

Ugięcie całkowite

$$\delta = \delta_b + \delta_v = 33,2 + 0,54 \approx 33,7 \text{ mm} \left(\frac{L}{445} \right)$$

Ugięcie od obciążenia stałych

Zastępuje moment bezwładności obu pasów z zależności (7.12)

$$I_1 = \frac{A_a \frac{A_c}{n}}{A_a + \frac{A_c}{n}} z^2 + I_a =$$

$$= \frac{252 \cdot \frac{375 \cdot (13 - 5)}{25} \cdot 69^2 + 50900}{252 + \frac{375 \cdot (13 - 5)}{25}} = 387023 + 50900 = 437923 \text{ cm}^4$$

gdzie zgodnie z wytycznymi [90] przyjęto $n = 25$.

Ugięcie podlegające wywołanemu zginaniem można obliczyć ze wzoru (7.13)

$$\delta_b = \frac{5n L^4}{384 EI_1} = \frac{5 \cdot 32,4 \cdot 154}{384 \cdot 205 \cdot 10^8 \cdot 437923 \cdot 10^{-8}} = 0,0238 \text{ m} \approx 23,8 \text{ mm}$$

gdzie charakterystyczne obciążenie stałe

$$q = 2,7 \cdot 12 = 32,4 \text{ kN/m}$$

Wpływ sil poprzecznych przy otworach pominięto.

Po uwzględnieniu obciążenia sufitem podwieszonym ($0,7 \text{ kN/m}^2$), ugięcie całkowite

$$\delta = 23,8 + 33,7 \cdot \frac{5,0 + 0,7}{5,0} = 62,2 \text{ mm} \left(\frac{L}{241} > \frac{L}{350} \text{ wg [114]} \right)$$

Przyjęto podniesienie wykonawcze podcięcia równe 20 mm. Zatem

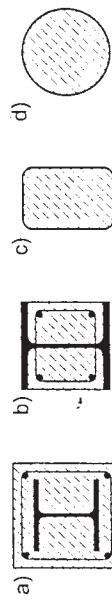
$$\delta = 62,2 - 20 = 42,2 \text{ mm} < \frac{15,000}{350} = 42,8 \text{ mm}$$

Rozdział 8

Stupy

8.1. Ogólne zasady projektowania

Stupy zespolone projektuje się w postaci obetonowanych kształtowników stalowych lub rur wypełnionych betonem. Kształtowniki mogą być obetonowane całkowicie lub częściowo. Przekroje poprzeczne najczęściej stosowanych stupów przedstawiono na rysunku 8.1. Przekrój powinien mieć dwie osie symetrii i powinien być staly na całej długości stupa. Szczegółowe warunki, jakim powinny odpowiadać przekroje stupów, są podane w normie [100], a warunki dotyczące połączenia podstawy stalowej trzonu z fundamentami w [116].



Rysunek 8.1. Przekroje poprzeczne najczęściej stosowanych stupów zespolonych: a) dwuteowy całkowicie obetonowany, b) dwuteowy częściowo obetonowany, c) i d) przekroje rurowe wypełnione betonem

W elementach obetonowanych należy stosować zbrojenie złożone z prętów po-dłużnych i strzenion, zgodnie z wymaganiami zawartymi w PN-B-03264:2002 [118], a dotyczącymi stupów żelbetowych (rys. 8.2). Grubość otuliny stupa stalowego w elementach całkowicie obetonowanych powinna być nie mniejsza niż 40 mm i nie mniejsza niż 1/6 sztywności półki kształtownika.

W elementach częściowo obetonowanych beton pomiędzy półkami powinien być trwałe połączony z elementem stalowym za pośrednictwem strzemion lub tačzników sworzniowych. Strzemiona mogą przeходить przez otwory w środku lub być do niego przyssywane.

W rurach wypełnionych betonem zwykle nie stosuje się zbrojenia. Może jednak ono być konieczne w przypadku ograniczonych wymiarów przekroju lub ze względu na wymagane odporność ogniową. Oprócz zbrojenia może być również stosowany sztywny rdzeń stalowy.



Rysunek 8.2. Przykład zbrojenia słupa zespolonego (Centrum Handlowe „Arkada” pod wiaduktem mostu Poniatowskiego w Warszawie — fot. W. Kucharczuk)

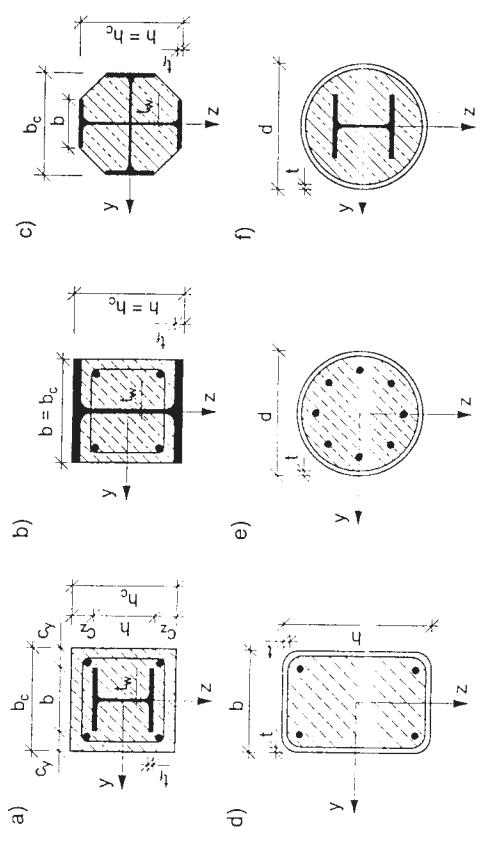
Słupy z rur wypełnionymi betonem są coraz częściej stosowane ze względu na łatwość wykonania i możliwość skrócenia czasu budowy. Korzyści płynące ze stosowania takich słupów polegają na tym, że:

- trzon rurowy stanowi formę gotową do wypełnienia betonem i zewnętrzne zbrojenie słupa zespolonego,
- przed wypełnieniem betonem słup stalowy może przenosić obciążenia z kilku montowanych kondygnacji budynku,
- zmiana nośności słupa może być dokonana bez zmiany wymiarów zewnętrznych przekroju.

Wadą słupów jest wyższa cena rur w porównaniu z innymi kształtownikami oraz nieco większa pracochłonność wykonania półtaceń [7]. Zasady projektowania i obliczania słupów przedstawiono na podstawie normy [100]. Stosuje się je do elementów o przekrojach obetonowanych całkowicie lub częściowo oraz rur wypełnionych betonem (rys. 8.3). Udział stali konstrukcyjnej w przenoszeniu obciążzeń powinien mieścić się w granicach

$$0,2 \leq \delta = \frac{A_{af} f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,9 \quad (8.1)$$

gdzie $N_{pl,Rd}$ — nośność przekroju zespolonego na ścislanie w stanie plastycznym wg p. 8.2.



Rysunek 8.3. Przekroje słupów zespolonych, wg [100] (opis w tekście)

Obliczenia słupów powinny obejmować:

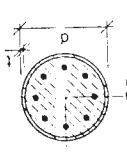
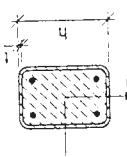
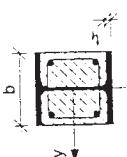
- sprawdzenie nośności elementu,
 - sprawdzenie stateczności miejscowej,
 - określenie sposobu wprowadzenia obciążzeń,
 - sprawdzenie ścianania między stalą a betonem.
- W normie są podane dwie metody obliczania nośności słupów:
- metodą ogólną, której zakres obejmuje elementy o przekrojach niesymetrycznych lub zmieniających się wzduże długości słupa,
 - metodą uproszczoną, dotyczącą elementów o brysymetrycznym stałym przekroju.

