączenia belki stropowej z podciągami blachownicowym, z uwzględnieniem wymagań technologii wytwarzania konstrukcji stalowych.

Blachy węzłowe dźwigarów kratowych mogą mieć dość skomplikowane kształty i liczne otwory na łączniki. Wymiarowanie takiej blachy wymaga określenia punktu odniesienia, który tworzą osie prętów zbiegających się w węzle, o znanych kątach nachylenia. Rozmieszczenie otworów, a także odległości między brzegiem blachy węzłowej a osiami otworów podaje się na rysunku względem punktu odniesienia. Nachylenie osi pręta określa się podając wymiary dwóch

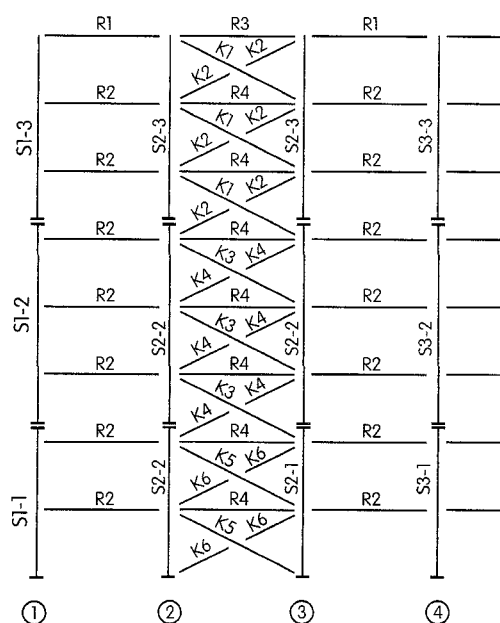


Rys. 9-5. Przykład wymiarowania blachy węzłowej z oznaczeniem grupy 25 jednakowych otworów (wg PN-ISO 5261:1994)



Rys. 9-6. Fragment rysunku zestawieniowego (złożeniowego) hali stalowej: a) rzut konstrukcji dachu, b) przekrój poprzeczny

Montaż konstrukcji przeprowadza się na podstawie dokumentacji technologicznej montażu oraz rysunków montażowych i wykazu elementów wysyłkowych. Na rysunkach montażowych należy pokazać wszystkie elementy wysyłkowe oraz miejsca styków montażowych. Elementy wysyłkowe przedstawia się liniami pojedynczymi, przerywanymi w miejscu połączeń z innymi elementami. Styki montażowe oznacza się jako przerwę między obu stykającymi się elementami, zakończoną obustronnie krótkimi kreskami (rys. 9-7).



Rys. 9-7. Przykład rysunku montażowego szkieletu stalowego z oznaczeniem elementów wysyłkowych i styków

Elementy wysyłkowe lub zespoły elementów połączonych trwale bądź tylko na okres transportu muszą mieć wymiary dostosowane do środków transportowych. W transporcie kolejowym wymiary elementów wysyłkowych nie powinny przekraczać: długość 18 m, szerokość 3,0 m, wysokość 3,24 m. W transporcie drogowym dopuszcza się elementy długości 18 m, szerokości 2,5 m, wysokości 3,2 m. Istnieje możliwość transportowania elementów przekraczających skrajnie ładunkowe, ale wymaga to specjalnych uzgodnień i nietypowych środków transportowych. Wszystkie elementy wysyłkowe muszą być trwale oznaczone, a wykazy elementów wysyłkowych sporządza się w kolejności oznaczeń. Oznaczenie elementu wysyłkowego na rysunku i później na wysyłanej części konstrukcji składa się z kodu literowo-cyfrowego, utworzonego z dużych liter łacińskich i cyfr arabskich (por. rys. 9-7 oraz tab. 9-2).

Rysunki konstrukcji stalowych wykonuje się coraz powszechniej techniką komputerową, wykorzystując **systemy graficzne CAD** (Computer Aided Design) z nakładkami do projektowania konstrukcji stalowych i tworzenia wykazów stali.

