

Załącznik nr 1

- część Załącznika nr 3

**KONTROLNE
OBLICZENIA STATYCZNE**

Obliczenia statycznesprawdzającepoz 1. strop międzypiętrowystrop gęstożebrowy DMS o rozstawie belek $a = 0,65 \text{ m}$.Struktura stropu w/g odległości 2 i 5
rozpiętość $L = 4,62 \text{ m}$; $L_0 = 1,05 \cdot 4,62 = 4,85 \text{ m}$ Zestawienie obciążeń charakterystycznych.

- parkiet na lepiaku $= 0,23 \text{ kN/m}^2$
 - posłuch cementowy $0,05 \cdot 21,0 = 1,05 \text{ --}$
 - strop DMS $h = 27 \text{ cm} = 2,75 \text{ --}$
 - tynk c-wap. $0,015 \cdot 19,0 = 0,28 \text{ --}$
 - ścianki działowe - obciążenie zastępcze $= 1,25 \text{ --}$
 - obciążenie zmienne (użytkowe) $= 2,00 \text{ --}$
- $$q = 7,56 \text{ kN/m}^2$$

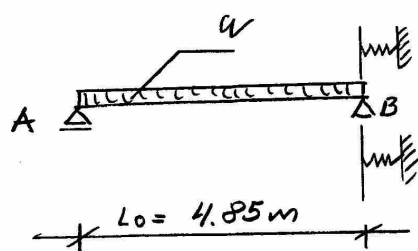
Obciążenia na belkę

a) podstawowe

$$g = 0,65 \cdot 2,75 = 1,79 \text{ kN/m}$$

b) uzupełniające

$$p = (0,23 + 1,05 + 0,28 + 2,00 + 1,25) \cdot 0,65 = 3,13 \text{ kN/m}$$

schemat statyczny

$$q = g + p = 1,79 + 3,13 = 4,92 \text{ kN/m}$$

belkę bieżącą jako belkę
jednostawnie ciągłą
utworzoną w/g wzoru

$$M_{\max} = \frac{1}{8} g L_0^2 + \frac{1}{10} p L_0^2$$

Belka z betonu $R_w = 200 \text{ kg/cm}^2$, stal $R_r = 2500 \text{ kg/cm}^2$

$$M_{max} = \left(\frac{1}{8} 1,79 + \frac{1}{10} 3,13 \right) 4,85^2 = 12,63 \text{ kNm}$$

Moment częściowego utwierdzenia na podporze

$$M_p = \frac{1}{16} p L_0^2$$

$$M_p = \frac{1}{16} \cdot 3,13 \cdot 4,85^2 = 4,60 \text{ kNm}$$

$$R_A = (1,79 + 3,13) \cdot 4,85 \cdot 0,5 = 11,93 \text{ kN} = Q$$

Na podstawie odkrywek zbrojenia - 2 $\phi 16$
 i tel okrągła zryta, stwierdzono że w stropie
 zastosowano belki Nr 9 zbrojone, jak niżej:

- obłocem 2 $\phi 16$
- górną 1 $\phi 8$
- obłoczkowe na podporze 1 $\phi 10$.
- skierowana w środku belki na odcinku 3,60 m
 $\phi 4,5$ co 25 cm, przy podporach na pozostałej
 odległości $\phi 4,5$ co 10 cm.
- moment obciążeniowy przelotowy $M_d = 14,10 \text{ kNm}$
- - - - - podłogowy $M_{d1} = 5,27 \text{ kNm}$

W/wym informacje z tablicy 4-3 podjęte z
 konstrukcje żelbetowe tom I, Kobiak, Stachurski
 w pol. Arkady W-wa 1967r.

stal mamy

$$M_{max} = 12,63 \text{ kNm} < M_d = 14,10 \text{ kNm}$$

$$M_p = 4,60 \text{ kNm} < M_{d1} = 5,27 \text{ kNm}$$

Nośność belek jest zachowana.