W metodzie ogólnej należy uwzględnić efekty drugiego rzędu, naprężenia rezidualne, imperfekcje geometryczne, miejscową utratę stateczności, zarysowanego betonu, skurcz i pełzanie betonu oraz uplastycznienie stali konstrukcyjnej i zbrojeniowej. Metoda ta ma niewielkie znaczenie praktyczne i dalej nie będzie omawiana.

Metodą uproszczoną oblicza się słupy najczęściej stosowane, których część statowa ma przekroj jednolity — walcowany, spawany lub sztalltowany na zimno. Wpływ stateczności miejscowej na nośność może być pominięty w przypadkach całkowicie obetonowanych, w których grubość otuliny jest nie mniejsza niż 40 mm i nie mniejsza niż 1/6 szerokości b pasa, a także w innych przekrojach, gdzie skutki ścinek nie przekraczają wartości podanych w tablicy 8.1.

Metoda nieliniowej analizy słupów jest przedstawiona w monografii [59]. Jest to metoda numeryczna, opracowana w postaci autorskich programów komputerowych.

Tablica 8.1. Maksymalne śmukłości ścianek, wg [100]

Przekrój poprzeczny	$\max(d/t)$, $\max(h/t)$ i $\max(b/t_f)$
	$\max\left(\frac{d}{t}\right) = 90 \frac{235}{f_y}$
	$\max\left(\frac{h}{t}\right) = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
	$\max\left(\frac{b}{t_f}\right) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

8.2. Obliczanie nośności stупów metodą uproszczoną

8.2.1. Wymagania

- Określona dalej śmukłość względna słupa w płaszczyźnie zginań powinna spełniać warunek

$$\bar{\lambda} \leq 2 \quad (8.2)$$
- Grubość otuliny przyjmowana do obliczeń w przekrojach całkowicie obetonowanych (patrz rys. 8.3a):

$$\max c_z = 0,3h, \quad \max c_y = 0,4b \quad (8.3)$$
- Stopień zbrojenia podłużnego uwzględnianego w obliczeniach nie powinien przekraczać 6% powierzchni betonu.
- Stosunek wysokości przekroju h_c do szerokości b_c (patrz rys. 8.3a) powinien mieścić się w granicach

$$0,2 \leq \frac{h_c}{b_c} \leq 5$$

8.2.2. Nośność przekrojów

- Nośność przekroju zespolonego na ścislanie w zakresie plastycznym $N_{pl,Rd}$ należy obliczać następująco:

— w elementach obetonowanych całkowicie lub częściowo ze wzoru

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (8.4)$$

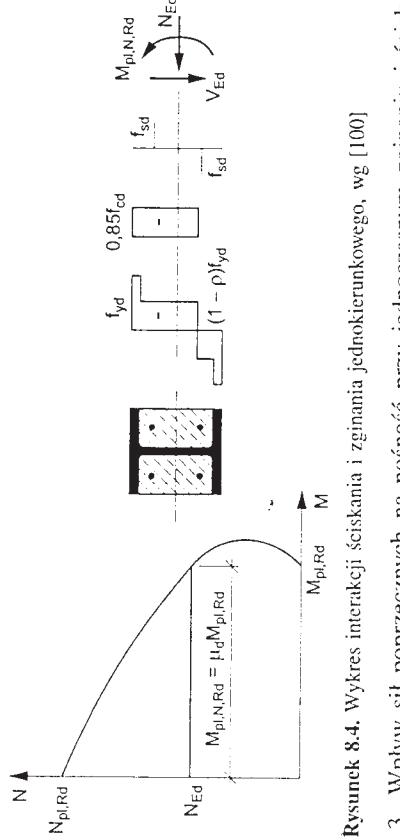
— w elementach wypełnionych betonem ze wzoru

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (8.5)$$

gdzie:

A_a, A_c, A_s — pola przekrojów stali konstrukcyjnej, betonu i zbrojenia,
 f_{yd}, f_{cd}, f_{sd} — wytrzymałości obliczeniowe stali konstrukcyjnej, betonu i zbrojenia.

- Nośność przekroju z uwagi na jednocienne ścislanie i zginań oraz wykres interakcji można określić przy założeniu prostokątnych bloków naprzeciw (rys. 8.4), z uwzględnieniem siły poprzecznej V_{Ed} wg p. 3. Naprężenia rozciągające w betonie pomija się.



Rysunek 8.4. Wykres interakcji ścislania i zginań jednokierunkowego, wg [100]

- Wpływ sił poprzecznych na nośność przy jednociennym zginań i ścislaniu należy uwzględnić, jeśli wartość siły poprzecznej $V_{a,Ed}$ przekracza 50% nośności na ścinanie $V_{pl,a,Rd}$ przekroju stalowego ($V_a \leq 114$). Jeśli $V_{a,Ed} > 0,5V_{pl,a,Rd}$, to wpływ siły poprzecznej na nośność słupa należy uwzględnić przez zmniejszenie wytrzymałości obliczeniowej stali do $(1 - \rho)f_{yd}$ na powierzchni ścinania A_o , gdzie

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2$$

- gdzie V_{Rd} — nośność przekroju zespolonego na ścinanie. Przy pominięciu betonu $V_{Rd} = V_{pl,a,Rd}$. Wartość siły poprzecznej $V_{a,Ed}$ nie powinna przekraczać nośności przekroju stalowego na ścinanie $V_{pl,a,Rd}$.
- Krzywą interakcji można dla uproszczenia zastąpić wielobokiem poprawdzonym przez charakterystyczne punkty krzywej (rys. 8.5).

kim przypadku nośność przekroju w zakresie plastycznym można obliczyć ze wzoru

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left(1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s f_{sd} \quad (8.9)$$

gdzie:

t — grubość ścianki rury
gdy $e = 0$

$$\eta_a = \eta_{ao} = 0,25 \cdot (3 + 2\bar{\lambda}), \text{ lecz } \leq 1 \quad (8.10)$$

$$\eta_c = \eta_{co} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2, \text{ lecz } \geq 0 \quad (8.11)$$

$$\text{gdy } 0 < \frac{e}{d} \leq 0,1 \quad (8.12)$$

$$\eta_a = \eta_{ao} + (1 - \eta_{ao}) \frac{10e}{d} \quad (8.13)$$

$$\text{gdy } \frac{e}{d} > 0,1$$

$$\eta_a = \eta_{ao} + (1 - \eta_{ao}) \frac{10e}{d} \quad (8.14)$$

f_y — wytrzymałość charakterystyczna stali (f_{yk} wg [114]); pozostałe oznaczenia jak we wzorach (8.4) i (8.5).