Tabela 9-2

Przykładowy wykaz elementów wysyłkowych

Znak elementu	Nr rys. roboczego	Liczba [szt.]	Nazwa elementu	Masa elementu [kg]	Masa całkowita [kg]	Uwagi			
S1	3120/15	4	Słup narożny	642	2 568	2×S1+2×S1			
S2	3120/16	16	Słup pośredni	633	10 128				
S3	3120/17	2	Słup przybramowy	640	1 280	1×S3+1×S3			
T1	3120/17	4	Belka podsuw.-elem. 1	962	3 848				
T2	3120/17	16	Belka podsuw.-elem. 2	930	14 880				
T3	3120/17	4	Odbojnica	62	248				
T4	3120/18	18	Kratki podestowe-1	13	234				
T5	3120/18	4	Kratki podestowe-2	51	204				
T6	3120/18	64	Kratki podestowe-3	33	2 112				
W1	3120/19	2	Wiązary szczytowe	1936	3 872				
W2	3120/20	9	Wiązary pośrednie	1942	17 478				
P1	3120/28	20	Płatwie kalenicowe	72	1 440				
P2	3120/28	80	Płatwie dachowe	83	6 640				
P3	3120/28	20	Płatwie okapowe	71	1 420				
M1	3120/15	80	Śruby kotwowe słupów	8	640				
D1	3120/18	2	Drabina	97	194				
					67 186 kg				
	Nazwisko	Podpis	Data	Nazwa firmy lub instytucji					
Projektował									
Konstruował									
Sprawdził									
Kreślił									
Zamawiający									
Obiekt									
Element									

Wykaz literatury i norm

- [1] AUGUSTYN J. *Połączenia spawane i zgrzewane*. Warszawa, Arkady 1987
- [2] AUGUSTYN J., ŁAGUNA J. *Racjonalne stosowanie stali*. Warszawa, Arkady 1982
- [3] AUGUSTYN J., ŚLEDZIEWSKI E. *Technologiczność konstrukcji stalowych*. Warszawa, Arkady 1981
- [4] BIEGUS A. *Nośność graniczna stalowych konstrukcji prętowych*. Warszawa-Wrocław, PWN 1997
- [5] BIEGUS A. *Połączenia śrubowe*. Warszawa-Wrocław, PWN 1997
- [6] BOGUCKI W., ŻYBURTOWICZ M. *Tablice do projektowania konstrukcji metalowych*. Warszawa, Arkady 1996
- [7] BORETTI Z., BOGUCKI W., GAJOWNICZEK S., HRYNIEWIECKA W. *Przykłady obliczeń konstrukcji stalowych*. Warszawa, Arkady 1997
- [8] BRÓDKA J. *Podstawy konstrukcji metalowych*. Łódź, Wyd. Politechniki Łódzkiej 1993, 1994 (2 t.)
- [9] BRÓDKA J. *Przebudowa i utrzymanie konstrukcji stalowych*. Warszawa-Łódź, Wydawnictwo Mostostal-Projekt 1995
- [10] BRÓDKA J., LEDZION-TROJANOWSKA Z. *Przykłady obliczania konstrukcji stalowych*. Łódź, Wyd. Politechniki Łódzkiej 1992
- [11] BUCHNER M., BUCHNER A., LAUBE J. *Zarys projektowania i historii architektury*. Warszawa, WSiP 1991
- [12] *Instrukcja nr 305: Zabezpieczanie przed korozją stalowych konstrukcji budowlanych*. Warszawa, ITB 1991
- [13] IWANCZEWSKA A., WŁODARCZYK W. *Konstrukcje budowlane Cz. 1*. Warszawa, WSiP 1997
- [14] KOWAL Z. *Wybrane działy konstrukcji metalowych*. Wrocław, Wyd. Politechniki Wrocławskiej 1973—1975 (3 cz.)
- [15] KRZYŚPIAK T. *Konstrukcje stalowe hal*. Warszawa, Arkady 1976
- [16] KUCHARCZUK W., DENIS T. *Stalowe hale i budynki wielokondygnacyjne. Cz. 1*. Częstochowa, Wyd. Politechniki Częstochowskiej 1992
- [17] ŁAGUNA J., ŁYPACEWICZ K. *Połączenia śrubowe i nitowe*. Warszawa, Arkady 1986
- [18] ŁUBIŃSKI M., FILIPOWICZ A., ŻÓŁTOWSKI W. *Konstrukcje metalowe. Cz. 1*. Warszawa, Arkady 1986
- [19] ŁUBIŃSKI M., ŻÓŁTOWSKI W. *Konstrukcje metalowe. Cz. 2*. Warszawa, Arkady 1992

