

# ZAKŁAD PROJEKTOWANIA I USŁUG BUDOWLANYCH „BENBUD” INŻ. BENEDYKT REDER

ul Ks. dr Wł. Łęgi 1 /27, 86-300 Grudziądz  
tel. kom. 0 609 06 57 62 ; tel. kom. 0 603 79 86 82  
[www.benbud.pl](http://www.benbud.pl) ; ; benbud@op.pl



## DOKUMENTACJA PROJEKTOWA EGZEMPLARZ NR 1 2 3 4 5

Stadium dokumentacji:

### TOM III – PROJEKT TECHNICZNY - KONSTRUKCJA

Przedmiot zamówienia:

Opracowanie dokumentacji budowlanej dla zadania inwestycyjnego pt:

„Budowa budynku Szkoły

Podstawowej w miejscowości Przyłęki.”



Nazwa i adres obiektu/inwestycji:



Budynek Szkoły Podstawowej

Zabytkowa, 86-005 Przyłęki,

Działka nr 85/1, 85/2, obr. 0009, gmina Białe Błota, nr ewid. 040301\_2.0009.85/1, 040301\_2.0009.85/2,

Inwestor:

Gmina Białe Błota, ul. Szubińska 7, 86-005 Białe Błota,

OPRACOWANIE BRANŻOWE	IMIĘ I NAZWISKO PROJEKTANTA	PODPIS
KONSTRUKCJA GŁÓWNY PROJEKTANT	inż. BENEDYKT REDER upr. budowlane do projektowania bez ograniczeń w specjalności: kontr. – budowlanej nr uprawnień UAN-IV/8346/113/TO/88	
KONSTRUKCJA SPRAWDZAJĄCY	mgr inż. HENRYK BANIECKI upr. budowlane do projektowania bez ograniczeń w specjalności: konstrukcyjno – budowlanej nr uprawnień 46Gd/75	

WŁAŚCICIEL ZAKŁADU inż. BENEDYKT REDER

DATA OPRACOWANIA 20 maj 2022 r.

Spis zawartości opracowania:

**1 Spis treści**

<b>I.</b>	<b>OPIS TECHNICZNY DO PROJEKTU BUDOWY BUDYNKU MIESZKALNEGO.....</b>	<b>5</b>
<b>1</b>	<b>OPIS TECHNICZNY .....</b>	<b>5</b>
1.1	INWESTOR.....	5
1.2	JEDNOSTKA PROJEKTOWANIA.....	5
1.3	LOKALIZACJA INWESTYCJI.....	5
1.4	AKTY NORMATYWNE.....	5
1.5	ZAKRES OPRACOWANIA.....	5
1.6	OPIS KONSTRUKCYJNY.....	5
1.6.1	WARUNKI GRUNTOWO-WODNE.....	5
1.6.2	WARUNKI GEOLOGICZNE.....	5
1.7	FUNDAMENTY.....	5
1.8	ŚCIANY FUNDAMENTOWE.....	5
1.9	ŚCIANY ZEWNĘTRZNE I WEWNĘTRZNE KONSTRUKCYJNE.....	5
1.10	ŚCIANY DZIAŁOWE.....	5
1.11	NADPROŻA PREFABRYKOWANE.....	5
1.12	NADPROŻA ŻELBETOWE.....	5
1.13	BELKI ŻELBETOWE.....	5
1.14	PODCIĄGI ŻELBETOWE.....	5
1.15	SŁUPY ŻELBETOWE W ŚCIANIE.....	5
1.16	KŁATKI SCHODOWE ŻELBETOWE.....	5
1.17	WIEŃCE ŻELBETOWE.....	5
1.18	PŁYTY ŻELBETOWE.....	5
1.19	WYLEWKI ŻELBETOWE.....	5
1.20	STROPY KONDYGNACYJNE.....	6
1.21	KONSTRUKCJA DACHU.....	6
1.22	SZYB WINDY.....	6
1.22.1	PŁYTA NADSZYBIA.....	6
1.22.2	ŚCIANY SZYBU WINDY.....	6
1.22.3	PŁYTA PODSZYBIA.....	6
1.22.4	NADPROŻA NAD DRZWIAMI.....	6
<b>II.</b>	<b>OBLICZENIA STATYCZNE.....</b>	<b>6</b>
<b>2</b>	<b>OBLICZENIA STATYCZNE .....</b>	<b>6</b>
2.1	ZAŁOŻENIA PROJEKTOWE.....	6
2.2	POZ. 1.0 KONSTRUKCJA DACHU.....	6
2.2.1	POZ. 1.1 WIĄZAR JĘTKOWY W-1.....	6
2.2.2	POZ. 1.2 WIĄZAR JĘTKOWY W-2.....	8
2.2.3	POZ. 1.3 WIĄZAR JĘTKOWY W-3.....	10
2.2.4	POZ. 1.3.1 KROKIEW KOSZOWA KK1.....	11
2.2.5	POZ. 1.4 WIĄZAR JĘTKOWY W-4 (ŁĄCZNIK).....	12
2.2.6	POZ. 1.5 KROPKWIE K-1.....	13
2.2.7	POZ. 1.6 KROKIEW K-2.....	14
2.2.8	POZ. 1.7 KROKWIE K-6.....	15
2.2.9	POZ. 1.8 WYMIAN.....	15
2.2.10	POZ. 1.9 POŁĄCZENIA.....	16
2.3	POZ. 2.0 PŁYTA ŻELBETOWA.....	16
2.3.1	POZ. 2.1 PŁYTA ŻELBETOWA L=2,44 M.....	16
2.3.2	POZ. 2.2 PŁYTA ŻELBETOWA L=3,00 M.....	17
2.3.3	POZ. 2.3 PŁYTA ŻELBETOWA L=5,80 M.....	17
2.3.4	POZ. 2.4 PŁYTA ŻELBETOWA L=4,86 M.....	18
2.3.5	POZ. 2.5 PŁYTA ŻELBETOWA L=5,68 M.....	19
2.4	POZ. 3.0 PODCIĄG.....	19
2.4.1	POZ. 3.1 PODCIĄG P-1.....	19
2.4.2	POZ. 3.2 PODCIĄG P-2.....	22
2.5	POZ. 4.0 STROP NAD KONDYGNACJAMI.....	25
2.5.1	POZ. 4.1 PANELE OD L=6,23 M DO L=7,80 M.....	26
2.5.2	POZ. 4.2 PANELE L=4,30 M – L=4,38 M.....	26
2.5.3	POZ. 4.3 PANEL L=1,84 M – L=2,56 M.....	26
2.5.4	POZ. 4.3.1 PŁYTA ŻELBETOWA.....	27
2.5.5	POZ. 4.4 PANEL L=3,00 M.....	27
2.6	POZ. 5.0 KŁATKA SCHODOWA.....	28
2.6.1	POZ. 5.1 BIEG SCHODOWY 1.....	28
2.6.2	POZ. 5.2 BIEG SCHODOWY 2.....	30
2.6.3	POZ. 5.3 BIEG SCHODOWY 3.....	32
2.6.4	POZ. 5.4 BIEG SCHODOWY 4.....	34
2.6.5	POZ. 5.5 BIEG SCHODOWY 5.....	36
2.6.6	POZ. 5.6 BIEG SCHODOWY 6.....	39
2.6.7	POZ. 5.7 BELKA SPOCZNIKOWA.....	41
2.7	POZ. 6.0 NNADPROŻA.....	42
2.7.1	POZ. 6.1 NADPROŻA PREFABRYKOWANE TYPU L-19.....	42
2.7.2	POZ. 6.2 NADPROŻA WYLEWANE NA MOKRO L=4,0 M.....	42
2.7.3	POZ. 6.3 NADPROŻE WYLEWANE NA MOKRO L=2,80 M.....	43

2.7.4	POZ. 6.4 NADPROŻE L=1,0 M .....	44
2.7.5	POZ. 6.4.1 NADPROŻE WSPORNIKOWE L = 0,50 M .....	45
2.7.6	POZ. 6.5 NADPROŻE WYLEWANE NA MOKRO L = 3,20 M .....	46
2.7.7	POZ. 6.6 NADPROŻA TYPU KLAINA .....	47
2.8	POZ. 7.0 BELKI I PODCIĄGI .....	47
2.8.1	POZ. 7.1 PODCIĄG L = 6,84 M .....	47
2.8.2	POZ. 7.2 PODCIĄG L = 6,84 M .....	48
2.8.3	POZ. 7.3 PODCIĄG L = 6,00 M .....	49
2.8.4	POZ. 7.4 PODCIĄG L = 7,00 M .....	50
2.9	POZ. 8.0 SŁUPY ŻELBETOWE .....	51
2.9.1	POZ. 8.1_S-1 SŁUP S-1 .....	51
2.9.2	POZ. 8.2 SŁUP S-2 .....	53
2.9.3	POZ. 8.3 SŁUP S-3 .....	54
2.9.4	POZ. 8.4 SŁUP S-4 .....	56
2.9.5	POZ. 8.5 SŁUP S-5 .....	57
2.9.6	POZ. 8.6 SŁUP S-6 .....	58
2.10	POZ. 9.0 WIEŃCE ŻELBETOWE .....	60
2.11	POZ. 10.0 ŚCIANY FUNDAMENTOWE .....	60
2.12	POZ. 11.0 ŁAWY FUNDAMENTOWE .....	60
2.12.1	CHARAKTERYSTYKA WARUNKÓW GRUNTOWO-WODNYCH .....	60
2.12.2	KATEGORIA GEOTECHNICZNA .....	60
2.12.3	POZ. 11.1 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-1 .....	61
2.12.4	POZ. 11.2 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-2 .....	62
2.12.5	POZ. 11.2.1 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-2.1 .....	62
2.12.6	POZ. 11.3 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-3, F-3.1 .....	63
2.12.7	POZ. 11.4 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-4 .....	63
2.12.8	POZ. 11.5 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-5 .....	64
2.12.9	POZ. 11.6 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-6 .....	65
2.12.10	..... POZ. 11.6.1 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-6.1 .	65
2.12.11	..... POZ. 11.7 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-7 .	66
2.12.12	..... POZ. 11.8 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-8 .	66
2.12.13	..... POZ. 11.9 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-9 .	67
2.12.14	..... POZ. 11.10 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-10 .	68
2.12.15	..... POZ. 11.11 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-11 .	68
2.12.16	..... POZ. 11.12 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-12 .	69
2.12.17	..... POZ. 11.13 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-13 .	70
2.12.18	..... POZ. 11.14 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-14 .	70
2.12.19	..... POZ. 11.15 ŁAWA FUNDAMENTOWA POD ŁĄCZNIK F-15, F-15.1 .	71
2.12.20	..... POZ. 11.15.1 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-15.2 .	72
2.13	POZ. 120.0 STOPY FUNDAMENTOWE .....	72
2.13.1	POZ. 12.1 STOPA FUNDAMENTOWA St-1 .....	72
2.13.2	POZ. 12.2 STOPA FUNDAMENTOWA St-2 .....	73
2.13.3	POZ. 12.3 STOPA FUNDAMENTOWA St-3 .....	74
2.14	DYLATACJE .....	74
2.14.1	DYLATACJE ŚCIAN .....	74
2.14.2	DYLATACJE W ELEWACJACH .....	75
2.14.3	WYPEŁNIENIA DYLATACJI .....	75
2.14.4	DYLATACE ŁAW FUNDAMENTOWYCH .....	75
2.15	POZ. 13 SZYB WINDY .....	76
2.15.1	POZ. 13.1 PŁYTA NADSZYBIA .....	76
2.15.2	POZ. 13.2 ŚCIANY SZYBU WINDY .....	77
2.15.3	POZ. 13.3 PŁYTA PODSZYBIA .....	77
2.15.4	POZ. 13.4 NADPROŻA NAD DRZWIAMI .....	78
III.	EKSPERTYZA TECHNICZNA .....	80
3	EKSPERTYZA TECHNICZNA .....	80
3.1	INWESTOR. ....	80
3.2	JEDNOSTKA PROJEKTOWANIA. ....	80
3.3	LOKALIZACJA INWESTYCJI. ....	80
3.4	AKTY NORMATYWNE. ....	80
3.5	ZAKRES OPRACOWANIA .....	80
3.6	SYTUACJA I LOKALIZACJA ISTNIEJĄCEJ SZKOŁY .....	80
3.7	OPIS TECHNICZNE ELEMENTÓW KONSTRUKCJI ISTNIEJĄCEGO BUDYNKU SZKOŁY. ....	80
3.7.1	ŁAWY FUNDAMENTOWE .....	80
3.7.2	ŚCIANY FUNDAMENTOWE .....	80
3.7.3	ŚCIANY KONSTRUKCYJNE .....	80
3.7.4	ŚCIANKI DZIAŁOWE .....	80
3.7.5	STOPY .....	80
3.7.6	DACH .....	80
3.7.7	NADPROŻA .....	80
3.7.8	SŁYPY I FILARKI MIĘDZYOKIENNE .....	80
3.8	PROJEKTOWANA ROZBUDOWA .....	80

3.9	OPINIA O STANIE TECHNICZNYM BUDYNKU .....	81
3.9.1	FUNDAMENY .....	81
3.9.2	ŚCIANY KONSTRUKCYJNE .....	81
3.9.3	ŚCIANKI DZIAŁOWE .....	81
3.9.4	KONSTRUKCJA DACHU I POKRYCIE .....	81
3.9.5	POZOSTAŁE ELEMENTY WYKOŃCZENIA BUDYNKU I INSTALACJE .....	81
3.10	ANALIZA TECHNICZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWA.....	81
3.11	WNIOSKI I ZALECENIA .....	81

## 2 Spis rysunków

rys. nr K-01	– Rzut fundamentów
rys. nr K-02	– Ławy fundamentowe - przekroje
rys. nr K-03	– Stopy fundamentowe - przekroje
rys. nr K-04	– Rzut piwnic – układ nadproży
rys. nr K-05	– Rzut parteru – układ nadproży
rys. nr K-06	– Rzut piętra – układ nadproży
rys. nr K-07	– Rzut poddasza – układ nadproży i podciągów
rys. nr K-08	– Rzut stropu nad piwnicą
rys. nr K-09	– Rzut stropu nad parterem
rys. nr K-010	– Rzut stropu nad piętrem
rys. nr K-011	– Rzut konstrukcji dachu
rys. nr K-012	– Konstrukcja dachu – szczegóły połączeń
rys. nr K-013	– Geometria więźarów – więzary jętkowe
rys. nr K-014	– Strop poddasza – poz. 2.0 Płyta żelbetowa
rys. nr K-015	– Strop poddasza – zbrojenie otworu
rys. nr K-016	– poz. 3.0 Podciąg P-1 i P-2
rys. nr K-017	– Nadproża
rys. nr K-018	– Nadproża
rys. nr K-019	– Klatka schodowa – bieg 1 i 2
rys. nr K-020	– Klatka schodowa – bieg 3 i 4
rys. nr K-021	– Klatka schodowa – bieg 5 i 6
rys. nr K-022	– Klatka schodowa – belka spocznikowa
rys. nr K-023	– poz. 8.0 Słupy
rys. nr K-024	– poz. 8.0 Słupy
rys. nr K-025	– poz. 9.0 Wieńce żelbetowe
rys. nr K-026	– Przekroje A – A, B – B, C – C, D – D, E – E
rys. nr K-027	– poz. 13 Szyb windy, poz. 13.1 Płyta nadszybia
rys. nr K-028	– poz. 13 Szyb windy, poz. 13.2 Ściany szybu windy
rys. nr K-029	– poz. 13 Szyb windy, poz. 13.3 Płyta podszybia, poz. 13.4 Nadproże

## I. OPIS TECHNICZNY DO PROJEKTU BUDOWY BUDYNKU MIESZKALNEGO

### 1 Opis techniczny

#### 1.1 Inwestor.

Gmina Białe Błota ul. Szubińska 7 86-005 Białe Błota

#### 1.2 Jednostka projektowania.

Zakład Projektowania i Usług Budowlanych „BENBUD” inż. Benedykt Reder  
ul. Ks. dr Wł. Łęgi 1/27 86-300 Grudziądz

#### 1.3 Lokalizacja inwestycji.

Projektowany budynek zlokalizowany zostanie na działce dz. nr 85/2, ew. 040301\_2.0009.85/2 Białe Błota

#### 1.4 Akty normatywne.

- 1) Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane. (tekst jednolity: Dz. U. z 2021 r. poz. 2351)
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury i Budownictwa w sprawie warunków technicznych
- jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (DZ.U. z 7 czerwca 2019, poz. 1065).
- Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych z dnia 07 czerwca 2010 r. w sprawie ochrony
- przeciwpożarowej budynków, innych obiektów i terenów (Dz.U. 2010 poz. 719).
- **Opinia geotechniczna opracowana przez BAGEO Sławomir Stawski ul. Nalkowskiej 12/19**  
85-866 Bydgoszcz.

#### 1.5 Zakres opracowania

Zakres opracowania obejmuje projekt budowy branży konstrukcyjnej dla budynku Szkoły Podstawowej w miejscowości Przyłęki gm. Białe Błota

#### 1.6 Opis konstrukcyjny.

##### 1.6.1 Warunki gruntowo-wodne

Grunty występujące w dokumentowanym podłożu wg PN-86/B-02480 zaliczono do organicznych oraz mineralnych rodzimych nieskalistych, niespoistych i spoistych. Występujące w podłożu grunty ujęto w cztery warstwy. Cechy fizyczne – mechaniczne ustalono dla wyodrębnionych warstw na podstawie wykonanych badań terenowych oraz zależności korelacyjnych podanych w PN-81/B-03020.

Wodę gruntową nawiercono na głębokości 3,4 m p.p.t. Ma ona charakter wody swobodnej.

##### 1.6.2 Warunki geologiczne.

**WARSTWA I** – zaliczono do niej humus zbudowany z piasków drobnych. Jest to grunt nie przewidziany do wykorzystania jako podłoże budowlane.

**WARSTWA II** – zaliczono do niej piaski drobne, lokalnie z domieszkami humusu. Są to grunty niespoiste – średniozagęszczone o uśrednionej wartości  $I_p = 0,45$ .

**WARSTWA III** – zaliczono do niej piaski średnie na pograniczu piasku grubego. Są to grunty niespoiste – średniozagęszczone o uśrednionej wartości  $I_p = 0,50$ .

**WARSTWA IV** – zaliczono do niej glinę piaszczystą. Jest to grunt spoisty – twardoplastyczny o uśrednionej wartości stopnia plastyczności  $I_L = 0,05$ .

#### 1.7 Fundamenty

Ławy i stopy fundamentowe żelbetowe wylewane na mokro z betonu C30/37, (klasa ekspozycji XC4, XF1), zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). Wykopy należy prowadzić do głębokości 65,24 m n.p.m. tj. **warstwy II**. Przyjęto posadowienie ław fundamentowych na głębokości 3,40 m p.p.t. Bezpośrednio pod ławy wykonać podkład z chudego betonu C8/10 gr. 10 cm.

#### 1.8 Ściany fundamentowe

Ściany fundamentowe do wysokości spodu wieńca stropu nad piwnicą zaprojektowano jako murowane z bloków betonowych C20/25 gr. 24 cm na zaprawie cementowo – wapienne M 10.

#### 1.9 Ściany zewnętrzne i wewnętrzne konstrukcyjne

Ściany zewnętrzne i wewnętrzne konstrukcyjne gr. 24 cm zaprojektowano z cegły wapienno-piaskowej pełnej o wym. 333x198x240 mm kl. M15 na zaprawie cem-wap. M8.

#### 1.10 Ściany działowe

**Ściany wewnętrzne działowe gr. 12 cm zaprojektowano z cegły wapienno-piaskowej pełnej o wym. 333x199x120 mm kl. M15 na zaprawie cem-wap. M5.**

#### 1.11 Nadproża prefabrykowane

Nad projektowanymi otworami w ściankach działowych gr. 12 cm zaprojektowano nadproża z belek żelbetowych prefabrykowanych 120x120xL. Nad otworami w ścianach zewnętrznych oraz wewnętrznych konstrukcyjnych zaprojektowano nadproża prefabrykowane typu L19. W miejscach dużych rozpiętości zaprojektowano nadproża żelbetowe wylewane na mokro z betonu C30/37 (klasa ekspozycji XC4, XF1). Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

#### 1.12 Nadproża żelbetowe

Nadproża żelbetowe wylewane na mokro z betonu C30/37 (klasa ekspozycji XC4, XF1). Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

#### 1.13 Belki żelbetowe

Belki żelbetowe wylewane na mokro z betonu C20/25 (klasa ekspozycji XC1). Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

#### 1.14 Podciagi żelbetowe

Podciagi żelbetowe wylewane na mokro z betonu C20/25 (klasa ekspozycji XC1). Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

#### 1.15 Słupy żelbetowe w ścianie

Słupy żelbetowe w ścianie wylewane na mokro z betonu C20/25 (klasa ekspozycji XC1). Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

#### 1.16 Klatki schodowe żelbetowe

Klatki schodowe żelbetowe wylewane na mokro z betonu C20/25 (klasa ekspozycji XC1.). Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

#### 1.17 Wieńce żelbetowe

Wieńce żelbetowe wylewane na mokro z betonu C30/37 (klasa ekspozycji XC4, XF1), zbrojone prętami ze stali klasy A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

#### 1.18 Płyty żelbetowe

Płyty żelbetowe wylewane na mokro z betonu C20/25 (klasa ekspozycji XC1), zbrojone prętami ze stali klasy A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

#### 1.19 Wylewki żelbetowe

Wylewki żelbetowe w stropie wylewane na mokro z betonu C30/37 (klasa ekspozycji XC4, XF1), zbrojone prętami ze stali klasy A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

**1.20 Stropy kondygnacyjne**

Zaprojektowano lekki strop panelowy 20/60 charakteryzujący się wysokością 20 cm i szerokością panelu 60 cm. Produkowany jest w następujących rodzajach zbrojenia: 2x 9,3,4x 9,3,2x12,5 i 2x9,3, 6x9,3,4x12,5,2x12,5 i 4x9,3. W panelach zastosowano sprzężenie górne 2x6,85, które stwarza dodatkowe możliwości konstrukcyjne, tj. budowanie tzw. wsporników np. balkonów i klatek schodowych, poprzez wysunięcie panelu poza podpory stałe, oraz minimalizuje ryzyko powstania pęknięć górnej krawędzi stropu w strefie przypodporowej w układach ściennych w panelach docięniętych murami. Panele posiadają pięć podłużnych kanałów, 60mm x 140mm. Boczne ściany paneli są tak ukształtowane, aby po wypełnieniu ich betonem nastąpiło trwałe połączenie, które zapewni właściwą współpracę między panelami przy przenoszeniu obciążeń skupionych np. obciążenia od ścianek działowych pod warunkiem właściwego wypełnienia zamków najlepiej betonem o ograniczonym skurczu np. na cemente ekspansywnym. Zapobiega to klawiszowaniu stropu i powstawaniu rys. Panele 20/60 są produkowane z betonu zwykłego klasy C40/50. W panelach istnieje możliwość wykonania otworów, które nie naruszają żebier nośnych i nie mają wpływu na wartość dopuszczalnych obciążeń stropu. Mogą być wykonywane w wytwórni lub na budowie. Maksymalna średnica otworów 80 mm. Panele są zbrojone splotami siedmioprętowymi ze stali o charakterystycznej wytrzymałości na rozciąganie równej 1860 MPa i średnicach  $\phi$  9,3 i  $\phi$  12,5 mm, zbrojenie górne  $\phi$  6,85mm. Początkowe naprężenia strun wynoszą około 1300MPa.

**1.21 Konstrukcja dachu**

Konstrukcja dachu drewniana w układzie krokwiowym i wiązarów jętkowych z drewna klasy C 24  
Kąt nachylenia połaci zasadniczej dachu  $\alpha = 35^\circ$ , mansardy dachu  $\alpha = 18^\circ$ , łącznika  $\alpha = 20^\circ$ .  
Pokrycie dachu dachówką ceramiczną holenderką..  
Obróbki blacharskie z blachy ocynkowanej gr. 0,55 mm.