8.2.3. Smukłość względna

Smukłość względna elementu w rozpatrywanej płyaszczynie zginania oblicza się wg wzoru

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (8.14)$$

gdzie:

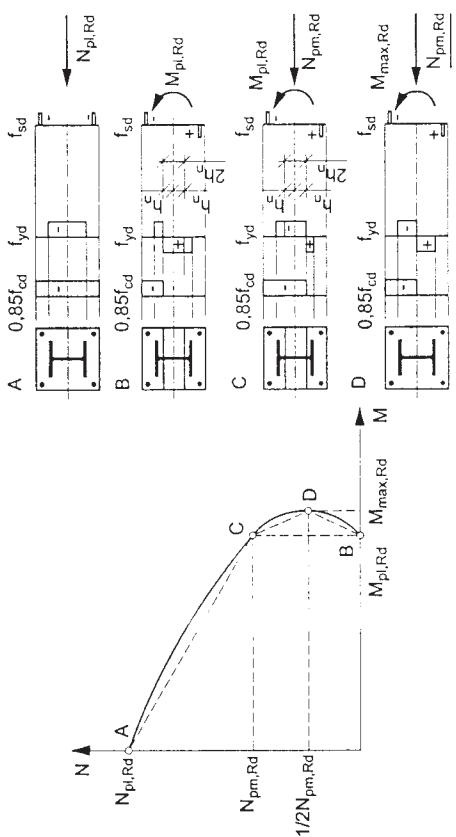
$N_{pl,Rk}$ — nośność charakterystyczna przekroju na ścislanie obliczona wg wzorów (8.4) i (8.5) na podstawie wytrzymałości charakterystycznych,

N_{cr} — siła krytyczna przy wyboczeniu spręzystym określona na podstawie efektywnej sztywności giętnej (EI_{eff}).

8.2.4. Efektywna sztywność giętna

Przy określaniu smukłości względnej $\bar{\lambda}$ i siły krytycznej N_{cr} należy przyjmować wartość charakterystyczną sztywności (EI_{eff}) przekroju obliczoną wg wzoru

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + 0,6 E_{cn} I_c \quad (8.15)$$



Rysunek 8.5. Uproszczony wykres interakcji i rozkładu naprężeń od ściskania i zginań, wg [100]

Wartości sił i momentów odpowiadających charakterystycznym punktom krzywej interakcji oblicza się następująco [101]:

— w punkcie A $N_{pl,Rd}$ wg (8.4) i (8.5)

$$N_{pm,Rd} = A_c(\alpha f_{cd}) \quad (8.6)$$

— w punkcie C
— w punkcie D

$$M_{max,Rd} = W_{pa} f_{yd} + W_{pan} f_{yd} + 0,5 W_{pc} (\alpha f_{cd}) \quad (8.7)$$

— w punktach B i C

$$M_{pl,Rd} = M_{max,Rd} - W_{pa} f_{yd} - W_{pan} f_{yd} + 0,5 W_{pc} (\alpha f_{cd}) \quad (8.8)$$

gdzie:

W_{pa}, W_{ps}, W_{pc} — wskaźniki oporu plastycznego betonu konstrukcyjnej, zbrojenia i betonu,

$W_{pan}, W_{psu}, W_{pcu}$ — wskaźniki oporu plastycznego przekrojów stali konstrukcyjnej, zbrojenia i betonu mieszczących się w obszarze o wysokości $2h_n$ (h_n wg rys. 8.5),

$\alpha = 0,85$ dla przekrojów obetonowanych i $\alpha = 1$ dla rut wypełnionych betonem.

5. W przypadku rur o przekroju kołowym wypełnionym betonem można uwzględnić wzrost wytrzymałości betonu z powodu ograniczenia odkształceń poprzecznych, pod warunkiem że smukłość względna $\bar{\lambda} \leq 0,5$ i stosunek minnośród obciążenia e do średnicy d stupa jest mniejszy niż 0,1. W ta-

gdzie I_a , I_c , I_s — momenty bezwładności przekroju stali konstrukcyjnej, niezarysowanego betonu i zbrojenia w rozpatrywanej płaszczyźnie zginania.
Przy określaniu sił wewnętrznych należy przyjmować wartość obciążeniuową sztywności $(EI)_{eff,II}$ obliczoną wg wzoru

$$(EI)_{eff,II} = 0,9(E_a I_a + E_s I_s + 0,5E_{cm} I_c) \quad (8.16)$$

Wpływ obciążień długotrwałych na sztywność gętaną przekroju można uwzględnić, przyjmując zamiast E_{cm} wartość E_c obliczoną wg wzoru

$$E_c = E_{cm} \frac{1}{1 + \left(\frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \right) \varphi_t} \quad (8.17)$$

gdzie:

φ_t — współczynnik pełzania,

N_{Ed} — obliczeniowa siła ścisająca od obciążenia stałych,
 $N_{G,Ed}$ — obliczeniowa siła ścisająca od obciążenia stałych.

8.2.5. Wpływ efektów drugiego rzędu i imperfekcji

Wpływ efektów drugiego rzędu można pominać, jeśli zwiększenie sił wewnętrznych i momentów na skutek przenieszeń obliczonych wg teorii I rzędu jest mniejsze niż 10%. Wpływ efektów drugiego rzędu można uwzględniać, zwiększając największy obliczeniowy moment zginający pierwszego rzędu M_{Ed} za pomocą współczynnika k , określonego wzorem

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{er,eff}}} \geqslant 1 \quad (8.18)$$

gdzie:

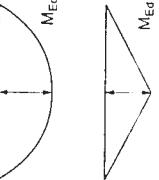
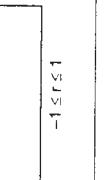
$N_{er,eff}$ — siła krytyczna w rozpatrywanym kierunku wyboczenia obliczona na podstawie obliczeniowej sztywności przekroju $(EI)_{eff,II}$ i długości wyboczeniowej równej długości stupna,

β — współczynnik momentu zginającego podany w tablicy 8.2.

Imperfekcje strukturalne i obliczeniowe można zastąpić równowartą wartością początkowego wygięcia elementu (imperfekcji elementu). Równowartożne imperfekcje elementu odpowiadające im krzywe wyboczeniowe zestawiono w tablicy 8.3, gdzie L oznacza długość stupna, a

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c}$$

Tablica 8.2. Współczynnik β do określenia momentów zginających w analizie drugiego rzędu, wg [100]

Przebieg momentu zginającego	Współczynnik β	Komentarz
	Momenty zginające pierwszego rzędu powodowane imperfekcjami lub obciążeniem poprzecznym $\beta = 1,0$	M_{Ed} jest maksymalnym momentem zginającym na dłuższej głosi stupna z pominieciem efektów drugiego rzędu
	Momenty na końcach $\beta = 0,66 + 0,44r$, lecz $\beta \geqslant 0,44$ $-1 \leq r \leq 1$	M_{Ed} lub rM_{Ed} są momentami zginającymi na końcach stupna obliczonymi z wykorzystaniem teorii pierwszego lub drugiego rzędu

Tablica 8.3. Imperfekcje stupów zespolonych oraz odpowiadające im krzywe wyboczeniowe, wg [100]

Przekrój poprzeczny	Ograniczenia	Oś wyboczenia	Krzywa wyboczeniowa	Imperfekcja
		y-y	b	$L/200$
		z-z	c	$L/150$
		y-y	b	$L/200$
	$\rho_s \leq 3\%$ $3\% < \rho_s \leq 6\%$	z-z każda	a każda	$L/300$ $L/200$
		y-y	b	$L/200$
		z-z	b	$L/200$
		każda	b	$L/200$

8.2.6. Nośność słupów ściszkanych osiowo

Słup ma wystarczającą nośność, jeżeli dla obu osi przekroju jest spełniony warunek

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1 \quad (8.19)$$

gdzie:

N_{Ed} — obliczeniowa siła ściszkająca,

$N_{pl,Rd}$ — nośność przekroju zespółonego na ściskanie w zakresie plastycznym według wzoru (8.4) lub (8.5).