- [20] MATYSIAK A. *Budownictwo stalowe. Belki podsuwnicowe — estakady*. Warszawa-Poznań, PWN 1994
- [21] MURZEWSKI J. *Niezawodność konstrukcji inżynierskich*. Warszawa, Arkady 1989
- [22] NIEMIERKO A. *Rzecz o kratownicach*. Warszawa, WKiŁ 1986
- [23] NIEWIADOMSKI J., GŁĄBIK J., KAZEK M., ZAMOROWSKI J. *Obliczanie konstrukcji stalowych wg PN-90/B-03200*. Gliwice, Wyd. Politechniki Śląskiej 1997
- [24] PAŁKOWSKI SZ., KOŁODZIEJ J. *Krytyczne momenty zwichrzenia bisymetrycznych belek dwuteowych*. Inżynieria i budownictwo — miesięcznik nr 11/1993
- [25] PLUDEK V.R. *Projektowanie konstrukcji metalowych a ochrona przed korozją*. Warszawa, WNT 1982
- [26] *Poradnik projektanta konstrukcji metalowych* — praca zbiorowa. Arkady, Warszawa 1980, 1982 (2 cz.)
- [27] *Przekrycia strukturalne* — praca zbiorowa. Warszawa, Arkady 1985
- [28] PYRAK S., WŁODARCZYK W. *Konstrukcje budowlane*. Warszawa, WSiP 1995
- [29] PYRAK S., WŁODARCZYK W. *Projektowanie konstrukcyjne*. Warszawa, WSiP 1982
- [30] RATYŃSKI J. *Projektowanie konstrukcji metalowych*. Warszawa, WSiP 1983
- [31] ŚLEDZIEWSKI E. *Konstrukcje spawane*. Warszawa, WSiP 1974
- [32] *Warunki techniczne wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych*. T. 3: *Konstrukcje stalowe*. Warszawa, Arkady 1992
- [33] WEISS S., GIŻEJOWSKI M. *Stateczność konstrukcji metalowych. Układy prętowe*. Warszawa, Arkady 1991
- [34] WŁODARCZYK W. *Konstrukcje stalowe*. Cz. 1.: *Podstawy projektowania*. Warszawa, WSiP 1997
- [35] *Wytyczne projektowania zabezpieczeń ogniochronnych konstrukcji stalowych*. Warszawa, Mostostal 1978
- [36] ZIÓŁKO J. *Zbiorniki metalowe na cieczy i gazy*. Warszawa, Arkady 1986
- [37] ZIÓŁKO J. *Utrzymanie i modernizacja konstrukcji stalowych*. Warszawa, Arkady 1991
- [38] ZIÓŁKO J. *Konstrukcje stalowe*. Cz. 2.: *Wytwarzanie i montaż*. Warszawa, WSiP 1995
- [39] ZIÓŁKO J., WŁODARCZYK W., MENDERA Z., WŁODARCZYK S. *Stalowe konstrukcje specjalne*. Warszawa, Arkady 1995
- [40] ŻMUDA J. *Podstawy projektowania konstrukcji metalowych*. Warszawa, Arkady 1997
- [41] ŻYBURTOWICZ M. *Konstrukcje stalowe*. Warszawa, WSiP 1977
- [42] ŻYBURTOWICZ M. *Album rysunków konstrukcji stalowych*. Warszawa, Arkady 1975

PN-EN 499:1997	<i>Spawalnictwo. Materiały dodatkowe do spawania. Elektrody otulone do ręcznego spawania łukowego stali niestopowych i drobnoziarnistych</i>
PN-EN 10020:1996	<i>Stal. Klasyfikacja</i>
PN-EN 10027-1:1994	<i>Systemy oznaczania stali. Znaki stali, symbole główne</i>
PN-EN 10079:1996	<i>Stal. Wyroby. Terminologia</i>