**1.22 Szyb windy****1.22.1 Płyta nadszybia**

Płyta nadszybia żelbetowa krzyżowo zbrojna wylewana na mokro gr.12 cm z betonu C20/25, zbrojone stalą A-IIIIN, (BST500S). Klasa ekspozycji XC1.

Wentylację szybu należy wykonać w następujący sposób :

- w płycie nadszybia należy wykonać otwór  $\phi$  220 mm.
- min. pow. otworu wentylacyjnego 369 cm<sup>2</sup>
- przewód wentylacyjny wyprowadzić ponad dach.

**1.22.2 Ściany szybu windy**

Zaprojektowano ściany szybu windy żelbetowe wylewane na mokro z betonu C20/25 (klasa ekspozycji XC1), zbrojone prętami  $\Phi$  10 ze stali A-IIIIN (BST500S) co 15 cm, pręty rozdzielnice  $\Phi$  6 co 20 cm ze stali A-I St. Grubość ścian 20 cm.

**1.22.3 Płyta podszybia**

Zaprojektowano płytę żelbetową wylewaną na mokro z betonu C20/25 (klasa ekspozycji XC1), zbrojone prętami  $\Phi$  12 ze stali A-IIIIN (BST500S) co 20 cm, Grubość płyty 40 cm.

**1.22.4 Nadproża nad drzwiami**

Zaprojektowano nadproża żelbetowe wylewane na mokro z betonu C20/25 (klasa ekspozycji XC1), zbrojona prętami ze stali A-IIIIN (BST500S). Nadproża należy wykonywać wraz ze wznoszeniem ścian szybu windy.

## II. OBLICZENIA STATYCZNE

**2 Obliczenia statyczne****2.1 Założenia projektowe**

Opinia geotechniczna z dokumentacją badań podłoża gruntowego dla projektu rozbudowy Szkoły Podstawowej  
w m. Przyłęki, dz. nr 85/1 i 85/2 opracowana przez BAGEO Sławomir Stawski ul. Nałkowskiej 12/19

85-866 Bydgoszcz.

**Podstawa opracowania**

Projekt branży architektonicznej i instalacyjnej

**Strefy klimatyczne i obciążenia**

Strefa obciążenia śniegiem II	-	$S_k$	=	0,90 kN/m <sup>2</sup>
Strefa obciążenia wiatrem I	-	$q_k$	=	0,30 kN/m <sup>2</sup>
Obciążenie technologiczne sale	-	$q_k$	=	2,0 kN/m <sup>2</sup>
Obciążenie technologiczne korytarze	-	$q_k$	=	2,5 kN/m <sup>2</sup>
Klatki schodowe	-	$q_k$	=	4,0 kN/m <sup>2</sup>
Ciążar świeżej masy betonowej	-	$g$	=	25,0 kN/m <sup>3</sup>

**Założenia materiałowe**

Klasa betonu	-	C20/25	dal klasy ekspozycji XC1
Klasa betonu	-	C25/30	dal klasy ekspozycji XC2
Klasa betonu	-	C30/37	dal klasy ekspozycji XC3, XC4, XF3, XA1
Klasa cegły wap-piask.	-	15	
Klasa stali zbrojeniowej	-	A-III N	(BST500S)
Klasa stali zbrojeniowej pomocniczej	-	A-I (St3SX-b)	
Drewno iglaste kl.	-	C24	

**Posadowienie budynku**

Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25.04.2012r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych (Dz. U. z 2012 poz. 463) warunki gruntowo – wodne na badanym terenie określono jako proste.

**Normy i normatywy**

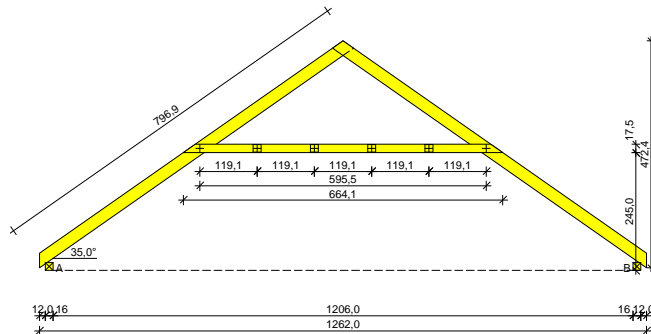
PN-80/B-0210/Az1	– obciążenie śniegiem
PN-B-0211 : 1977/Az1	– obciążenie wiatrem
PN-82/B-02001	– obciążenie stałe
PN-82/B-02003	– obciążenie zmienne
PN-88/B-02014	– obciążenie gruntem
PN-B-03264 : 20002	– konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprzężone
PN-90/B-03200	– konstrukcje stalowe
PN-B-3002 :2007	– konstrukcje murowe

**2.2 poz. 1.0 Konstrukcja dachu****2.2.1 poz. 1.1 Wiązar jętkowy W-1**

Konstrukcja dachu drewniana w układzie jętkowym z drewna iglastego klasy C 24

Kąt nachylenia połaci dach  $\alpha = 35^\circ$ .

Szkic wiązara

**Geometria ustroju:**

Kąt nachylenia połaci dachowej  $\alpha = 35,0^\circ$   
 Rozpiętość więzara  $l = 12,62$  m  
 Rozstaw murlat w świetle  $l_s = 12,06$  m  
 Poziom jętki  $h = 2,45$  m  
 Rozstaw więzarów  $a = 0,90$  m  
 Dodatkowe usztywnienia boczne krokwi - brak  
 Dodatkowe usztywnienia boczne jętki - brak  
 Rozstaw podparć poziomych murlat  $l_{mo} = 1,50$  m  
 Wysięg wspornika murlaty  $l_{mw} = 0,20$  m

**Dane materiałowe:**

- krokiew 14/25 cm (zaciosy: murlata - 3 cm, jętka - 2·3 = 6 cm) z drewna C24  
 - jętka 2x 6,3/17,5 cm z drewna C24 z przewiązkami co 120 cm,  
 - murlata 16/16 cm z drewna C24

**Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):**

- pokrycie dachu (wg PN-82/B-02001: ):  
 $g_k = 1,09 \text{ kN/m}^2$ ,  $g_o = 1,31 \text{ kN/m}^2$   
 - uwzględniono ciężar własny więzara  
 - obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połać bardziej obciążona, strefa 2, nachylenie połaci  $35,0$  st.):  
 - na połaci lewej  $s_{kl} = 0,90 \text{ kN/m}^2$ ,  $s_{ol} = 1,35 \text{ kN/m}^2$   
 - na połaci prawej  $s_{kp} = 0,60 \text{ kN/m}^2$ ,  $s_{op} = 0,90 \text{ kN/m}^2$   
 - obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale  
 - obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku  $z = 18,0$  m):  
 - na połaci nawietrznej  $p_{kl1} = -0,14 \text{ kN/m}^2$ ,  $p_{ol1} = -0,21 \text{ kN/m}^2$   
 - na połaci nawietrznej  $p_{kl2} = 0,20 \text{ kN/m}^2$ ,  $p_{ol2} = 0,31 \text{ kN/m}^2$   
 - na połaci zawietrznej  $p_{kp} = -0,25 \text{ kN/m}^2$ ,  $p_{op} = -0,38 \text{ kN/m}^2$   
 - obciążenie ociepleniem dolnego odcinka krokwi ():  
 $g_{kk} = 0,50 \text{ kN/m}^2$ ,  $g_{ok} = 0,60 \text{ kN/m}^2$   
 - obciążenie stałe jętki :  $q_{jk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$ ,  $q_{jo} = 0,00 \text{ kN/m}^2$   
 - obciążenie zmienne jętki :  $p_{jk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$ ,  $p_{jo} = 0,00 \text{ kN/m}^2$   
 - obciążenie montażowe jętki  $F_k = 1,0 \text{ kN}$ ,  $F_o = 1,2 \text{ kN}$

**Założenia obliczeniowe:**

- klasa użytkowania konstrukcji: 2

**WYNIKI:**

Ekstremalne reakcje podporowe:

węzeł (podpora)	V [kN]	H [kN]	kombinacja SGN
2 (A)	<b>19,92</b> 19,01	19,31 <b>21,75</b>	<b>K4:</b> stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej-wariant II <b>K6:</b> stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z prawej-wariant II
6 (B)	<b>19,92</b> 17,72	-19,31 <b>-21,75</b>	<b>K11:</b> stałe-max+śnieg-wariant II+0,90-wiatr z prawej-wariant II <b>K4:</b> stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej-wariant II

**WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000**

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

→  $f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$ ,  $f_{t0,k} = 14 \text{ MPa}$ ,  $f_{c0,k} = 21 \text{ MPa}$ ,  $f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}$ ,  $E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}$ ,  $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$

**Krokiew 14/25 cm** (zaciosy: murlata - 3 cm, jętka - 2·3 = 6 cm)

Smukłość

$\lambda_y = 84,5 < 150$

$\lambda_z = 99,2 < 150$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

decyduje kombinacja: **K11** stałe-max+śnieg-wariant II+0,90-wiatr z prawej-wariant II

$M = -6,42 \text{ kNm}$ ,  $N = 22,08 \text{ kN}$

$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$ ,  $f_{c0,d} = 9,69 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 4,40 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{c0,d} = 0,63 \text{ MPa}$

$k_{cy} = 0,421$ ,  $k_{cz} = 0,315$

$\sigma_{c0,d}/(k_{cy} \cdot f_{c0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,552 < 1$

$\sigma_{c0,d}/(k_{cz} \cdot f_{c0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,604 < 1$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murlacie

decyduje kombinacja: **K6** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z prawej-wariant II

$M = -0,01 \text{ kNm}$ ,  $N = 28,61 \text{ kN}$

$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$ ,  $f_{c0,d} = 9,69 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 0,00 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{c0,d} = 0,93 \text{ MPa}$

$(\sigma_{c0,d}/f_{c0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,010 < 1$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - jętce

decyduje kombinacja: **K11** stałe-max+śnieg-wariant II+0,90-wiatr z prawej-wariant II

$M = -6,42 \text{ kNm}$ ,  $N = 22,08 \text{ kN}$

$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$ ,  $f_{c0,d} = 9,69 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 7,70 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{c0,d} = 1,10 \text{ MPa}$

$(\sigma_{c0,d}/f_{c0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,708 < 1$

Maksymalne ugięcia krokwi (pomiędzy murlatą a jętką)

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$u_{fin} = 3,11 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1/200 = 4009/200 = 20,05 \text{ mm}$  (15,5%)

Maksymalne ugięcia wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K15** stałe-max+wiatr z lewej-wariant II

$u_{fin} = 0,31 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot 1/200 = 2 \cdot 80/200 = 0,80 \text{ mm}$  (38,8%)

**Jętka 2x 6,3/17,5 cm** z przewiązkami co 120 cm z drewna C24

Smukłość

$$\lambda_y = 117,9 < 150$$

$$\lambda_z = 153,8 < 175$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$M = 0,40 \text{ kNm}, \quad N = 16,83 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,62 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,76 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,228, \quad k_{c,z} = 0,137$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,401 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,630 < 1$$

Maksymalne ugięcia

decyduje kombinacja: **K24** stałe-max+montażowe jętki

$$u_{fin} = 12,40 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1/200 = 5920/200 = 29,60 \text{ mm} \quad (41,9\%)$$

#### Murlata 16/16 cm

Część murlaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 22,14 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 24,16 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej-wariant II

$$M_z = 5,82 \text{ kNm}$$

$$f_{m,z,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 8,529 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,770 < 1$$

#### Część wspornikowa murlaty

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 22,14 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 24,16 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej-wariant II

$$M_y = 0,44 \text{ kNm}, \quad M_z = 0,48 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,65 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,71 \text{ MPa}$$

$$k_m = 0,7$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,103 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,105 < 1$$

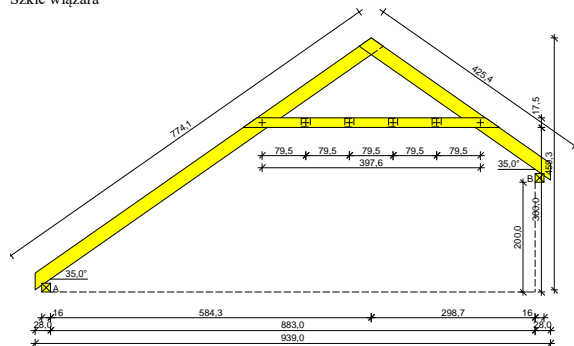
Maksymalne ugięcia:

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 0,01 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot 1/200 = 2 \cdot 200/200 = 2,00 \text{ mm} \quad (0,7\%)$$

#### 2.2.2 poz. 1.2 Wiązar jętkowy W-2

Szkie wiązara



#### Geometria ustroju:

Kąt nachylenia lewej połaci dachowej  $\alpha = 35,0^\circ$

Kąt nachylenia prawej połaci dachowej  $\alpha = 35,0^\circ$

Rozstaw murlat w świetle  $l_s = 8,83 \text{ m}$

Różnica poziomów murlat  $\Delta h = 2,00 \text{ m}$

Wysięg lewego wspornika  $l_{wL} = 0,28 \text{ m}$

Wysięg prawego wspornika  $l_{wP} = 0,28 \text{ m}$

Poziom jętka  $h = 3,00 \text{ m}$

Rozstaw wiązarów  $a = 0,90 \text{ m}$

Dodatkowe usztywnienia boczne krokwi - brak

Dodatkowe usztywnienia boczne jętki - brak

Rozstaw podparć poziomych murlaty  $l_{mo} = 1,50 \text{ m}$

Wysięg wspornika murlaty  $l_{mw} = 0,20 \text{ m}$

#### Dane materiałowe:

- krokiew 14/25 cm (zaciosy: murlata - 3 cm, jętka - 2·3 = 6 cm) z drewna C24

- jętka 2x 6,3/17,5 cm z drewna C24 z przewiązkami co 120 cm,

- murlata 16/16 cm z drewna C24

#### Obciążenia (wartości charakterystyczne):

- pokrycie dachu (wg PN-82/B-02001):

$$g_k = 1,09 \text{ kN/m}^2$$

- uwzględniono ciężar własny wiązara

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 2, nachylenie połaci 35,0 st.):

$$\text{- na połaci lewej} \quad s_{kl} = 0,90 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- na połaci prawej} \quad s_{kp} = 0,60 \text{ kN/m}^2$$

- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale

- obciążenie wiatrem połaci lewej (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku  $z = 18,0 \text{ m}$ ):

$$\text{- jako nawietrznej} \quad p_{kl1} = -0,14 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- jako nawietrznej} \quad p_{kl2} = 0,20 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- jako zawietrznej} \quad p_{kp} = -0,25 \text{ kN/m}^2$$

- obciążenie wiatrem połaci prawej:

$$\text{- jako nawietrznej} \quad p_{kl} = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- jako zawietrznej} \quad p_{kp} = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

- obciążenie ociepleniem dolnego odcinka krokwi ():

$$g_{kk} = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- obciążenie stałe jętki:} \quad q_{jk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- obciążenie zmienne jętki:} \quad p_{jk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$$



- obciążenie montażowe jętki  $F_k = 1,0 \text{ kN}$

#### Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2

Ekstremalne reakcje podporowe:

węzeł (podpora)	V [kN]	H [kN]	kombinacja SGN
2 (A)	<b>20,05</b>	<b>18,33</b>	<b>K4:</b> stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej-wariant II
6 (B)	<b>9,84</b> 9,55	-16,19 <b>-20,09</b>	<b>K6:</b> stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z prawej-wariant II <b>K4:</b> stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej-wariant II

#### WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

→  $f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$ ,  $f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}$ ,  $f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$ ,  $f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}$ ,  $E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}$ ,  $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$

**Krokiew lewa 14/25 cm** (zaciosy: murlata - 3 cm, jętka - 2·3 = 6 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 82,0 < 150$$

$$\lambda_z = 122,9 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej-wariant II

$$M = 6,35 \text{ kNm}, \quad N = 22,83 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 4,35 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,65 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,444, \quad k_{c,z} = 0,211$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,545 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,712 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murlacie

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej-wariant II

$$M = -0,01 \text{ kNm}, \quad N = 26,41 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,01 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,86 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,008 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - jętce

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej-wariant II

$$M = -3,45 \text{ kNm}, \quad N = 18,27 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 4,14 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,91 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,382 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a jętką)

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 8,21 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1/200 = 4968/200 = 24,84 \text{ mm} \quad (33,1\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

$$u_{fin} = 0,53 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot 1/200 = 2 \cdot 80/200 = 0,80 \text{ mm} \quad (65,8\%)$$

**Krokiew prawa 14/25 cm** (zaciosy: murlata - 3 cm, jętka - 2·3 = 6 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 43,3 < 150$$

$$\lambda_z = 60,0 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej-wariant II

$$M = -7,58 \text{ kNm}, \quad N = 19,70 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 5,19 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,56 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,915, \quad k_{c,z} = 0,714$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,532 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,550 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murlacie

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej-wariant II

$$M = 0,00 \text{ kNm}, \quad N = 21,84 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,00 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,71 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,006 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - jętce

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej-wariant II

$$M = -7,58 \text{ kNm}, \quad N = 19,70 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 9,09 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,98 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,831 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a kalenicą)

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 3,82 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1/200 = 3908/200 = 19,54 \text{ mm} \quad (19,6\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

$$u_{fin} = 0,25 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot 1/200 = 2 \cdot 80/200 = 0,80 \text{ mm} \quad (31,4\%)$$

**Jętka 2x 6,3/17,5 cm** z przewiązkami co 120 cm z drewna C24

Smukłość

$$\lambda_y = 78,7 < 150$$

$$\lambda_z = 102,7 < 175$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej-wariant II

$$M = 0,18 \text{ kNm}, \quad N = 19,68 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,28 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,89 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,476, \quad k_{c,z} = 0,295$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,219 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,337 < 1$$

Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: **K15** stałe-max+montażowe jętki

$$u_{fin} = 3,56 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1/200 = 3976/200 = 19,88 \text{ mm} \quad (17,9\%)$$

**Murlata 16/16 cm**

Część murlaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{L,max} = 22,27 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = -22,32 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej-wariant II



$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,x} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,443 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murlacie

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej-wariant II

$$M = -0,78 \text{ kNm}, \quad N = 13,35 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 2,79 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 1,03 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,263 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - jętce

decyduje kombinacja: **K23** stałe-max+wiatr z prawej-wariant II+0,90-śnieg-wariant II

$$M = -1,52 \text{ kNm}, \quad N = 10,48 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 8,88 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 1,64 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,831 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a kalenicą)

decyduje kombinacja: **K27** stałe-min+wiatr z lewej-wariant II

$$u_{fin} = 1,93 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1/200 = 4039/200 = 20,20 \text{ mm} \quad (9,6\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K29** stałe-min+wiatr z prawej-wariant II

$$u_{fin} = 1,30 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot 1/200 = 2 \cdot 868/200 = 8,68 \text{ mm} \quad (15,0\%)$$

**Jętka 2x 5/14 cm** z przewiązkami co 110 cm z drewna C24

Smukłość

$$\lambda_y = 82,0 < 150$$

$$\lambda_z = 168,3 < 175$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K24** stałe-max+montażowe jętki

$$M = 1,06 \text{ kNm}, \quad N = 5,89 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 12,92 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 11,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 3,25 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,42 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,444, \quad k_{c,z} = 0,115$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,335 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,574 < 1$$

Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: **K24** stałe-max+montażowe jętki

$$u_{fin} = 4,65 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1/200 = 3278/200 = 16,39 \text{ mm} \quad (28,4\%)$$

**Murlata 16/16 cm**

Część murlaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 13,56 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 11,85 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K6** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z prawej-wariant II

$$M_x = 2,86 \text{ kNm}$$

$$f_{m,x,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,x,d} = 4,185 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,x,d}/f_{m,x,d} = 0,378 < 1$$

**Część wspornikowa murlaty**

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 13,56 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 11,85 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej-wariant II

$$M_x = 4,34 \text{ kNm}, \quad M_z = 3,79 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{m,x,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 6,36 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,x,d} = 5,56 \text{ MPa}$$

$$k_m = 0,7$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,x,d}/f_{m,x,d} = 0,925 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,x,d}/f_{m,x,d} = 0,903 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

decyduje kombinacja: **K7** stałe-max+śnieg-wariant II

$$u_{fin} = 1,83 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot 1/200 = 2 \cdot 800/200 = 8,00 \text{ mm} \quad (22,9\%)$$

2.2.4 poz. 1.3.1 Krokiew koszuwa KK1

**DANE:**

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość  $b = 16,0 \text{ cm}$

Wysokość  $h = 25,0 \text{ cm}$

Zacios na podporach  $t_k = 3,0 \text{ cm}$

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

$$\rightarrow f_{m,k} = 24 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}, f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}, \rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$$

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Kąt nachylenia połaci dachowych  $\alpha = 35,0^\circ$

Długość rzutu poziomego wspornika  $l_{w,x} = 0,65 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego odcinka środkowego  $l_{d,x} = 3,10 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego odcinka górnego  $l_{g,x} = 0,30 \text{ m}$

Obciążenia dachu:

- obciążenie stałe (wg PN-82/B-02001:):

$$g_k = 1,090 \text{ kN/m}^2 \text{ połaci dachowej}, \quad \gamma_f = 1,20$$

- uwzględniono ciężar własny krokwi

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połać bardziej obciążona, strefa 2, nachylenie połaci 35,0 st.):

$$S_k = 0,900 \text{ kN/m}^2 \text{ rzutu połaci dachowej}, \quad \gamma_f = 1,50$$

- obciążenie parciem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połać nawietrzna, wariant II, strefa I, H=69 m n.p.m., teren A, z=H=18,0 m, budowla zamknięta, wymiary budynku H=18,0 m, B=23,0 m, L=44,0 m, nachylenie połaci 35,0 st., beta=1,80):

$$p_k = 0,204 \text{ kN/m}^2 \text{ połaci dachowej}, \quad \gamma_f = 1,50$$

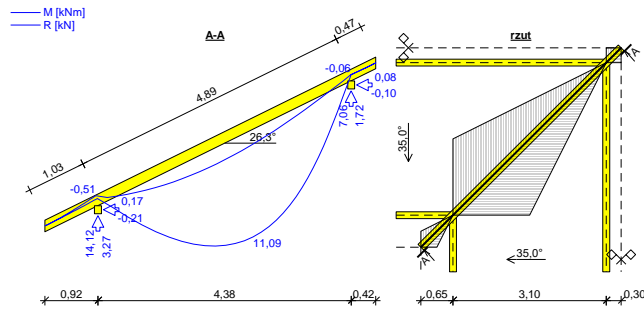
- obciążenie ssaniem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połać zawietrzna, strefa I, H=69 m n.p.m., teren A, z=H=18,0 m, budowla zamknięta, wymiary budynku H=18,0 m, B=23,0 m, L=44,0 m, nachylenie połaci 35,0 st., beta=1,80):

$$p_k = -0,251 \text{ kN/m}^2 \text{ połaci dachowej}, \quad \gamma_f = 1,50$$

- obciążenie ociepleniem ():

$$g_{kk} = 0,500 \text{ kN/m}^2 \text{ połaci dachowej na środkowym odcinku krokwi}, \quad \gamma_f = 1,20$$

**WYNIKI:**



Zginanie:

decyduje kombinacja A (obc.stale max.+ocieplenie+śnieg+wiatr)

Momenty obliczeniowe:

$$M_{prześł} = 11,09 \text{ kNm}; \quad M_{podp} = -0,51 \text{ kNm}$$

Warunek nośności - prześło:

$$\sigma_{m,y,d} = 6,65 \text{ MPa}, \quad f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,601 < 1$$

Warunek nośności - podpora:

$$\sigma_{m,y,d} = 0,39 \text{ MPa}, \quad f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,036 < 1$$

Ugięcie (dolny wspornik):

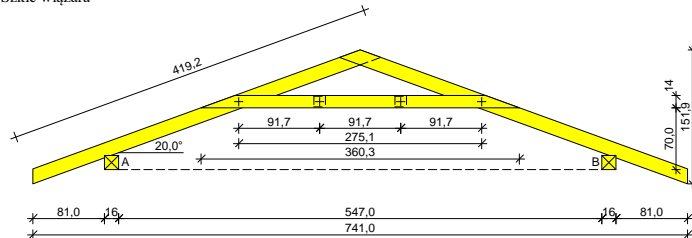
$$u_{fin} = (-) 9,86 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2,0 \cdot 1 / 200 = 10,26 \text{ mm} \quad (96,1\%)$$