χ — współczynnik redukcyjny, zależny od postaci wyborczenia, określony w funkcji smukłości i odpowiedniczej krzywej wyborczeniowej podanej w tablicy 8.3; współczynnik χ należy przyjmować według tablicy 8.4.

8.2.7. Nośność słupów jednokierunkowo mimośrodowo ściszkanych

Warunek nośności (patrz krzywa interakcji — rys. 8.4) ma postać

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \quad (8.20)$$

gdzie:

M_{Ed} — maksymalny obliczeniowy moment zginający w słupie, z uwzględnieniem imperfekcji i wpływów drugiego rzędu (jeśli występują),

$M_{pl,N,Rd}$ — nośność obliczeniowa na zginanie przekroju zespółonego w zakresie plastycznym, z uwzględnieniem siły ściszkającej równa $\mu_d M_{pl,Rd}$ — patrz rysunek 8.4,

$M_{pl,Rd}$ — nośność przekroju na zginanie w zakresie plastycznym, patrz punkt B na rysunku 8.5.

Współczynnik α_M należy przyjmować:

- dla gatunków S420 i S460 $\alpha_M = 0,9$,
- dla gatunków S235 do S355 włącznie $\alpha_M = 0,8$.

Współczynnik $\mu_d = \mu_{dy}$ lub μ_{dz} (patrz rys. 8.6) odnosi się do obliczeniowej nośności przekroju na zginanie w zakresie plastycznym $M_{pl,Rd}$ w rozpatrywanej płaszczyźnie zginania. Wartość $\mu_d > 1$ można przyjmować, gdy moment zginający M_{Ed} jest spowodowany działaniem siły N_{Ed} .

Tablica 8.4. Współczynniki redukcyjne χ przy wyboczeniu giętym, wg [127]

$\bar{\lambda}$	Krzywa wyboczeniowa		
	a	b	c
0,2	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491
0,4	0,9528	0,9261	0,8973
0,5	0,9243	0,8842	0,8430
0,6	0,8900	0,8371	0,7854
0,7	0,8477	0,7837	0,7247
0,8	0,7957	0,7245	0,6622
0,9	0,7339	0,6612	0,5998
1,0	0,6656	0,5970	0,5399
1,1	0,5960	0,5352	0,4842
1,2	0,5300	0,4781	0,4338
1,3	0,4703	0,4269	0,3888
1,4	0,4179	0,3817	0,3492
1,5	0,3724	0,3422	0,3145
1,6	0,3332	0,3079	0,2842
1,7	0,2994	0,2781	0,2577
1,8	0,2702	0,2521	0,2345
1,9	0,2449	0,2294	0,2141
2,0	0,2229	0,2095	0,1962
2,1	0,2036	0,1920	0,1803
2,2	0,1867	0,1765	0,1662
2,3	0,1717	0,1628	0,1537
2,4	0,1585	0,1596	0,1425
2,5	0,1467	0,1397	0,1325
2,6	0,1362	0,1299	0,1234
2,7	0,1267	0,1211	0,1153
2,8	0,1182	0,1132	0,1079
2,9	0,1105	0,1060	0,1012
3,0	0,1036	0,0994	0,0951

8.2.8. Nośność stupów dwukierunkowego mimośrodowego ścisanych

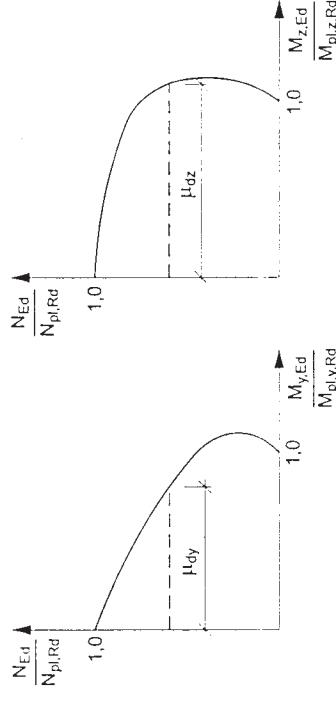
Należy sprawdzać, czy są spełnione następujące warunki nośności:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y}, \quad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z} \quad (8.21)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.22)$$

gdzie:

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ — maksymalne obliczeniowe momenty zginające z uwzględnieniem imperfekcji i wpływów drugiego rzędu,
 $M_{pl,y,Rd}$, $M_{pl,z,Rd}$ — obliczeniowe nośności przekroju zespolonego na zginanie,
 μ_{dy} , μ_{dz} — jak na rysunku 8.6.



Rysunek 8.6. Współczynniki μ_d przy ściskaniu i zginaniu dwukierunkowym, wg [100]

8.3. Warunki wprowadzania obciążen i zespolenia stali z betonem

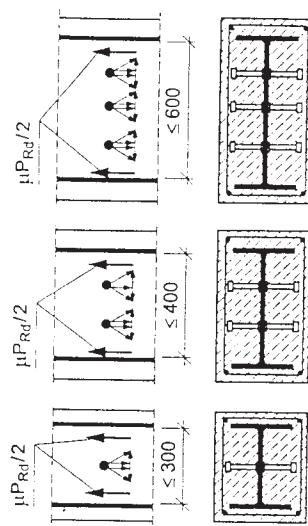
W strefach wprowadzania obciążień oraz wzduż słupów poddanych działaniu sił poprzecznych należy zapewnić przekazywanie podłużnych naprężen ścinających między stålą a betonem. Wykorzystuje się w tym celu naturalną przyczepność obu materiałów i w razie potrzeby stosuje się łączniki. Łączniki między stålą a betonem nie są wymagane, jeżeli naprężenia styczne w płaszczyźnie zespolenia nie przekraczają wartości podanych w tablicy 8.5.

Naprężenia styczne wywołane działaniem siły podłużnej można obliczać przy założeniu, że długość rozpatrywanego odcinka ścianania jest nie większa niż połowa wysokości przekroju poprzecznego słupa i 1/3 jego wysokości, a rozkład naprężen stycznych na tym odcinku jest równomierny.

Tablica 8.5. Wytrzymałości obliczeniowe na ścianie τ_{Rd} w stupach całkowicie obetonowanych, wg [100]

Typ przekroju poprzecznego	τ_{Rd} , N/mm ²
Całkowicie obetonowane	0,30
Rurowe okrągle wypełnione betonem	0,55
Rurowe prostokątne wypełnione betonem	0,40
Stopki elementów częstowo obetonowanych	0,20
Środkowi elementów częstowo obetonowanych	0,00

Jeżeli łączniki ściane są przytwierdzone do środka elementu stalowego o przekroju dwutowym obetonowanym całkowicie lub częstowo, to nośność połączenia na ścianie może być zwiększoną o siły tarcia betonu o półki dwutowiennej $\mu = \frac{P_{Rd}}{2}$ na każdą półkę w poziomie każdego rzędu łączników (rys. 8.7). Współczynnik tarcia μ dla niemalowanej powierzchni elementu stalowego można przyjmować równy 0,5.