PN-EN 22553:1997 (PN-ISO 2553:1997)	<i>Rysunek techniczny. Połączenia spawane, zgrzewane i lutowane. Umowne przedstawianie na rysunkach</i>
PN-EN 24063:1993	<i>Spawanie, zgrzewanie i lutowanie metali. Wykaz metod i ich oznaczenia numeryczne stosowane w umownym przedstawianiu połączeń na rysunkach (ISO 4063:1990)</i>
PN-ENV 1993-1-1	<i>Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1.1. Przepisy ogólne i przepisy dla budynków</i>
PN-ISO 129:1996	<i>Rysunek techniczny. Wymiarowanie. Zasady ogólne. Definicje. Metody wykonania i oznaczenia specjalne</i>
PN-ISO 129/Ak:1996	<i>Rysunek techniczny. Wymiarowanie. Zasady ogólne. Definicje. Metody wykonania i oznaczenia specjalne (Arkusze krajowe)</i>
PN-ISO 888:1996	<i>Śruby, wkręty i śruby dwustronne ogólnego przeznaczenia. Długości nominalne trzpienia i długości gwintu</i>
PN-ISO 3755:1994	<i>Stalowe węglowe konstrukcyjne ogólnego przeznaczenia</i>
PN-ISO 5261:1994	<i>Rysunek techniczny dla konstrukcji metalowych</i>
PN-ISO 5261/Ak:1994	<i>Rysunek techniczny dla konstrukcji metalowych</i>
PN-ISO 6284:1994	<i>Tolerancje w budownictwie. Oznaczanie tolerancji na rysunkach budowlanych</i>
PN-ISO 10209:1994	<i>Dokumentacja techniczna wyrobu. Terminologia. Terminy dotyczące rysunków technicznych: ogólne i rodzaje rysunków</i>
PN-B-01040:1994	<i>Rysunek konstrukcyjny budowlany. Zasady ogólne</i>
PN-82/B-02000	<i>Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości</i>
PN-82/B-02001	<i>Obciążenia budowli. Obciążenia stałe</i>
PN-82/B-02003	<i>Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe</i>
PN-82/B-02004	<i>Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Obciążenia pojazdami</i>
PN-86/B-02005	<i>Obciążenia budowli. Obciążenia suwnicami pomostowymi, wciągarkami i wciągnikami</i>
PN-80/B-02010	<i>Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem</i>
PN-77/B-02011	<i>Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem</i>
PN-87/B-02013	<i>Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne środowiskowe. Obciążenie oblodzeniem</i>
PN-88/B-02014	<i>Obciążenia budowli. Obciążenie gruntem</i>
PN-86/B-02015	<i>Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne środowiskowe. Obciążenie temperaturą</i>
PN-90/B-02851	<i>Ochrona przeciwpożarowa budynków. Metoda badania odporności ogniowej elementów budynków</i>
PN-B-02851-1:1997	<i>Ochrona przeciwpożarowa budynków. Badania odporności ogniowej elementów budynków</i>
PN-90/B-03000	<i>Projekty budowlane. Obliczenia statyczne</i>
PN-76/B-03001	<i>Konstrukcje i podłoża budowli. Ogólne zasady obliczeń</i>
PN-87/B-03002	<i>Konstrukcje murowe. Obliczenia statyczne i projektowanie</i>
PN-90/B-03200	<i>Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie</i>
PN-93/B-03201	<i>Konstrukcje stalowe. Kominy. Obliczenia i projektowanie</i>
PN-B-03202:1996	<i>Konstrukcje stalowe. Silosy na materiały sypkie. Obliczenia statyczne i projektowanie</i>