Ugięcie (odcinek środkowy):

$$u_{fin} = 14,95 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1 / 200 = 24,46 \text{ mm} \quad (61,1\%)$$

## 2.2.5 poz. 1.4 Wiązar jętkowy W-4 (łącnik)

Szkic wiązara



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej  $\alpha = 20,0^\circ$

Rozpiętość wiązara  $l = 7,41 \text{ m}$

Rozstaw murlat w świetle  $l_s = 5,47 \text{ m}$

Poziom jętka  $h = 0,70 \text{ m}$

Rozstaw wiązarów  $a = 0,90 \text{ m}$

Dodatkowe usztywnienia boczne krokwi - brak

Dodatkowe usztywnienia boczne jętki - brak

Rozstaw podparć poziomych murlat  $l_{mo} = 1,50 \text{ m}$

Dane materiałowe:

- krokiew 7,5/16 cm (zaciosy: murlata - 3 cm, jętka - 2 · 2,5 = 5 cm) z drewna C24

- jętka 2x 5/14 cm z drewna C24 z przewiązkami co 90 cm,

- murlata 16/16 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne):

- pokrycie dachu (wg PN-82/B-02001:):

$$g_k = 1,09 \text{ kN/m}^2$$

- uwzględniono ciężar własny wiązara

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 2, nachylenie połaci 35,0 st.):

- na połaci lewej  $s_{kl} = 0,90 \text{ kN/m}^2$

- na połaci prawej  $s_{kp} = 0,60 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale

- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku  $z = 18,0 \text{ m}$ ):

- na połaci nawietrznej  $p_{kl I} = -0,14 \text{ kN/m}^2$

- na połaci nawietrznej  $p_{kl II} = 0,20 \text{ kN/m}^2$

- na połaci zawietrznej  $p_{kp} = -0,25 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie ociepleniem dolnego odcinka krokwi ():

$$g_{kk} = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

- obciążenie stałe jętki:  $q_{jk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie zmienne jętki:  $p_{jk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie montażowe jętki  $F_k = 1,0 \text{ kN}$

Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2

WYNIKI:

Ekstremalne reakcje podporowe:

węzeł (podpora)	V [kN]	H [kN]	kombinacja SGN
2 (A)	10,53 8,37	13,88 14,63	K4: stale-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej-wariant II K11: stale-max+śnieg-wariant II+0,90-wiatr z prawej-wariant II
6 (B)	10,53 9,33	-13,88 -14,63	K11: stale-max+śnieg-wariant II+0,90-wiatr z prawej-wariant II K9: stale-max+śnieg-wariant II+0,90-wiatr z lewej-wariant II

WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości C24

$$\rightarrow f_{m,k} = 24 \text{ MPa}, f_{t0,k} = 14 \text{ MPa}, f_{c0,k} = 21 \text{ MPa}, f_{vk} = 2,5 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}, p_k = 350 \text{ kg/m}^3$$

**Krokiew 7,5/16 cm** (zaciosy: murlata - 3 cm, jętka - 2·2,5 = 5 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 53,7 < 150$$

$$\lambda_z = 76,0 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z lewej-wariant II

$$M = -0,88 \text{ kNm}, \quad N = 15,96 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 2,75 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 1,33 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,803, \quad k_{c,z} = 0,505$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,419 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,520 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murlacie

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z lewej-wariant II

$$M = -0,88 \text{ kNm}, \quad N = 15,96 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 4,17 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 1,64 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,405 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - jętce

decyduje kombinacja: **K11** stałe-max+śnieg-wariant II+0,90·wiatr z prawej-wariant II

$$M = -0,82 \text{ kNm}, \quad N = 14,61 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 7,68 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 3,65 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,836 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a kalenicą)

decyduje kombinacja: **K15** stałe-max+wiatr z lewej-wariant II

$$u_{fin} = 1,14 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1/200 = 3099/200 = 15,49 \text{ mm} \quad (7,3\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K29** stałe-min+wiatr z prawej-wariant II

$$u_{fin} = 0,80 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot 1/200 = 2 \cdot 844/200 = 8,44 \text{ mm} \quad (9,5\%)$$

**Jętka 2x 5/14 cm** z przewiązkami co 90 cm z drewna C24

Smukłość

$$\lambda_y = 68,1 < 150$$

$$\lambda_z = 144,3 < 175$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K24** stałe-max+montażowe jętki

$$M = 0,87 \text{ kNm}, \quad N = 8,36 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 12,92 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 11,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 2,67 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,60 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,602, \quad k_{c,z} = 0,155$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,294 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,547 < 1$$

Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: **K24** stałe-max+montażowe jętki

$$u_{fin} = 2,66 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1/200 = 2730/200 = 13,65 \text{ mm} \quad (19,5\%)$$

**Murlata 16/16 cm**

**Część murlaty leżąca na ścianie**

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 11,70 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 16,25 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z lewej-wariant II

$$M_x = 3,92 \text{ kNm}$$

$$f_{m,x,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,x,d} = 5,737 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,x,d}/f_{m,x,d} = 0,518 < 1$$

2.2.6

poz. 1.5 Kropkowie K-1

**Konstrukcja dachu drewniana w układzie krokwiowym z drewna iglastego klasy C 24**

**Kąt nachylenia połaci dach  $\alpha = 35^\circ$ .**

**DANE:**

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

$$\text{Szerokość} \quad b = 14,0 \text{ cm}$$

$$\text{Wysokość} \quad h = 25,0 \text{ cm}$$

$$\text{Zacios na podporach} \quad t_k = 3,0 \text{ cm}$$

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

$$\rightarrow f_{m,k} = 24 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}, f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}, \rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$$

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

$$\text{Kąt nachylenia połaci dachowej} \quad \alpha = 35,0^\circ$$

$$\text{Rozstaw krokwi} \quad a = 0,90 \text{ m}$$

$$\text{Długość rzutu poziomego wspornika} \quad l_{w,x} = 0,90 \text{ m}$$

$$\text{Długość rzutu poziomego odcinka środkowego} \quad l_{d,x} = 5,15 \text{ m}$$

$$\text{Długość rzutu poziomego odcinka górnego} \quad l_{g,x} = 0,30 \text{ m}$$

Obciążenia dachu:

- obciążenie stałe (wg PN-82/B-02001:):

$$g_k = 1,090 \text{ kN/m}^2 \text{ połaci dachowej}, \quad \gamma_f = 1,20$$

- uwzględniono ciężar własny krokwi

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połać bardziej obciążona, strefa 2, nachylenie połaci 35,0 st.):

$$S_k = 0,900 \text{ kN/m}^2 \text{ rzutu połaci dachowej}, \quad \gamma_f = 1,50$$

- obciążenie parciem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połać nawietrzna, wariant II, strefa I, H=69 m n.p.m., teren A, z=H=18,0 m, budowla zamknięta, wymiary budynku H=18,0 m, B=23,0 m, L=44,0 m, nachylenie połaci 35,0 st., beta=1,80):

$$p_k = 0,204 \text{ kN/m}^2 \text{ połaci dachowej}, \quad \gamma_f = 1,50$$

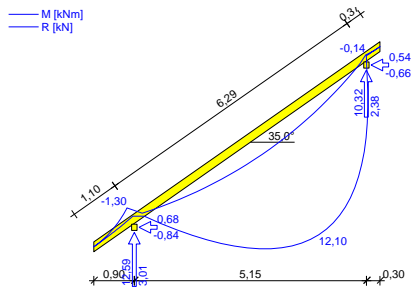
- obciążenie ssaniem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połać zawietrzna, strefa I, H=69 m n.p.m., teren A, z=H=18,0 m, budowla zamknięta, wymiary budynku H=18,0 m, B=23,0 m, L=44,0 m, nachylenie połaci 35,0 st., beta=1,80):

$$p_k = -0,251 \text{ kN/m}^2 \text{ połaci dachowej}, \quad \gamma_f = 1,50$$

- obciążenie ociepleniem ():

$$g_{kk} = 0,500 \text{ kN/m}^2 \text{ połaci dachowej na środkowym odcinku krokwi}; \quad \gamma_f = 1,20$$

**WYNIKI:**



Zginanie:

decyduje kombinacja A (obc.stale max.+ocieplenie+śnieg+wiatr)

Momenty obliczeniowe:

$$M_{prześł} = 12,10 \text{ kNm}; \quad M_{podp} = -1,30 \text{ kNm}$$

Warunek nośności - prześło:

$$\sigma_{m,y,d} = 8,30 \text{ MPa}, \quad f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,749 < 1$$

Warunek nośności - podpora:

$$\sigma_{m,y,d} = 1,15 \text{ MPa}, \quad f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,104 < 1$$

Ugięcie (odcinek środkowy):

$$u_{fin} = 27,92 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1/200 = 31,43 \text{ mm} \quad (88,8\%)$$

2.2.7 poz. 1.6 Krokiew K-2

Konstrukcja dachu drewniana w układzie krokwiowym z drewna iglastego klasy C 24

Kąt nachylenia połaci dach  $\alpha = 35^\circ$ .

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość  $b = 14,0 \text{ cm}$

Wysokość  $h = 25,0 \text{ cm}$

Zacios na podporach  $t_k = 3,0 \text{ cm}$

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

→  $f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$ ,  $f_{t,k} = 14 \text{ MPa}$ ,  $f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$ ,  $f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}$ ,  $E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}$ ,  $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Kąt nachylenia połaci dachowej  $\alpha = 35,0^\circ$

Rozstaw krokwi  $a = 0,90 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego wspornika

$$l_{w,x} = 0,90 \text{ m}$$

Długość rzutu poziomego odcinka środkowego

$$l_{d,x} = 3,65 \text{ m}$$

Długość rzutu poziomego odcinka górnego

$$l_{g,x} = 0,30 \text{ m}$$

Obciążenia dachu:

- obciążenie stałe (wg PN-82/B-02001:):

$$g_k = 1,090 \text{ kN/m}^2 \text{ połaci dachowej}, \quad \gamma_f = 1,20$$

- uwzględniono ciężar własny krokwi

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 2, nachylenie połaci  $35,0^\circ$  st.):

$$S_k = 0,900 \text{ kN/m}^2 \text{ rzutu połaci dachowej}, \quad \gamma_f = 1,50$$

- obciążenie parciem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połac nawietrzna, wariant II, strefa I,  $H=69 \text{ m}$  n.p.m., teren A,  $z=H=18,0 \text{ m}$ , budowla zamknięta, wymiary budynku  $H=18,0 \text{ m}$ ,  $B=23,0 \text{ m}$ ,  $L=44,0 \text{ m}$ , nachylenie połaci  $35,0^\circ$  st.,  $\beta=1,80$ ):

$$p_k = 0,204 \text{ kN/m}^2 \text{ połaci dachowej}, \quad \gamma_f = 1,50$$

- obciążenie ssaniem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połac zawietrzna, strefa I,  $H=69 \text{ m}$  n.p.m., teren A,  $z=H=18,0 \text{ m}$ , budowla zamknięta, wymiary budynku  $H=18,0 \text{ m}$ ,  $B=23,0 \text{ m}$ ,  $L=44,0 \text{ m}$ , nachylenie połaci  $35,0^\circ$  st.,  $\beta=1,80$ ):

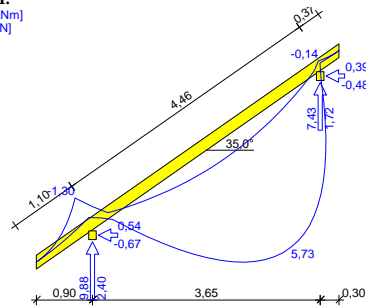
$$p_k = -0,251 \text{ kN/m}^2 \text{ połaci dachowej}, \quad \gamma_f = 1,50$$

- obciążenie ociepleniem ():

$$g_{kk} = 0,500 \text{ kN/m}^2 \text{ połaci dachowej na środkowym odcinku krokwi}; \quad \gamma_f = 1,20$$

WYNIKI:

M [kNm]  
R [kN]



Zginanie:

decyduje kombinacja A (obc.stale max.+ocieplenie+śnieg+wiatr)

Momenty obliczeniowe:

$$M_{prześł} = 5,73 \text{ kNm}; \quad M_{podp} = -1,30 \text{ kNm}$$

Warunek nośności - prześło:

$$\sigma_{m,y,d} = 3,93 \text{ MPa}, \quad f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,355 < 1$$

Warunek nośności - podpora:

$$\sigma_{m,y,d} = 1,15 \text{ MPa}, \quad f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,104 < 1$$

Ugięcie (górny wspornik):

$$u_{fin} = (-) 1,73 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2,0/200 = 3,66 \text{ mm} \quad (47,3\%)$$

Ugięcie (odcinek środkowy):

$$u_{fin} = 6,97 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1/200 = 22,28 \text{ mm} \quad (31,3\%)$$

## 2.2.8 poz. 1.7 Krokwie K-6

**DANE:**

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość  $b = 14,0$  cmWysokość  $h = 25,0$  cmZacios na podporach  $t_k = 3,0$  cm

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**→  $f_{m,k} = 24$  MPa,  $f_{t,0,k} = 14$  MPa,  $f_{c,0,k} = 21$  MPa,  $f_{v,k} = 2,5$  MPa,  $E_{0,mean} = 11$  GPa,  $\rho_k = 350$  kg/m<sup>3</sup>

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Kąt nachylenia połaci dachowej  $\alpha = 18,0^\circ$ Rozstaw krokwii  $a = 0,95$  mDługość rzutu poziomego wspornika  $l_{w,x} = 0,90$  mDługość rzutu poziomego odcinka środkowego  $l_{d,x} = 5,15$  mDługość rzutu poziomego odcinka górnego  $l_{g,x} = 0,60$  m

Obciążenia dachu:

- obciążenie stałe (wg PN-82/B-02001:):

 $s_k = 1,090$  kN/m<sup>2</sup> połaci dachowej,  $\gamma_f = 1,20$ 

- uwzględniono ciężar własny krokwii

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połać bardziej obciążona, strefa 2, nachylenie połaci 35,0 st.):

 $s_k = 0,900$  kN/m<sup>2</sup> rzutu połaci dachowej,  $\gamma_f = 1,50$ 

- obciążenie parciem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połać nawietrzna, wariant II, strefa I, H=69 m n.p.m., teren A, z=H=18,0 m, budowla zamknięta, wymiary budynku H=18,0 m, B=23,0 m, L=44,0 m, nachylenie połaci 35,0 st., beta=1,80):

 $p_k = 0,204$  kN/m<sup>2</sup> połaci dachowej,  $\gamma_f = 1,50$ 

- obciążenie ssaniem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połać zawietrzna, strefa I, H=69 m n.p.m., teren A, z=H=18,0 m, budowla zamknięta, wymiary budynku H=18,0 m, B=23,0 m, L=44,0 m, nachylenie połaci 35,0 st., beta=1,80):

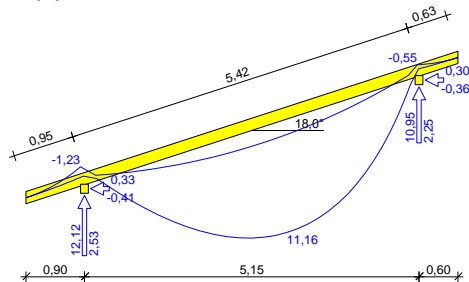
 $p_k = -0,251$  kN/m<sup>2</sup> połaci dachowej,  $\gamma_f = 1,50$ 

- obciążenie ogrzewaniem ():

 $s_{kk} = 0,500$  kN/m<sup>2</sup> połaci dachowej na środkowym odcinku krokwii;  $\gamma_f = 1,20$ **WYNIKI:**

— M [kNm]

— R [kN]



Zginanie:

decyduje kombinacja A (obc.stałe max.+ogrzewanie+śnieg+wiatr)

Momenty obliczeniowe:

 $M_{przęsł} = 11,16$  kNm;  $M_{podp} = -1,23$  kNm

Warunek nośności - przęsło:

 $\sigma_{m,y,d} = 7,66$  MPa,  $f_{m,y,d} = 11,08$  MPa $\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,691 < 1$ 

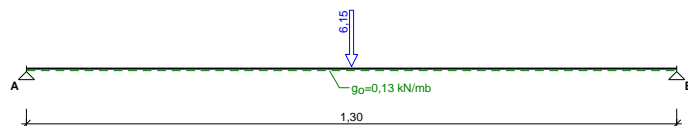
Warunek nośności - podpora:

 $\sigma_{m,y,d} = 1,09$  MPa,  $f_{m,y,d} = 11,08$  MPa $\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,098 < 1$ 

Ugięcie (odcinek środkowy):

 $u_{fin} = 19,07$  mm  $< u_{net,fin} = 1/200 = 27,08$  mm (70,4%)

## 2.2.9 poz. 1.8 Wymian

**OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKI**

Tablica wyników obliczeń statycznych:

L.p.	x [m]	$M_l$ [kNm]	$M_p$ [kNm]	$V_l$ [kN]	$V_p$ [kN]	f [mm]
<b>Przęsło A - B (<math>l_0 = 1,30</math> m)</b>						
A.	0,00	--	<b>0,00</b>	--	3,16	--
1.	0,65	<b>2,03</b>	<b>2,03</b>	3,08	-3,08	0,22
B.	1,30	<b>0,00</b>	--	-3,16	--	--
Reakcje podporowe:		$R_A = 3,16$ kN, $R_B = 3,16$ kN				

**ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA**

Klasa użytkowania konstrukcji - 2

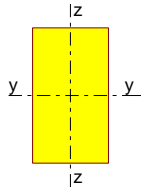
Parametry analizy zwichrzenia:

- brak stężeń bocznych na długości belki

- stosunek  $l_0/l = 1,00$ 

- obciążenie przyłożone na pasie ściskającym (górnym) belki

Ugięcie graniczne przęsła  $u_{net,fin} = l_0 / 300$ **WYNIKI OBLICZEŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH**



Przekrój prostokątny **14 / 25 cm**

$W_y = 1458 \text{ cm}^3$ ,  $J_y = 18229 \text{ cm}^4$ ,  $m = 12,3 \text{ kg/m}$   
 drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**  
 $\rightarrow f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$ ,  $f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}$ ,  $f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$ ,  $f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}$ ,  $E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}$ ,  $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$

Zginanie

Przekrój  $x = 0,65 \text{ m}$   
 Moment maksymalny  $M_{max} = 2,03 \text{ kNm}$   
 $\sigma_{m,y,d} = 1,39 \text{ MPa}$ ,  $f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$   
 Warunek nośności:  
 $\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,13 < 1$   
 Warunek stateczności:  
 $k_{crit} = 1,000$   
 $\sigma_{m,y,d} = 1,39 \text{ MPa} < k_{crit} \cdot f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa} \quad (12,5\%)$

Ścinanie

Przekrój  $x = 0,00 \text{ m}$   
 Maksymalna siła poprzeczna  $V_{max} = 3,16 \text{ kN}$   
 $\tau_d = 0,14 \text{ MPa} < \tau_{v,d} = 1,15 \text{ MPa} \quad (11,7\%)$

Docisk na podporze

Reakcja podporowa  $R_A = 3,16 \text{ kN}$   
 $a_p = 10,0 \text{ cm}$ ,  $k_{c,90} = 1,00$   
 $\sigma_{c,90,y,d} = 0,23 \text{ MPa} < k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 1,15 \text{ MPa} \quad (19,6\%)$

Stan graniczny użytkowalności

Przekrój  $x = 0,65 \text{ m}$   
 Ugięcie maksymalne  $u_{fin} = u_M + u_v = 0,38 \text{ mm}$   
 Ugięcie graniczne  $u_{net,fin} = l_0 / 300 = 1300 / 300 = 4,33 \text{ mm}$   
 $u_{fin} = 0,38 \text{ mm} < u_{net,fin} = 4,33 \text{ mm} \quad (8,8\%)$

#### 2.2.10 poz. 1.9 Połączenia

Połączenie krokwi z murlatą należy wzmocnić za pomocą płaskiego łącznika do drewna - KL- 6 40x250x180x2. Zamocowanie łącznika do elementów za pomocą gwoździ karbowanych. Głębokość wbicia gwoździ powinna wynosić nie mniej niż 12 x średnica nominalna gwoźdź. Rozstaw gwoździ określa łącznik i jest on zgodny z normą DIN 1052. Przy konstruowaniu połączenia należy uwzględnić warunki określone w PN-81/B03150/03.

Połączenie jętki z krokwią należy wzmocnić za pomocą śruby M 16. W jętkach należy umieścić przewiązki w ilości :

- wiązarkę jętkową W-1 i W-2 - 4 szt.
- wiązarkę jętkową W-3 i W-4 - 2 szt.

Połączenie wymianu z krokwią należy wzmocnić za pomocą płaskiego łącznika kąowego do drewna - KP-2 105x150x90 mm. Zamocowanie łącznika do elementów za pomocą gwoździ karbowanych. Głębokość wbicia gwoździ powinna wynosić nie mniej niż 12 x średnica nominalna gwoźdź. Rozstaw gwoździ określa łącznik i jest on zgodny z normą DIN 1052. Przy konstruowaniu połączenia należy uwzględnić warunki określone w PN-81/B03150/03.

Ilość otworów i ich średnice oraz schematy poszczególnych typów łącznika określone są w „Katalogu łączników do drewna” .