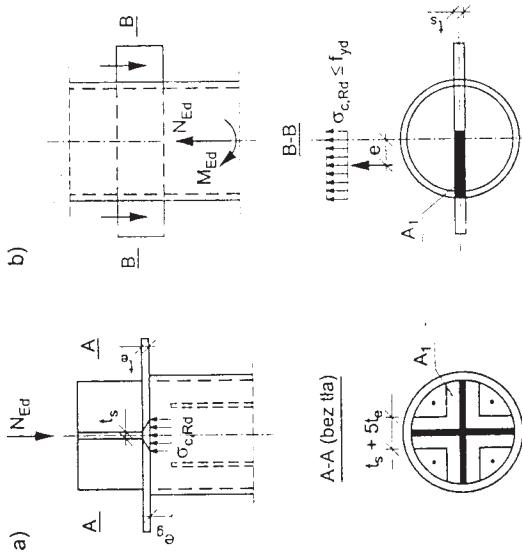


Rysunek 8.7. Dodatkowe siły tarcia w stupach zespolonych przy założeniu łączników sworzniowych, wg [100]

W przypadku gdy beton wypełniający rurę o przekroju kołowym lub kwadratowym jest obciążony tylko częściowo (rys. 8.8), miejscowa wytrzymałość obciążeniowa betonu $\sigma_{c,Rd}$ pod elementami przekazującymi obciążenie jest określona wzorem

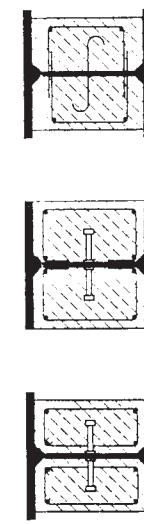
$$\sigma_{c,Rd} = f_{ctd} \left(1 + \eta_{rl} \frac{tf_y}{af_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_cf_{cd}}{A_1} \leq f_{yd} \quad (8.23)$$

gdzie:
 t — grubość ścianki rury,

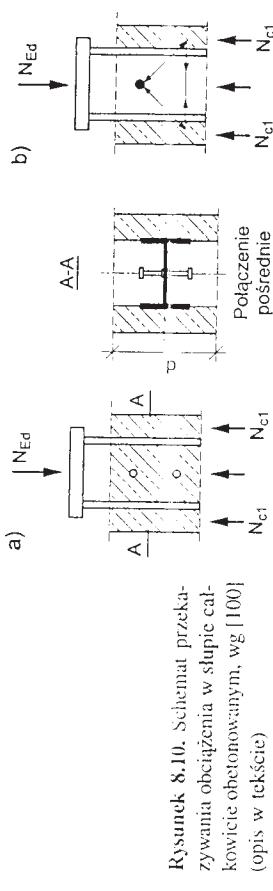


a — średnica rury lub szerokość przekroju kwadratowego,
 A_c — pole powierzchni betonu wypełniającego rurę,
 A_1 — pole powierzchni betonu przejmującego obciążenie,
 $\eta_{c,L} = 4,9$ dla rur o przekroju kołowym i 3,5 dla przekrojów kadratowych.
 Wartość A_c/A_1 nie powinna przekraczać 20.

Odstęp między końcami pretów zbrojenia podłużnego a blachą końcową stupu e_g (rys. 8.8a) nie powinien być większy niż 30 mm. Strzemiona należy projektować zgodnie z PN-B-03264:2002 [118]. W stupach częsciowo obetonowanych beton należy połączyć z dwutocznikiem jednym ze sposobów przedstawionych na rysunku 8.9.



Jeżeli w stupie całkowicie obetonowanym obciążenie jest wprowadzane do przekroju zespółonego przez element stalowy (rys. 8.10), to strzemiona należy projektować tak, aby przenosiły podłużne ścianie powstające wskutek przekazywania obciążenia z części betonu bez/pośrednio połączonych z elementem stalowym na porostatą część betonu (rys. 8.10a). Projektowany układ strzemion powinien być oparty na modelu kratownicowym, w którym betonowe pretы ściskane są nachylone pod kątem 45° do osi stupu (rys. 8.10b).



Podłużne ścianie poza obszarami wprowadzania obciążenia

Należy sprawdzić naprężenia ścinające między stałą a betonem spowodowane obciążeniem poprzecznym i/lub momentami zginającymi na końcach stupu. Naprężenia należy określić w zakresie sprężystym, przy uwzględnieniu wpływów obciążień długotrwałych i zarysowania betonu. Na odcinkach, na których naprężenia ścinające przekraczają obliczającą wytrzymałość na ścianie τ_{Rd} (por. tabl. 8.5), należy stosować tačniki rozmieszczone odpowiednio do rozkładu naprężen ścinających. Powierzchnia stali przewidziana do zaspolenia z betonem nie powinna być malowana, lecz oczyyszczona z luźnych produktów korozji, brudu i smarów. Wartości τ_{Rd} podane w tablicy 8.5 mają zastosowanie przy minimalnej grubości otuliny 40 mm.

W połączeniach betonu z elementem stalowym stupów częsciowo obetonowanych, zginanych w płaszczyźnie mniejszej sztywności, należy zawsze stosować laczniki.

8.4. Zalecenia konstrukcyjne

1. W elementach całkowicie lub częsciowo obetonowanych należy stosować zbrojenie złożone z pretów podłużnych oraz strzemion, odpowiadające warunkom określonym w PN-B-03264:2002 [118].
2. Stopień zbrojenia podłużnego uwzględnianego w obliczeniach powinien być nie mniejszy niż 0,3% pola przekroju betonu.
3. Minimalne zbrojenie konstrukcyjne (nieuwzględniane w obliczeniach) stupów całkowicie lub częsciowo obetonowanych należy wykonywać z pretów podłużnych Ø 8 mm w odstępach 250 mm i strzemion Ø 6 mm w odstępach 200 mm. Alternatywnie można stosować siatki zgrzewne z drutu Ø 4 mm.
4. W rurach stalowych wypełnionych betonem o średnicy do 400 mm zbrojenie nie jest wymagane, jeśli stup ma wystarczającą odporność ognową. Ponadto w PN-G-1/B-03302 [104] oraz PN-B-03300 [101] zaleca się:
 - w rurach stalowych wypełnionych betonem należy przewidzieć otwory do odprowadzenia pary z betonu na wypadek pożaru; otwory należy sytować przy końcach stupu oraz w przekrojach pośrednich w odległości nie większej

- niz 5 m; łączna powierzchnia wszystkich otworów powinna byc nie mniejsza
niż 6 cm²,
— odstęp w świdle między stupem stalowym a prętami zbrojenia podłużnego
powinien byc nie mniejszy niż 10 mm.

8.5. Obliczanie stupów

8.5.1. Przykłady liczbowe

W zamieszczonych w tym rozdziale przykładach zaprezentowano różne możliwości kształtuowania przekrójów poprzecznych stupów zespolonych. Stupy zaprojektowano przy identycznych obciążeniach, z pominięciem ewentualnych mimośrodów oraz imperfekcji.

Przykład 8.1

Zaprojektować dolną kondygnację stupu wewnętrznego w budynku parkingu samochodowego osobowych. Układ konstrukcyjny stropu i obciążenia, jak w przykładach 4.2 i 6.2.

Dane:

- liczba kondygnacji budynku 4,
- wysokość kondygnacji 2,76 m,
- siatka stupów 5,0 × 16,0 m,
- gatunek stali konstrukcyjnej St3S (S235JR),
- klasa i gatunek stali zbrojeniowej A-II, 18G2-b,
- klasa betonu C20/25.

