

- w betonie

$$\sigma_c = \frac{M'_{przk} x}{n I_1} = \frac{73,2 \cdot 10^{-3} \cdot 0,077}{14 \cdot 6545,3 \cdot 10^{-8}} = 6,2 \text{ MPa} < f_{ck} = 20 \text{ MPa}$$
 - w belce stalowej

$$\sigma_a = \frac{M'_{przk} (h_a + h - x)}{I_1} = \frac{73,2 \cdot 10^{-3} \cdot (0,18 + 0,11 - 0,077)}{6545,3 \cdot 10^{-8}} = 238 \text{ MPa} < f_y = 275 \text{ MPa}$$
- Sprawdzenie naprężeń w przekroju podporowym:
- w zbrojeniu

$$\sigma_s = \frac{M'_{podk} (h_a + h - x_o - a_1)}{I_2} = \frac{46,7 \cdot 10^{-3} \cdot (0,18 + 0,11 - 0,1311 - 0,02)}{3087,8 \cdot 10^{-8}} = 210 \text{ MPa} < f_{sk} = 355 \text{ MPa}$$

- w belce stalowej

$$\sigma_a = \frac{M'_{podk} x_o}{I_2} = \frac{46,7 \cdot 10^{-3} \cdot 0,1311}{3087,8 \cdot 10^{-8}} = 198,3 \text{ MPa} < f_y = 275 \text{ MPa}$$

PV.6. Podciąg

Dane:

- rozpiętość obliczeniowa podciągu 7,2 m,
- gatunek stali konstrukcyjnej S235,
- grubość płyty stropowej $h = 110 \text{ mm}$, $h_c = 51 \text{ mm}$,
- klasa betonu i stali zbrojenkowej C20/25, A-I,
- obciążenia płyty:
 - stałe $g_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$,
 - zmienne $p_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$.

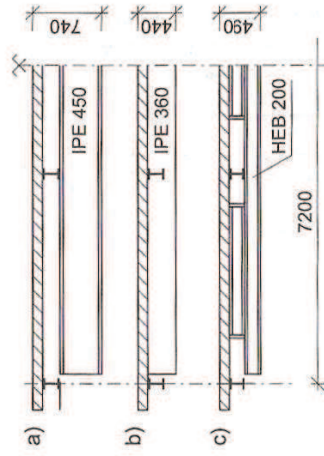
Właściwości stali konstrukcyjnej podano w tablicy PV.7.

Rozpatrywano trzy warianty rozwiązań konstrukcyjnych:

- a) podciąg stalowy – belki ciągle z IPE180 jak w p. PV.5 (rys. PV.13a),
- b) podciąg zespolony – belki swobodnie podparte z IPE220 jak w p. PV.3 (rys. PV.13b)
- c) podciąg zespolony o konstrukcji ażurowej – belki ciągle jak w p. PV.5 (rys. PV.13c).

Przekroje podciągów określono:

- wariant a – wg PN-EN 1993-1-1,
- wariant b – wg PN-EN 1994-1-1 (analogicznie jak w przypadku belek zespolonych – patrz rozdział 9 i p. PV.3),
- wariant c – wg wytycznych [5] opracowanych na podstawie badań eksperymentalnych (zasady obliczeń wraz z przykładem obliczeniowym podano w pracy [4]); przywołano tu pozycje bibliograficzne z rozdziału 9.



Rysunek PV.13. Schematy wariantów rozwiązań konstrukcyjnych podciągów

W wariantach a) i c) przewody instalacyjne mogą być prowadzone w przestrzeni konstrukcyjnej stropu, a w wariantcie b) w przestrzeni między konstrukcją a podwieszonym sufitem.

Masa jednostkowa podciągu stalowego (wariant a)) wynosi 77,6 kg/m, a podciągu o konstrukcji ażurowej (wariant c)) z uwzględnieniem elementów pośrednich – 72,3 kg/m. Porównywalna masa podciągu zespolonego (wariant b)) z uwzględnieniem różnicy masy belek wynosi 79,3 kg/m i jest największa. Najmniejsza jest jednak w tym wariantcie wysokość konstrukcyjna stropu. Optymalne rozwiązanie to wariant c), który odznacza się najmniejszym zużyciem stali i wysokością konstrukcyjną niewiele większą niż w wariantcie b). Obliczanie podciągów zespolonych o konstrukcji ażurowej nie jest ujęte w przepisach normowych i dlatego nie będzie tu omawiane. Zainteresowanych odsyła się do literatury źródłowej [4], [5] w rozdziale 9.

