

Obliczenia statyczne
 sprawdzające wybranych elementów
 konstrukcji budynku przy ulicy Długiej 29a
 w Zgierzu.

1. Dach

Z uwagi na znaczne przekroje elementów konstrukcji więźby dachu a mianowicie krokwi $10 \times 14 \text{ cm}$ i płatwi $12 \times 15 \text{ cm}$ przy niewielkich ich rozpiętościach oraz układu obciążeń ciężar własny + śnieg nośność elementów jest zachowana - zaniechano ich obliczeniowego sprawdzenia.

2. Stropy

2.1. Strop drewniany nad II-gim pięciem

poz. 2.1.1 - belka stropu.

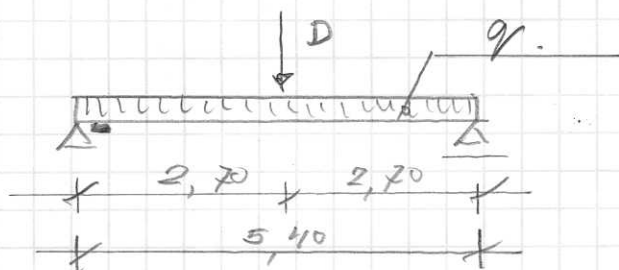
Schemat statyczny - belka wolnooparta.

$$L_0 = 1,025 \cdot 5,26 \approx 5,40 \text{ m}$$

Struktura stropu w/g odległości 15 rys. 10

przekroj. belki $14 \times 25 \text{ cm}$

rozstaw belek $a = 0,87 \text{ m}$



Zestawienie obciążeń - str 2.

• gładź cementowa

0,01 · 100 · 210 = 0,21 kN/m² 1,30 0,27 kN/m³

• płyta surowca 5cm

0,05 (0,87 - 0,14) · 4,50 : 0,87 = 0,19 kN/m² 1,20 0,23 -II

• wsuwanke z olesek 19mm

0,019 (0,87 - 0,14) · 5,50 : 0,87 = 0,09 -II 1,20 0,10 -II

• podsufitka z olesek 25mm

0,025 · 5,50 = 0,14 -II 1,20 0,17 -II

• tylnik na trzcinie

0,015 · 15,0 = 0,23 -II 1,30 0,29 -II

• belka stropu

0,14 · 0,25 · 5,50 : 0,87 = 0,22 -II 1,10 0,24 -II

g_k = 1,08 kN/m² g = 1,30 kN/m²

obciążenie zmienne stropu

wg PN-82/B-02003 tablica 1/1

ole podłazny z ostatepem

przez wyłaz

p_k = 0,50 kN/m² 1,40 0,70 kN/m²

Razem

g_k = 1,58 kN/m² g = 2,00 kN/m²

stąd na 1mb belki q = 0,87 · 2,00 = 1,74 kN/m²

obciążenie skupione „N”

- od dachu wg PN-82/B-2001 tablica Z2-1/6

Powierzchnia dachu przekazująca obciążenie na strop ramy płaskiowej. Wpływ znikomego nachylenia połaci dachu na obciążenia pomijamy

A = (2,78 + 5,54) · 0,5 · 3,55 · 0,5 = 7,38 m² ≈ 7,40 m²

G = 0,35 kN/m² · 7,40 · 1,20 = 3,11 kN

- od śniegu wg PN-80/B-02000/A2 i załącznik Z1-1

$$S = 0,90 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,80 \cdot 7,40 = 5,33 \text{ kN} \quad 1,50 \quad 8,00 \text{ kN}$$

$$N = R + S = 3,11 + 5,00 = \underline{11,11 \text{ kN}}$$

Po wytrasie obciążenie przekazuje się na dno belki słupowe, stąd

$$D = N/2 = 11,11 : 2 = \underline{5,56 \text{ kN}}$$

Moment zginający od obciążeń zewnętrznych

$$M_z = 0,125 \cdot 1,74 \cdot 5,40^2 + \frac{5,56 \cdot 5,40}{4} = 6,34 + 7,51$$

$$\underline{M_z = 13,85 \text{ kNm}}$$

Przyjęto klasę drewna C30 wg

PN-B-03250 sierpień 2000.

wytrzymałość obliczeniowa drewna na zginanie

$$f_{m,y,d} = \frac{k_{mod} \cdot X_k}{\gamma_m} \quad \text{dla C30 } X_k = f_{m,k} = 30 \text{ MPa}$$

$$k_{mod} = 0,60 \quad \text{tabela 3.2.5 normy}$$

$$\gamma_m = 1,30 \quad \text{--- 3.2.2 ---}$$

$$f_{m,y,d} = \frac{0,60 \cdot 30}{1,30} = 13,85 \text{ MPa} \cdot 0,90 = 12,46 \text{ MPa}$$

przyjęto 12,50 MPa

0,90 - współczynnik korygujący wytrzymałość drewna z uwagi na wiek

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_z}{W}; \quad W = \frac{bh^2}{6} = \frac{14 \cdot 25^2}{6} = 1458 \text{ cm}^3$$

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{14 \cdot 25^3}{12} = 18229 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{13,85}{1458} \cdot 10^3 = 9,50 \text{ MPa} < k_{crit} \cdot f_{m,y,d};$$

$$k_{crit} = 1,0;$$

$$\sigma_{m,y,d} = 9,50 \text{ MPa} < 1,0 \cdot 12,50 \text{ MPa}$$

Nośność

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1,00; \quad \frac{9,50}{12,50} = 0,76 < 1,00$$

nośność belek stopu jest zachowana.

sprawdzenie ugięcia

ugięcie normowe

$$u_{net,fin} = \frac{L_0}{300} = \frac{540}{300} = 1,80 = \underline{\underline{2,70 \text{ cm}}}$$

powyższe wg tabeli 5.2.3 normy PN-B-03150:2000

Z uwagi na wykorzystanie nośności belek

tylko w 76% jak wówczas warunk normowy,

ze ugięcie belek w obiektach starych może być

zwiększone o 5% sprawdzenie ugięcia belek

pominięto. Normowe ugięcie belek jest zachowane

stąd.

$$u_{net} < u_{net,fin} = \underline{\underline{2,70 \text{ cm}}}$$

roz. 2.1.2 Podciąg stropu drewnianego II-go piętra

schemat statyczny - belka wolnoopierona

$$\text{rozpiętość obliczeniowa } L_0 = 1,025 \cdot (3,52 + (0,58 - 0,44)) = 3,75$$

obciążenie na 1mb podciągu

$$- \text{ od stropu, z roz 2.1 } - (5,15 + 0,5 \cdot 0,15) \cdot 2,0 = 10,53 \text{ kN/m}$$