Obciążenia obliczeniowe:

- obciążenia stałe z belek stropowych wg przykładu 6.2 8,67 · 16,0 · 2 · 4 = 1109,8 kN,
- ciężar podciągu (szacunkowo 1 kN/m) 1 · 5,0 · 1,1 · 4 = 22 kN,
- ciężar stupu (szacunkowo 3 kN/m) 3 · 2,76 · 1,1 · 4 = 36,4 kN,
- razem obciążenia stałe $N_G = 1109,8 + 22 + 36,4 = 1168,2$ kN;
- obciążenia zmienne z belkami stropowymi wg przykładu 6.2 8,13 · 16,0 · 2 · 4 = 1040,6 kN,

razem obciążenia całkowite $N = 1109,8 + 1040,6 + 22 + 36,4 = 2208,8$ kN.

Whasciwości betonu wg tablicy 4.5 z przykładu 4.1, stali konstrukcyjnej wg tablicy 6.2 z przykładu 6.1, a stali zbrojeniowej wg tablicy 6.18 z przykładu 6.3.

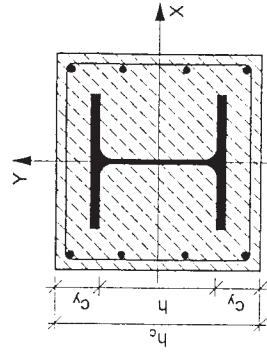
Przyjęto wstępnie kształtownik HE 200 B. Parametry geometryczne i charakterystyki kształtownika przeznaczonego na styp podano w tablicach 8.6 i 8.7. Przekrój poprzeczny stupu pokazano na rysunku 8.11.

Tablica 8.6. Wymiary przekroju dwutownika HE 200 B

•	h mm	b_f mm	t_w mm	t_f mm	r mm
200	200	9	15	...	18

Tablica 8.7. Charakterystyki geometryczne dwutownika HE 200 B

A cm ²	I_x cm ⁴	I_y cm ⁴	W_x cm ³	W_y cm ³	i_x cm	i_y cm	m kg/m
78,1	5700	2000	570	200	8,54	5,07	61,3



Rysunek 8.11. Przekrój poprzeczny stupu

Grubość otuliny kształtownika:

- w kierunku osi prostopadłej do środka
- w kierunku osi równoległej do środka

$$c_x = 50 \text{ mm} < 0,4b_f = 0,4 \cdot 200 = 80 \text{ mm}$$

$$c_y = 50 \text{ mm} < 0,3h = 0,3 \cdot 200 = 60 \text{ mm}$$

Wymiary zewnętrzne stupu:

$$\begin{aligned} h_c &= h + 2c_y = 20 + 2 \cdot 5 = 30 \text{ cm} \\ b_c &= b_f + 2c_x = 20 + 2 \cdot 5 = 30 \text{ cm} \end{aligned}$$

Pole przekroju betonu

$$A_c = h_c b_c - A_u = 30 \cdot 30 - 78,1 = 821,9 \text{ cm}^2$$

Pole przekroju zbrojenia podłużnego (założono 8 żelazo 6 mm) $A_s = 16,08 \text{ cm}^2$.

Położenie osi zbrojenia względem krawędzi przekroju $a = 3 \text{ cm}$.

Nośność przekroju w zakresie plastycznym — wzór (8.4)

$$\begin{aligned} N_{pl,Rd} &= A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} = 78,1 \cdot 10^{-4} \cdot 215,000 + \\ &+ 0,85 \cdot 821,9 \cdot 10^{-4} \cdot 13,300 + 16,08 \cdot 10^{-4} \cdot 310,000 = 3106,91 \text{ kN} \end{aligned}$$

Udział stali konstrukcyjnej w nośności plastycznej przekroju zespolonego wg wzoru (8.1)

Stopień zbrojenia przekroju

$$\rho = \frac{A_s}{b_c(h_c - a) - A_a} = \frac{16,08}{30 \cdot (30 - 3) - 78,1} = 0,022 = 2,2\% > 0,3\%$$

Miarodajne do określenia nośności stupa jest wyboczenie względem osi y , z uwagi na większą smukłość (mniejszy moment bezwładności przekroju względem osi y) oraz bardziej niekorzystną krzywą wyboczeniową względem tej osi.

Wyznaczenie efektywnej sztywności giętnej przekroju (względem osi y)

Momenty bezwładności:

- stali konstrukcyjne

— stali zbrojeniowej

$$I_s = A_s \left(\frac{b_c}{2} - a \right)^2 = 16,08 \left(\frac{30}{2} - 3 \right)^2 = 2315,5 \text{ cm}^4$$

— betonu

$$I_c = \frac{h_c b_c^3}{12} - I_a - I_s = \frac{30 \cdot 30^3}{12} - 2000 - 2315,5 = 63184,5 \text{ cm}^4$$

Wpływ obciążen długotrwaleń na sztywność giętną przekroju uwzględnia się, przyjmując obniżoną wartość modulu sprężystości betonu. Przyjęto wartość współczynnika pełzania $\phi_t = 2,0$. Zastępczy moduł sprężystości betonu wg wzoru (8.17)

$$E_c = E_{cm} \left(\frac{1}{1 + \frac{N_G \phi_t}{N \cdot \phi_t}} \right) = 3 \cdot \frac{1}{1 + \frac{1168,2}{2208,8} \cdot 2,0} = 14,57 \text{ GPa} = 1,457 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$$

Wartość charakterystyczna sztywności (wzór (8.15))

$$(EI)_{eff} = F_a I_a + E_s I_s + 0,6 E_c I_c = 205 \cdot 10^6 \cdot 2000 \cdot 10^{-8} + 200 \cdot 10^6 \cdot 2315,5 \cdot 10^{-8} + 0,6 \cdot 14,57 \cdot 10^6 \cdot 63184,5 \cdot 10^{-8} = 14255 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

Długość obciążenia

$$l_o = \mu H = 1,0 \cdot 276 = 276 \text{ cm}$$

Sila krytyczna przy wyboczeniu sprężystym

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{l_o^2} = \frac{\pi^2 \cdot 14255}{2,76^2} = 18469 \text{ kN}$$

Nośność przekroju ścisłanego osiowo określona dla wytrzymałości charakterystycznych

$$\begin{aligned} N_{pl,Rk} &= A_a f_{yk} + A_e 0,85 f_{ck} + A_s f_{sk} = 78,1 \cdot 10^{-4} \cdot 235000 + \\ &+ 0,85 \cdot 821,9 \cdot 10^{-4} \cdot 20000 + 16,08 \cdot 10^{-4} \cdot 355000 = 3803,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

Smukłość względna stupa zespołowego — wzór (8.14)

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{3803,4}{18469}} = 0,45$$

Sprawdzenie nośności stupa można przeprowadzić wg metody uproszczonej, ponieważ są spełnione następujące wymagania normowe:

- przekrój poprzeczny stupa ma dwie osie symetrii i jest stały na całej długości elementu,
- udział stali konstrukcyjnej w nośności plastycznej przekroju zespołowego jest zawarty w granicach
- smukłość względna stupa
- stopień zbrojenia przekroju
- grubość otuliny odpowiada warunkom:

$$40 \text{ mm} \leq c_x \leq 0,4b_c,$$

$$40 \text{ mm} \leq c_y \leq 0,3h_c.$$

$$0,2 < \delta = 0,54 < 0,9, \quad \bar{\lambda} \leq 2,$$

$$\rho < 0,04,$$

$$0,2 < \rho = 0,54 < 0,9,$$

$$\bar{\lambda} \leq 2,$$

$$\rho < 0,04,$$

$$\frac{N}{\chi N_{pl,Rd}} = \frac{2208,8}{0,87 \cdot 3106,94} = 0,81 < 1$$

Przykład 8.2

Przyjmując wszystkie dane dotyczące obciążenia i smukłości sztywności wg krzywej c , $\chi = 0,87$. Wartość nośności preta

- wysokość kondygnacji 2,76 m,
- gatunek stali konstrukcyjnej St33S (S235JR),
- klasa i gatunek stali zbrojeniowej A-II, 18G2-b,
- klasa betonu C20/25,
- obciążenie: $N = 2208,8 \text{ kN}$, $N_G = 1168,2 \text{ kN}$.