Ścinanie - wg PN-56/B-03260

przekroj. belki adekwatny do obliczenia
 ścinania $b = 5 \text{ cm}$ $h = 27 \text{ cm}$ $h_0 = 27 - \left(\frac{d}{2} + 10 \right)$;

$$h_0 = 27 - \left(\frac{1,6}{2} + 10 \right) = 25,2 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

$$\text{Dla } R_w 200 \text{ kg/cm}^2 \quad R_r = 17,5 \text{ kg/cm}^2 \quad s_1 = 1,8 \quad G_d = \frac{R_r}{s_1} = 9,7 \text{ kg/cm}$$

$$Q_d = 0,85 \cdot h_0 \cdot b \cdot G_d = 0,85 \cdot 25 \cdot 5 \cdot 9,7 = 1030 \text{ kg} = 10,30 \text{ kN}$$

$$c = \frac{11,93 - 10,30}{4,92} = 0,33 \text{ m}$$

belka stuga $L_1 = 4,00 \text{ m}$; Na odcinku $a = \frac{L_1 - 3,60}{2}$

$$a = \frac{4,00 - 3,60}{2} = 0,20 \text{ m}$$

na odcinku $c = \frac{0,33}{0,10} = 3,3$ sztuki prętko 3 sztuki

$$G_s = \frac{m \cdot p_s \cdot Q_r}{b \cdot s \cdot e}; \quad G_s = \frac{2 \cdot 0,16 \cdot 2500}{5 \cdot 1,5 \cdot 10} = 10,66 \text{ kg/m}^2$$

uwzględniając, że 20% naprężeń ścinających μ przenosi prętki podłużne mające te same ścinające wynosi:

$$G_s = 0,8 \cdot \frac{Q_{\max}}{0,85 \cdot h_0 \cdot b}; \quad \text{stał } Q_{\max} = \frac{0,85 \cdot h_0 \cdot b \cdot G_s}{0,8}$$

$$Q_{\max} = \frac{0,85 \cdot 25 \cdot 5 \cdot 10,66}{0,8} = 14,15 \text{ kg} = 14,15 \text{ kN}$$

$$Q_{\max} = 14,15 \text{ kN} > R_A = Q = 11,93 \text{ kN}$$

Można belki na ścianie, jest zachowane.

poz. 2 Strop nad I-szym piętrzem
w powierzchni sanitariatów
- odizolacja (10)

Na istniejącym stropie DMS utworzone
prętki terakotowe $10 \times 10 \text{ cm}$ na warstwie
sprężkowej z betonu.

zestawienie obciążeń

g - jak w poz. 1 - $1,79 \text{ kN/m}^2$

p - obciążenia użytkowe

- jak w poz. 1 minus parkiet $\frac{3,12}{0,65} - 0,23 = 4,58 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie
- prętki terakota $10 \times 10 \text{ cm}$ $= 0,17 \text{ kN}$
- beton sprężkowy $0,07 \cdot 23,0$ $= 1,61 \text{ kN}$
- izolacja 2x poła na lepiku $= 0,12 \text{ kN}$

$$\text{razem} = 6,48 \text{ kN/m}^2$$

na belkę przy pada

$$p = 6,48 \cdot 0,65 = 4,21 \text{ kN/m}$$

$$q = g + p, \quad q = 1,79 + 4,21 = 6,00 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = \left(\frac{1}{8} \cdot 1,79 + \frac{1}{10} \cdot 4,21 \right) 4,85^2 = 15,05 \text{ kNm}$$

$$R_A = Q = 6,00 \cdot 4,85 \cdot 0,5 = 14,55 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 15,05 \text{ kNm} > M_d = 14,10 \text{ kNm}$$

przekroczenie nośności belki na zgięcie

$$\text{wynosi } \frac{15,05 - 14,10}{14,10} \cdot 100 = 6,7\% , \text{ jako}$$

niewielkie może być pominięte. Nośność belki
DMS na zgięcie jest zachowana.