- obciążenie od dachu z poz. 2.2.1

$5,56 : 0,87$

$= 6,39 \text{ kN/m}^2$

- ciężar podciągu $0,22 \cdot 0,22 \cdot 5,50 \cdot 1,10 = 0,29 \text{ m}$

- ciężar na siatce $0,015(0,22 \cdot 3,0 \cdot 1,00) \cdot 1,3 \cdot 22,0 = 0,28 \text{ m}$

Razem $q = 17,49 \text{ kN/m}^2$

$M_z = 0,125 \cdot q \cdot L_0^2$

$M_z = 0,125 \cdot 17,49 \cdot 3,75^2 = 30,74 \text{ kNm}$

wyzużywalność obliczeniowa drewna na zgięcie jak w poz 2.1 - $f_{m,y,d} = 12,50 \text{ MPa}$

przekrój podciągu $22 \times 22 \text{ cm}$

wskaznik wyżywalności $W_x = \frac{22^3}{6} = 1775 \text{ cm}^3$

$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_z}{W_x} = \frac{30,74}{1775} \cdot 10^3 = 17,32 \text{ MPa} > k_{crit} \cdot f_{m,y,d} = 12,50 \text{ MPa}$

Nosiwość

$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{17,32}{12,50} = 1,38 > 1,00$

nosiwość podciągu drewnianego nie jest zachowana.

Sprawdzenie ugięcia

$u_{net, f_{lim}} = \frac{375}{300} \cdot 1,50 = 1,88 \text{ cm}$

$q_k = \frac{q}{\gamma_m} = \frac{17,49}{1,20} = 14,58 \text{ kN/m}^2$

$J = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{22^4}{12} = 19521 \text{ cm}^4$

$u = \frac{5}{384} \frac{q_k \cdot L_0^4}{E_{0,mean} \cdot J_x} < u_{net, f_{lim}} = 1,96 \text{ cm}$

dla C30 $E_{0,mean} = 12 \text{ GPa}$

$u = \frac{5}{384} \frac{14,58 \cdot 375^4}{12 \cdot 10^4 \cdot 0,90 \cdot 19521} = 1,44 \text{ cm} < u_{net, f_{lim}} = 1,88 \text{ cm}$

warunek ugięcia jest zachowany.

2.2 Strop nad T-szym piętrem
trakt potulniowy

poz. 2.2.1 - belka bez obciążenia ściankami

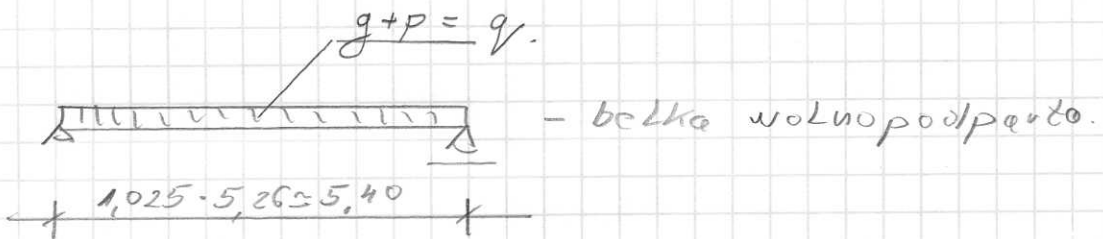
$L_0 = 1,025 \cdot 5,26 \approx 5,40 \text{ m}$

struktura stropu wg odrywki 6 rys 10

belka I 180 w rozstawie $a = 1,00 \text{ m}$

parametry belki I 180

$W_x = 161 \text{ cm}^3$ $J_x = 1450 \text{ cm}^4$; $R_d = 215 \text{ MPa} / 563 \times 1$



Zestawienie obciążeń

- warstwy posadzki (panole, wykładziny styropianowe, PCW w rulonie) - przyjęto $0,07 \text{ kN/m}^2$ 1,20 $0,08 \text{ kN/m}^2$
- gładz z poprawy cement-wap $0,06 \cdot 19,00 = 1,14$ -" 1,30 $1,48$ -"
- żwirbeton $0,12 \cdot 11,0 = 1,68$ -" 1,20 $2,02$ -"
- płyta żwirbetonu $0,10 \cdot 24,00 = 2,40$ -" 1,10 $2,64$ -"
- belka I 180 $0,219 \cdot 1,00 = 0,22$ -" 1,10 $0,24$ -"
- tyłak cement-wap $0,01 \cdot 19,0 = 0,19$ -" 1,30 $0,25$ -"

Razem

$g_k = 5,70 \text{ kN/m}^2$ $g = 6,71 \text{ kN/m}^2$

obciążenie zmienne

$p_k =$ -" 1,30 ; 1,30 p_k -"

Razem

$q = (6,71 + 1,30 p_k) \text{ kN/m}^2$

obciążenie na 1mb belki

$$q = 1,00 (6,71 + 1,30 p_k) \text{ kN/m}$$

$M_R = w_x \cdot f_d \cdot L$ - nośność obliczeniowa przekroju

L - współczynnik rezerwy plastycznej = 1,07

$$M_R = 161 \cdot 215 \cdot 1,07 \cdot 10^{-3} = 37,03 \text{ kNm}$$

z warunku $M_z = M_R$

$$M_z = 0,125 \cdot q \cdot L_0^2; \quad M_z = 0,125 \cdot (6,71 + 1,30 p_k) \cdot 5,40^2$$

$$M_z = 24,46 + 4,73 p_k$$

$$24,46 + 4,73 p_k = 37,03$$

stąd dopuszczalne obciążenie zmienne (użytkowe)

na 1 m^2 wyniesie

$$p_k = \frac{37,03 - 24,46}{4,73} = 2,66 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{przyjęto } p_k = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

zgięcie belek

$$u_{gr} = \frac{1}{250} L; \quad L = 5,26 \text{ m}$$

$$u_{gr} = \frac{1}{250} \cdot 526 = 2,10 \text{ cm};$$

$$u = \frac{5}{384} \frac{q_k \cdot L^2}{E \cdot J_x} \leq u_{gr}$$

$$q = 1,0 (6,71 + 1,30 \cdot 2,50) = 9,96 \text{ kN/m}$$

$$q_k = \frac{q}{\gamma_m} = \frac{9,96}{1,20} = 8,30 \text{ kN/m} \quad E = 205000 \text{ MPa}$$

$$J_x = 1450 \text{ cm}^4$$

$$u = \frac{5}{384} \frac{8,30 \cdot 526^2}{205000 \cdot 10^4 \cdot 1450} = 2,78 \cdot 0,80 = 2,24 \text{ cm} > u_{gr} = 2,10$$

dlą obciążenia zmiennego normalowego $p_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$

$$q = 1,0 (6,71 + 1,30 \cdot 2,00) = 9,31 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 9,31 / 1,20 = 7,76 \text{ kN/m}$$

$$u = \frac{5}{384} \cdot \frac{7,76 \cdot 526^4}{205000 \cdot 10 \cdot 1150} = 2,60 \text{ cm} \cdot 9,80 = 20,9 \text{ cm} < u_{gr} = 2,10 \text{ cm}$$

współczynnik 0,80 dla belek obciążonych.