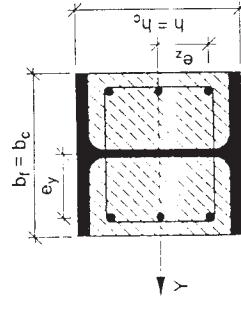
Wstępnie przyjęto kształtownik HE 240 B. Wymiary przekroju oraz charakterystyki geometryczne zestawiono w tabelach 8.8 i 8.9. Przekrój poprzeczny stupa pokazano na rysunku 8.12. Właściwości betonu i stali zbrojeniowej, jak w przykładzie poprzednim. Właściwości stali konstrukcyjnej wg tablicy 8.10.

Tablica 8.8. Wymiary przekroju dwutecznika HE 240 B

h mm	b_f mm	t_w mm	t_f mm	r mm
240	240	10	17	21

Tablica 8.9. Charakterystyki geometryczne dwutecznika HE 240 B

A cm^2	I_x cm^4	I_y cm^4	W_x cm^3	W_y cm^3	i_x cm	i_y cm	m kg/m
91	11 260	3920	938	327	10,3	6,08	82,3



Rysunek 8.12. Przekrój poprzeczny skrzynki

Tablica 8.10. Właściwości stali konstrukcyjnej

f_d MPa	R_c MPa	R_m MPa	E GPa	ϵ	λ_p
205	225	375	205	1,02	86,02

Załóżono żbrojenie $6\varnothing 16$ mm, $e_y = 8$ cm, $e_z = 8$ cm.Pola przekrojów części składowych elementu zespolonego:
— stali zbrojeniowej
— kształtownika

$$A_u = 91 \text{ cm}^2$$

— rdzenia betonowego
 $A_c = b_c h_c - A_a = 24 \cdot 24 - 91 = 427,94 \text{ cm}^2$
 Moment bezwładności (w płaszczyźnie mniejszej sztywności):
 — kształtownika

$$I_a = 3920 \text{ cm}^4$$

— stali zbrojeniowej
 $I_s = 0,5 \cdot 12,06 \cdot 8^2 = 385,9 \text{ cm}^4$
 — rdzenia betonowego

$$I_c := \frac{b_c h_c^3}{12} - I_a - I_s = \frac{24 \cdot 24^3}{12} - 3920 - 385,9 = 23342 \text{ cm}^4$$

Sztywność przekroju — wzór (8.15)

$$(EI)_{eff} := E_a I_a + E_s I_s + 0,6 E_c I_c := 205 \cdot 10^6 \cdot 3920 \cdot 10^{-8} + 200 \cdot 10^6 \cdot 385,9 \cdot 10^{-8} + 0,6 \cdot 14,57 \cdot 10^6 \cdot 23342 \cdot 10^{-8} := 10280 \text{ kNm}^2$$

Wpływ obciążen długotrwanych na sztywność giętą przekroju uwzględniono, jak w przykładzie 8.1.

Siła krytyczna przy wyboczeniu sprężystym

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{l_o^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10280}{2,76^2} = 13319 \text{ kN}$$

Nośność przekroju osiowo ściszanego określona dla wytrzymałości charakterystycznych

$$N_{pl,Rk} = A_a f_{yk} + A_c 0,85 f_{ck} + A_s f_{sk} = 91 \cdot 10^{-4} \cdot 225000 + 0,85 \cdot 472,94 \cdot 10^{-4} \cdot 20000 + 12,06 \cdot 10^{-4} \cdot 355000 = 3279,6 \text{ kN}$$

Smakosć względna stupa zespolonego — wzór (8.14)

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{3279,6}{13319}} = 0,49$$

Sprawdzenie warunku dotyczącego maksymalnego procentu zbrojenia

$$\rho = \frac{A_s}{b_c h_c - A_a} = \frac{12,06}{24 \cdot 24 - 91} = 0,025 < 0,04$$

Nośność przekroju w zakresie plastycznym — wzór (8.4)

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} = 91 \cdot 10^{-4} \cdot 205000 + 0,85 \cdot 472,94 \cdot 10^{-4} \cdot 13300 + 12,06 \cdot 10^{-4} \cdot 310000 = 2774 \text{ kN}$$

Udziar stali konstrukcyjnej w nośności plastycznej przekroju zespolonego jest zawarty w granicach

$$0,2 < \delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{91 \cdot 10^{-4} \cdot 205000}{2774} = 0,67 < 0,9, \quad \bar{\lambda} < 0,8,$$

Współczynnik redukcyjny zależy od postaci wyboczenia (wg krzywej wyboczeniowej c dla $\bar{\lambda} = 0,49$) $\chi = 0,85$. Warunek nośności preta zespolonego skierowanego osiowo

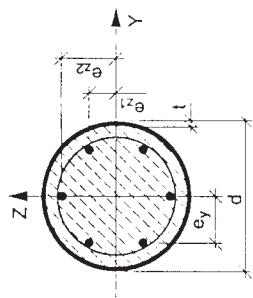
$$\frac{N}{\chi N_{pl,Rd}} = \frac{2208,8}{0,85 \cdot 2774} = 0,94 < 1$$

Przykład 8.3

Dla zatożen z poprzedniego przykładu zaprojektować styp z rury wypełnionej betonem. Dane:

- wysokość kondygnacji 2,76 m,
- gatunek stali konstrukcyjnej St3S (S355JR),
- klasa i gatunek stali zbrojeniowej A-II, 18G2-b,
- klasa betonu C20/25,
- obciążenie: $N = 2208,8 \text{ kN}$, $N_G = 1168,2 \text{ kN}$.

Wstępnie przyjęto rurę $\varnothing 219,1 \times 14,2$, gdzie $A_a = 91,4 \text{ cm}^2$, $I_a = 4820 \text{ cm}^4$. Przekrój poprzeczny słupa pokazano na rysunku 8.13. Właściwości betonu, stali zbrojeniowej i konstrukcyjnej przyjęto, jak w przykładzie 8.1.



Rysunek 8.13. Przekrój poprzeczny słupa

Zadano zbrojenie $6\varnothing 12$ w rozstawkach: $e_y = 56 \text{ mm}$, $e_{z1} = 32 \text{ mm}$, $e_{z2} = 65 \text{ mm}$.