#### 2.3 poz. 2.0 Płyta żelbetowa

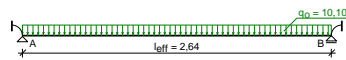
Płyty żelbetowe wylane na mokro z betonu C20/25 (klasa ekspozycji XC1), zbrojone prętami ze stali klasy A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

##### 2.3.1 poz. 2.1 Płyta żelbetowa L=2,44 m

Obciążenia powierzchniowe [kN/m<sup>2</sup>]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych, w których ciężar pokrycia dachowego nie obciąża konstrukcji stropu z dostępem poprzez wyłaz rewizyjny)	0,50	1,40	0,70
2.	Obc. technologiczne od wentylatorów	3,00	1,30	3,90
3.	Płyta żelbetowa grub.20 cm	5,00	1,10	5,50
	$\Sigma$ :	8,50	1,19	10,10

#### SCHEMAT STATYCZNY



Rozpiętość obliczeniowa płyty  $l_{eff} = 2,64 \text{ m}$

Grubość płyty **20,0 cm**

#### WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 7,46 \text{ kNm/m}$   
 Moment podporowy obliczeniowy  $M_{sd,p} = 4,40 \text{ kNm/m}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 6,39 \text{ kNm/m}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 6,33 \text{ kNm/m}$   
 Reakcja obliczeniowa  $R_A = R_B = 13,33 \text{ kN/m}$

#### DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25 (B25)**  $\rightarrow f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$ ,  $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$ ,  $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$   
 Ciężar objętościowy betonu  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$   
 Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$   
 Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni  
 Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 2,88$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-III N (BST500S)**  $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$   
 Średnica prętów w przęśle  $\phi_d = 10 \text{ mm}$   
 Średnica prętów nad podporą  $\phi_g = 10 \text{ mm}$

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne):

Klasa stali **A-I (St3SX-b)**  $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$   
 Średnica prętów  $\phi = 6 \text{ mm}$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia prętów z góry płyty  $c_{nom,g} = 20 \text{ mm}$   
 Nominalna grubość otulenia prętów z dołu płyty  $c_{nom,d} = 20 \text{ mm}$



**ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała  
 Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$   
 Graniczne ugięcie  $a_{lim} = l_{eff}/200$  - jak dla stropów (tablica 8)

**WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona)**

Przeszło:

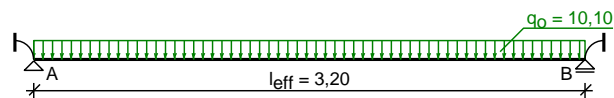
Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 2,27 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto **φ10 co 20,0 cm** o  $A_s = 3,93 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,22\%$ )Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 7,46 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 27,84 \text{ kNm/mb}$  (26,8%)Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{sk}$ )Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 0,73 \text{ mm} < a_{lim} = 13,20 \text{ mm}$  (5,5%)

Podpora:

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 2,27 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto **φ10 co 20,0 cm** o  $A_s = 3,93 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,22\%$ )Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd,p} = 4,40 \text{ kNm/mb} < M_{Rd,p} = 27,84 \text{ kNm/mb}$  (15,8%)Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 13,33 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 108,65 \text{ kN/mb}$  (12,3%)Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{sk,p}$ )Przyjęto zbrojenie rozdzielcze **φ6 co max.30,0 cm** o  $A_s = 0,94 \text{ cm}^2/\text{mb}$ **2.3.2 poz. 2.2 Płyta żelbetowa L = 3,00 m**

Obciążenia powierzchniowe [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych, w których ciężar pokrycia dachowego nie obciąża konstrukcji stropu z dostępem poprzez wyłaz rewizyjny)	0,50	1,40	0,70
2.	Obc. technologiczne od wentylatorów	3,00	1,30	3,90
3.	Płyta żelbetowa grub.20 cm	5,00	1,10	5,50
	Σ:	8,50	1,19	10,10

**SCHEMAT STATYCZNY**Rozpiętość obliczeniowa płyty  $l_{eff} = 3,20 \text{ m}$ **Grubość płyty 20,0 cm****WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH**Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 10,97 \text{ kNm/m}$ Moment podporowy obliczeniowy  $M_{sd,p} = 6,46 \text{ kNm/m}$ Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 9,39 \text{ kNm/m}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 9,30 \text{ kNm/m}$ Reakcja obliczeniowa  $R_A = R_B = 16,16 \text{ kN/m}$ **DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25 (B25)** →  $f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$ ,  $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$ ,  $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$ Ciężar objętościowy betonu  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$ Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$ 

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pęcznienia (obliczono)  $\phi = 2,88$ 

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-IIIIN (BST500S)** →  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów w przęśle  $\phi_d = 10 \text{ mm}$ Średnica prętów nad podporą  $\phi_g = 10 \text{ mm}$ 

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne):

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** →  $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$ Średnica prętów  $\phi = 6 \text{ mm}$ 

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia prętów z góry płyty  $c_{nom,g} = 20 \text{ mm}$ Nominalna grubość otulenia prętów z dołu płyty  $c_{nom,d} = 20 \text{ mm}$ **ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała  
 Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$   
 Graniczne ugięcie  $a_{lim} = l_{eff}/200$  - jak dla stropów (tablica 8)

**WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona)**

Przeszło:

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 2,27 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto **φ10 co 15,0 cm** o  $A_s = 5,24 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,30\%$ )Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 10,97 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 36,67 \text{ kNm/mb}$  (29,9%)Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{sk}$ )Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 1,53 \text{ mm} < a_{lim} = 16,00 \text{ mm}$  (9,6%)

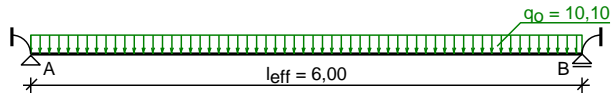
Podpora:

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 2,27 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto **φ10 co 15,0 cm** o  $A_s = 5,24 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,30\%$ )Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd,p} = 6,46 \text{ kNm/mb} < M_{Rd,p} = 36,67 \text{ kNm/mb}$  (17,6%)Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 16,16 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 109,96 \text{ kN/mb}$  (14,7%)Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{sk,p}$ )Przyjęto zbrojenie rozdzielcze **φ6 co max.26,5 cm** o  $A_s = 1,07 \text{ cm}^2/\text{mb}$ **2.3.3 poz. 2.3 Płyta żelbetowa L = 5,80 m**

Obciążenia powierzchniowe [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych, w których ciężar pokrycia dachowego nie obciąża konstrukcji stropu z dostępem poprzez wyłaz rewizyjny)	0,50	1,40	0,70
2.	Obc. technologiczne od wentylatorów	3,00	1,30	3,90
3.	Płyta żelbetowa grub.20 cm	5,00	1,10	5,50
	Σ:	8,50	1,19	10,10

**SCHEMAT STATYCZNY**



Rozpiętość obliczeniowa płyty  $l_{\text{eff}} = 6,00 \text{ m}$   
**Grubość płyty** **20,0 cm**

#### WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{\text{sd}} = 38,55 \text{ kNm/m}$   
 Moment podporowy obliczeniowy  $M_{\text{sd,p}} = 22,72 \text{ kNm/m}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{\text{sk}} = 33,00 \text{ kNm/m}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{\text{sk,lt}} = 32,70 \text{ kNm/m}$   
 Reakcja obliczeniowa  $R_A = R_B = 30,30 \text{ kN/m}$

#### DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25** (B25)  $\rightarrow f_{\text{cd}} = 13,33 \text{ MPa}$ ,  $f_{\text{ctd}} = 1,00 \text{ MPa}$ ,  $E_{\text{cm}} = 30,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy betonu  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Wilgotność środowiska  $\text{RH} = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 2,88$

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-IIIIN (**BST500S**)  $\rightarrow f_{\text{yk}} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{\text{yd}} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{\text{tk}} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów w przęśle  $\phi_d = 12 \text{ mm}$

Średnica prętów nad podporą  $\phi_g = 12 \text{ mm}$

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne):

Klasa stali A-I (**St3SX-b**)  $\rightarrow f_{\text{yk}} = 240 \text{ MPa}$ ,  $f_{\text{yd}} = 210 \text{ MPa}$ ,  $f_{\text{tk}} = 320 \text{ MPa}$

Średnica prętów  $\phi = 8 \text{ mm}$

Otulinie:

Nominalna grubość otulenia prętów z góry płyty  $c_{\text{nom,g}} = 20 \text{ mm}$

Nominalna grubość otulenia prętów z dołu płyty  $c_{\text{nom,d}} = 20 \text{ mm}$

#### ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys  $w_{\text{lim}} = 0,3 \text{ mm}$

Graniczne ugięcie  $a_{\text{lim}} = l_{\text{eff}}/200$  - jak dla stropów (tablica 8)

#### WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona)

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 5,55 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  **$\phi 12$  co  $8,0 \text{ cm}$**  o  $A_s = 14,14 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,81\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{\text{sd}} = 38,55 \text{ kNm/mb} < M_{\text{Rd}} = 90,09 \text{ kNm/mb}$  (42,8%)

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,101 \text{ mm} < w_{\text{lim}} = 0,3 \text{ mm}$  (33,5%)

Maksymalne ugięcie od  $M_{\text{sk,lt}}$ :  $a(M_{\text{sk,lt}}) = 27,18 \text{ mm} < a_{\text{lim}} = 30,00 \text{ mm}$  (90,6%)

Podpora:

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 3,20 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  **$\phi 12$  co  $8,0 \text{ cm}$**  o  $A_s = 14,14 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,81\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{\text{sd,p}} = 22,72 \text{ kNm/mb} < M_{\text{Rd,p}} = 90,09 \text{ kNm/mb}$  (25,2%)

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{\text{sd}} = 30,30 \text{ kN/mb} < V_{\text{Rd1}} = 118,32 \text{ kN/mb}$  (25,6%)

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,047 \text{ mm} < w_{\text{lim}} = 0,3 \text{ mm}$  (15,6%)

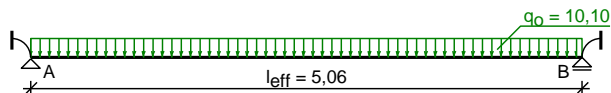
Przyjęto zbrojenie rozdzielcze  **$\phi 8$  co max.  $18,5 \text{ cm}$**  o  $A_s = 2,72 \text{ cm}^2/\text{mb}$

2.3.4 poz. 2.4 Płyta żelbetowa L = 4,86 m

Obciążenia powierzchniowe [ $\text{kN/m}^2$ ]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych, w których ciężar pokrycia dachowego nie obciąża konstrukcji stropu z dostępem poprzez wyłaz rewizyjny)	0,50	1,40	0,70
2.	Obc. technologiczne od wentylatorów	3,00	1,30	3,90
3.	Płyta żelbetowa grub.20 cm	5,00	1,10	5,50
	$\Sigma$ :	8,50	1,19	10,10

#### SCHEMAT STATYCZNY



Rozpiętość obliczeniowa płyty  $l_{\text{eff}} = 5,06 \text{ m}$   
**Grubość płyty** **20,0 cm**

#### WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{\text{sd}} = 27,42 \text{ kNm/m}$   
 Moment podporowy obliczeniowy  $M_{\text{sd,p}} = 16,16 \text{ kNm/m}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{\text{sk}} = 23,47 \text{ kNm/m}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{\text{sk,lt}} = 23,26 \text{ kNm/m}$   
 Reakcja obliczeniowa  $R_A = R_B = 25,55 \text{ kN/m}$

#### DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25** (B25)  $\rightarrow f_{\text{cd}} = 13,33 \text{ MPa}$ ,  $f_{\text{ctd}} = 1,00 \text{ MPa}$ ,  $E_{\text{cm}} = 30,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy betonu  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Wilgotność środowiska  $\text{RH} = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 2,88$

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-IIIIN (**BST500S**)  $\rightarrow f_{\text{yk}} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{\text{yd}} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{\text{tk}} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów w przęśle  $\phi_d = 10 \text{ mm}$

Średnica prętów nad podporą  $\phi_g = 10 \text{ mm}$

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne):

Klasa stali A-I (**St3SX-b**)  $\rightarrow f_{\text{yk}} = 240 \text{ MPa}$ ,  $f_{\text{yd}} = 210 \text{ MPa}$ ,  $f_{\text{tk}} = 320 \text{ MPa}$

Średnica prętów  $\phi = 6 \text{ mm}$   
 Otulenie:  
 Nominalna grubość otulenia prętów z góry płyty  $c_{\text{nom,g}} = 20 \text{ mm}$   
 Nominalna grubość otulenia prętów z dołu płyty  $c_{\text{nom,d}} = 20 \text{ mm}$

**ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała  
 Graniczna szerokość rys  $w_{\text{lim}} = 0,3 \text{ mm}$   
 Graniczne ugięcie  $a_{\text{lim}} = l_{\text{eff}}/200$  - jak dla stropów (tablica 8)

**WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona)**

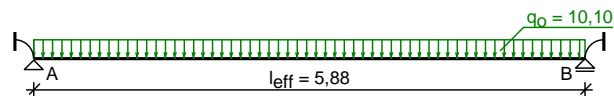
Przęsło:

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 3,86 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  **$\phi 10$  co **12,0 cm** o  $A_s = 6,54 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,37\%$ )**Warunek nośności na zginanie:  $M_{\text{sd}} = 27,42 \text{ kNm/mb} < M_{\text{Rd}} = 45,27 \text{ kNm/mb}$  (60,6%)Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,189 \text{ mm} < w_{\text{lim}} = 0,3 \text{ mm}$  (62,9%)Maksymalne ugięcie od  $M_{\text{Sk,lt}}$ :  $a(M_{\text{Sk,lt}}) = 21,04 \text{ mm} < a_{\text{lim}} = 25,30 \text{ mm}$  (83,1%)

Podpora:

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 2,27 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  **$\phi 10$  co **25,0 cm** o  $A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,18\%$ )**Warunek nośności na zginanie:  $M_{\text{sd,p}} = 16,16 \text{ kNm/mb} < M_{\text{Rd,p}} = 22,44 \text{ kNm/mb}$  (72,0%)Warunek nośności na ścinanie:  $V_{\text{sd}} = 25,55 \text{ kN/mb} < V_{\text{Rd1}} = 111,27 \text{ kN/mb}$  (23,0%)Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_{\text{cr}} > M_{\text{Sk,p}}$ )Przyjęto zbrojenie rozdzielcze  **$\phi 6$  co max.21,5 cm** o  $A_s = 1,32 \text{ cm}^2/\text{mb}$ **2.3.5 poz. 2.5 Płyta żelbetowa  $L = 5,68 \text{ m}$** Obciążenia powierzchniowe [kN/m<sup>2</sup>]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych, w których ciężar pokrycia dachowego nie obciąża konstrukcji stropu z dostępem poprzez wyłaz rewizyjny)	0,50	1,40	0,70
2.	Obc. technologiczne od wentylatorów	3,00	1,30	3,90
3.	Płyta żelbetowa grub.20 cm	5,00	1,10	5,50
	$\Sigma$ :	8,50	1,19	10,10

**SCHEMAT STATYCZNY**Rozpiętość obliczeniowa płyty  $l_{\text{eff}} = 5,88 \text{ m}$ Grubość płyty **20,0 cm****WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH**Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{\text{sd}} = 37,02 \text{ kNm/m}$ Moment podporowy obliczeniowy  $M_{\text{sd,p}} = 21,83 \text{ kNm/m}$ Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{\text{Sk}} = 31,69 \text{ kNm/m}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{\text{Sk,lt}} = 31,41 \text{ kNm/m}$ Reakcja obliczeniowa  $R_A = R_B = 29,69 \text{ kN/m}$ **DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25 (B25)**  $\rightarrow f_{\text{ctd}} = 13,33 \text{ MPa}$ ,  $f_{\text{ctd}} = 1,00 \text{ MPa}$ ,  $E_{\text{cm}} = 30,0 \text{ GPa}$ Ciężar objętościowy betonu  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$ Wilgotność środowiska  $\text{RH} = 50\%$ 

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 2,88$ 

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-IIIIN (BST500S)**  $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów w przęśle  $\phi_d = 12 \text{ mm}$ Średnica prętów nad podporą  $\phi_g = 12 \text{ mm}$ 

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne):

Klasa stali **A-I (St3SX-b)**  $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$ Średnica prętów  $\phi = 8 \text{ mm}$ 

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia prętów z góry płyty  $c_{\text{nom,g}} = 20 \text{ mm}$ Nominalna grubość otulenia prętów z dołu płyty  $c_{\text{nom,d}} = 20 \text{ mm}$ **ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys  $w_{\text{lim}} = 0,3 \text{ mm}$ Graniczne ugięcie  $a_{\text{lim}} = l_{\text{eff}}/200$  - jak dla stropów (tablica 8)**WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona)**

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 5,32 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  **$\phi 12$  co **10,0 cm** o  $A_s = 11,31 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,65\%$ )**Warunek nośności na zginanie:  $M_{\text{sd}} = 37,02 \text{ kNm/mb} < M_{\text{Rd}} = 74,19 \text{ kNm/mb}$  (49,9%)Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,133 \text{ mm} < w_{\text{lim}} = 0,3 \text{ mm}$  (44,3%)Maksymalne ugięcie od  $M_{\text{Sk,lt}}$ :  $a(M_{\text{Sk,lt}}) = 28,64 \text{ mm} < a_{\text{lim}} = 29,40 \text{ mm}$  (97,4%)

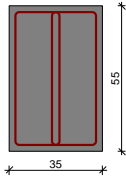
Podpora:

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 3,07 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  **$\phi 12$  co **10,0 cm** o  $A_s = 11,31 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,65\%$ )**Warunek nośności na zginanie:  $M_{\text{sd,p}} = 21,83 \text{ kNm/mb} < M_{\text{Rd,p}} = 74,19 \text{ kNm/mb}$  (29,4%)Warunek nośności na ścinanie:  $V_{\text{sd}} = 29,69 \text{ kN/mb} < V_{\text{Rd1}} = 115,50 \text{ kN/mb}$  (25,7%)Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,060 \text{ mm} < w_{\text{lim}} = 0,3 \text{ mm}$  (20,1%)Przyjęto zbrojenie rozdzielcze  **$\phi 8$  co max.23,0 cm** o  $A_s = 2,19 \text{ cm}^2/\text{mb}$ **2.4 poz. 3.0 Podciąg**

Podciąg żelbetowy wylewany na mokro z betonu C2025 (klasa ekspozycji XC1). Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

Bezpośrednio pod podpory podciągu na szer. 38 cm należy ułożyć trzy warstwy z bloczków betonowych C20/25 na zaprawie cem.-wap. M10.

**2.4.1 poz. 3.1 Podciąg P-1****GEOMETRIA BELKI**



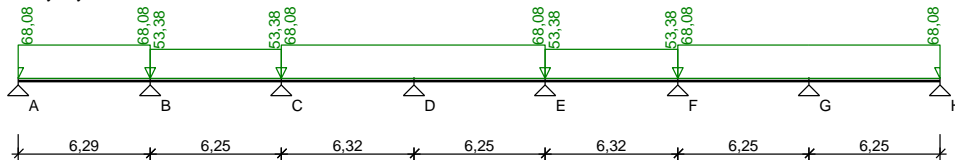
Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny  
Szerokość przekroju:  $b_w = 35,0$  cm  
Wysokość przekroju:  $h = 55,0$  cm

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obc. z poz. 2.3 - ciężar płyty [5,50kN/m <sup>2</sup> *6,0m*0,5]	16,50	1,10	18,15	cała belka
2.	Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych, w których ciężar pokrycia dachowego nie obciąża konstrukcji stropu z dostępem poprzez wyłaz rewizyjny) szer.3,00 m [0,5kN/m <sup>2</sup> *3,00m]	1,50	1,40	2,10	przęsło A-B
3.	Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych, w których ciężar pokrycia dachowego nie obciąża konstrukcji stropu z dostępem poprzez wyłaz rewizyjny) szer.3,00 m [0,5kN/m <sup>2</sup> *3,00m]	1,50	1,40	2,10	przęsło C-D
4.	Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych, w których ciężar pokrycia dachowego nie obciąża konstrukcji stropu z dostępem poprzez wyłaz rewizyjny) szer.3,00 m [0,5kN/m <sup>2</sup> *3,00m]	1,50	1,40	2,10	przęsło D-E
5.	Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych, w których ciężar pokrycia dachowego nie obciąża konstrukcji stropu z dostępem poprzez wyłaz rewizyjny) szer.3,00 m [0,5kN/m <sup>2</sup> *3,00m]	1,50	1,40	2,10	przęsło F-G
6.	Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych, w których ciężar pokrycia dachowego nie obciąża konstrukcji stropu z dostępem poprzez wyłaz rewizyjny) szer.3,00 m [0,5kN/m <sup>2</sup> *3,00m]	1,50	1,40	2,10	przęsło G-H
7.	Obc. technologiczne od wentylatorów	9,00	1,40	12,60	przęsło A-B
8.	Obc. technologiczne od wentylatorów	9,00	1,40	12,60	przęsło C-D
9.	Obc. technologiczne od wentylatorów	9,00	1,40	12,60	przęsło D-E
10.	Obc. technologiczne od wentylatorów	9,00	1,40	12,60	przęsło F-G
11.	Obc. technologiczne od wentylatorów	9,00	1,40	12,60	przęsło G-H
12.	Obc. z dachu [15,09kN/m+7,94kN/m]	23,03	1,30	29,94	cała belka
13.	Ciężar własny belki [0,35m*0,55m*25,0kN/m <sup>3</sup> ]	4,81	1,10	5,29	cała belka
$\Sigma$ :		96,84	1,31	126,88	

Schemat statyczny belki



## DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25** (B25) →  $f_{cd} = 13,33$  MPa,  $f_{ctd} = 1,00$  MPa,  $E_{cm} = 30,0$  GPaCiężar objętościowy  $\rho = 25,0$  kN/m<sup>3</sup>Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 8$  mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 2,62$ 

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-IIIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPaŚrednica prętów górnych  $\phi_g = 20$  mmŚrednica prętów dolnych  $\phi_d = 20$  mm

Strzemiona:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) →  $f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPaŚrednica strzemion  $\phi_s = 8$  mm

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-IIIIN (**BST500S**)Średnica prętów  $\phi = 12$  mm

Otulinie:

Klasa środowiska: XC1

Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5$  mm→ nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20$  mm

## ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$ Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3$  mmGraniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$ Graniczne ugięcie na wspornikach  $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$ 

## WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m
5 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	5 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	5 $\phi$ 20	
A 4 $\phi$ 20	B 4 $\phi$ 20	C 4 $\phi$ 20	D 4 $\phi$ 20	E 4 $\phi$ 20	F 4 $\phi$ 20	G 4 $\phi$ 20	H 4 $\phi$ 20					
a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m
25	604	25	600	25	607	25	600	25	607	25	600	25

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{ed} = 221,27$  kNmZbrojenie potrzebne dolne  $A_{s1} = 11,44$  cm<sup>2</sup>. Przyjęto 4 $\phi$ 20 o  $A_s = 12,57$  cm<sup>2</sup> ( $\rho = 0,70\%$ )Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 221,27$  kNm <  $M_{Rd} = 240,38$  kNm (92,0%)

**Ścinanie:**

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = (-)211,28 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami czterociętymi **ϕ8 co 170 mm** na odcinku 102,0 cm przy lewej podporze i na odcinku 221,0 cm przy prawej podporze oraz co 380 mm na pozostałej części belki (decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

**Warunek nośności na ścinanie:**  $V_{sd} = (-)211,28 \text{ kN} < V_{Rd3} = 228,90 \text{ kN}$  (92,3%)

**SGU:**

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 177,22 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 176,07 \text{ kNm}$

**Szerokość rys prostopadłych:**  $w_k = 0,274 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (91,5%)

**Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :**  $a(M_{sk,lt}) = 19,40 \text{ mm} < a_{lim} = 30,00 \text{ mm}$  (64,7%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{sk,lt} = 197,65 \text{ kN}$

**Szerokość rys ukośnych:**  $w_k = 0,284 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (94,7%)

**Podpora B:**

Zginanie: (przekrój **b-b**)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{sd} = (-)254,98 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne  $A_{s1} = 13,45 \text{ cm}^2$ . Przyjęto **5ϕ20** o  $A_s = 15,71 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,88\%$ )

**Warunek nośności na zginanie:**  $M_{sd} = (-)254,98 \text{ kNm} < M_{Rd} = 291,15 \text{ kNm}$  (87,6%)

**SGU:**

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{sk} = (-)207,90 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = (-)207,22 \text{ kNm}$

**Szerokość rys prostopadłych:**  $w_k = 0,237 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (78,9%)

**Przęsło B - C:**

Zginanie: (przekrój **c-c**)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 46,75 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem **4ϕ20** o  $A_s = 12,57 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,70\%$ )

**Warunek nośności na zginanie:**  $M_{sd} = 46,75 \text{ kNm} < M_{Rd} = 240,38 \text{ kNm}$  (19,4%)

**Ścinanie:**

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = 145,48 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami czterociętymi **ϕ8 co 240 mm** na odcinku 168,0 cm przy lewej podporze i na odcinku 96,0 cm przy prawej podporze oraz co 380 mm na pozostałej części belki (decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

**Warunek nośności na ścinanie:**  $V_{sd} = 145,48 \text{ kN} < V_{Rd3} = 162,14 \text{ kN}$  (89,7%)

**SGU:**

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 41,83 \text{ kNm}$

**Szerokość rys prostopadłych:** rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{sk}$ )

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{sk} = (-)144,63 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = (-)144,38 \text{ kNm}$

**Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :**  $a(M_{sk,lt}) = (-)1,62 \text{ mm} < a_{lim} = 30,00 \text{ mm}$  (5,4%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{sk,lt} = 143,07 \text{ kN}$

**Szerokość rys ukośnych:**  $w_k = 0,298 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (99,4%)

**Podpora C:**

Zginanie: (przekrój **d-d**)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{sd} = (-)175,81 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie górą **4ϕ20** o  $A_s = 12,57 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,70\%$ )

**Warunek nośności na zginanie:**  $M_{sd} = (-)175,81 \text{ kNm} < M_{Rd} = 240,38 \text{ kNm}$  (73,1%)

**SGU:**

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{sk} = (-)144,63 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = (-)144,38 \text{ kNm}$

**Szerokość rys prostopadłych:**  $w_k = 0,222 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (74,1%)

**Przęsło C - D:**

Zginanie: (przekrój **e-e**)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 130,93 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem **4ϕ20** o  $A_s = 12,57 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,70\%$ )