$$\text{ścianka} \\ c = \frac{14,55 - 10,30}{6,00} = 0,70 \text{ m}$$

$$\text{na odcinku } c = \frac{0,60}{0,10} + 1 = 7 \text{ sztuk słupów d } 4,5$$

$$\sigma_s \text{ jak w poz 1} - 19,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{\max} \text{ jak w poz 1} - 14,15 \text{ kN}$$

$$Q_{\max} = 14,15 \text{ kN} < R_A = Q = 14,55 \text{ kN}$$

przekroczenie nośności belki na ściskanie
wynosi

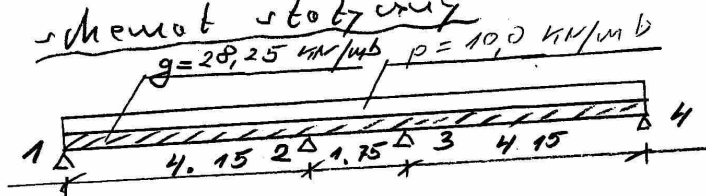
$$\frac{14,55 - 14,15}{14,15} \cdot 100 = 2,8\% , \text{ jako znikome}$$

można być pominięte.

Nośność belki DMS na ściskanie jest zachowana.

poz. 3 - podciąg

schemat słupowy



zestawienie obciążeń- obciążenia stałe

• od stropu z pos. 1

$$(7,56 - 2,00 - 1,25 + 0,75) \cdot 5,0 = 25,30 \text{ kN/m}$$

• ciężar podłogi powyżej stropu

$$0,06 \cdot 0,30 \cdot 1,00 \cdot 25,00$$

$$= 0,45 \text{ kN/m}$$

$$g = 25,75 \text{ kN/m}$$

- obciążenie zmienne

$$2,00 \cdot 5,00 \cdot \left(0,3 + \frac{3}{\sqrt{4,15 \cdot 5,0}}\right)$$

$$p = 9,60 \text{ kN/m}$$

Razem

$$q = 35,35 \text{ kN/m}$$

Siły wewnętrzne obliczone programem „Analiza statyczna belki ciągłej wieloprzęsłowej”. Wydruk z wynikami analizy na końcu obliczeń.

Moment przęsłowy max dla przęsła

1-2 i 3-4 wynosi 53,50 kNm

beton w podłogach $R_w 170 \text{ kg/cm}^2$ $R_{yt} = 155 \text{ kg/cm}^2$

$R_t = 15,5 \text{ kg/cm}^2$ $s = 16$; $s_t = 200$

przekrój podłogi $b = 30 \text{ cm}$ $h = 40 \text{ cm}$

W odległości np nr (12) dołem 3 $\phi 20$ stal

gładka $R_r 2500$, górze 2 $\phi 10$ - stal jak wyżej.

$$M_{\eta} = 1,6 \cdot 53,50 = 85,60 \text{ kNm}$$

$$h = 40 \text{ cm} \quad h_0 = 37 \text{ cm}$$

potrzebne zbrojenie F_{zp}

$$s_b = \frac{M_{\eta}}{b h_0^2 R_{yt}}; \quad s_b = \frac{856000}{30 \cdot 37^2 \cdot 155} = 0,134;$$

$$\text{z tablic dla } s_b = 0,134 \quad \xi = 0,932;$$

$$F_z = \frac{M_{\eta}}{R_r \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{856000}{2500 \cdot 0,932 \cdot 37} = 9,95 \text{ cm}^2$$

$$F_{zp} = 9,95 \text{ cm}^2 < F_{zist} = 3 \cdot 3,14 = 9,42 \text{ cm}^2$$

Niewielki niedobór zbrojenia w granicach 5%

można przypisać że nie wpływa na istnienie obciążenia
nośności podciągu - steel nośności podciągu
na zginanie jest zachowana.

ścianka

$$Q_d = 0,85 \cdot 30 \cdot 3 \cdot \frac{15,5}{2,0} \cdot 10^{-2} = 73,12 \text{ kN}$$