Pola przekrojów części składowych elementu zespolonego:

— płaszcz rury

$$A_a = 91,4 \text{ cm}^2$$

— stali zbrojeniowej

$$A_s = 6,8 \text{ cm}^2$$

— rdzenia betonowego

$$A_c = \frac{\pi d^2}{4} - A_a - A_s = \frac{\pi \cdot 21,91^2}{4} - 91,4 - 6,8 = 278,6 \text{ cm}^2$$

Momenty bezwładności:

— płaszcz rury

$$I_a = 4820 \text{ cm}^4$$

— stali zbrojeniowej

$$I_s = \frac{4}{6} e_y^2 = 4 \cdot 1,13 \cdot 5,6^2 = 141,7 \text{ cm}^4$$

$$I_c = \frac{\pi \cdot (21,91 - 2 \cdot 1,42)^4}{64} - 141,7 = 6346,9 \text{ cm}^4$$

Sztynność przekroju — wzór (8.15)

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + 0,6 E_c I_c = 205 \cdot 10^6 \cdot 4820 \cdot 10^{-8} + \\ + 2 \cdot 10^8 \cdot 141,7 \cdot 10^{-8} + 0,6 \cdot 14,57 \cdot 10^6 \cdot 6346,9 \cdot 10^{-9} = \\ = 10719 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$\eta_{eo} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 = 4,9 - 18,5 \cdot 0,46 + 17 \cdot 0,46^2 = -0,01 < 0$$

Zastępcy moduł sprężystości betonu, jak w przykładzie 8.1.
Długość obliczeniowa $l_o = 2,76 \text{ m}$.
Siła krytyczna przy wyboczeniu sprężystym

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{l_o^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10719}{2,76^2} = 13888 \text{ kN}$$

Nośność przekroju osiowo ścisiałego określona dla wytrzymałości charakterystycznych

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{sk} + A_c f_{ck} + A_s f_{sk} = 91,4 \cdot 10^{-4} \cdot 235000 + \\ + 278,6 \cdot 10^{-4} \cdot 20000 + 6,8 \cdot 10^{-4} \cdot 355000 = 2946,5 \text{ kN}$$

Smukłość względna słupa zespolonego

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rd}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2946,5}{13888}} = 0,46$$

Sprawdzenie warunków konstrukcyjnych:

— ze względu na stateczność miejscową:

$$\frac{d}{t} = \frac{219,1}{14,2} = 15,4 < 90 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 90$$

— ze względu na maksymalny procent zbrojenia

$$\rho = \frac{A_s}{\frac{\pi d^2}{4} - A_a} = \frac{\frac{6,8}{\pi \cdot 21,91^2}}{4} = 0,0242 < 0,04$$

— ze względu na smukłość $\bar{\lambda} = 0,46 < 0,5$.

Spełnienie dwóch ostatnich warunków upoważnia — w przypadku rur o przekroju kołowym wypełnionych betonem — do uwzględnienia wzrostu wytrzymałości betonu z tytułu ograniczenia odkształceń poprzecznych. W takim przypadku nośność plastyczną można obliczyć ze wzoru (8.9)

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left(1 + \eta_e \frac{t}{d} \frac{f_{ck}}{f_{ck}} \right) + A_s f_{sd}$$

w którym współczynniki są określone wzorami od (8.10) do (8.13), w zależności od stosunku mimośrodów c do średnicy słupa d :

$$\text{gdy } 0 < \frac{c}{d} \leqslant 0,1$$

$$\eta_a = \eta_{ao} \cdot (1 - \eta_{ao}) \frac{10c}{d}$$

gdzie:

$$\eta_{ao} = 0,25 \cdot (3 + 2 \cdot \bar{\lambda}) = 0,25 \cdot (3 + 2 \cdot 0,46) = 0,98, \quad \eta_c = \eta_{co} \left(1 - 10 \frac{e}{d} \right) = 0$$

gdziż

$$\eta_{co} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 = 4,9 - 18,5 \cdot 0,46 + 17 \cdot 0,46^2 = -0,01 < 0$$

Zatem $\eta_a = 1$, $\eta_c = 0$

$$N_{pl,Rd} = 1 \cdot 91,4 \cdot 10^{-4} \cdot 215000 + 278,6 \cdot 10^{-4} \cdot 13300 \cdot (1 + 0) + \\ + 6,8 \cdot 10^{-4} \cdot 310000 = 2546,4 \text{ kN}$$

Udział stali konstrukcyjnej w nośności plastycznej przekroju zespolonego jest zawarty w granicach

$$0,2 < \delta = \frac{A_s f_{yd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{91,4 \cdot 10^{-4} \cdot 215\,000}{2546,4} = 0,77 < 0,9$$

Współczynnik redukcyjny zależy od postaci wyboczenia (wg krywicy wyboczeniowej a) odczytany z tablicy 8.4 $\chi = 0,94$.

Warunek nośności pręta zespolonego ściśkanego osiowo

$$\frac{N}{\chi N_{pl,Rd}} = \frac{2208,8}{0,94 \cdot 2546,4} = 0,92 < 1$$

Więcej przykładów obliczania słupów z rur wypełnionych betonem można znaleźć w monografii [7].

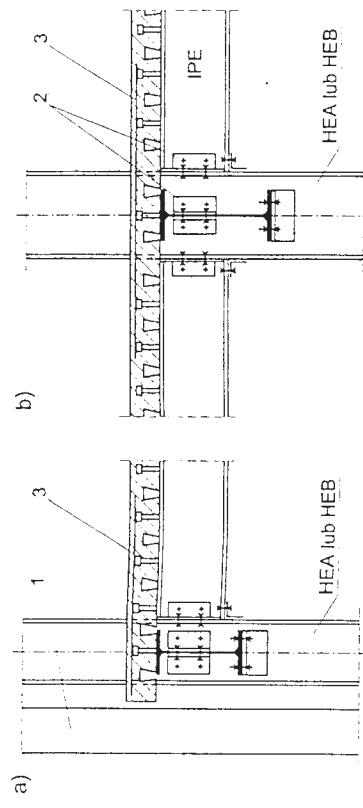
Rozdział 9

Połączenia belek i podciągów ze sztupami

9.1. Uwagi ogólne

Zalożenia przyjęte w analizie konstrukcji powinny być zgodne z przewidzianym zachowaniem się połączzeń belek i podciągów ze sztupami. Jak podano wcześniej, połączenia te mogą być sztywne, tj. równe sztywności przekroju zespolonego belki lub podcięgu w przeszle, podane i nominalnie przegubowe.

Najczęściej są wykonywane połączenia nominalne przegubowe (rys. 9.1). Projektuje się je najczęściej na śruby (jak na rysunku), a w pytcie nad podporą umieszcza się zbrojenie przeciwdziające zarysowanemu betonu. Obrót belki (podcięgu) na podporze powoduje uplastycznienie tego zbrojenia, co prowadzi do wystąpienia niewielkiego momentu podporowego. Moment ten pomija się w obliczeniach belki (podcięgu), a uwzględnia się w obliczeniach słupów skrajnych. Rozwiążanie to jest bezpieczne i oszczędne pod względem zużycia stali, ponieważ największe korzyści płynące z zespolenia uzyskuje się w przeszach belek (podciągów).



Rysunek 9.1. Przykłady nominalnych przegubowych połączeń belki i podcięgiów ze sztupami: a) skrajnym, b) pośrednim; 1 – ściana ostnowa, 2 – śruby, 3 – zbrojenie przeciwzmarszczkujące zarysowania betonu