**Warunek nośności na zginanie:**  $M_{sd} = 130,93 \text{ kNm} < M_{Rd} = 240,38 \text{ kNm}$  (54,5%)

**Ścinanie:**

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = (-)182,53 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami czterociętymi **ϕ8 co 190 mm** na odcinku 152,0 cm przy lewej podporze i na odcinku 171,0 cm przy prawej podporze oraz co 380 mm na pozostałej części belki (decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

**Warunek nośności na ścinanie:**  $V_{sd} = (-)182,53 \text{ kN} < V_{Rd3} = 204,80 \text{ kN}$  (89,1%)

**SGU:**

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 104,61 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 103,88 \text{ kNm}$

**Szerokość rys prostopadłych:**  $w_k = 0,154 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (51,4%)

**Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :**  $a(M_{sk,lt}) = 9,10 \text{ mm} < a_{lim} = 30,00 \text{ mm}$  (30,3%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{sk,lt} = 173,31 \text{ kN}$

**Szerokość rys ukośnych:**  $w_k = 0,273 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (90,9%)

**Podpora D:**

Zginanie: (przekrój **f-f**)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{sd} = (-)243,85 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne  $A_{s1} = 12,77 \text{ cm}^2$ . Przyjęto **5ϕ20** o  $A_s = 15,71 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,88\%$ )

**Warunek nośności na zginanie:**  $M_{sd} = (-)243,85 \text{ kNm} < M_{Rd} = 291,15 \text{ kNm}$  (83,8%)

**SGU:**

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{sk} = (-)194,91 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = (-)193,57 \text{ kNm}$

**Szerokość rys prostopadłych:**  $w_k = 0,221 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (73,5%)

**Przęsło D - E:**

Zginanie: (przekrój **g-g**)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 114,10 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem **4ϕ20** o  $A_s = 12,57 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,70\%$ )

**Warunek nośności na zginanie:**  $M_{sd} = 114,10 \text{ kNm} < M_{Rd} = 240,38 \text{ kNm}$  (47,5%)

**Ścinanie:**

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = 177,42 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami czterociętymi **ϕ8 co 200 mm** na odcinku 180,0 cm przy lewej podporze i na odcinku 140,0 cm przy prawej podporze oraz co 380 mm na pozostałej części belki (decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

**Warunek nośności na ścinanie:**  $V_{sd} = 177,42 \text{ kN} < V_{Rd3} = 194,56 \text{ kN}$  (91,2%)

**SGU:**

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 91,07 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 90,42 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostokątnych:  $w_k = 0,131 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (43,7%)  
 Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 6,96 \text{ mm} < a_{lim} = 30,00 \text{ mm}$  (23,2%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{Sk,lt} = 169,19 \text{ kN}$   
 Szerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,277 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (92,4%)

#### Podpora E:

Zginanie: (przekrój h-h)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{sd} = (-)193,64 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie górą  $4\phi 20$  o  $A_s = 12,57 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,70\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = (-)193,64 \text{ kNm} < M_{Rd} = 240,38 \text{ kNm}$  (80,6%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{sk} = (-)159,03 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = (-)158,71 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostokątnych:  $w_k = 0,246 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (82,0%)

#### Przęsło E - F:

Zginanie: (przekrój i-i)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 80,19 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem  $4\phi 20$  o  $A_s = 12,57 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,70\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 80,19 \text{ kNm} < M_{Rd} = 240,38 \text{ kNm}$  (33,4%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = 136,98 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami czterociętymi  $\phi 8$  co **250 mm** na odcinku 125,0 cm przy podporach oraz co 380 mm w środku rozpiętości przęsła

(decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 136,98 \text{ kN} < V_{Rd3} = 155,65 \text{ kN}$  (88,0%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 68,38 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 68,69 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostokątnych:  $w_k = 0,092 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (30,7%)

Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 4,80 \text{ mm} < a_{lim} = 30,00 \text{ mm}$  (16,0%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{sk,lt} = 136,46 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,299 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (99,8%)

#### Podpora F:

Zginanie: (przekrój j-j)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{sd} = (-)179,09 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie górą  $4\phi 20$  o  $A_s = 12,57 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,70\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = (-)179,09 \text{ kNm} < M_{Rd} = 240,38 \text{ kNm}$  (74,5%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{sk} = (-)147,04 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = (-)146,74 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostokątnych:  $w_k = 0,226 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (75,4%)

#### Przęsło F - G:

Zginanie: (przekrój k-k)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 101,23 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem  $4\phi 20$  o  $A_s = 12,57 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,70\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 101,23 \text{ kNm} < M_{Rd} = 240,38 \text{ kNm}$  (42,1%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = (-)186,75 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami czterociętymi  $\phi 8$  co **190 mm** na odcinku 133,0 cm przy lewej podporze

i na odcinku 190,0 cm przy prawej podporze oraz co 380 mm na pozostałej części belki

(decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = (-)186,75 \text{ kN} < V_{Rd3} = 204,80 \text{ kN}$  (91,2%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 80,34 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 79,69 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostokątnych:  $w_k = 0,112 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (37,4%)

Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 5,16 \text{ mm} < a_{lim} = 30,00 \text{ mm}$  (17,2%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{sk,lt} = 176,88 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,284 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (94,7%)

#### Podpora G:

Zginanie: (przekrój l-l)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{sd} = (-)287,65 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne  $A_{s1} = 15,48 \text{ cm}^2$ . Przyjęto  $5\phi 20$  o  $A_s = 15,71 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,88\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = (-)287,65 \text{ kNm} < M_{Rd} = 291,15 \text{ kNm}$  (98,8%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{sk} = (-)231,01 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = (-)229,62 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostokątnych:  $w_k = 0,263 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (87,7%)

#### Przęsło G - H:

Zginanie: (przekrój m-m)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 204,15 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne  $A_{s1} = 10,45 \text{ cm}^2$ . Przyjęto  $4\phi 20$  o  $A_s = 12,57 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,70\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 204,15 \text{ kNm} < M_{Rd} = 240,38 \text{ kNm}$  (84,9%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = 215,41 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami czterociętymi  $\phi 8$  co **170 mm** na odcinku 221,0 cm przy lewej podporze

i na odcinku 102,0 cm przy prawej podporze oraz co 380 mm na pozostałej części belki

(decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 215,41 \text{ kN} < V_{Rd3} = 228,90 \text{ kN}$  (94,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 164,72 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 163,87 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostokątnych:  $w_k = 0,254 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (84,8%)

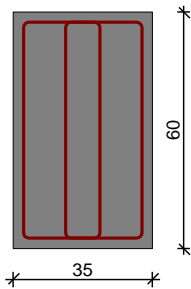
Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 17,03 \text{ mm} < a_{lim} = 30,00 \text{ mm}$  (56,8%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{sk,lt} = 200,35 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,295 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (98,4%)

2.4.2      poz. 3.2 Podciąg P-2

#### GEOMETRIA BELKI

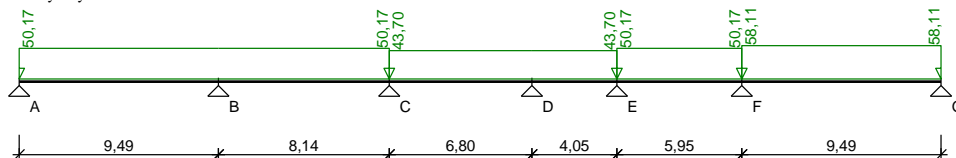


Wymiary przekroju:  
 Typ przekroju: prostokątny  
 Szerokość przekroju:  $b_w = 35,0 \text{ cm}$   
 Wysokość przekroju:  $h = 60,0 \text{ cm}$

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obc. z poz. 2.3 - ciężar płyty [5,50kN/m <sup>2</sup> *2,64m*0,5] [7,260kN/m]	7,26	1,10	7,99	cała belka
2.	Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych, w których ciężar pokrycia dachowego nie obciąża konstrukcji stropu z dostępem poprzez wyłaz rewizyjny) szer.1,32 m [0,5kN/m <sup>2</sup> *1,32m]	0,66	1,40	0,92	przęsło A-B
3.	Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych, w których ciężar pokrycia dachowego nie obciąża konstrukcji stropu z dostępem poprzez wyłaz rewizyjny) szer.1,32 m [0,5kN/m <sup>2</sup> *1,32m]	0,66	1,40	0,92	przęsło B-C
4.	Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych, w których ciężar pokrycia dachowego nie obciąża konstrukcji stropu z dostępem poprzez wyłaz rewizyjny) szer.1,32 m [0,5kN/m <sup>2</sup> *1,32m]	0,66	1,40	0,92	przęsło E-F
5.	Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych, w których ciężar pokrycia dachowego nie obciąża konstrukcji stropu z dostępem poprzez wyłaz rewizyjny) szer.2,94 m [0,5kN/m <sup>2</sup> *2,94m]	1,47	1,40	2,06	przęsło F-G
6.	Obc. technologiczne od wentylatorów	3,96	1,40	5,54	przęsło A-B
7.	Obc. technologiczne od wentylatorów	3,96	1,40	5,54	przęsło B-C
8.	Obc. technologiczne od wentylatorów	3,96	1,40	5,54	przęsło E-F
9.	Obc. technologiczne od wentylatorów	8,82	1,40	12,35	przęsło F-G
10.	Obc. z dachu [15,09kN/m+7,94kN/m]	23,03	1,30	29,94	cała belka
11.	Ciężar własny belki [0,35m*0,60m*25,0kN/m <sup>3</sup> ]	5,25	1,10	5,78	cała belka
	$\Sigma$ :	59,69	1,30	77,51	

Schemat statyczny belki



#### DANE MATERIALOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25 (B25)** →  $f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$ ,  $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$ ,  $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy  $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 8 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 2,62$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-IIIIN (BST500S)** →  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów górnych  $\phi_g = 25 \text{ mm}$

Średnica prętów dolnych  $\phi_d = 25 \text{ mm}$

Strzemiona:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** →  $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$

Średnica strzemion  $\phi_s = 8 \text{ mm}$

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali **A-IIIIN (BST500S)**

Średnica prętów  $\phi = 12 \text{ mm}$

Otulinie:

Klasa środowiska: **XC1**

Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5 \text{ mm}$

→ nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 22 \text{ mm}$

#### ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$

Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Graniczne ugięcia w przęsłach  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

Graniczne ugięcia na wspornikach  $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$

#### WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

a		b		c		d		e		f		g h i		j		k									
		5 $\phi$ 25				3 $\phi$ 25				2 $\phi$ 25				6 $\phi$ 25											
A		6 $\phi$ 25		B		3 $\phi$ 25		C		3 $\phi$ 25		D		3 $\phi$ 25		E		9 $\phi$ 25		F		G			
a		b		c		d		e		f		g h i		j		k									
25		924		25		789		25		655		25		380		25		570		25		924		25	

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 361,16 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne  $A_{s1} = 18,06 \text{ cm}^2$ . Przyjęto 6 $\phi$ 25 o  $A_s = 29,45 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 1,51\%$ )



(decyduje warunek dopuszczalnego ugięcia)

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 361,16 \text{ kNm} < M_{Rd} = 525,68 \text{ kNm}$  (68,7%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = (-)251,49 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami czteroczętymi  $\Phi 8$  co **160 mm** na odcinku 144,0 cm przy lewej podporze i na odcinku 336,0 cm przy prawej podporze oraz co 400 mm na pozostałej części belki (decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = (-)251,49 \text{ kN} < V_{Rd3} = 264,82 \text{ kN}$  (95,0%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 289,21 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 288,28 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,142 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (47,2%)

Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 35,29 \text{ mm} < a_{lim} = 9490/250 = 37,96 \text{ mm}$  (93,0%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{sk,lt} = 222,94 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,270 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (90,0%)

#### Podpora B:

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{sd} = (-)452,53 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne  $A_{st} = 23,96 \text{ cm}^2$ . Przyjęto  $5\Phi 25$  o  $A_s = 24,54 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 1,26\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = (-)452,53 \text{ kNm} < M_{Rd} = 460,84 \text{ kNm}$  (98,2%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{sk} = (-)362,00 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = (-)360,75 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,232 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (77,2%)

#### Przęsło B - C:

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 105,96 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem  $3\Phi 25$  o  $A_s = 14,73 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,75\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 105,96 \text{ kNm} < M_{Rd} = 303,83 \text{ kNm}$  (34,9%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = 202,48 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami czteroczętymi  $\Phi 8$  co **200 mm** na odcinku 280,0 cm przy lewej podporze i na odcinku 120,0 cm przy prawej podporze oraz co 400 mm na pozostałej części belki (decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 202,48 \text{ kN} < V_{Rd3} = 211,85 \text{ kN}$  (95,6%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 84,28 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 83,88 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,098 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (32,8%)

Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 4,49 \text{ mm} < a_{lim} = 8140/250 = 32,56 \text{ mm}$  (13,8%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{sk,lt} = 183,66 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,291 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (96,9%)

#### Podpora C:

Zginanie: (przekrój d-d)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{sd} = (-)187,65 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne  $A_{st} = 8,61 \text{ cm}^2$ . Przyjęto  $3\Phi 25$  o  $A_s = 14,73 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,75\%$ )

(decyduje warunek dopuszczalnej szerokości rys prostopadłych)

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = (-)187,65 \text{ kNm} < M_{Rd} = 303,83 \text{ kNm}$  (61,8%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{sk} = (-)151,35 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = (-)151,09 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,199 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (66,3%)

#### Przęsło C - D:

Zginanie: (przekrój e-e)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 92,60 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem  $3\Phi 25$  o  $A_s = 14,73 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,75\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 92,60 \text{ kNm} < M_{Rd} = 303,83 \text{ kNm}$  (30,5%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = 126,69 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami czteroczętymi  $\Phi 8$  co **300 mm** na odcinku 120,0 cm przy podporach oraz co 400 mm w środku rozpiętości przęsła (decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 126,69 \text{ kN} < V_{Rd3} = 141,24 \text{ kN}$  (89,7%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 75,87 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 75,98 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,086 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (28,5%)

Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 5,30 \text{ mm} < a_{lim} = 30,00 \text{ mm}$  (17,7%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{sk,lt} = 122,60 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,298 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (99,3%)

#### Podpora D:

Zginanie: (przekrój f-f)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{sd} = (-)133,69 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne  $A_{st} = 6,00 \text{ cm}^2$ . Przyjęto  $2\Phi 25$  o  $A_s = 9,82 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,50\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = (-)133,69 \text{ kNm} < M_{Rd} = 211,66 \text{ kNm}$  (63,2%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{sk} = (-)108,81 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = (-)108,83 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,256 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (85,4%)

#### Przęsło D - E:

Zginanie: (przekrój g-g)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 37,97 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem  $3\Phi 25$  o  $A_s = 14,73 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,75\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 37,97 \text{ kNm} < M_{Rd} = 303,83 \text{ kNm}$  (12,5%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = 92,66 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami czteroczętymi  $\Phi 8$  co 400 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 92,66 \text{ kN} < V_{Rd1} = 99,76 \text{ kN}$  (92,9%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 29,71 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 29,47 \text{ kNm}$



Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{sk}$ )  
 Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 0,32 \text{ mm} < a_{lim} = 4050/200 = 20,25 \text{ mm}$  (1,6%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{sk,lt} = 94,70 \text{ kN}$   
 Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

#### Podpora E:

Zginanie: (przekrój h-h)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{sd} = 3,98 \text{ kNm}$

Zbrojenie nad podporą nie jest obliczeniowo potrzebne

#### Przęsło E - F:

Zginanie: (przekrój i-i)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 48,04 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem  $3\phi 25$  o  $A_s = 14,73 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,75\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 48,04 \text{ kNm} < M_{Rd} = 303,83 \text{ kNm}$  (15,8%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = (-)197,76 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami czterociętymi  $\phi 8$  co **200 mm** na odcinku 260,0 cm przy

prawej podporze oraz co 400 mm na pozostałej części przęsła

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = (-)197,76 \text{ kN} < V_{Rd3} = 211,85 \text{ kN}$  (93,3%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 38,21 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{sk}$ )

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{sk} = (-)385,90 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = (-)383,58 \text{ kNm}$

Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = (-)4,37 \text{ mm} < a_{lim} = 5950/200 = 29,75 \text{ mm}$  (14,7%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{sk,lt} = 178,75 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,271 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (90,4%)

#### Podpora F:

Zginanie: (przekrój j-j)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{sd} = (-)488,37 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne  $A_{s1} = 26,54 \text{ cm}^2$ . Przyjęto  $6\phi 25$  o  $A_s = 29,45 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 1,51\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = (-)488,37 \text{ kNm} < M_{Rd} = 525,68 \text{ kNm}$  (92,9%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{sk} = (-)385,90 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = (-)383,58 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,189 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (63,2%)

#### Przęsło F - G:

Zginanie: (przekrój k-k)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 432,73 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne  $A_{s1} = 22,61 \text{ cm}^2$ . Przyjęto  $9\phi 25$  o  $A_s = 44,18 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 2,33\%$ )  
 (decyduje warunek dopuszczalnego ugięcia)

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 432,73 \text{ kNm} < M_{Rd} = 511,88 \text{ kNm}$  (84,5%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = 287,52 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami czterociętymi  $\phi 8$  co **140 mm** na odcinku 364,0 cm przy lewej podporze

i na odcinku 182,0 cm przy prawej podporze oraz co 400 mm na pozostałej części belki

(decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 287,52 \text{ kN} < V_{Rd3} = 302,65 \text{ kN}$  (95,0%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 341,02 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 338,77 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,131 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (43,8%)

Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 37,60 \text{ mm} < a_{lim} = 9490/250 = 37,96 \text{ mm}$  (99,0%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{sk,lt} = 250,79 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,287 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (95,8%)

#### 2.5 poz. 4.0 Strop nad kondygnacjami

Zaprojektowano lekki strop panelowy 20/60 charakteryzujący się wysokością 20 cm i szerokością panelu 60 cm. Produkowany jest w następujących rodzajach zbrojenia: 2x 9,3,4x 9,3,2x12,5 i 2x9,3, 6x9,3,4x12,5,2x12,5 i 4x9,3. W panelach zastosowano sprzężenie górne 2x6,85, które stwarza dodatkowe możliwości konstrukcyjne, tj. budowanie tzw. wsporników np. balkonów i klatek schodowych, poprzez wysunięcie panelu poza podpory stałe, oraz minimalizuje ryzyko powstania pęknięć górnej krawędzi stropu w strefie przypodporowej w układach ściennych w panelach docięniętych murami. Panele posiadają pięć podłużnych kanałów, 60mm x 140mm. Boczne ściany paneli są tak ukształtowane, aby po wypełnieniu ich betonem nastąpiło trwałe połączenie, które zapewni właściwą współpracę między panelami przy przenoszeniu obciążeń skupionych np. obciążenia od ścianek działowych pod warunkiem właściwego wypełnienia zamków najlepiej betonem o ograniczonym skurczu np. na cemencie ekspansywnym. Zapobiega to klawiszowaniu stropu i powstawaniu rys. Panele 20/60 są produkowane z betonu zwykłego klasy C40/50. W panelach istnieje możliwość wykonania otworów, które nie naruszają żebra nośnych i nie mają wpływu na wartość dopuszczalnych obciążeń stropu. Mogą być wykonywane w wytwórni lub na budowie. Maksymalna średnica otworów 80 mm. Panele są zbrojone splotami siedmiodrutowymi ze stali o charakterystycznej wytrzymałości na rozciąganie równej 1860 MPa i średnicach o 9,3 i o 12,5 mm, zbrojenie górne  $\phi 6,85\text{mm}$ . Początkowe naprężenia strun wynoszą około 1300MPa.

#### zestawienie oddziaływań kN/m<sup>2</sup>

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m <sup>2</sup>
1.	Obciążenie zmienne (wszelkie pokoje biurowe, gabinety lekarskie, naukowe, sale lekcyjne szkolne, szatnie i łaźnie zakładów przemysłowych, pływalnie oraz poddasza użytkowane jako magazyny lub kondygnacje techniczne.)	2,00	1,40	2,80
	Σ:	2,00	1,40	2,80

#### zestawienie oddziaływań kN/m<sup>2</sup>

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m <sup>2</sup>
1.	Obciążenie zastępcze od ścianek działowych (o ciężarze razem z wyprawą od 1,5 kN/m <sup>2</sup> od 2,5 kN/m <sup>2</sup> ) wys. 3,70 m	1,75	1,20	2,10
	Σ:	1,75	1,20	2,10

#### zestawienie oddziaływań kN/m<sup>2</sup> - komunikacja

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m <sup>2</sup>
1.	Obciążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie)	2,50	1,30	3,25
	Σ:	2,50	1,30	3,25

#### zestawienie oddziaływań kN/m<sup>2</sup>

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m <sup>2</sup>
1.	Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm	0,44	1,30	0,57
2.	Beton zwykły na kruszycie kamiennym, niezbrojony, niezagęszczony grub. 5 cm [23,0kN/m <sup>3</sup> -0,05m]	1,15	1,30	1,49
3.	2x folia p[odposadzkowa	0,10	1,30	0,13

4.	Styropian grub. 5 cm [0,45kN/m <sup>3</sup> ·0,05m]	0,02	1,30	0,03
5.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 2 cm [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,02m]	0,38	1,30	0,49
	Σ:	<b>2,09</b>	1,30	<b>2,72</b>

zestawienie oddziaływań kN/m<sup>2</sup>

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m <sup>2</sup>	γ <sub>f</sub>	Obc. obl. kN/m <sup>2</sup>
1.	Ciążar paneli	2,90	1,10	3,19
	Σ:	<b>2,90</b>	1,10	<b>3,19</b>

## 2.5.1 poz. 4.1 Panele od L = 6,23 m do L = 7,80 m

Klasa betonu: C40/50			
1. Przeznaczenie obiektu Kategoria A: powierzchnie mieszkalne			
Ψ <sub>1</sub> = 0,5 Ψ <sub>2</sub> = 0,3			
stałe:	γ <sub>s</sub> = 1,35	γ <sub>qk</sub> = 1,5	β= 2,49
Wprowadź dane:	Δg <sub>k</sub> = 3,84	q <sub>k</sub> = 2,00	
Stan graniczny nośności: γ <sub>s</sub> ·Δg <sub>k</sub> +γ <sub>q</sub> ·q <sub>k</sub> 8,18 = < p <sub>d</sub> = 12,10			
Stany graniczne użytkowości:			
Zarysowania	Δg <sub>k</sub> +q <sub>k</sub> ·Ψ <sub>1</sub> 4,84 = < p <sub>k1b</sub> = 13,00 p <sub>k2b</sub> = 13,00		
Ugięcie	Δg <sub>k</sub> + q <sub>k</sub> · [Ψ <sub>2</sub> +(1-Ψ <sub>2</sub> )/β] 5,00 = < p <sub>ka</sub> = 7,00		
Dekompresja	Δg <sub>k</sub> +q <sub>k</sub> ·Ψ <sub>2</sub> 4,44 = < p <sub>k2a</sub> = 5,30		

Panel 20/60 kanały 60x140, zbr. 4x ø 12,5 mm dołem + 2 x ø 6,85 mm górą.

## 2.5.2 poz. 4.2 Panele L = 4,30 m – L-4,38 m

Klasa betonu: C40/50			
1. Przeznaczenie obiektu Kategoria A: powierzchnie mieszkalne			
Ψ <sub>1</sub> = 0,5 Ψ <sub>2</sub> = 0,3			
stałe:	γ <sub>s</sub> = 1,35	γ <sub>qk</sub> = 1,5	β= 2,49
Wprowadź dane:	Δg <sub>k</sub> = 3,84	q <sub>k</sub> = 2,00	
Stan graniczny nośności: γ <sub>s</sub> ·Δg <sub>k</sub> +γ <sub>q</sub> ·q <sub>k</sub> 8,18 = < p <sub>d</sub> = 27,87			
Stany graniczne użytkowości:			
Zarysowania	Δg <sub>k</sub> +q <sub>k</sub> ·Ψ <sub>1</sub> 4,84 = < p <sub>k1b</sub> = 26,60 p <sub>k2b</sub> = 26,60		
Ugięcie	Δg <sub>k</sub> + q <sub>k</sub> · [Ψ <sub>2</sub> +(1-Ψ <sub>2</sub> )/β] 5,00 = < p <sub>ka</sub> = 31,15		
Dekompresja	Δg <sub>k</sub> +q <sub>k</sub> ·Ψ <sub>2</sub> 4,44 = < p <sub>k2a</sub> = 12,33		

Panel 20/60 kanały 60x140, zbr. 4 x ø 9,3 mm dołem + 2 x ø 6,85 mm górą.