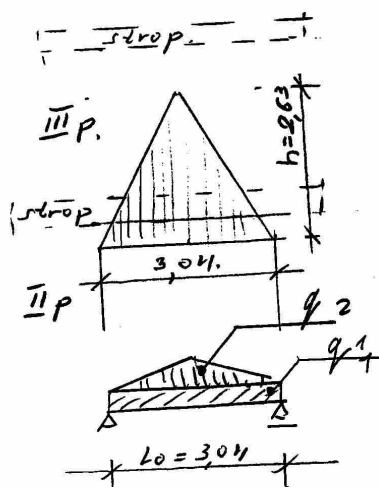
$$Q = R = 85,95 \text{ kN} \quad (\rightarrow \text{odbić - pusty ułamek})$$

$$Q = R = 85,95 \text{ kN} > Q_d = 73,12 \text{ kN}$$

$$A = 85,95 - 73,12 = 12,83 \text{ kN}$$

Nadwyżka siły poprzecznej ponad dopuszczalną
propagującą przez podciągi i utrudniającą podciąg.
Nośność podciągu na ścianie jest zachowana.

poz. 4. - nadproże w ścianie na II-gim piętrze
w miejscu dyktacji budynku -
odkrywką (8)



nadproże z 3 I MP 100

$$W_x = 3 \cdot 34,2 = 102,6 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 3 \cdot 171 = 513 \text{ cm}^4$$

$$L_0 = 1,05 \cdot 2,90 = 3,04 \text{ m}$$

$$h = \frac{a \cdot \sqrt{3}}{2} = \frac{3,04 \cdot \sqrt{3}}{2} = 2,63 \text{ m}$$

zestawienie obciążeń / obliczeniowej

$$\bullet \text{ ciężar nadproża } 0,58 \cdot 0,40 \cdot 10,0 \cdot 1,10 = 2,59 \text{ kN/m}$$

$$\bullet \text{ obciążenie od słupów na II-gim piętrze}$$

$$2,56 \cdot 1,10 \cdot 5,0$$

$$= 14,36 \text{ kN}$$

$$q_1 = 16,95 \text{ kN/m}$$

obciążenie ścianą III-go piętra

$$0,56 \cdot (2,63 - 0,40) \cdot 10,0 \cdot 1,10$$

$$q_2 = 24,73 \text{ kN/m}$$

Moment zginający

$$M = \frac{q_1 \cdot L_0^2}{8} + \frac{q_2 \cdot L_0^2}{12}$$

$$M = \frac{49,95 \cdot 3,04^2}{8} + \frac{24,73 \cdot 3,04^2}{12} = 76,75 \text{ kNm}$$

obliczenie wg PN-90/B-03200

Możności obliczeniowa przekroju przy zginaniu

$$M_R = L \cdot W_x \cdot f_d$$

$$f_d = 215 \text{ MPa}$$

$$L = 1,00$$

$$M_R = 1,0 \cdot 103,6 \cdot 215 \cdot 1,0 = 22,06 \text{ kNm}$$

możności

$$\frac{M}{M_R} \leq 1,00$$

skuteczność względna $\lambda_L = 0,045 \sqrt{\frac{L_0 h}{b \cdot f_d} \cdot \beta \cdot \frac{f_d}{215}}$

$$\lambda_L = 0,045 \sqrt{\frac{304 \cdot 10}{50 \cdot 0,68} \cdot 1,0 \cdot \frac{215}{215}} = 1,34 \quad \text{dlga}$$

$$\lambda_L = 1,34 > 0,9 \quad \varphi_L = 0,506$$

$$\frac{76,75}{0,506 \cdot 22,06} = 6,87 \gg 1,00$$

Możności belki niewystarczająca, jest przekroczenia.

roz. 5. Sprawdzenie słupa ceglonego w kotłowni

schemat statyczny

obliczenia wg.

PN-54/B-03002 obowiązującej w okresie realizacji budowlanej.



Zestawienie obciążeń

1. z uwagi na zużycie nasycenie słupów ściankami działowymi umożliwiającymi gwał. $\frac{1}{2}c$ z cechy drutu w zakresie obciążeń przypuszczających na słupy przyjęto obciążenie zastępcze od ścianek działowych lekkich ($0,50 \text{ kN/m}^2$) w wysokości $0,25 \text{ m/m}^2$.

2. zmniejszenie obciążeń użytkowych (zmiennych) wg p-ktu 6.6.1 normy PN-55/B-02009.