w/g PN-80/B-03200 pkt 3.3.2.

względnie belek przy obciążeniu zmiennej (użytkowej) na 1 m^2 stropu w wysokości $2,04 \text{ m}^2$ (200 kg/m^2) jest zachowana.

roz. 2.2.2 - belka skryta z uwzględnieniem obciążenia zastępczego od ścianek działowych murowych grub. 10 cm ustawionych równoległe do rozpiętości stropu.

obciążenie zastępcze od ścianek w/g normy PN-82/B-02003 pkt 3.4. tabela 3.

ciężar 1 m^2 ścianki

$$\text{cegła pełna } 0,065 \cdot 18,0 = 1,17 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{tytuł obwieszony } 0,035 \cdot 19,0 = 0,67 \text{ kN/m}^2$$

$$g = 1,84 \text{ kN/m}^2 < g_n = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

wysokość ścianki $h_s = 3,12 \text{ m} > h_n = 2,05 \text{ m}$

współczynnik zwiększający $\frac{3,12}{2,05} = 1,18$.

obciążenie zastępcze tabela 3/3 normy

$$g_z = 1,25 \cdot 1,18 = 1,48 \text{ kN/m}^2$$

zestawienie obciążenia na belkę

od stropu z roz. 2.2.1 - $6,71 \text{ kN/m}^2$

obciążenie zastępcze $1,48 \cdot 1,20 = 1,77$

$$g = 8,48 \text{ kN/m}^2$$

na belkę przypada

$$q = 1,00 (8,48 + 1,30 p_k) \text{ kN/m}$$

Moment od obciążenia równomiernego

$$M_z = 0,125 (8,48 + 1,30 p_k) \cdot 5,40^2$$

$$M_z = 30,90 + 4,73 p_k$$

z warunków $M_z = M_R$ M_R z poz. 2.31

$30,90 + 4,73 p_k = 37,03$; stąd obciążenie zmienne na 1 m^2 słupki: $p_k =$

$$p_k = \frac{37,03 - 30,90}{4,73} = 1,30 \text{ kN/m}^2 \text{ słupki}$$

poz. 2.2.3 belka słupki z uwzględnieniem obciążenia zastępczego od ścianek działowych murowanych grub 15cm ustawionych równoległe do warpiętości słupki. ciężar ścianki

$$\text{cegła pełna } 0,12 \cdot 18,0 = 2,16 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{tynk c-wap. obustronny } 0,03 \cdot 19,0 = 0,57 \text{ --}$$

$$g = 2,73 \text{ kN/m}^2 > 2,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta g = 2,73 - 2,50 = 0,23 \text{ kN/m}^2$$

obciążenie zastępcze na 1 m^2 słupki

$$g_z = (1,25 + 0,23) \cdot 1,18 = 1,75 \text{ kN/m}^2$$

zestawienie obciążenia na belkę

$$\text{-- od słupki z poz. 2.2.1} = 6,71 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{-- obciążenie zastępcze } 1,75 \cdot 1,20 = 2,10 \text{ --}$$

$$g = 8,81 \text{ kN/m}^2$$

na belkę przypada

$$q = 1,00 (8,81 + 1,30 p_k) \text{ kN/m}$$

$$M_2 = 0,125 (0,81 + 1,30 p_k) \cdot 5,40^2$$

$$M_2 = 32,11 + 4,73 p_k$$

M_R - jak w poz. 2.31

$$32,11 + 4,73 p_k = 37,03$$

stąd obciążenie zewnętrzne (urytkowe) na m^2 stopni:

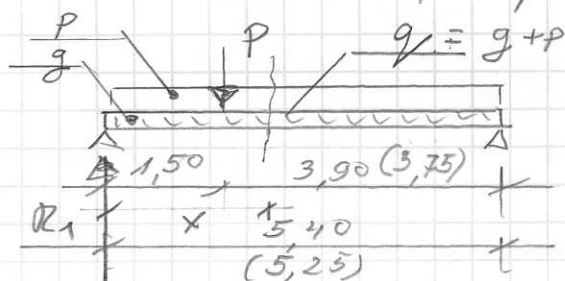
$$p_k = \frac{37,03 - 32,11}{4,73} = \underline{\underline{1,04 \text{ kN/m}^2 \text{ stopni}}}$$

2.3. Strop nad T-ogrywniętven
trakt północny

poz 2.31 - belka z obciążona ścianki

murwaną gubarci 15cm wydzielające
korytarz. ściankę \perp do belek.

schemat statyczny - belka wolnopodparta



$$h_s = 3,12 \text{ m.}$$

rozstaw belek 1,00m

belki z I 180.

obciążenie belki:

- od stopni jak w poz. 2.2.1 -

$$6,71 \text{ kN/m}^2$$

- obciążenie od ścianki "P"

$$P = 2,73 \cdot 3,12 \cdot 1,20 = 10,22 \text{ kN}$$

maksymalny moment w miejscu zerowania
siły poprzecznej:

$$R_1 = 6,71 \cdot 5,40 \cdot 0,5 + \frac{10,22 \cdot 3,90}{5,40} = 25,51 \text{ kN}$$

$$x = \frac{25,51 - 10,22}{6,71} = \underline{\underline{2,28 \text{ m}}}$$

Moment zewnętrzny od obciążenia

Wzrosty d1

$$M_{z \max} = 11,25,51 \cdot 2,28 - 0,77 \cdot 2,28^2 \cdot 1,14 - 10,22(2,28 - 1,50);$$

$$M_{z \max} = 32,75 \text{ kNm} \cdot MR = 37,03 \text{ poz 2.2.1}$$

$$\Delta M = 37,03 - 32,75 = 4,28 \text{ kNm}$$

Moment od obciążenia zmiennych (użytkowych)

$$M_{pk} = 0,125 \cdot 1,3 p_k \cdot 5,40^2 \quad M_{pk} = 4,73 p_k \text{ kNm}$$

$$M_{pk} = \Delta M$$

$$4,73 p_k = 4,28; \text{ stąd obciążenie}$$

zmiennne (użytkowe) na m^2 stropu wynosi

$$p_k = \frac{4,28}{4,73} = \underline{\underline{0,90 \text{ kN/m}^2}}$$

poz. 2.3.2 - belka obciążona ścianką

korytarza i obciążeniem zastępczym od ścianek działowych murowanych grubości 10 cm, ustawionych równoległo do osi względnie stropu.