## 2.5.3 poz. 4.3 Panel L = 1,84 m – L = 2,56 m

Klasa betonu: C40/50			
1. Przeznaczenie obiektu Kategoria A: powierzchnie mieszkalne			

$\Psi_1=$	0,5	$\Psi_2=$	0,3	
stałe:	$\gamma_g=$	1,35	$\gamma_{qk}=$ 1,5	$\beta=$ 2,49
Wprowadź dane:	$\Delta g_k=$	3,84	$q_k=$	2,00
Stan graniczny nośności:	$\gamma_g \cdot \Delta g_k + \gamma_q \cdot q_k$	8,18	= <	$p_d = 44,67$
Stany graniczne użytkowalności:				
Zarysowania	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_1$	4,84	= <	$p_{k1b} = 38,82$ $p_{k2b} = 38,82$
Ugięcie	$\Delta g_k + q_k \cdot [\Psi_2 + (1 - \Psi_2) / \beta]$	5,00	= <	$p_{ka} = 113,69$
Dekompresja	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_2$	4,44	= <	$p_{k2b} = 17,98$

Panel 20/60 kanały 60x140, zbr. 2 x  $\phi$  9,3 mm dołem + 2 x  $\phi$  6,85 mm górą.

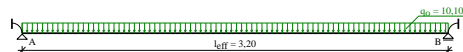
#### 2.5.4 poz. 4.3.1 Płyta żelbetowa

Płyty żelbetowe wylane na mokro z betonu C20/25 (klasa ekspozycji XC1), zbrojone prętami ze stali klasy A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

Obciążenia powierzchniowe [kN/m<sup>2</sup>]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych, w których ciężar pokrycia dachowego nie obciąża konstrukcji stropu z dostępem poprzez wyłaz rewizyjny) [0,5kN/m <sup>2</sup> ]	0,50	1,40	0,70
2.	Obc. technologiczne od wentylatorów [3,00kN/m <sup>2</sup> ]	3,00	1,30	3,90
3.	Płyta żelbetowa grub.20 cm	5,00	1,10	5,50
	$\Sigma$ :	8,50	1,19	10,10

#### SCHEMAT STATYCZNY



Rozpiętość obliczeniowa płyty  $l_{eff} = 3,20$  m

Grubość płyty **20,0 cm**

#### WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 10,97$  kNm/m  
 Moment podporowy obliczeniowy  $M_{sd,p} = 6,46$  kNm/m  
 Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 9,39$  kNm/m  
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 9,30$  kNm/m  
 Reakcja obliczeniowa  $R_A = R_B = 16,16$  kN/m

#### DANE MATERIALOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25 (B25)** →  $f_{cd} = 13,33$  MPa,  $f_{ctd} = 1,00$  MPa,  $E_{cm} = 30,0$  GPa

Ciężar objętościowy betonu  $\rho = 25$  kN/m<sup>3</sup>

Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 2,88$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-III N (BST500S)** →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Średnica prętów w przęśle  $\phi_d = 10$  mm

Średnica prętów nad podporą  $\phi_g = 10$  mm

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne):

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** →  $f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPa

Średnica prętów  $\phi = 6$  mm

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia prętów z góry płyty

$c_{nom,g} = 20$  mm

Nominalna grubość otulenia prętów z dołu płyty

$c_{nom,d} = 20$  mm

#### ZALOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3$  mm

Graniczne ugięcie  $a_{lim} = l_{eff}/200$  - jak dla stropów (tablica 8)

#### WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona)

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 2,27$  cm<sup>2</sup>/mb. Przyjęto  **$\phi 10$  co 20,0 cm** o  $A_s = 3,93$  cm<sup>2</sup>/mb ( $\rho = 0,22\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 10,97$  kNm/mb <  $M_{Rd} = 27,84$  kNm/mb (39,4%)

Szerokość rys prostokątnych: rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{sk}$ )

Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 1,57$  mm <  $a_{lim} = 16,00$  mm (9,8%)

Podpora:

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 2,27$  cm<sup>2</sup>/mb. Przyjęto  **$\phi 10$  co 20,0 cm** o  $A_s = 3,93$  cm<sup>2</sup>/mb ( $\rho = 0,22\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd,p} = 6,46$  kNm/mb <  $M_{Rd,p} = 27,84$  kNm/mb (23,2%)

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 16,16$  kN/mb <  $V_{Rd1} = 108,65$  kN/mb (14,9%)

Szerokość rys prostokątnych: rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{sk,p}$ )

Przyjęto zbrojenie rozdzielcze  **$\phi 6$  co max.30,0 cm** o  $A_s = 0,94$  cm<sup>2</sup>/mb

#### 2.5.5 poz. 4.4 Panel L = 3,00 m

Klasa betonu: **C40/50**

1.	Przeznaczenie obiektu		
	Kategoria A: powierzchnie mieszkalne		
	$\Psi_1 =$	0,5	$\Psi_2 =$ 0,3
stałe:	$\gamma_g =$	1,35	$\gamma_{gk} =$ 1,5
Wprowadź dane:	$\Delta g_k =$	3,84	$q_k =$ 2,00
Stan graniczny nośności:	$\gamma_g \cdot \Delta g_k + \gamma_g \cdot q_k$	8,96	$p_d = 31,10$
Stany graniczne użytkowości:			
Zarysowania	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_1$	5,09	$p_{k1b} = 27,20$ $p_{k2b} = 27,20$
Ugięcie	$\Delta g_k + q_k \cdot [\Psi_2 + (1 - \Psi_2) / \beta]$	5,29	$p_{k3} = 69,90$
Dekompresja	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_2$	4,59	$p_{k2a} = 12,10$

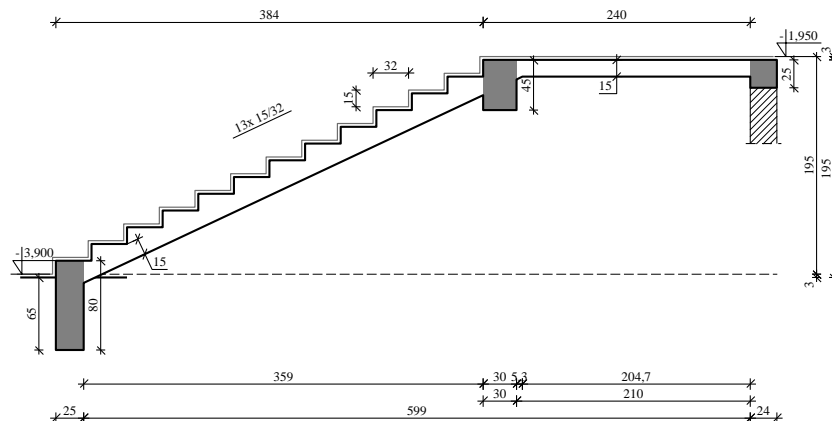
Panel 20/60 kanały 60x140, zbr. 2 x  $\phi$  9.3 mm dołem + 2 x  $\phi$  6.85 mm górą.

## 2.6 poz. 5.0 Klatka schodowa

Klatki schodowe – żelbetowe wylane na mokro z betonu C20/25 (klasa ekspozycji XC1.).  
Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

### 2.6.1 poz. 5.1 Bieg schodowy 1

#### SZKIC SCHODÓW



#### GEOMETRIA SCHODÓW

Wymiary schodów :

Długość biegu  $l_n = 3,84$  m

Poziom dolnego spocznika  $H_d = -3,90$  m

Poziom górnego spocznika  $H_g = -1,95$  m

Liczba stopni w biegu  $n = 13$  szt.

Grubość płyty biegu  $t = 15,0$  cm

Długość górnego spocznika  $l_{s,g} = 2,40$  m

Grubość płyty spocznika górnego  $t = 15,0$  cm

Okladzina spocznika dolnego 3,0 cm

Okladzina pozioma stopni 3,0 cm

Okladzina pionowa stopni 3,0 cm

Okladzina spocznika górnego 3,0 cm

Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu 2,40 m

- Schody dwubiegowe

Dusza schodów 20,0 cm

Oparcia : (szerokość / wysokość)

Podwalina podpierająca bieg schodowy  $b = 25,0$  cm,  $h = 80,0$  cm

Belka górna podpierająca bieg schodowy  $b = 30,0$  cm,  $h = 45,0$  cm

Wieniec ściany podpierającej spocznik górny  $b = 24,0$  cm,  $h = 25,0$  cm

Oparcie belek:

Długość podpory lewej  $t_l = 25,0$  cm

Długość podpory prawej  $t_p = 25,0$  cm

#### OBCIĄŻENIA NA SCHODACH

##### Płyta

Obciażenia zmienne [kN/m<sup>2</sup>]:

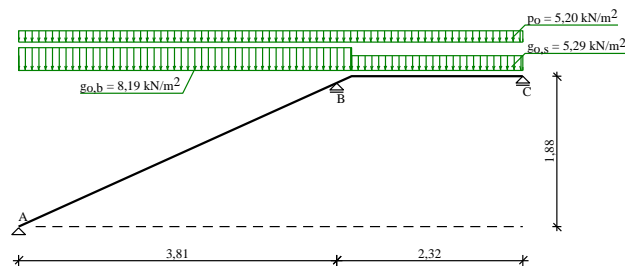
Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
Ociążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) [4,0kN/m <sup>2</sup> ]	4,00	1,30	5,20

Obciążenia stałe na biegu schodowym [kN/m<sup>2</sup>]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Okladzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,440kN/m <sup>2</sup> :0,02m]) grub.3 cm 0,57·(1+15,0/32,0)	0,97	1,20	1,16
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.15 cm + schody 15/32	6,02	1,10	6,62
3.	Okladzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m <sup>3</sup> ]) grub.1,5 cm	0,31	1,30	0,41
	<b>Σ:</b>	<b>7,30</b>	<b>1,12</b>	<b>8,19</b>

Obciążenia stałe na spoczniku górnym [kN/m<sup>2</sup>]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Okladzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,440kN/m <sup>2</sup> :0,02m]) grub.3 cm	0,66	1,20	0,79
2.	Płyta żelbetowa spocznika górnego grub.15 cm	3,75	1,10	4,13
3.	Okladzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m <sup>3</sup> ]) grub.1,5 cm	0,28	1,30	0,37
	<b>Σ:</b>	<b>4,70</b>	<b>1,13</b>	<b>5,29</b>



Schemat statyczny schodów

**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu **C20/25** (B25) →  $f_{cd} = 13,33$  MPa,  $f_{ctd} = 1,00$  MPa,  $E_{cm} = 30,0$  GPaCiężar objętościowy  $\rho = 25,0$  kN/m<sup>3</sup>Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16$  mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,08$ 

Zbrojenie główne - płyta:

Klasa stali A-IIIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPaŚrednica prętów  $\phi = 12$  mm

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne) - płyta:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) →  $f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPaŚrednica prętów  $\phi = 6$  mm

Maksymalny rozstaw prętów rozdzielczych 30 cm

Zbrojenie główne - belki spocznikowe:

Klasa stali A-IIIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPaŚrednica prętów  $\phi = 16$  mm

Stężeniowa - belki spocznikowe:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) →  $f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPaŚrednica stężenia  $\phi_s = 6$  mm

Zbrojenie montażowe - belki spocznikowe:

Klasa stali A-IIIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPaŚrednica prętów  $\phi = 12$  mm

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20$  mm**ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3$  mmGraniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$ 

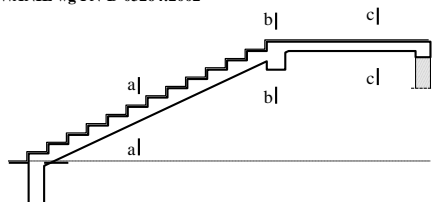
Dodatkowe założenia obliczeniowe dla belek spocznikowych:

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$ 

- zachodzi bezpośrednie przekazywanie obciążenia belki na podporę

Graniczne ugięcie  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$ **WYNIKI - PŁYTA****WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH**

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy	$M_{sd} = 16,81$ kNm/mb
Podpora B: moment podporowy obliczeniowy	$M_{sd,p} = -17,82$ kNm/mb
Przęsło B-C: maksymalny moment obliczeniowy	$M_{sd} = 2,37$ kNm/mb
Reakcja obliczeniowa	$R_{sd,A,max} = 21,22$ kN/mb, $R_{sd,A,min} = 12,49$ kN/mb
Reakcja obliczeniowa	$R_{sd,B,max} = 50,07$ kN/mb, $R_{sd,B,min} = 36,08$ kN/mb
Reakcja obliczeniowa	$R_{sd,C,max} = 7,06$ kN/mb, $R_{sd,C,min} = -0,95$ kN/mb

**WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002****Przęsło A-B**

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 16,81$  kNm/mbZbrojenie potrzebne  $A_s = 3,37$  cm<sup>2</sup>/mb. Przyjęto **φ12 co 18,0 cm** o  $A_s = 6,28$  cm<sup>2</sup>/mb ( $\rho = 0,51\%$ )Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 16,81$  kNm/mb <  $M_{Rd} = 30,11$  kNm/mb (55,8%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{sd} = 28,54 \text{ kN/mb}$   
 Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 28,54 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 55,01 \text{ kN/mb}$  (51,9%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 14,19 \text{ kNm/mb}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 10,92 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,112 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (37,3%)  
 Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 12,10 \text{ mm} < a_{lim} = 3815/200 = 19,07 \text{ mm}$  (63,4%)

**Podpora B**

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{sd} = 17,82 \text{ kNm}$   
 Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,49 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto górą  $\phi 12$  co  $18,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$   
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = (-) 17,82 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 43,31 \text{ kNm/mb}$  (41,1%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{sk} = 15,04 \text{ kNm/mb}$   
 Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 11,58 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,124 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (41,2%)

**Przęsło B-C**

Zginanie: (przekrój c-c)

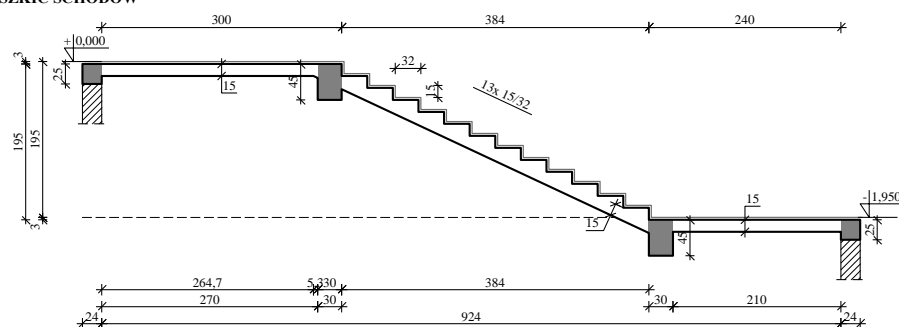
Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 2,37 \text{ kNm/mb}$   
 Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 1,61 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  $\phi 12$  co  $18,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,51\%$ )  
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 2,37 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,11 \text{ kNm/mb}$  (7,9%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{sd} = 18,55 \text{ kN/mb}$   
 Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 18,55 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 55,01 \text{ kN/mb}$  (33,7%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 2,00 \text{ kNm/mb}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 1,54 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{sk}$ )  
 Moment podporowy charakterystyczny  $M_{sk,podp} = 15,04 \text{ kNm/mb}$   
 Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt,podp} = 11,58 \text{ kNm/mb}$   
 Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt,podp}) = (-) 2,12 \text{ mm} < a_{lim} = 2325/200 = 11,62 \text{ mm}$  (18,2%)

**2.6.2 poz. 5.2 Bieg schodowy 2****SZKIC SCHODÓW****GEOMETRIA SCHODÓW**

Wymiary schodów:

Długość dolnego spocznika  $l_{s,d} = 2,40 \text{ m}$   
 Grubość płyty spocznika dolnego  $t = 15,0 \text{ cm}$   
 Długość biegu  $l_b = 3,84 \text{ m}$   
 Poziom dolnego spocznika  $H_d = -1,95 \text{ m}$   
 Poziom górnego spocznika  $H_g = 0,00 \text{ m}$   
 Liczba stopni w biegu  $n = 13 \text{ szt.}$   
 Grubość płyty biegu  $t = 15,0 \text{ cm}$   
 Długość górnego spocznika  $l_{s,g} = 3,00 \text{ m}$   
 Grubość płyty spocznika górnego  $t = 15,0 \text{ cm}$   
 Grubości okładzin:  
 Okładzina spocznika dolnego 3,0 cm  
 Okładzina pozioma stopni 3,0 cm  
 Okładzina pionowa stopni 3,0 cm  
 Okładzina spocznika górnego 3,0 cm  
 Wymiary poprzeczne:  
 Szerokość biegu 2,40 m  
 - Schody dwubiegowe  
 Dusza schodów 20,0 cm  
 Oparcia: (szerokość / wysokość)  
 Wieniec ściany podpierającej spocznik dolny  $b = 24,0 \text{ cm}$ ,  $h = 25,0 \text{ cm}$   
 Belka dolna podpierająca bieg schodowy  $b = 30,0 \text{ cm}$ ,  $h = 45,0 \text{ cm}$   
 Belka górna podpierająca bieg schodowy  $b = 30,0 \text{ cm}$ ,  $h = 45,0 \text{ cm}$   
 Wieniec ściany podpierającej spocznik górny  $b = 24,0 \text{ cm}$ ,  $h = 25,0 \text{ cm}$   
 Oparcie belek:  
 Długość podpory lewej  $t_L = 25,0 \text{ cm}$   
 Długość podpory prawej  $t_P = 25,0 \text{ cm}$

**OBCIĄŻENIA NA SCHODACH****Płyta**Obciążenia zmienne  $[\text{kN/m}^2]$ :

Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) $[4,0 \text{ kN/m}^2]$	4,00	1,30	5,20

Obciążenia stałe na spoczniku dolnym  $[\text{kN/m}^2]$ :

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm $[0,440 \text{ kN/m}^2; 0,02 \text{ m}]$ grub. 3 cm	0,66	1,20	0,79
2.	Płyta żelbetowa spocznika dolnego grub. 15 cm	3,75	1,10	4,13
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna $[19,0 \text{ kN/m}^3]$ grub. 1,5 cm	0,28	1,30	0,37
	$\Sigma$ :	4,70	1,13	5,29

Obciążenia stałe na biegu schodowym  $[\text{kN/m}^2]$ :

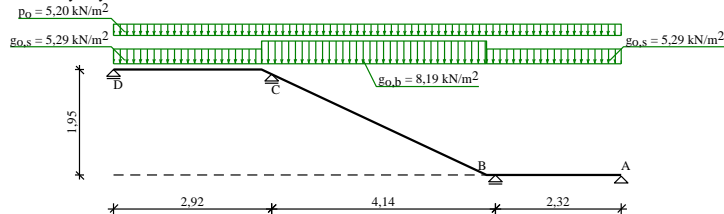
Zakład Projektowania i Usług Budowlanych „BENBUD” inż. Benedykt Reder, tel .kom. 0 609 06 57 62 / tel. kom. 0 603 79 86 82

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,440kN/m <sup>2</sup> ;0,02m]) grub.3 cm 0,57-(1+15,0/32,0)	0,97	1,20	1,16
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.15 cm + schody 15/32	6,02	1,10	6,62
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m <sup>3</sup> ]) grub.1,5 cm	0,31	1,30	0,41
	$\Sigma$ :	7,30	1,12	8,19

Obciążenia stałe na spoczniku górnym [kN/m<sup>2</sup>]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,440kN/m <sup>2</sup> ;0,02m]) grub.3 cm	0,66	1,20	0,79
2.	Płyta żelbetowa spocznika górnego grub.15 cm	3,75	1,10	4,13
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m <sup>3</sup> ]) grub.1,5 cm	0,28	1,30	0,37
	$\Sigma$ :	4,70	1,13	5,29

Schemat statyczny schodów



#### DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu **C20/25** (B25) →  $f_{ctd} = 13,33$  MPa,  $f_{ctd} = 1,00$  MPa,  $E_{cm} = 30,0$  GPa

Ciężar objętościowy  $\rho = 25,0$  kN/m<sup>3</sup>

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16$  mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,08$

Zbrojenie główne - płyta:

Klasa stali A-IIIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Średnica prętów  $\phi = 12$  mm

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne) - płyta:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) →  $f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPa

Średnica prętów  $\phi = 6$  mm

Maksymalny rozstaw prętów rozdzielczych 30 cm

Zbrojenie główne - belki spocznikowe:

Klasa stali A-IIIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Średnica prętów  $\phi = 16$  mm

Stężoniona - belki spocznikowe:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) →  $f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPa

Średnica stężonion  $\phi_s = 6$  mm

Zbrojenie montażowe - belki spocznikowe:

Klasa stali A-IIIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Średnica prętów  $\phi = 12$  mm

Otulinie:

Nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20$  mm

#### ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3$  mm

Graniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

Dodatkowe założenia obliczeniowe dla belek spocznikowych:

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$

- zachodzi bezpośrednie przekazywanie obciążenia belki na podpórę

Graniczne ugięcie  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

#### WYNIKI - PŁYTA

##### WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy

$M_{sd} = 3,00$  kNm/mb

Podpora B: moment podporowy obliczeniowy

$M_{sd,p} = -16,29$  kNm/mb

Przęsło B-C: maksymalny moment obliczeniowy

$M_{sd} = 13,82$  kNm/mb

Podpora C: moment podporowy obliczeniowy

$M_{sd,p} = -17,34$  kNm/mb

Przęsło C-D: maksymalny moment obliczeniowy

$M_{sd} = 6,02$  kNm/mb

Reakcja obliczeniowa

$R_{sd,A,max} = 7,93$  kN/mb,  $R_{sd,A,min} = -0,26$  kN/mb

Reakcja obliczeniowa

$R_{sd,B,max} = 46,90$  kN/mb,  $R_{sd,B,min} = 25,34$  kN/mb

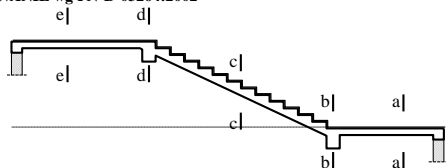
Reakcja obliczeniowa

$R_{sd,C,max} = 50,29$  kN/mb,  $R_{sd,C,min} = 28,15$  kN/mb

Reakcja obliczeniowa

$R_{sd,D,max} = 11,24$  kN/mb,  $R_{sd,D,min} = 2,69$  kN/mb

#### WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



##### Przęsło A-B

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 3,00$  kNm/mb

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 1,61$  cm<sup>2</sup>/mb. Przyjęto  $\phi 12$  co 18,0 cm o  $A_s = 6,28$  cm<sup>2</sup>/mb ( $\rho = 0,51\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 3,00$  kNm/mb <  $M_{Rd} = 30,11$  kNm/mb (10,0%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{sd} = 17,62$  kN/mb

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 17,62$  kN/mb <  $V_{Rd1} = 55,01$  kN/mb (32,0%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 2,53 \text{ kNm/mb}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 1,95 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_x > M_{Sk}$ )  
 Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = (-) 0,90 \text{ mm} < a_{lim} = 2325/200 = 11,62 \text{ mm}$  (7,8%)

**Podpora B**

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 16,29 \text{ kNm}$   
 Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto górą  $\Phi 12 \text{ co } 18,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$   
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = (-) 16,29 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 43,31 \text{ kNm/mb}$  (37,6%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 13,75 \text{ kNm/mb}$   
 Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 10,58 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,105 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (35,2%)

**Przęsło B-C**

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 13,82 \text{ kNm/mb}$   
 Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,75 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  $\Phi 12 \text{ co } 18,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,51\%$ )  
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 13,82 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,11 \text{ kNm/mb}$  (45,9%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{Sd} = 26,49 \text{ kN/mb}$   
 Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 26,49 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 55,01 \text{ kN/mb}$  (48,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 11,67 \text{ kNm/mb}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 8,98 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,074 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (24,8%)  
 Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 9,59 \text{ mm} < a_{lim} = 4140/200 = 20,70 \text{ mm}$  (46,3%)