- dach - płyty żelbetowe.

$$9,50 \times 0,5 \times 3,00 \times 0,90 \text{ kN/m}^2 = 12,82 \text{ kN}$$

- śnieg na dachu

$$9,50 \times 0,5 \times 3,00 \times 0,90 \times 0,8 = 10,26 \text{ kN}$$

- słup nad III-gim piętrem (produkcja wewnętrzna bez dostępu)

$$9,50 \times 0,5 \times 3,00 \times (7,56 - 2,00 - 0,23 - 1,25 + 1,25 \frac{0,90}{2,50}) = 64,13 \text{ kN}$$

- słup nad II-gim piętrem

$$9,50 \times 0,5 \times 3,00 \times (7,56 - 1,25 + 0,25) = 93,48 \text{ kN}$$

- słup nad I-gim piętrem (80%)

$$9,50 \times 0,5 \times 3,00 \times (7,56 - 2,00 \times 0,20 - 1,25 + 0,25) = 87,78 \text{ kN}$$

- słup nad parterem (60%)

$$9,50 \times 0,5 \times 3,00 \times (7,56 - 2,00 \times 0,40 - 1,25 + 0,25) = 82,08 \text{ kN}$$

- słup nad piwnicą (50%)

$$9,50 \times 0,5 \times 3,55 \times (7,56 - 2,00 \times 0,50 - 1,25 + 0,25) = 79,23 \text{ kN}$$

- ścianki kotłowni $0,15 \times 3,50 \times 1,50 \times 4 = 121,50 \text{ kN}$

- słupy ceglane

$$0,70 \times 0,82 \times 4,00 = 2,21 \text{ m}^3$$

$$0,53 \times 0,82 \times 2,90 = 1,10 \text{ m}^3$$

$$0,43 \times 0,58 \times 2 \times 2,90 = 2,17 \text{ m}^3$$

$$0,43 \times 0,49 \times 2,90 = 0,61 \text{ m}^3$$

$$\frac{6,42 \text{ m}^3 \times 18,0}{100} = 115,56 \text{ kN}$$

$$N = 666,84 \text{ kN}$$

przekrój słupa piwnicy (kotłownia)

$$F = 70 \times 82 = 5740 \text{ cm}^2 \text{ (netto)}$$

Filar wykonany z cegły pełnej ceramicznej klasy 100 na zaprawie c-wap marki 30; $k_c' = 10 \text{ kg/cm}^2$
 $k = k_c' \cdot m$ m - współczynnik poprawkowy, $m = 1,20$
 1 - systematyczne użytkowanie budynku cegły i zaprawy z należytym wyselekcjonowaniem spoiwa produkcyjnego

$$\sigma_0 = \frac{N}{F \cdot \varphi} \leq k = k_c' \cdot m \quad \frac{L}{b} = \frac{400}{70} = 5,71 < 6,00, \quad \varphi = 1,00$$

$$\sigma_0 = \frac{666,84 \cdot 10^2}{1,0 \cdot 5710} = 11,67 \text{ kg/cm}^2 < 10,0 \cdot 1,20 = 12,0 \text{ kg/cm}^2$$

Możność stopa ceglonego w kolumnie jest zachowana.

poz. 6 - stop ceglony parteru

zestawienie obciążeń

- jak w poz 5

666,84 kN

minus

- stop wapienisty = 79,23 kN

- ciężar stopa ceglonego wpiwnicy

$$2,24 \cdot 10^2$$

$$= 40,32 \text{ kN}$$

- ciężar korytarza parteru.

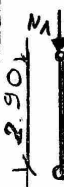
$$9,15 \cdot 2,50 \cdot 100 \cdot 4,50 \cdot 10^2$$

$$= 30,32 \text{ kN}$$

$$149,92$$

$$= 149,92 \text{ kN}$$

$$N_1 = 516,92 \text{ kN}$$



$$\frac{L}{b} = \frac{290}{55} = 5,27 < 6,00$$

$$\varphi = 1,00$$


przechył - stop parteru $55 \times 8 \text{ cm}$ (netto)

$k_c' \cdot m$ - jak w poz 5 tj 12 kg/cm^2 $\varphi = 1,00$.

$$\sigma_0 = \frac{516,92 \cdot 10^2}{1 \cdot 55 \cdot 81} = 11,60 \text{ kg/cm}^2 < k_c' \cdot m = 12,0 \text{ kg/cm}^2$$

Możność stopa ceglonego parteru jest zachowana.