schemat statyczny - belka wolnooparcia

szkic przy poz 2.3.1

obciążenie belki

- od stropu jak w poz 2.2.2 - $8,48 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie od ścianki "P" jak w poz. 2.1.1 $P = 10,22 \text{ kN}$

Miejsce zerowania siły poprzecznej

$$R_1 = 8,48 \cdot 5,40 \cdot 0,5 + \frac{10,22 - 3,90}{5,40} = 30,28 \text{ kN}$$

$$x = \frac{30,28 - 10,22}{8,48} = 2,36 \text{ m}$$

Moment zewnetrzny od obciążeń statycznych

$$M_{zmax} = 30,28 \cdot 2,36 - 8,48 \cdot 2,36 \cdot 1,18 - 10,22(2,36 - 1,50)$$

$$M_{zmax} = 39,05 \text{ kNm}$$

$$M_{R} = 37,03 \text{ kNm} \text{ poz. 2.2.1}$$

Moment od obciążeń statycznych $M_{zmax} = 39,05 \text{ kNm}$ jest większy od obliczeniowej nośności przekroju belek $M_w = 37,0 \text{ kNm}$. Belki słupu nie są w stanie przetrwać żadnego obciążenia zmiennego (użytkowego)

$$p_k = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

poz. 2.3.3 Podciąg słupu nad T-sztyw
piętrowy.

Złoty z 27 1000 - odległość 4 i 11 wys 9.

Ruszenie obliczeniowa $L_0 = 3,47 \text{ m}$

Podciąg sprężony przyjmując poniższe założenia:

- ciężar stały obliczeniowy słupa - $6,71 \text{ kN/m}^2$ poz. 2.2.1
 - obciążenie od ścianki korytwa gr. 15 cm
 - ustawionej na podciągu $2,13 \text{ kN/m}^2$ - poz. 2.2.3
 - obciążenie zastępcze charakterystyczne od ścianek działowych z poz. 2.2.2 - $1,48 \text{ kN/m}^2$
 - ciężar słupa trakt pótłocny, ścianka \perp do belek i obciążenie zastępcze od ścianek poz. 2.3.2
- $$g = R_{10} \cdot 1,00 = 30,28 \cdot 1 = 30,28 \text{ kN/m}$$

- ciężar słopu wraz z belkami podciągami trakt' poprzeczny - $6,71 \cdot 5,40 \cdot 5 = 18,12 \text{ kN/m}$
- obciążenie od ścianek działowych trakt' poprzeczny, $1,48 \text{ kN/m}^2 \cdot 5,40 \cdot 0,5 = 4,00 \text{ kN/m}$
- ciężar słopu trakt' poprzeczny, ścianki i obciążenie zastępcze od ścianek - poz. 2.3.2 = $30,28 \text{ --}$
- ścianka korytarza na podciągu $2,73 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,00 \cdot 3,12 \cdot 1,20 = 10,22 \text{ --}$

$$g = 62,44 \text{ kN/m}$$

obciążenie zmienne

$$p = 1,30 \text{ pK --}$$

$$q = (62,44 + 1,30 \text{ pK}) \text{ kN/m}$$

$$M_z = 0,125 (62,44 + 1,30 \text{ pK}) \cdot 3,47^2$$

$$M_z = (93,98 + 1,96 \text{ pK}) \text{ kNm}$$

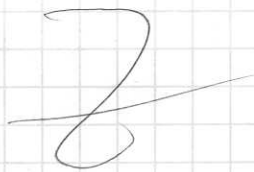
Najmniejsza obliczeniowa przekroju z poz. 2.2.1

$$M_R = 2 \cdot 37,03 = 74,06 \text{ kNm}; \quad M_z = M_R$$

$$93,98 + 1,96 \text{ pK} = 74,06$$

$$pK = \frac{74,06 - 93,98}{1,96} < 0;$$

Podciąg ze względu ^{wybieg} na wytrzymałościowych nie ma możliwości przejęcia obciążeń zmiennych (użytkowych) od słopów.



2.4. Strop nad parterem
trakt' poprzeczny

poz. 2.4.1 belka bez obciążenia ściankami

$$\text{rozpiętość obliczeniowa } l_0 = 1,025 \cdot 5,12 = 5,25 \text{ m}$$

strop analogiczny jak w 2.2.1

- podz. 2.2.1

Moment zginający od obciążeń rozrzuconych

$$M_z = 0,125(6,71 + 1,30 p_k) \cdot 5,25^2$$

$$M_z = 23,12 + 4,48 p_k;$$

$$M_z = M_R$$

M.R z podz. 2.2.1

$23,12 + 4,48 p = 37,03$; stąd dopuszczalne obciążenie zmienne na tym stropu wynosi

$$p_k = \frac{37,03 - 23,12}{4,48} = 3,15 \text{ kN/m}^2 \text{ stropu}$$

podz. 2.4.2 - belka stropu z uwzględnieniem obciążenia

zastępczego od ścianek działowych murowanych gr. 10cm
ustawionych równoległe do rozpiętości stropu

$$q = 1,00 \left(6,71 + 1,25 \cdot \frac{375}{265} \cdot 1,20 + 1,30 p_k \right); \quad q = (8,82 + 1,30 p_k) \text{ kN/m}$$

$$M_z = 0,125(8,82 + 1,30 p_k) \cdot 5,25^2; \quad L_0 = 5,25 \text{ m}$$

$$M_z = 30,38 + 4,48 p_k; \quad M_z = M_R; \quad M_z = 37,03 \text{ kPa}$$

$$30,38 + 4,48 p_k = 37,03$$

stąd obciążenie zmienne na tym stropu

$$p_k = \frac{37,03 - 30,38}{4,48} = 1,48 \text{ kN/m}^2 \text{ stropu}$$

podz. 2.4.3 - belka stropu z obciążeniem zastępczym od

ścianek działowych murowanych gr. 15cm jak w 2.2.3.