**Podpora C**

Zginanie: (przekrój d-d)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 17,34 \text{ kNm}$   
 Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,43 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto górą  $\Phi 12 \text{ co } 18,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$   
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = (-) 17,34 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 43,31 \text{ kNm/mb}$  (40,0%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 14,63 \text{ kNm/mb}$   
 Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 11,26 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,118 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (39,3%)

**Przęsło C-D**

Zginanie: (przekrój e-e)

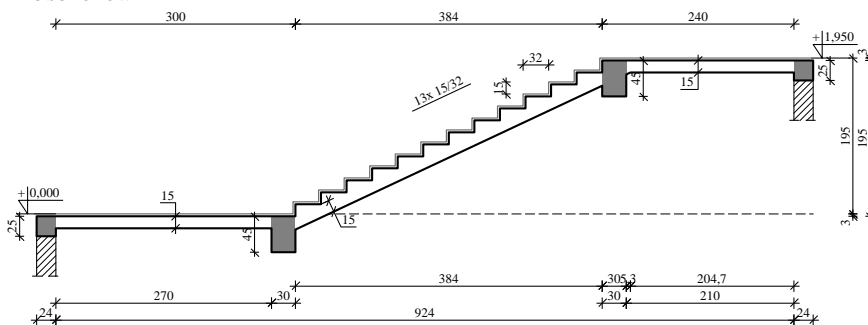
Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 6,02 \text{ kNm/mb}$   
 Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 1,61 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  $\Phi 12 \text{ co } 18,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,51\%$ )  
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 6,02 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,11 \text{ kNm/mb}$  (20,0%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{Sd} = 19,78 \text{ kN/mb}$   
 Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 19,78 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 55,01 \text{ kN/mb}$  (36,0%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 5,08 \text{ kNm/mb}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 3,91 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_x > M_{Sk}$ )  
 Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 1,05 \text{ mm} < a_{lim} = 2925/200 = 14,62 \text{ mm}$  (7,2%)

**2.6.3 poz. 5.3 Bieg schodowy 3****SZKIC SCHODÓW****GEOMETRIA SCHODÓW**

Wymiary schodów:

Długość dolnego spocznika  $l_{s,d} = 3,00 \text{ m}$   
 Grubość płyty spocznika dolnego  $t = 15,0 \text{ cm}$   
 Długość biegu  $l_b = 3,84 \text{ m}$   
 Poziom dolnego spocznika  $H_d = 0,00 \text{ m}$   
 Poziom górnego spocznika  $H_g = 1,95 \text{ m}$   
 Liczba stopni w biegu  $n = 13 \text{ szt.}$   
 Grubość płyty biegu  $t = 15,0 \text{ cm}$   
 Długość górnego spocznika  $l_{s,g} = 2,40 \text{ m}$   
 Grubość płyty spocznika górnego  $t = 15,0 \text{ cm}$   
 Grubość okładzin:  
 Okładzina spocznika dolnego  $3,0 \text{ cm}$   
 Okładzina pozioma stopni  $3,0 \text{ cm}$   
 Okładzina pionowa stopni  $3,0 \text{ cm}$   
 Okładzina spocznika górnego  $3,0 \text{ cm}$   
 Wymiary poprzeczne:  
 Szerokość biegu  $2,40 \text{ m}$   
 - Schody dwubiegowe  
 Dusza schodów  $20,0 \text{ cm}$   
 Oparcia: (szerokość / wysokość)  
 Wieniec ściany podpierającej spocznik dolny  $b = 24,0 \text{ cm}, h = 25,0 \text{ cm}$   
 Belka dolna podpierająca bieg schodowy  $b = 30,0 \text{ cm}, h = 45,0 \text{ cm}$   
 Belka górna podpierająca bieg schodowy  $b = 30,0 \text{ cm}, h = 45,0 \text{ cm}$   
 Wieniec ściany podpierającej spocznik górny  $b = 24,0 \text{ cm}, h = 25,0 \text{ cm}$   
 Oparcie belek:  
 Długość podpory lewej  $t_L = 25,0 \text{ cm}$   
 Długość podpory prawej  $t_P = 25,0 \text{ cm}$



## OBCIĄŻENIA NA SCHODACH

## Płyta

Obciążenia zmienne [kN/m<sup>2</sup>]:

Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) [4,0kN/m <sup>2</sup> ]	4,00	1,30	5,20

Obciążenia stałe na spoczniku dolnym [kN/m<sup>2</sup>]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,440kN/m <sup>2</sup> :0,02m]) grub.3 cm	0,66	1,20	0,79
2.	Płyta żelbetowa spocznika dolnego grub.15 cm	3,75	1,10	4,13
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m <sup>3</sup> ]) grub.1,5 cm	0,28	1,30	0,37
$\Sigma$ :		4,70	1,13	5,29

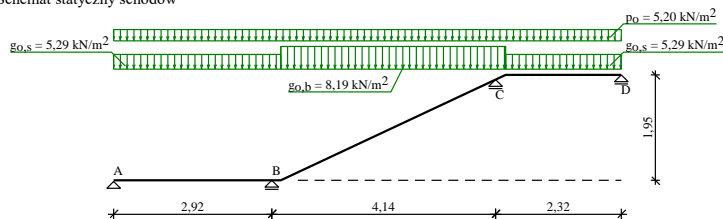
Obciążenia stałe na biegu schodowym [kN/m<sup>2</sup>]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,440kN/m <sup>2</sup> :0,02m]) grub.3 cm 0,57·(1+15,0/32,0)	0,97	1,20	1,16
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.15 cm + schody 15/32	6,02	1,10	6,62
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m <sup>3</sup> ]) grub.1,5 cm	0,31	1,30	0,41
$\Sigma$ :		7,30	1,12	8,19

Obciążenia stałe na spoczniku górnym [kN/m<sup>2</sup>]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,440kN/m <sup>2</sup> :0,02m]) grub.3 cm	0,66	1,20	0,79
2.	Płyta żelbetowa spocznika górnego grub.15 cm	3,75	1,10	4,13
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m <sup>3</sup> ]) grub.1,5 cm	0,28	1,30	0,37
$\Sigma$ :		4,70	1,13	5,29

Schemat statyczny schodów



## DANE MATERIALOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu **C20/25 (B25)** →  $f_{cd} = 13,33$  MPa,  $f_{ctd} = 1,00$  MPa,  $E_{cm} = 30,0$  GPaCiężar objętościowy  $\rho = 25,0$  kN/m<sup>3</sup>Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16$  mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,08$ 

Zbrojenie główne - płyta:

Klasa stali **A-IIIIN (BST500S)** →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPaŚrednica prętów  $\phi = 12$  mm

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne) - płyta:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** →  $f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPaŚrednica prętów  $\phi = 6$  mm

Maksymalny rozstaw prętów rozdzielczych 30 cm

Zbrojenie główne - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-IIIIN (BST500S)** →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPaŚrednica prętów  $\phi = 16$  mm

Stężenia - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** →  $f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPaŚrednica stężenia  $\phi_s = 6$  mm

Zbrojenie montażowe - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-IIIIN (BST500S)** →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPaŚrednica prętów  $\phi = 12$  mm

Otulinie:

Nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20$  mm

## ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3$  mmGraniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$ 

Dodatkowe założenia obliczeniowe dla belek spocznikowych:

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$ 

- zachodzi bezpośrednie przekazywanie obciążenia belki na podporę

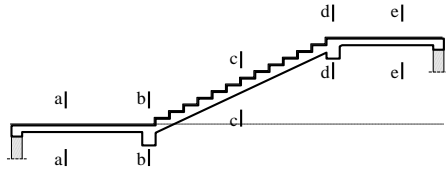
Graniczne ugięcie  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$ 

## WYNIKI - PŁYTA

## WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy	$M_{sd} = 6,02$ kNm/mb
Podpora B: moment podporowy obliczeniowy	$M_{sd,p} = -17,29$ kNm/mb
Przęsło B-C: maksymalny moment obliczeniowy	$M_{sd} = 13,82$ kNm/mb
Podpora C: moment podporowy obliczeniowy	$M_{sd,p} = -16,33$ kNm/mb
Przęsło C-D: maksymalny moment obliczeniowy	$M_{sd} = 3,00$ kNm/mb
Reakcja obliczeniowa	$R_{sd,A,max} = 11,24$ kN/mb, $R_{sd,A,min} = 2,69$ kN/mb
Reakcja obliczeniowa	$R_{sd,B,max} = 49,26$ kN/mb, $R_{sd,B,min} = 27,13$ kN/mb
Reakcja obliczeniowa	$R_{sd,C,max} = 47,92$ kN/mb, $R_{sd,C,min} = 26,36$ kN/mb
Reakcja obliczeniowa	$R_{sd,D,max} = 7,93$ kN/mb, $R_{sd,D,min} = -0,26$ kN/mb

## WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

**Przęsło A-B**

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 6,02 \text{ kNm/mb}$   
 Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 1,61 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  $\Phi 12 \text{ co } 18,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,51\%$ )  
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 6,02 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,11 \text{ kNm/mb}$  (20,0%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{sd} = 19,68 \text{ kN/mb}$   
 Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 19,68 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 55,01 \text{ kN/mb}$  (35,8%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 5,08 \text{ kNm/mb}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 3,91 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{sk}$ )  
 Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 1,05 \text{ mm} < a_{lim} = 2925/200 = 14,62 \text{ mm}$  (7,2%)

**Podpora B**

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{sd} = 17,29 \text{ kNm}$   
 Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,42 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto górą  $\Phi 12 \text{ co } 18,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$   
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = (-) 17,29 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 43,31 \text{ kNm/mb}$  (39,9%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{sk} = 14,59 \text{ kNm/mb}$   
 Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 11,24 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,118 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (39,2%)

**Przęsło B-C**

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 13,82 \text{ kNm/mb}$   
 Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,75 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  $\Phi 12 \text{ co } 18,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,51\%$ )  
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 13,82 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,11 \text{ kNm/mb}$  (45,9%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{sd} = 26,44 \text{ kN/mb}$   
 Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 26,44 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 55,01 \text{ kN/mb}$  (48,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 11,67 \text{ kNm/mb}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 8,98 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,074 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (24,8%)  
 Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 9,59 \text{ mm} < a_{lim} = 4140/200 = 20,70 \text{ mm}$  (46,3%)

**Podpora C**

Zginanie: (przekrój d-d)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{sd} = 16,33 \text{ kNm}$   
 Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto górą  $\Phi 12 \text{ co } 18,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$   
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = (-) 16,33 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 43,31 \text{ kNm/mb}$  (37,7%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{sk} = 13,78 \text{ kNm/mb}$   
 Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 10,61 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,106 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (35,3%)

**Przęsło C-D**

Zginanie: (przekrój e-e)

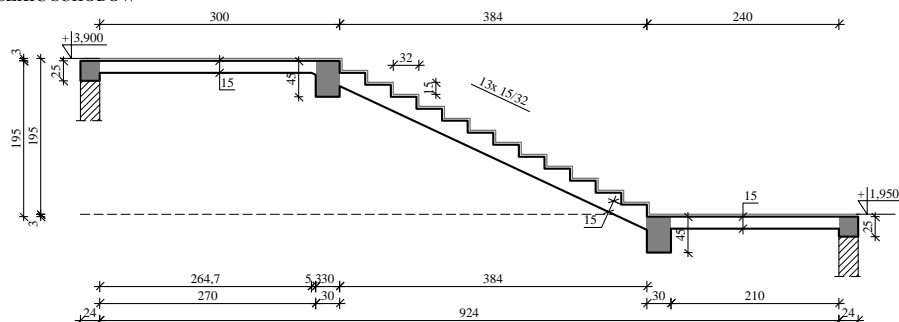
Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 3,00 \text{ kNm/mb}$   
 Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 1,61 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  $\Phi 12 \text{ co } 18,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,51\%$ )  
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 3,00 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,11 \text{ kNm/mb}$  (10,0%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{sd} = 17,73 \text{ kN/mb}$   
 Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 17,73 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 55,01 \text{ kN/mb}$  (32,2%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 2,53 \text{ kNm/mb}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 1,95 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{sk}$ )  
 Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = (-) 0,90 \text{ mm} < a_{lim} = 2325/200 = 11,62 \text{ mm}$  (7,8%)

**2.6.4 poz. 5.4 Bieg schodowy 4****SZKIC SCHODÓW****GEOMETRIA SCHODÓW**

Wymiary schodów:

Długość dolnego spocznika  $l_{s,d} = 2,40 \text{ m}$   
 Grubość płyty spocznika dolnego  $t = 15,0 \text{ cm}$   
 Długość biegu  $l_n = 3,84 \text{ m}$   
 Poziom dolnego spocznika  $H_d = 1,95 \text{ m}$   
 Poziom górnego spocznika  $H_g = 3,90 \text{ m}$   
 Liczba stopni w biegu  $n = 13 \text{ szt.}$   
 Grubość płyty biegu  $t = 15,0 \text{ cm}$   
 Długość górnego spocznika  $l_{s,g} = 3,00 \text{ m}$   
 Grubość płyty spocznika górnego  $t = 15,0 \text{ cm}$

Grubości okładzin:  
 Okładzina spocznika dolnego 3,0 cm  
 Okładzina pozioma stopni 3,0 cm  
 Okładzina pionowa stopni 3,0 cm  
 Okładzina spocznika górnego 3,0 cm  
 Wymiary poprzeczne:  
 Szerokość biegu 2,40 m  
 - Schody dwubiegowe  
 Dusza schodów 20,0 cm  
 Oparcia : (szerokość / wysokość)  
 Wieniec ściany podpierającej spocznik dolny b = 24,0 cm, h = 25,0 cm  
 Belka dolna podpierająca bieg schodowy b = 30,0 cm, h = 45,0 cm  
 Belka górna podpierająca bieg schodowy b = 30,0 cm, h = 45,0 cm  
 Wieniec ściany podpierającej spocznik górny b = 24,0 cm, h = 25,0 cm  
 Oparcie belek:  
 Długość podpory lewej  $t_l = 25,0$  cm  
 Długość podpory prawej  $t_p = 25,0$  cm

### OBCIĄŻENIA NA SCHODACH

#### Płyta

Obciażenia zmienne [kN/m<sup>2</sup>]:

Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) [4,0kN/m <sup>2</sup> ]	4,00	1,30	5,20

Obciażenia stałe na spoczniku dolnym [kN/m<sup>2</sup>]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,440kN/m <sup>2</sup> :0,02m]) grub.3 cm	0,66	1,20	0,79
2.	Płyta żelbetowa spocznika dolnego grub.15 cm	3,75	1,10	4,13
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m <sup>3</sup> ]) grub.1,5 cm	0,28	1,30	0,37
	$\Sigma$ :	4,70	1,13	5,29

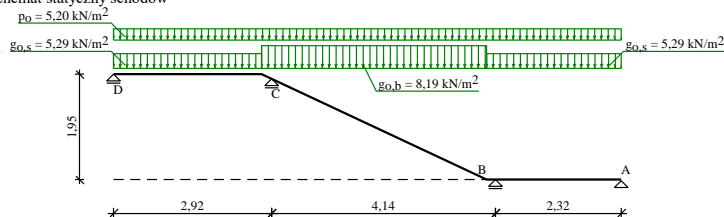
Obciażenia stałe na biegu schodowym [kN/m<sup>2</sup>]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,440kN/m <sup>2</sup> :0,02m]) grub.3 cm 0,57*(1+15,0/32,0)	0,97	1,20	1,16
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.15 cm + schody 15/32	6,02	1,10	6,62
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m <sup>3</sup> ]) grub.1,5 cm	0,31	1,30	0,41
	$\Sigma$ :	7,30	1,12	8,19

Obciażenia stałe na spoczniku górnym [kN/m<sup>2</sup>]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,440kN/m <sup>2</sup> :0,02m]) grub.3 cm	0,66	1,20	0,79
2.	Płyta żelbetowa spocznika górnego grub.15 cm	3,75	1,10	4,13
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m <sup>3</sup> ]) grub.1,5 cm	0,28	1,30	0,37
	$\Sigma$ :	4,70	1,13	5,29

Schemat statyczny schodów



### DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu **C20/25** (B25) →  $f_{cd} = 13,33$  MPa,  $f_{ctd} = 1,00$  MPa,  $E_{cm} = 30,0$  GPa

Ciężar objętościowy  $\rho = 25,0$  kN/m<sup>3</sup>

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16$  mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,08$

Zbrojenie główne - płyta:

Klasa stali A-IIIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Średnica prętów  $\phi = 12$  mm

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne) - płyta:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) →  $f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPa

Średnica prętów  $\phi = 6$  mm

Maksymalny rozstaw prętów rozdzielczych 30 cm

Zbrojenie główne - belki spocznikowe:

Klasa stali A-IIIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Średnica prętów  $\phi = 16$  mm

Stężenia - belki spocznikowe:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) →  $f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPa

Średnica stężenia  $\phi_s = 6$  mm

Zbrojenie montażowe - belki spocznikowe:

Klasa stali A-IIIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Średnica prętów  $\phi = 12$  mm

Otulinie:

Nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20$  mm

### ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3$  mm

Graniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

Dodatkowe założenia obliczeniowe dla belek spocznikowych:

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$

- zachodzi bezpośrednie przekazywanie obciążenia belki na podporę

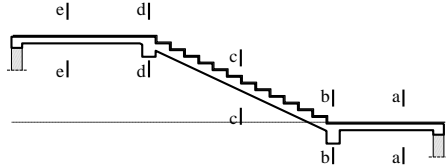
Graniczne ugięcie  $a_{lim}$  = jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)

#### WYNIKI - PLYTA

##### WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy	$M_{sd} = 3,00 \text{ kNm/mb}$
Podpora B: moment podporowy obliczeniowy	$M_{sd,p} = -16,29 \text{ kNm/mb}$
Przęsło B-C: maksymalny moment obliczeniowy	$M_{sd} = 13,82 \text{ kNm/mb}$
Podpora C: moment podporowy obliczeniowy	$M_{sd,p} = -17,34 \text{ kNm/mb}$
Przęsło C-D: maksymalny moment obliczeniowy	$M_{sd} = 6,02 \text{ kNm/mb}$
Reakcja obliczeniowa	$R_{sd,A,max} = 7,93 \text{ kN/mb}$ , $R_{sd,A,min} = -0,26 \text{ kN/mb}$
Reakcja obliczeniowa	$R_{sd,B,max} = 46,90 \text{ kN/mb}$ , $R_{sd,B,min} = 25,34 \text{ kN/mb}$
Reakcja obliczeniowa	$R_{sd,C,max} = 50,29 \text{ kN/mb}$ , $R_{sd,C,min} = 28,15 \text{ kN/mb}$
Reakcja obliczeniowa	$R_{sd,D,max} = 11,24 \text{ kN/mb}$ , $R_{sd,D,min} = 2,69 \text{ kN/mb}$

##### WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



##### Przęsło A-B

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 3,00 \text{ kNm/mb}$   
 Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 1,61 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  $\Phi 12 \text{ co } 18,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,51\%$ )  
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 3,00 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,11 \text{ kNm/mb}$  (10,0%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{sd} = 17,62 \text{ kN/mb}$   
 Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 17,62 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 55,01 \text{ kN/mb}$  (32,0%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 2,53 \text{ kNm/mb}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 1,95 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{sk}$ )  
 Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = (-) 0,90 \text{ mm} < a_{lim} = 2325/200 = 11,62 \text{ mm}$  (7,8%)

##### Podpora B

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{sd} = 16,29 \text{ kNm}$   
 Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto górą  $\Phi 12 \text{ co } 18,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$   
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = (-) 16,29 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 43,31 \text{ kNm/mb}$  (37,6%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{sk} = 13,75 \text{ kNm/m}$   
 Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 10,58 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,105 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (35,2%)

##### Przęsło B-C

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 13,82 \text{ kNm/mb}$   
 Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,75 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  $\Phi 12 \text{ co } 18,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,51\%$ )  
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 13,82 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,11 \text{ kNm/mb}$  (45,9%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{sd} = 26,49 \text{ kN/mb}$   
 Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 26,49 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 55,01 \text{ kN/mb}$  (48,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 11,67 \text{ kNm/mb}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 8,98 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,074 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (24,8%)  
 Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 9,59 \text{ mm} < a_{lim} = 4140/200 = 20,70 \text{ mm}$  (46,3%)

##### Podpora C

Zginanie: (przekrój d-d)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{sd} = 17,34 \text{ kNm}$   
 Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,43 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto górą  $\Phi 12 \text{ co } 18,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$   
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = (-) 17,34 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 43,31 \text{ kNm/mb}$  (40,0%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{sk} = 14,63 \text{ kNm/m}$   
 Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 11,26 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,118 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (39,3%)

##### Przęsło C-D

Zginanie: (przekrój e-e)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 6,02 \text{ kNm/mb}$   
 Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 1,61 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  $\Phi 12 \text{ co } 18,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,51\%$ )  
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 6,02 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,11 \text{ kNm/mb}$  (20,0%)

Ścinanie:

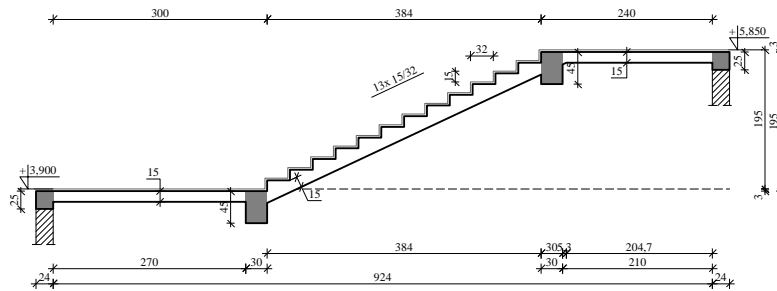
Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{sd} = 19,78 \text{ kN/mb}$   
 Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 19,78 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 55,01 \text{ kN/mb}$  (36,0%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 5,08 \text{ kNm/mb}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 3,91 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{sk}$ )  
 Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 1,05 \text{ mm} < a_{lim} = 2925/200 = 14,62 \text{ mm}$  (7,2%)

2.6.5 poz. 5.5 Bieł schodowy 5

#### SZKIC SCHODÓW

**GEOMETRIA SCHODÓW**

Wymiary schodów :

Długość dolnego spocznika  $l_{s,d} = 3,00$  m

Grubość płyty spocznika dolnego

 **$t = 15,0$  cm**Długość biegu  $l_n = 3,84$  mPoziom dolnego spocznika  $H_d = 3,90$  mPoziom górnego spocznika  $H_g = 5,85$  mLiczba stopni w biegu  $n = 13$  szt.