PV.7. Słupy

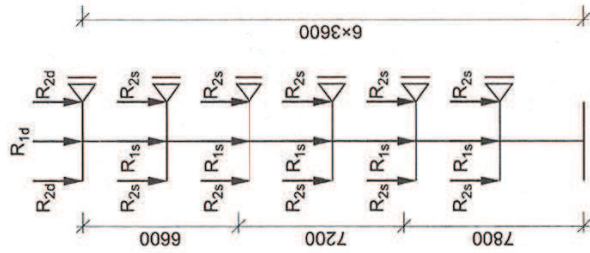
PV.7.1. Słup środkowy

Założenia:

- liczba kondygnacji 6,
- wysokość kondygnacji brutto 3,6 m,
- stal konstrukcyjna S235,

- stal zbrojona A-II, 18G2-b,
- beton klasy C20/25.

Przyjęto słupy z rur o średnicy 219,1 mm i grubości ścianek od 6,3 do 14,2 mm wypełnione betonem. Przewiduje się wykonanie elementów słupów w odcinkach o wysokości dwóch kondygnacji (rys. PV.14).
Niżej przedstawiono schemat obciążenia słupa.



Rysunek PV.14. Schemat słupa (R_{1d} , R_{1s} — obciążenia z belek środkowych, R_{2d} , R_{2s} — obciążenia z podciągów)

Obciążenia z belek środkowych i podciągów równoważą się — słup obciąża się jako osiowo ściskany. Obliczenia ograniczono do sprawdzenia nośności dolnego, najbardziej obciążonego odcinka słupa. Całkowite obciążenie, z uwzględnieniem normowej redukcji obciążenia zmiennego, wynosi 2207,2 kN, w tym obciążenie stałe 1209,7 kN.

Obciążenia użytkowe wchodzące na słup z kilku kondygnacji. Całkowite obciążenie użytkowe wchodzące w skład maksymalnej siły osiowej, zostało zredukowane za pomocą współczynnika α_n , który zależy od liczby kondygnacji ponad obciążonymi elementami konstrukcyjnymi tej samej kategorii. Dla dolnej części słupa określono

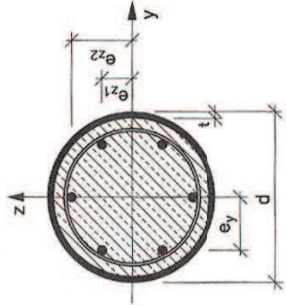
$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2)\psi_0}{n} = \frac{2 + (5 - 2) \cdot 0,7}{5} = 0,82$$

Wstępnie przyjęto rurę $\phi 219,1 \times 14,2$, gdzie $A_a = 91,4 \text{ cm}^2$, $I_a = 4820 \text{ cm}^4$.

Przekrój poprzeczny słupa pokazano na rysunku PV. 15. Właściwości betonu i stali konstrukcyjnej przyjęto jak w p. PV.3, a właściwości stal zbrojeniowej klasy A-II podano w tablicy PV.19.

Tablica PV.19. Właściwości stali zbrojeniowej

| f_{st} , MPa | f_{sd} , MPa | E_s , GPa |
|----------------|----------------|-------------|
| 355 | 310 | 210 |



Rysunek PV.15. Przekrój poprzeczny słupa

Założono zbrojenie $6\phi 12$, w rozstawach: $e_y = 56 \text{ mm}$, $e_z = 32 \text{ mm}$, $e_2 = 65 \text{ mm}$.