$$\text{obciążenie na belkę } q_z = (1,25 + 0,23) \cdot \frac{375}{265} = 2,09 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 1,00(6,71 + 2,09 \cdot 1,20 + 1,30 p_k)$$

$$q = 1,00(9,22 + 1,30 p_k); \quad \text{rozpiętość } L_0 = 5,25 \text{ m}$$

$$M_2 = 0,125(9,22 + 1,30 p_k) 5,25^2$$

$$M_2 = 31,76 + 4,48 p_k \quad M_2 = M_R$$

$$31,76 + 4,48 p_k = 37,03$$

stąd obciążenie zmienne (urządowe) na 1 m² stropu wynosi:

$$p_k = \frac{37,03 - 31,76}{4,48} = 1,18 \text{ kN/m}^2 \text{ stropu}$$

2.5 strop nad parterem
trakt północny

poz. 2.5.1 - belka obciążona ścianką murowaną
głębokości 15cm wydzielającą korytarz.
Ścianka 1 do belek.

schemat słupowy - belka wolnopodparta
szkielet przy poz. 2.3.1. - rozpiętość 5,25m

$h_s = 3,75 \text{ m}$ (wysokość kondygnacji)

rozstaw belek 1,00m; belki z I 180;

obciążenie belki

- od stropu jak w poz 2.2.1 = $6,71 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie skupione od ścianki

$$P = 2,73 \cdot 3,75 \cdot 1,20 \cdot 1,0 = 12,28 \text{ kN}$$

max moment w miejscu zerowania siły

poprzecznej

$$R_1 = 6,71 \cdot 5,25 \cdot 0,5 + \frac{12,28 \cdot 3,75}{5,25} = 26,38 \text{ kN}$$

$$x = \frac{26,38 - 12,28}{6,71} = 2,10 \text{ m}$$

Moment zewnętrzny od obciążeń statycznych

$$M_{z_{max}} = 26,38 \cdot 2,10 - 0,71 \cdot 2,10 \cdot 1,05 - 12,28 \cdot (2,10 - 1,50);$$

$$M_{z_{max}} = 33,23 \text{ kNm} \quad M.R = 37,03 \text{ z poz. 2.2.1}$$

$$\Delta M = 37,03 - 33,23 = 3,80 \text{ kNm}$$

Moment od obciążeń zmiennych

$$M_{pk} = 0,125 \cdot 1,3 p_k \cdot 5,25^2; \quad M_{pk} = 4,47 p_k \text{ kNm}$$

$$M_{pk} = \Delta M.$$

$$4,47 p_k = 3,80 \text{ kNm} \text{ stąd obciążenie zmiienne}$$

na 1 m^2 stropu wynosi

$$p_k = \frac{3,80}{4,47} = \underline{\underline{0,85 \text{ kN/m}^2}}$$

poz. 2.5.2 - belka obciążona ścianką

Korytca i obciążeniem zastępczym od ścianek działowych murowanych grubości 10 cm, ustawionych równolegle do wspierania stropu.

skemał statyczny - belka wolnopodparta

schemat przy poz. 2.3.1

obciążenie belki

- od stropu jak w poz. 2.4.2 - $8,82 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie od ścianki "P"

jak w poz. 2.5.1

$$P = 12,28 \text{ kN}$$

Miejsce zerowania siły poprzecznej

$$R_1 = 8,82 \cdot 5,25 \cdot 0,5 + \frac{12,28 \cdot 3,75}{5,25} = 31,92 \text{ kN}$$

$$x = \frac{31,92 - 12,28}{8,82} = 2,22 \text{ m}$$

Moment zewnętrzny od obciążeń statycznych

$$M_{zmax} = 31,52 \cdot 2,22 - 8,52 \cdot 2,22 \cdot 1,11 = 12,28(2,22-1,59)$$

$$M_{zmax} = 40,28 \text{ kNm} \quad M_R = 37,03 \text{ kNm} \text{ poz. 2.2.1}$$

Moment od obciążeń stałych $M_{zmax} = 40,28 \text{ kNm}$ jest większy od obliczeniowej wartości przekroju belek $M_R = 37,03 \text{ kNm}$;
 Belki stropu nie są w stanie przejść żadnego obciążenia zmiennego (użytkowego)

$$P_k = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

poz. 2.5.3 Podciąg stropu nad parterem

Możliwość podciągu obliczono
w pozycji 2.3.3

Podciąg ze względów wytrzymałościowych nie ma możliwości przejścia obciążeń zmiennych (użytkowych) od stropu.

poz. 3. Stup parteru

zestawy $\phi 160/26$ - odległość 3 wysg.

Zastosowanie obciążeń

- od stropu i dachu > poz 2.12

$$17,49 \cdot (3,75 + 3,47) \cdot 0,5 = 63,14 \text{ kN}$$

- od stropu nad I piętrzem poz. 2.3.3

$$501,44 \cdot (3,47 + 3,75) \cdot 0,5 = 196,53 \text{ kN}$$

- od stropu nad parterem j/w = 196,53 kN

3,61

- obciążenia zastępcze od ścianek działowych

I - piętro - 5,26 * 3,47 * 1,40 * 1,20 = 32,42 kN

II - " - " = 32,42 "

- ścianka ustawiona na podciągu

2,73 * 3,12 * 3,47 * 1,20 = 29,56 "

2,73 * 3,75 * 3,47 * 1,20 = 42,63 "

- ciężar słupów żeliwnych 0,52 * (3,75 + 3,47) * 1,1 = 4,13 "

G ≈ 597,00 kN

G_k = G / gamma_m = 597,00 / 1,20 ≈ 498 kN

Obciążenia zmienne charakterystyczne przyjęto w wysokości odpowiadającej planowemu zagospodarowaniu pięter:

II piętro - pom. administracyjno-biurowe p_k = 2,00 kN/m^2

I piętro - biblioteka książkowa p_k = 5,00 kN/m^2

słup na strop przygotowywany

5,26 * 3,47 * 2,00 kN/m^2 = 36,50 kN

5,26 * 3,47 * 5,00 kN/m^2 = 91,26 kN

P_k = 127,76 kN

obciążenia obliczeniowe

36,50 * 1,40 = 51,10 kN

91,26 * 1,30 = 118,64 kN

P = 169,74 kN

słup żeliwny d 160/16

F = 724 cm^2 G = 0,52 kN/m J = 1899 cm^4

W = 237 cm^3 i = 5,13 cm; h_w = 3,73 - 0,18 = 3,55 m

smaktość lambda = h_w / i = 355 / 5,13 = 69,2 -> beta_1 = 0,467

$$\sigma = \frac{N}{F \cdot \beta_1} < \sigma_c = 80 \text{ MPa}$$

N - obciążenie charakterystyczne

$$N = 498,0 + 127,76 = 625,76 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{625,76}{22,4 \cdot 0,457} = 18,50 \text{ MPa} < \sigma_c = 80 \text{ MPa}$$

nośność słupów jest zachowana.