PN-79/B-03204	<i>Konstrukcje stalowe. Maszty oraz wieże radiowe i telewizyjne. Obliczenia statyczne i projektowanie</i>
PN-B-03205:1996	<i>Konstrukcje stalowe. Podpory linii elektroenergetycznych. Projektowanie i wykonanie</i>
PN-B-03210:1997	<i>Konstrukcje stalowe. Zbiorniki walcowe pionowe na cieczę. Projektowanie i wykonanie</i>
PN-83/B-03211	<i>Konstrukcje stalowe. Zbiorniki kuliste ciśnieniowe stałe. Obliczenia statyczne i projektowanie</i>
PN-85/B-03215	<i>Konstrukcje stalowe. Zakotwienie słupów i kominów</i>
PN-B-03215 Projekt	<i>Konstrukcje stalowe. Połączenia z fundamentami</i>
PN-84/B-03264	<i>Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie</i>
PN-B-03264 Projekt	<i>Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie</i>
PN-82/B-03300	<i>Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe. Obliczenia statyczne i projektowanie. Belki zespolone krępe</i>
PN-86/B-03301	<i>Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe. Obliczenia statyczne i projektowanie. Belki zespolone smukłe</i>
PN-91/B-03302	<i>Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe. Obliczenia statyczne i projektowanie. Słupy zespolone</i>
PN-B-6200:1997	<i>Konstrukcje stalowe budowlane. Warunki wykonania i odbioru. Wymagania podstawowe</i>
PN-63/B-06201	<i>Konstrukcje stalowe z cienkościennych kształtowników profilowanych na zimno. Wymagania i badania techniczne przy odbiorze</i>
PN-91/H-04310	<i>Próba statyczna rozciągania metali</i>
PN-71/H-04653	<i>Ochrona przed korozją. Podział i oznaczenie warunków eksploatacji wyrobów metalowych zabezpieczonych malarskimi powłokami ochronnymi</i>
PN-83/H-84017	<i>Stal niskostopowa konstrukcyjna trudno rdzewiejąca. Gatunki</i>
PN-86/H-84018	<i>Stal niskostopowa o podwyższonej wytrzymałości. Gatunki</i>
PN-88/H-84020	<i>Stal niestopowa konstrukcyjna ogólnego przeznaczenia. Gatunki</i>
PN-89/H-84023.07	<i>Stal określonego zastosowania. Stal na rury. Gatunki</i>
PN-84/H-93401	<i>Stal walcowana. Kątowniki równoramienne</i>
PN-81/H-93402	<i>Kątowniki nierównoramienne stalowe walcowane na gorąco</i>
PN-86/H-93403	<i>Stal. Ceowniki walcowane. Wymiary</i>
PN-91/H-93407	<i>Stal. Dwuteowniki walcowane na gorąco</i>
PN-H-93419:1997	<i>Dwuteowniki stalowe równoległościennie IPE walcowane na gorąco. Wymiary</i>
PN-71/H-97053	<i>Ochrona przed korozją. Malowanie konstrukcji stalowych. Ogólne wytyczne</i>
PN-79/H-97070	<i>Ochrona przed korozją. Pokrycia lakierowe. Wytyczne ogólne</i>
PN-87/M-69008	<i>Spawalnictwo. Klasyfikacja konstrukcji spawanych</i>
PN-87/M-69009	<i>Spawalnictwo. Zakłady stosujące procesy spawalnicze. Podział</i>
PN-78/M-69011	<i>Spawalnictwo. Złącza spawane w konstrukcjach stalowych. Podział i wymagania</i>
PN-74/M-69021	<i>Wytyczne projektowania, wykonywania i kontroli złączy zgrzewanych punktowo</i>
PN-75/M-69703	<i>Spawalnictwo. Wady złączy spawanych. Nazwy i określenia</i>

PN-87/M-69772	<i>Spawalnictwo. Klasyfikacja wadliwości złączy spawanych na podstawie radiogramów</i>
PN-85/M-69775	<i>Spawalnictwo. Wadliwość złączy spawanych. Oznaczanie klasy wadliwości na podstawie oględzin zewnętrznych</i>
PN-78/M-82005	<i>Podkładki okrągłe zgrubne</i>
PN-69/M-80208	<i>Liny stalowe T6×37+A</i>
PN-79/M-82009	<i>Podkładki klinowe czworokątne do dwuteowników</i>
PN-79/M-82018	<i>Podkładki klinowe czworokątne do ceowników normalnych</i>
PN-83/M-82039	<i>Podkładki okrągłe do połączeń sprężanych</i>
PN-82/M-82054.03	<i>Śruby, wkręty i nakrętki. Własności mechaniczne śrub i wkrętów</i>
PN-83/M-82054.18	<i>Śruby, wkręty i nakrętki. Cechowanie</i>
PN-85/M-82101	<i>Śruby z łbem sześciokątnym</i>
PN-85/M-82105	<i>Śruby z łbem sześciokątnym z gwintem na całej długości</i>
PN-86/M-82144	<i>Nakrętki sześciokątne</i>
PN-83/M-82171	<i>Nakrętki sześciokątne powiększone do połączeń sprężanych</i>
PN-66/M-82341	<i>Śruby pasowane z łbem sześciokątnym i gwintem krótkim</i>
PN-66/M-82342	<i>Śruby pasowane z łbem sześciokątnym i gwintem długim</i>
PN-83/M-82343	<i>Śruby z łbem sześciokątnym powiększonym do połączeń sprężanych</i>
PN-79/M-82903	<i>Nity. Wymagania i badania</i>
PN-88/M-82952	<i>Nity ze łbem kulistym</i>
PN-83/N-01635	<i>Uproszczenia rysunkowe. Połączenia nitowe, lutowane, klejone i zszywane</i>