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

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

Momenty bezwładności:

- płaszcz rury $I_a = 4820 \text{ cm}^4$,
- stali zbrojeniowej

$$I_s = 4 \frac{A_s e_y^2}{6} = 4 \cdot 1,13 \cdot 5,6^2 = 141,9 \text{ cm}^4$$

— rdzenia betonowego

$$I_c = \frac{\pi \cdot (21,91 - 2 \cdot 1,42)^4}{64} - 141,7 = 6350 \text{ cm}^4$$

Szywność przekroju wg wzoru (9.62)

$$\begin{aligned} E I_{eff,k} &= E_a I_a + 0,6 E_c I_c + E_s I_s = 210 \cdot 10^6 \cdot 4820 \cdot 10^{-8} + \\ &+ 0,6 \cdot 14,3 \cdot 10^6 \cdot 6350 \cdot 10^{-9} + 2 \cdot 10^8 \cdot 141,9 \cdot 10^{-8} = \\ &= 10460,3 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 \end{aligned}$$

Zastępczy moduł sprężystości betonu wg wzoru (9.64)

$$E_c = E_{cm} \cdot \frac{1}{1 + \frac{N_G}{N} \phi} = 30 \cdot \frac{1}{1 + \frac{1209,7}{2207,2} \cdot 2,0} = 14,3 \text{ GPa} = 14,3 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$$

Długość obliczeniowa $l_o = 3,6 \text{ m}$.

Siła krytyczna przy wyboczeniu sprężystym

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_{eff,k}}{l_o^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10460,3}{3,6^2} = 7957,9 \text{ kN}$$

Nośność przekroju osiowo ściskanego określona dla wytrzymałości charakterystycznych

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

Smukłość względna słupa zespolonego

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2946,6}{7957,9}} = 0,61$$

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

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

— ze względu na smukłość

$$\bar{\lambda} = 0,61 > 0,5$$

Niespełnienie ostatniego warunku nie pozwala na uwzględnienie wzrostu wytrzymałości betonu z tytułu ograniczenia odkształceń poprzecznych. W takim przypadku nośność plastyczną należy obliczyć ze wzoru (9.52b)

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd}$$

Po podstawieniu

$$N_{pl,Rd} = 91,4 \cdot 10^{-4} \cdot 235000 + 278,8 \cdot 10^{-4} \cdot 13300 + 6,8 \cdot 10^{-4} \cdot 310000 = 2729,5 \text{ kN}$$

Udział stali konstrukcyjnej w nośności plastycznej przekroju zespolonego zawiera się w granicach

$$0,2 < \delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{91,4 \cdot 10^{-4} \cdot 235000}{2729,5} = 0,79 < 0,9$$

Współczynnik redukcyjny zależy od postaci wybożenia (krzywa wybożeniowa α , $\chi = 0,89$). Warunek nośności pręta zespolonego ściskanego osiowo (6.3)

$$\frac{N}{\chi N_{pl,Rd}} = \frac{2207,2}{0,89 \cdot 2729,5} = 0,91 < 1$$

W przypadku małej liczby kondygnacji lub relatywnie dużych obciążeń zmierzonych w stosunku do obciążeń stałych należy ponadto uwzględnić możliwość niesymetrycznego obciążenia słupa od oddziaływań zmiennych. Nośność słupa trzeba wówczas zweryfikować przy uwzględnieniu działania momentu zginającego stowarzyszonego ze zmniejszoną siłą osiową. Sposób obliczeń mimośrodowego ściskania zostanie zaprezentowany w p. PV.7.2.

PV.7.2. Słup skrajny

Dane:

- wysokość kondygnacji 3,6 m,
- gatunek stali konstrukcyjnej S235,
- klasa betonu C20/25.

Schemat obciążenia słupa przedstawiono na rysunku PV.16.

Słup podzielono na trzy odcinki o wysokości dwóch kondygnacji. Reakcje belek stropodachu od obciążeń stałych przyjęto w uproszczeniu równe reakcjom belek ze stropów. Obliczenia ograniczono do sprawdzenia nośności dolnego, najbardziej obciążonego odcinka słupa. Całkowite obciążenie z uwzględnieniem normowej redukcji obciążenia zmiennego wynosi 1220 kN, w tym obciążenie stałe 693,3 kN. Maksymalne reakcje podciągów wynoszą 144,1 kN. Skrajne słupy obciążone są jednostronnie oddziaływaniem pionowym podciągów w sposób mimośrodowy (belki skrajne przekazują obciążenie bezpośrednio na słupy w płaszczyźnie ich osi). Wywołuje to dodatkowe zginanie słupów, które należy uwzględnić przy sprawdzaniu nośności. Mimośród dla