poz. 4. Filar międzyokiennej ceglany

przekrój: $69 \times 122 = 8418 \text{ cm} = 0,8418 \text{ m}^2$

osiowy wzrost filara 3,43 m

Zestawienie obciążeń

- od dachu z poz 2.1.1 ze śniegiem

$$2,78 \cdot 3,43 \cdot 0,5 (0,35 \cdot 1,20 + 0,90 \cdot 0,8 \cdot 1,50) = 7,12 \text{ kN}$$

$$(5,56 : 2) \cdot \frac{3,43}{0,84} = 10,96 \text{ kN}$$

- od stropu nad II-gim piętrzem poz 2.1.1

$$3,43 \cdot 5,40 \cdot 0,5 \cdot 2,0 \text{ kN/m}^2 = 10,96 \text{ kN}$$

- od stropu nad I piętrzem poz 2.2.1

$$3,43 \cdot 5,40 \cdot 0,5 \cdot 6,71 \text{ kN/m}^2 = 62,14 \text{ kN}$$

- od stropu nad parterem poz 2.5.1

$$3,43 \cdot 5,40 \cdot 0,5 \cdot 6,71 \text{ kN/m}^2 = 62,14 \text{ kN}$$

- obciążenie zastępcze od ścianek

$$(3,43 \cdot 5,40 \cdot 0,5 \cdot 1,48 \cdot 1,20) \cdot 2 = 32,89 \text{ kN}$$

- ciężar muru

$$(3,43 \cdot 4,12 - 2,18 \cdot 2,25) \cdot 0,58 \cdot 18,0 \cdot 1,10 = 105,96 \text{ kN}$$

$$(3,43 \cdot 4,04 - 2,18 \cdot 2,25) \cdot 0,58 \cdot 18,0 \cdot 1,10 = 102,80 \text{ kN}$$

$$G = (3,43 \cdot 11,02 - 2,18 \cdot 2,25) \cdot 0,72 \cdot 18,0 \cdot 1,10 = 120,64 \text{ kN}$$

- obciążenie zmienne przyjęto jak w poz. 3

$$3,43 \cdot 5,40 \cdot 0,5 \cdot 2,0 \cdot 1,40 = 25,93 \text{ kN}$$

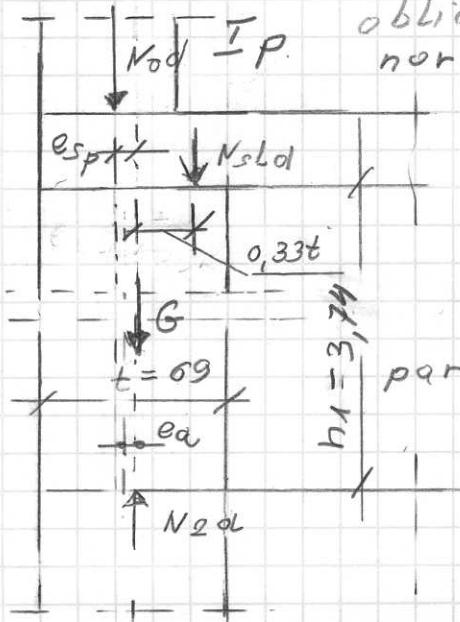
$$= 25,93 \text{ kN}$$

$$3,43 \cdot 5,40 \cdot 0,5 \cdot 5,0 \cdot 1,30 = 60,18 \text{ kN}$$

$$= 60,18 \text{ kN}$$

$$N = 615,20 \text{ kN}$$

$$t_1 = 55$$



obliczenia wg modelu przegubowego, norma PN-B-03002 lipiec 2007 o znaczeniu wg wyniku 5b

z normy PN-B-03002:2007

N_{md} - obliczeniowa siła

parter pionowa w połowie

wysokości rozpatrywanej

ściany

$$N_{md} = 615,20 - 126,64 : 2 = 551,88 \text{ kN}$$

$$N_{od} = 615,20 - 126,64 - 62,14 - 32,89 \cdot 0,5 - 60,18 = 349,79 \text{ kN}$$

N_{sld} - obciążenie od 5 stopni partera

$$N_{sld} = 62,14 + 16,44 + 60,18 = 138,77 \text{ kN}$$

$$N_{2d} = N = 615,20 \text{ kN}$$

mimośród niezamierzony $e_a = \frac{h_1}{300} = \frac{374}{300} = 1,25 \text{ cm}$

$$e_{sp} = \frac{t}{2} - \frac{t_1}{2} = \frac{0,69}{2} - \frac{0,55}{2} = 0,07 \text{ m}$$

$$M_{1d} = -N_{od}(e_{sp} + e_a) + N_{sld}(0,33t + e_a) + G \cdot e_a$$

$$M_{1d} = -349,79(0,07 + 0,0134) + 138,77(0,33 \cdot 0,69 + 0,0134) + 126,64 \cdot 0,0134; \quad M_{1d} = 6,0 \text{ kNm}$$

$M_{2d} = N_{2d} \cdot e_a$

$M_{2d} = 615,20 \cdot 0,0125 = 7,70 \text{ kNm}$

zostępną mimośrod początkowy w połowie wysokości

filara; $M_p = 6,00 + \frac{(7,70 - 6,00) \cdot 1,87}{3,74} = 6,84 \text{ kNm}$

$e_m = \frac{M_p}{N_{m,d}} = \frac{6,84}{551,88}$

$e_m = 0,012 \text{ m}$

efektywna wysokość filara

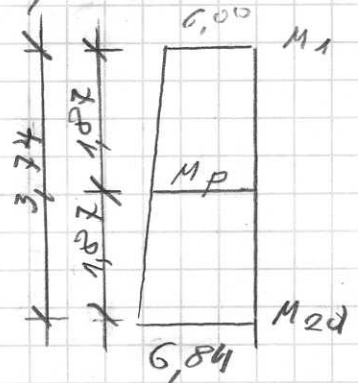
$h_{eff} = \rho_b \cdot \rho_n \cdot h$; $h = 3,74$