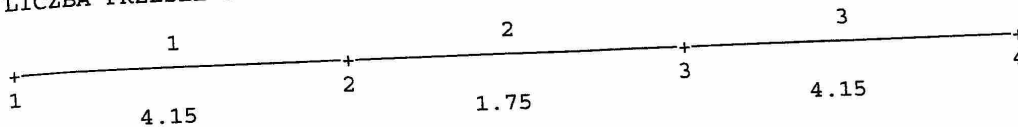
Zrob. 5 stycznia 2010r.


 mgr inż. ZDZISŁAW ŚCIBOREK
 Prowadząca Biuro Inżynierskie
 w specjalności inżynieria budowlanej
 poz. 50 - inżynieria budowlanej
 Głównego Urzędu Nadzoru Budowlanego
 Członek Stow. Inżyn. Budowl. i Inżyn. Lbzy
 Inżynier Budowlany, licencja LCB/BO/0705/02
 upr. bud. nr 13446 g.n.1 pkt 11.2
 80-220 Łódź, ul. Zgodna 4 m. 5
 tel. 042 676 40 40, 0 601 38 86 50

Analiza statyczna belki ciaglej wieloprzeslowej z wyborem ekstremow

poz 3 podciag

LICZBA PRZESEL 3



ROZPIETOSCI I MOMENTY BEZWLADNOSCI PRZESEL

Przeslo	Dlugosc (m)	Moment bezwladnosci (cm ⁴)
1	4.150	137180
2	1.750	137180
3	4.150	137180

Lewy koniec swobodny
Prawy koniec swobodny

MODUL SPREZYSTOSCI E=23100 MPa

O B C I A Z E N I A S T A L E

OBCIAZENIA CIAGLE ROWNOMIERNE

Nr przesla	Obciazenie charakter. (kN/m)	Obciazenie obliczeniowe (kN/m)
1	25.75	25.75
2	25.75	25.75
3	25.75	25.75

O B C I A Z E N I A Z M I E N N E

OBCIAZENIA CIAGLE ROWNOMIERNE

Nr przesla	Obciazenie charakter. (kN/m)	Obciazenie obliczeniowe (kN/m)
1	9.60	9.60
2	9.60	9.60
3	9.60	9.60

W Y N I K I O B L I C Z E N

EKSTREMALNE MOMENTY PODPOROWE

Nr podpory	Moment minimalny (kNm)	Moment maksymalny (kNm)
1	0.000	0.000

2	-52.316	-34.298
3	-52.316	-34.298
4	-0.000	-0.000

EKSTREMALNE SIŁY POPRZECZNE

Nr przesła	Sila minimalna lewa (kN)	Sila maksymalna lewa (kN)	Sila minimalna prawa (kN)	Sila maksymalna prawa (kN)
1	44.407	61.505	-85.957	-61.696
2	12.778	40.685	-40.685	-12.778
3	61.696	85.957	-61.505	-44.407

EKSTREMALNE REAKCJE PODPOROWE

Nr podpory	Reakcja minimalna (kN)	Reakcja maksymalna (kN)
1	44.407	61.505
2	74.474	126.642
3	74.474	126.642
4	44.407	61.505

EKSTREMALNE MOMENTY PRZESŁOWE

Nr przesła	Odleglosc (m)	Moment minimalny (kNm)	Odleglosc (m)	Moment maksymalny (kNm)
1	1.743	38.286	1.743	53.506
2	0.875	-39.305	0.875	-23.919
3	2.407	38.286	2.407	53.506

MAKSYMALNE SPREZYSTE UGIECIA PRZESŁOWE

Nr przesła	Odlegl. (m)	Ugiecie maksymalne (cm)	Moment charakt. (kNm)	Odlegl. (m)	Ugiecie minimalne (cm)	Moment charakt. (kNm)
1	1.91	0.27	53.00			