$h_{eff} = 1,25 \cdot 1,00 \cdot 3,74$

$h_{eff} = 4,68$

$\rho_b = 1,25$

$\rho_n = 1,00$



cedła sprężystości muru f_m dla zaprawy $f_m < 5,0 \text{ MPa}$

rdnowa się 400.

mimośrodek $e_m/t = \frac{0,012}{0,69} = 0,018$

współczynnik smukłości $\frac{h_{eff}}{t} = \frac{4,68}{0,69} = 6,80$

albo $\frac{h_{eff}}{t} = 6,80$; cedły sprężystości 400;

mimośrodek $e_m/t = 0,018$ z tablicy 12 normy współczynnik

redukcyjny nośności ϕ_m wynosi 0,83

nośność obliczeniowa filara

$N_{m,Rd} = \phi_m \cdot A \cdot f_{d,i}$

$f_{d,i} = \frac{f_k}{\gamma_m}$

albo cedły pełnej $f_b = 10,0 \text{ MPa}$

na zaprawie marki M1

$f_k = 2,2 \text{ MPa}$

$\gamma_m = 2,2$ - tablica 3 normy

$$f_{dc} = \frac{2,2}{2,2} = 1,0 \text{ MPa}; \quad f_k - \text{tablica C.1 zadania C normy}$$

$$N_{mRd} = 0,83 \cdot 0,8418 \cdot 1,00 \cdot 10^3;$$

$$N_{mRd} = 698,70 \text{ kN} > N_{sd} = N = 615,20 \text{ kN}$$

nośność filara międzyokienego partem jest zachowana.

roz. 5. Fundament posuwowy (tawa)
pod ścianą podłużną

Długość odcinka fundamentu przyjęto do obliczeń $L = (1,25 + 2,18) = 3,43 \text{ m}$ rys. 2.

szerokość $B = 0,97 \text{ m}$ rys. 2

Zestawienie obciążeń

- od filara z roz. 4 = 615,20 kN

- mur fundamentowy z cegły
 $0,69 \cdot 1,20 \cdot 3,43 \cdot 18,0 = 1,10$ = 56,23 kN

- podłoga fundamentu z cegły
 $0,97 \cdot 0,40 \cdot 3,43 \cdot 18,0 = 1,10$ = 20,35 kN

ciężar ziemi na odcinkach
 $0,14 \cdot 2 \cdot 1,20 \cdot 3,43 = 16,50 \cdot 1,20$ = 22,82 kN

$N \approx 721 \text{ kN}$

Powierzchnia fundamentu

$$A = 0,97 \cdot 3,43 = 3,327 \text{ m}^2$$

średnie obciążenie jednostkowe

podłoża pod fundamentem

$$q_{rs} \leq m \cdot q_f; \quad q_{rs} = \frac{721}{3,327} = 216,71 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \approx 217 \text{ kN/m}^2$$

q_{fR} - obliczeniowy opór jednostkowy
jednowarstwowego podłoża pod fundamentem

w/ż wzoru Z1-10 PN-81/B-03020

$$q_{fR} = \left(1 + 0,3 \frac{B}{L}\right) N_c \cdot c_u^{(r)} + \left(1 + 1,5 \frac{B}{L}\right) N_D \cdot D_{min} \cdot \rho_D^{(r)} \cdot g + \left(1 - 0,25 \frac{B}{L}\right) N_B \cdot B \cdot \rho_B^{(r)} \cdot g$$

W podłożu gruntowym, w poziomie tawy i niżej stwierdzono piasek drobny mato

wilgotny, o stopniu zagęszczenia $\rho_D = 0,40$;

Dla w/wym gruntu $c_u^{(r)}$ - sprężalność = 0;

Gęstość charakterystyczna $\rho = 1,65 \text{ t/m}^3$

Kąt tarcia wewnętrzznego $\phi_u^{(n)} = 30^\circ$

Wartość współczynnika korekcyjnego

$$m = 0,7 \cdot 0,9 = 0,63;$$

współczynnik obk. parametrów geotechnicznych $\gamma_m = 0,9$.

$$\phi^0 = \gamma_m \cdot \phi_u^{(n)}; \quad \phi^0 = 0,9 \cdot 30 = 27^\circ$$

stał > tablice Z1-1 normy PN-81/B-03020

współczynniki nośności w/wym

$$N_D = 13,20; \quad N_B = 4,66$$

$$\rho_D^{(r)} = \rho_B^{(r)} = 0,9 \cdot 1,65 = 1,49 \text{ t/m}^3$$

$$q_{fR} = \left(1 + 1,5 \frac{0,97}{3,43}\right) \cdot 13,20 \cdot 1,60 \cdot 1,49 \cdot 10 + \left(1 - 0,25 \frac{0,97}{3,43}\right) 4,66 \cdot 0,97 \cdot 1,49 \cdot 10;$$

$$q_{fR} = 506 \text{ kPa}; \quad \text{stał.}$$

$$q_{fRc} = 217 \text{ kPa} < 0,63 \cdot 506 = 318 \text{ kPa}$$

Nośność podłoża gruntowego pod tawą jest zachowana.

poz. 6. Fundament blokowy pod słupem parteru

Fundament o wymiarach $1,25 \times 1,55 \text{ m}$
odkryty na rys nr 9

Grubość posadowienia $1,26$ poniżej p. posadzki
Podłoże gruntowe jak pod ławą poz. 5
zestawienie obciążeń

- od słupa żelaznego z poz. 3 - $169,24 \text{ kN}$
- ciężar fundamentu wraz z ziemią

$$S_{gr} = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$1,26 \cdot 1,55 \cdot 1,25 \cdot 20,0 \cdot 1,20 = 58,59 \text{ kN}$$

- obciążenie posadzki (zmiennne)

$$1,25 \cdot 1,55 \cdot 3,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,30 = 7,56 \text{ kN}$$

$$N = 235,89 \text{ kN}$$

przyjęto $N = 240 \text{ kN}$

$$q_{rs} = \frac{240,0}{1,25 \cdot 1,55} = 123,87 \text{ kPa} < q_{p-m} = 318 \text{ kPa}$$

Nośność podłoża gruntowego pod fundamentem słupa jest zachowana.

Określenie możliwości adaptacji
słupów parteru i I-go piętra
na potrzeby Biblioteki

poz. 7 - słup parteru

... Dla zwiększenia obciążenia

zmiennego (użytkowego) słupa nad parterem

proponuje się:

- usunięcie ścianek działowych murowanych zastępując je lekkimi ściankami z płyt G.K o ciężarze $g \leq 0,35 \text{ kN/m}^2$ ścianki
- obciążenie słupki poprzez:
 - usunięcie warstwy podkładowej podłogi z zaprawy c-mp o grubości 6cm.
 - usunięcie warstwy wyrównawczej z betonu żelazowego o grubości 12cm.

W miejsce usuniętych warstw

- ułożyć słupki EPS 120 grubości 12cm
 - na słupki wykonać warstwę gładzi z zaprawy cementowej marki M 15 o grubości 3,5cm zbrojoną siatką metalową
- po wykonaniu powyższego obciążenie słupki wyniesie:

- obciążenie istniejące poz. 2.2.1	6,71 kN/m^2
minus:	
warstwy podkładowe = poz 2.2.1	- 1,48 -"
beton żelazowy	- 2,02 -"
	<hr/>
	3,21 kN/m^2

obciążenie nowe

- słupki EPS 120 $0,12 \cdot 0,20 \cdot 1,20$	= 0,03 -"
- warstwa gładzi cem. zbrojona siatką $0,035 \cdot 2,10 \cdot 1,30$	= 0,96 -"
- posadzka (wykładziny, panele)	= 0,08 -"
- obciążenie zastępcze od lekkich ścianek $0,25 \cdot 3,75 / 2,65 \cdot 1,20$	= 0,42 -"
	<hr/>
do przeniesienia	4,70 kN/m^2

przewieszenia $4,70 \text{ kN/m}^2$
 sufit, podwieszony $0,18 \text{ m}$

$$g = 4,88 \text{ kN/m}^2$$

na tmb belki I 180, rozstaw $a = 1,00 \text{ m}$

$$q = 4,88 \cdot 1,00 \approx 4,90 \text{ kN/m} + 1,30 \text{ pK}_5 \text{ kN/m}$$

$$M_2 = 0,125 (4,90 + 1,30 \text{ pK}_5) \cdot 5,40^2$$

$$M_2 = 17,86 + 4,23 \text{ pK}_5$$

Moment z uciążliwosci I 180 - poz. 2.2.1

$$M_{1R} = 37,03 \text{ kNm} \quad \text{z warunkiem } M_2 = M_R$$

$$17,86 + 4,23 \text{ pK}_5 = 37,03$$

$$\text{pK}_5 = \frac{37,03 - 17,86}{4,23} \approx 4,54 \text{ kN/m}^2$$

strzałka ugięcia dla $\text{pK}_5 = 4,00 \text{ kN/m}^2$ analogiczna jak dla belki I 180 obliczonej w poz. 2.2.1.

Podciąg - opeirgowie zmiennne na tm

stworu wynikajacego z uciążliwosci podciaggu po odciążeniu stropow. Rozpiętość podciaggu $L_0 = 3,47 \text{ m}$.

obciążenie na tmb podciaggu -

- od stropu po odciążeniu

$$4,90 \cdot 5,40 = 26,46 \text{ kN/m}$$

$$\text{obciążenie zmiennop } = 1,30 \text{ pK}_5 \text{ m}$$

$$q = 26,46 + 1,30 \text{ pK}_5 \text{ kN/m}$$

$$M_2 = 0,125 \cdot (26,46 + 1,30 \text{ pK}_5) \cdot 3,47^2$$

Moment wynikajacy z uciążliwosci przekroju (2I 180)

$$\text{wyliczono w poz. 2.3.3} - M_R = 74,06 \text{ kNm}$$

$$M_z = M_R ;$$

$$0,125(26,46 + 1,30 p_k) \cdot 3,47^2 = 74,06$$

stąd

$$p_k = \frac{74,06 - 39,82}{1,96} = 17,47 \text{ kN/m}^2$$

na m^2 stropu - rozpiętość stropu

$$p_{k_f} = \frac{17,47}{5,40} = 3,24 \text{ kN/m}^2$$

obciążenie zmienne na strop wynika z
zależności rozpiętości stropu od
kątów obciążenia zmiennego z zależności
bellek stropowych

$$p_{k_f} = 3,24 \text{ kN/m}^2 < p_{k_s} = 4,00 \text{ kN/m}^2 \text{ stropu.}$$

Aby było możliwe użycowanie stropu
przy $p_{k_s} = 4,00 \text{ kN/m}^2$ - rozpiętość stropu
zależy od warunków.

roz. 8 Strop nad I piętrzem

obciążenie dla stropu bez ściągarek
długości obliczone w roz. 2.2.1
i wynosi ono $2,66 \text{ kN/m}^2$

Wpodać obciążenie należy zmniejszyć
o obciążenie zastępcze od lekkich ściągarek
długości $\geq 1,5 \text{ m}$ które mogą być
ustawione w dowolnej konfiguracji

$$2,66 - 0,25 \cdot \frac{3,12}{2,65} = 2,35 \text{ kN/m}^2 \text{ przyjęto}$$

$$p_k = 2,40 \text{ kN/m}^2 > p_n = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

w tym obciążenie wynika z zależności belek (IHP)

- obciążenie zwiększe na 1m² stropu
wyrzkające z nośności podciągu.

nośność podciągu $l_0 = 3,42m$

obciążenie od stropu bez ścianek murowanych
działowych jak w roz. 2.2.1 -

$$- 6,71 \cdot 5,40 = 36,23 \text{ kN/m}$$

- obciążenie zastępcze od
lekkich ścianek działowych

$$0,25 \cdot \frac{3,22}{2,65} \cdot 1,20 \cdot 5,40 = 1,91 \text{ -II-}$$

$$g = 38,14 \text{ kN/m}$$
$$p = 1,30 p_k \text{ -II-}$$

obciążenie zwiększ

stropu na 1mb podciągu

$$q = 38,14 + 1,30 p_k$$

$$M_z = 0,125 (38,14 + 1,30 p_k) \cdot 3,42^2$$

$$M_z = 57,40 + 1,96 p_k; \text{ kNm}$$

Moment M_R - jak w roz. 7 $M_R = 74,06 \text{ kNm}$

$$M_z = M_R$$

$$57,40 + 1,96 p_k = 74,06$$

$$p_k = \frac{74,06 - 57,40}{1,96} = 8,50 \text{ kN/m}$$

strop na 1m² stropu

$$p_{k_s} = \frac{8,50}{5,40} = 1,57 \text{ kN/m}^2 < 2,40 \text{ kN/m}^2$$

Dla uzyskania $p_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$ podciąg należy
wzmocnić.

Łódź listopad 2014r