Grubość płyty biegu

 **$t = 15,0$  cm**Długość górnego spocznika  $l_{s,g} = 2,40$  m

Grubość płyty spocznika górnego

 **$t = 15,0$  cm**

Grubości okładzin:

Okładzina spocznika dolnego

3,0 cm

Okładzina pozioma stopni

3,0 cm

Okładzina pionowa stopni

3,0 cm

Okładzina spocznika górnego

3,0 cm

Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu

2,40 m

- Schody dwubiegowe

Dusza schodów

20,0 cm

Oparcia : (szerokość / wysokość)

Wieniec ściany podpierającej spocznik dolny  $b = 24,0$  cm,  $h = 25,0$  cmBelka dolna podpierająca bieg schodowy  $b = 30,0$  cm,  $h = 45,0$  cmBelka górna podpierająca bieg schodowy  $b = 30,0$  cm,  $h = 45,0$  cmWieniec ściany podpierającej spocznik górny  $b = 24,0$  cm,  $h = 25,0$  cm

Oparcie belek:

Długość podpory lewej  $t_l = 25,0$  cmDługość podpory prawej  $t_p = 25,0$  cm**OBCIĄŻENIA NA SCHODACH****Płyta**Obciążenia zmienne [kN/m<sup>2</sup>]:

Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) [4,0kN/m <sup>2</sup> ]	4,00	1,30	5,20

Obciążenia stałe na spoczniku dolnym [kN/m<sup>2</sup>]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,440kN/m <sup>2</sup> :0,02m]) grub.3 cm	0,66	1,20	0,79
2.	Płyta żelbetowa spocznika dolnego grub.15 cm	3,75	1,10	4,13
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m <sup>3</sup> ]) grub.1,5 cm	0,28	1,30	0,37
	<b><math>\Sigma</math>:</b>	<b>4,70</b>	<b>1,13</b>	<b>5,29</b>

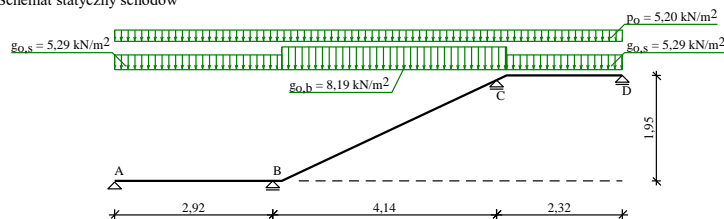
Obciążenia stałe na biegu schodowym [kN/m<sup>2</sup>]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,440kN/m <sup>2</sup> :0,02m]) grub.3 cm 0,57:(1+15,0/32,0)	0,97	1,20	1,16
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.15 cm + schody 15/32	6,02	1,10	6,62
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m <sup>3</sup> ]) grub.1,5 cm	0,31	1,30	0,41
	<b><math>\Sigma</math>:</b>	<b>7,30</b>	<b>1,12</b>	<b>8,19</b>

Obciążenia stałe na spoczniku górnym [kN/m<sup>2</sup>]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,440kN/m <sup>2</sup> :0,02m]) grub.3 cm	0,66	1,20	0,79
2.	Płyta żelbetowa spocznika górnego grub.15 cm	3,75	1,10	4,13
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m <sup>3</sup> ]) grub.1,5 cm	0,28	1,30	0,37
	<b><math>\Sigma</math>:</b>	<b>4,70</b>	<b>1,13</b>	<b>5,29</b>

Schemat statyczny schodów

**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu **C20/25** (B25)  $\rightarrow f_{cd} = 13,33$  MPa,  $f_{ctd} = 1,00$  MPa,  $E_{cm} = 30,0$  GPaCiężar objętościowy  $\rho = 25,0$  kN/m<sup>3</sup>Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16$  mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,08$   
 Zbrojenie główne - płyta:  
 Klasa stali A-IIIIN (**BST500S**)  $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$   
 Średnica prętów  $\phi = 12 \text{ mm}$   
 Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne) - płyta:  
 Klasa stali A-I (**St3SX-b**)  $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$   
 Średnica prętów  $\phi = 6 \text{ mm}$   
 Maksymalny rozstaw prętów rozdzielczych  $30 \text{ cm}$

Zbrojenie główne - belki spocznikowe:  
 Klasa stali A-IIIIN (**BST500S**)  $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$   
 Średnica prętów  $\phi = 16 \text{ mm}$   
 Stężenia - belki spocznikowe:  
 Klasa stali A-I (**St3SX-b**)  $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$   
 Średnica stężenia  $\phi_s = 6 \text{ mm}$   
 Zbrojenie montażowe - belki spocznikowe:  
 Klasa stali A-IIIIN (**BST500S**)  $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$   
 Średnica prętów  $\phi = 12 \text{ mm}$

Otulinie:  
 Nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

#### ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała  
 Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$   
 Graniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

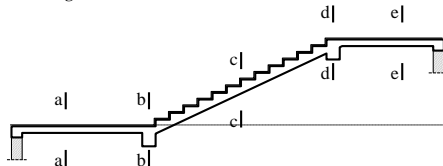
Dodatkowe założenia obliczeniowe dla belek spocznikowych:  
 Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$   
 - zachodzi bezpośrednie przekazywanie obciążenia belki na podporę  
 Graniczne ugięcie  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

#### WYNIKI - PŁYTA

##### WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy	$M_{Sd} = 6,02 \text{ kNm/mb}$
Podpora B: moment podporowy obliczeniowy	$M_{Sd,p} = -17,29 \text{ kNm/mb}$
Przęsło B-C: maksymalny moment obliczeniowy	$M_{Sd} = 13,82 \text{ kNm/mb}$
Podpora C: moment podporowy obliczeniowy	$M_{Sd,p} = -16,33 \text{ kNm/mb}$
Przęsło C-D: maksymalny moment obliczeniowy	$M_{Sd} = 3,00 \text{ kNm/mb}$
Reakcja obliczeniowa	$R_{Sd,A,max} = 11,24 \text{ kN/mb}$ , $R_{Sd,A,min} = 2,69 \text{ kN/mb}$
Reakcja obliczeniowa	$R_{Sd,B,max} = 49,26 \text{ kN/mb}$ , $R_{Sd,B,min} = 27,13 \text{ kN/mb}$
Reakcja obliczeniowa	$R_{Sd,C,max} = 47,92 \text{ kN/mb}$ , $R_{Sd,C,min} = 26,36 \text{ kN/mb}$
Reakcja obliczeniowa	$R_{Sd,D,max} = 7,93 \text{ kN/mb}$ , $R_{Sd,D,min} = -0,26 \text{ kN/mb}$

##### WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



##### Przęsło A-B

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 6,02 \text{ kNm/mb}$   
 Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 1,61 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto **φ12 co 18,0 cm** o  $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,51\%$ )  
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 6,02 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,11 \text{ kNm/mb}$  (20,0%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{Sd} = 19,68 \text{ kN/mb}$   
 Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 19,68 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 55,01 \text{ kN/mb}$  (35,8%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 5,08 \text{ kNm/mb}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 3,91 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{Sk}$ )  
 Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 1,05 \text{ mm} < a_{lim} = 2925/200 = 14,62 \text{ mm}$  (7,2%)

##### Podpora B

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 17,29 \text{ kNm}$   
 Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,42 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto górą **φ12 co 18,0 cm** o  $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$   
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = (-) 17,29 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 43,31 \text{ kNm/mb}$  (39,9%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 14,59 \text{ kNm/mb}$   
 Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 11,24 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,118 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (39,2%)

##### Przęsło B-C

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 13,82 \text{ kNm/mb}$   
 Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,75 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto **φ12 co 18,0 cm** o  $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,51\%$ )  
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 13,82 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,11 \text{ kNm/mb}$  (45,9%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{Sd} = 26,44 \text{ kN/mb}$   
 Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 26,44 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 55,01 \text{ kN/mb}$  (48,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 11,67 \text{ kNm/mb}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 8,98 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,074 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (24,8%)  
 Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 9,59 \text{ mm} < a_{lim} = 4140/200 = 20,70 \text{ mm}$  (46,3%)

##### Podpora C

Zginanie: (przekrój d-d)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 16,33 \text{ kNm}$   
 Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto górą **φ12 co 18,0 cm** o  $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$   
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = (-) 16,33 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 43,31 \text{ kNm/mb}$  (37,7%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 13,78 \text{ kNm/mb}$   
 Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 10,61 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,106 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (35,3%)

##### Przęsło C-D

## Zginanie: (przekrój e-e)

Moment przęsłowy obliczeniowy

$$M_{sd} = 3,00 \text{ kNm/mb}$$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 1,61 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  $\phi 12$  co 18,0 cm o  $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,51\%$ )Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 3,00 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,11 \text{ kNm/mb}$  (10,0%)

## Ścinanie:

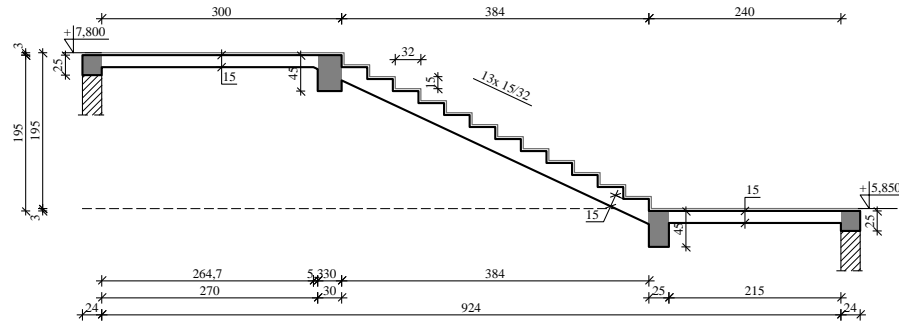
Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{sd} = 17,73 \text{ kN/mb}$ Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 17,73 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 55,01 \text{ kN/mb}$  (32,2%)

## SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 2,53 \text{ kNm/mb}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 1,95 \text{ kNm/mb}$ Szerokość rys prostokątnych: rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{sk}$ )Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = (-) 0,90 \text{ mm} < a_{lim} = 2325/200 = 11,62 \text{ mm}$  (7,8%)

2.6.6 poz. 5.6 Bieg schodowy 6

## SZKIC SCHODÓW



## GEOMETRIA SCHODÓW

Wymiary schodów:

Długość dolnego spocznika  $l_{s,d} = 2,40 \text{ m}$ Grubość płyty spocznika dolnego  $t = 15,0 \text{ cm}$ Długość biegu  $l_n = 3,84 \text{ m}$ Poziom dolnego spocznika  $H_d = 5,85 \text{ m}$ Poziom górnego spocznika  $H_g = 7,80 \text{ m}$ Liczba stopni w biegu  $n = 13 \text{ szt.}$ Grubość płyty biegu  $t = 15,0 \text{ cm}$ Długość górnego spocznika  $l_{s,g} = 3,00 \text{ m}$ Grubość płyty spocznika górnego  $t = 15,0 \text{ cm}$ 

Grubość okładzin:

Okładzina spocznika dolnego 3,0 cm

Okładzina pozioma stopni 3,0 cm

Okładzina pionowa stopni 3,0 cm

Okładzina spocznika górnego 3,0 cm

Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu 2,40 m

- Schody dwubiegowe

Dusza schodów 20,0 cm

Oparcia : (szerokość / wysokość)

Wieniec ściany podpierającej spocznik dolny  $b = 24,0 \text{ cm}$ ,  $h = 25,0 \text{ cm}$ Belka dolna podpierająca bieg schodowy  $b = 25,0 \text{ cm}$ ,  $h = 45,0 \text{ cm}$ Belka górna podpierająca bieg schodowy  $b = 30,0 \text{ cm}$ ,  $h = 45,0 \text{ cm}$ Wieniec ściany podpierającej spocznik górny  $b = 24,0 \text{ cm}$ ,  $h = 25,0 \text{ cm}$ 

Oparcie belek:

Długość podpory lewej  $t_L = 25,0 \text{ cm}$ Długość podpory prawej  $t_P = 25,0 \text{ cm}$ 

## OBCIĄŻENIA NA SCHODACH

## Płyta

Obciążenia zmienne  $[\text{kN/m}^2]$ :

Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	$k_d$	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) $[4,0 \text{ kN/m}^2]$	4,00	1,30	0,35	5,20

Obciążenia stałe na spoczniku dolnym  $[\text{kN/m}^2]$ :

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm $[0,440 \text{ kN/m}^2; 0,02 \text{ m}]$ grub. 3 cm	0,66	1,20	0,79
2.	Płyta żelbetowa spocznika dolnego grub. 15 cm	3,75	1,10	4,13
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna $[19,0 \text{ kN/m}^3]$ grub. 1,5 cm	0,28	1,30	0,37
	$\Sigma$ :	4,70	1,13	5,29

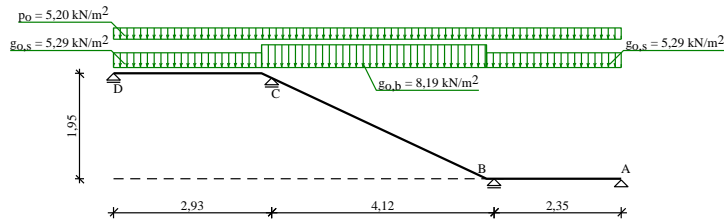
Obciążenia stałe na biegu schodowym  $[\text{kN/m}^2]$ :

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm $[0,440 \text{ kN/m}^2; 0,02 \text{ m}]$ grub. 3 cm $0,57 \cdot (1 + 15,0/32,0)$	0,97	1,20	1,16
2.	Płyta żelbetowa biegu grub. 15 cm + schody 15/32	6,02	1,10	6,62
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna $[19,0 \text{ kN/m}^3]$ grub. 1,5 cm	0,31	1,30	0,41
	$\Sigma$ :	7,30	1,12	8,19

Obciążenia stałe na spoczniku górnym  $[\text{kN/m}^2]$ :

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm $[0,440 \text{ kN/m}^2; 0,02 \text{ m}]$ grub. 3 cm	0,66	1,20	0,79
2.	Płyta żelbetowa spocznika górnego grub. 15 cm	3,75	1,10	4,13
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna $[19,0 \text{ kN/m}^3]$ grub. 1,5 cm	0,28	1,30	0,37
	$\Sigma$ :	4,70	1,13	5,29

Schemat statyczny schodów

**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu **C20/25** (B25) →  $f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$ ,  $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$ ,  $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$ Ciężar objętościowy  $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$ Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_s = 16 \text{ mm}$ Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$ 

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,08$ 

Zbrojenie główne - płyta:

Klasa stali A-IIIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów  $\phi = 12 \text{ mm}$ 

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne) - płyta:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) →  $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$ Średnica prętów  $\phi = 6 \text{ mm}$ 

Maksymalny rozstaw prętów rozdzielczych 30 cm

Zbrojenie główne - belki spocznikowe:

Klasa stali A-IIIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów  $\phi = 16 \text{ mm}$ 

Stężeniowa - belki spocznikowe:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) →  $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$ Średnica stężenia  $\phi_s = 6 \text{ mm}$ 

Zbrojenie montażowe - belki spocznikowe:

Klasa stali A-IIIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów  $\phi = 12 \text{ mm}$ 

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20 \text{ mm}$ **ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ Graniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$ 

Dodatkowe założenia obliczeniowe dla belek spocznikowych:

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$ 

- zachodzi bezpośrednie przekazywanie obciążenia belki na podporę

Graniczne ugięcie  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$ **WYNIKI - PŁYTA****WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH**

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy

 $M_{sd} = 3,15 \text{ kNm/mb}$ 

Podpora B: moment podporowy obliczeniowy

 $M_{sd,p} = -16,13 \text{ kNm/mb}$ 

Przęsło B-C: maksymalny moment obliczeniowy

 $M_{sd} = 13,67 \text{ kNm/mb}$ 

Podpora C: moment podporowy obliczeniowy

 $M_{sd,p} = -17,18 \text{ kNm/mb}$ 

Przęsło C-D: maksymalny moment obliczeniowy

 $M_{sd} = 6,06 \text{ kNm/mb}$ 

Reakcja obliczeniowa

 $R_{sd,A,max} = 8,13 \text{ kN/mb}$ ,  $R_{sd,A,min} = -0,04 \text{ kN/mb}$ 

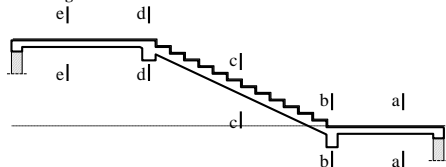
Reakcja obliczeniowa

 $R_{sd,B,max} = 46,80 \text{ kN/mb}$ ,  $R_{sd,B,min} = 25,29 \text{ kN/mb}$ 

Reakcja obliczeniowa

 $R_{sd,C,max} = 50,08 \text{ kN/mb}$ ,  $R_{sd,C,min} = 28,00 \text{ kN/mb}$ 

Reakcja obliczeniowa

 $R_{sd,D,max} = 11,28 \text{ kN/mb}$ ,  $R_{sd,D,min} = 2,75 \text{ kN/mb}$ **WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002****Przęsło A-B**

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy

 $M_{sd} = 3,15 \text{ kNm/mb}$ Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 1,61 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  $\phi 12$  co **18,0 cm** o  $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,51\%$ )Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 3,15 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,11 \text{ kNm/mb}$  (10,5%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{sd} = 17,88 \text{ kN/mb}$ Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 17,88 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 55,01 \text{ kN/mb}$  (32,5%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 2,66 \text{ kNm/mb}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 2,05 \text{ kNm/mb}$ Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_e > M_{sk}$ )Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = (-) 0,89 \text{ mm} < a_{lim} = 2350/200 = 11,75 \text{ mm}$  (7,6%)**Podpora B**

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy

 $M_{sd} = 16,13 \text{ kNm}$ Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,37 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto górą  $\phi 12$  co **18,0 cm** o  $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$ Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = (-) 16,13 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 41,11 \text{ kNm/mb}$  (39,2%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{sk} = 13,61 \text{ kNm/mb}$ Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 10,48 \text{ kNm/mb}$ Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,104 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (34,5%)**Przęsło B-C**

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy

 $M_{sd} = 13,67 \text{ kNm/mb}$



Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,72 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto **φ12 co 18,0 cm** o  $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,51\%$ )  
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 13,67 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,11 \text{ kNm/mb}$  (45,4%)

Ścinanie:

Sila poprzeczna obliczeniowa  $V_{sd} = 26,34 \text{ kN/mb}$   
 Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 26,34 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 55,01 \text{ kN/mb}$  (47,9%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 11,53 \text{ kNm/mb}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 8,88 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,072 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (24,1%)  
 Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 9,30 \text{ mm} < a_{lim} = 4115/200 = 20,57 \text{ mm}$  (45,2%)

#### Podpora C

Zginanie: (przekrój d-d)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{sd} = 17,18 \text{ kNm}$   
 Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,40 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto górą **φ12 co 18,0 cm** o  $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$   
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = (-) 17,18 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 43,31 \text{ kNm/mb}$  (39,7%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{sk} = 14,50 \text{ kNm/mb}$   
 Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 11,16 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,116 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (38,7%)

#### Przęsło C-D

Zginanie: (przekrój e-e)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 6,06 \text{ kNm/mb}$   
 Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 1,61 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto **φ12 co 18,0 cm** o  $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,51\%$ )  
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 6,06 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,11 \text{ kNm/mb}$  (20,1%)

Ścinanie:

Sila poprzeczna obliczeniowa  $V_{sd} = 19,73 \text{ kN/mb}$   
 Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 19,73 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 55,01 \text{ kN/mb}$  (35,9%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 5,12 \text{ kNm/mb}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 3,94 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{sk}$ )  
 Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 1,07 \text{ mm} < a_{lim} = 2925/200 = 14,63 \text{ mm}$  (7,3%)

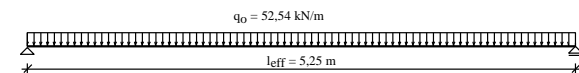
2.6.7 poz. 5.7 Belka spocznikowa

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	Zasieg [m]
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	42,26	1,18	50,07	cała belka
2.	Ciężar własny belki	3,38	1,10	3,71	cała belka
	$\Sigma$ :	45,63	1,18	53,78	

Schemat statyczny belki

-



#### DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu **C20/25 (B25)** →  $f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$ ,  $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$ ,  $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy  $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,08$

Zbrojenie główne - płyta:

Klasa stali **A-IIIIN (BST500S)** →  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów  $\phi = 12 \text{ mm}$

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne) - płyta:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** →  $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$

Średnica prętów  $\phi = 6 \text{ mm}$

Maksymalny rozstaw prętów rozdzielczych 30 cm

Zbrojenie główne - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-IIIIN (BST500S)** →  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów  $\phi = 16 \text{ mm}$

Stężenia - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** →  $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$

Średnica stężenia  $\phi_s = 6 \text{ mm}$

Zbrojenie montażowe - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-IIIIN (BST500S)** →  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów  $\phi = 12 \text{ mm}$

Otulinie:

Nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

#### ZALOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Graniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

Dodatkowe założenia obliczeniowe dla belek spocznikowych:

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$

- zachodzi bezpośrednie przekazywanie obciążenia belki na podporę

Graniczne ugięcie  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

#### WYNIKI - BELKA B:

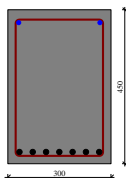
Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 181,03 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 152,62 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 116,52 \text{ kNm}$

Reakcja obliczeniowa  $R_{sd,A} = R_{sd,B} = 137,93 \text{ kN}$

#### WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



Przyjęte wymiary przekroju:  
 $b_w = 30,0 \text{ cm}$ ,  $h = 45,0 \text{ cm}$   
 nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 26 \text{ mm}$

Zginanie (metoda uproszczona):

Moment przeszłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 181,03 \text{ kNm}$

Przekrój pojedynczo zbrojony

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 12,26 \text{ cm}^2$ . Przyjęto dołem **7φ16** o  $A_s = 14,07 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 1,13\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 181,03 \text{ kNm} < M_{Rd} = 202,23 \text{ kNm}$  (89,5%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = 109,50 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemiunami dwuciętymi **φ6 co max. 80 mm** na odcinku 96,0 cm przy podporach

oraz co max. 310 mm w środku rozpiętości belki

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 109,50 \text{ kN} < V_{Rd3} = 111,15 \text{ kN}$  (98,5%)

SGU:

Moment przeszłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 152,62 \text{ kNm}$

Moment przeszłowy charakterystyczny długotrwale  $M_{sk,lt} = 116,52 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostokątnych:  $w_k = 0,154 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (51,2%)

Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 17,57 \text{ mm} < a_{lim} = 5250/200 = 26,25 \text{ mm}$  (66,9%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{sk,lt} = 70,48 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,111 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (37,1%)

## 2.7 poz. 6.0 Nnadproża

### 2.7.1 poz. 6.1 Nadproża prefabrykowane typu L-19

#### Zaprojektowano nadproża prefabrykowane typu L19

Nadproża typu L-19 to prefabrykowane elementy żelbetowe w kształcie litery L ze stopką dolną o szerokości 9 cm. Po zamontowaniu w ścianie od razu mają pełną nośność. Nadproża montuje się równocześnie ze wznoszeniem murów. Elementy układa się na murze, na zaprawie cementowej. Oparcie nadproży na murze powinno być nie mniejsze niż 9 cm i nie większe niż 19 cm (zalecane 15 cm). Pustą przestrzeń między nimi wypełnia się betonem. Nadproża tego typu powinny być zabezpieczone przed przemarzaniem. Jeśli pozostała część ściany nie będzie ocieplona, należy obłożyć nadproża warstwą izolacji. Wykonując nadproża, trzeba więc pozostawić miejsce na wykonanie docieplenia od strony zewnętrznej, by ściana miała później równą powierzchnię. Nadproża produkowane są w wymiarach od 120 do 270 cm (skokowo co 30 cm); waga: 40, 50, 60, 70, 80, 90 kg.

Belki nadprożowe mogą być stosowane w budownictwie ogólnym i przemysłowym. Służą do konstruowania nadproży nad otworami okiennymi i drzwiowymi.

Belki nadprożowe posiadają minimalną odporność ogniową elementów REI-60 i mogą być stosowane w budynkach o odporności pożarowej obiektów klasy „C”.

Zestawienie belek prefabrykowanych „L 19” dla nadproży okiennych typu „N”, w ścianach obciążonych stropem																				
Lp.	Typ nadproża	Długość nadproża [cm]	Wysokość nadproża [cm]	Moment przenoszący przez belkę kNm	Wymiary okna w świetle ościeży [cm]															
					61	81	91	111	121	141	151	171	181	211	241	249	262	271		
1	N/120	119	19	2,64		X	X													
2	N/150	149	19	2,64				X	X											
3	N/180	179	19	2,64						X	X									
4	N/210	209	19	4,41								X	X							
5	N/240	239	19	5,32										X						
6	N/270	269	19	8,05												X	X			

#### Montaż belek

Nadproża z belek prefabrykowanych typu „L” montuje się równocześnie z wznoszeniem ścian. Belki należy układać na ścianach z zachowaniem minimalnej głębokości oparcia. Na wyrównanej i wypoziomowanej powierzchni ściany układa się dwie belki nadprożowe, półkami do środka. Belki układa się na zaprawie cementowej. Następnie wypełnia się wewnętrzną część nadproża betonem B25. Dla nadproży z żelbetową częścią monolityczną, przed betonowaniem należy ułożyć zbrojenie, zgodnie z projektem nadproża.

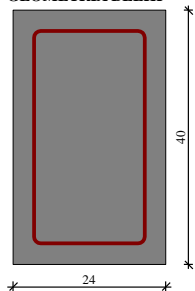
Belki nadprożowe dla nadproży drzwiowych w ścianach wewnętrznych nie wymagają dodatkowych podpór montażowych. W ścianach zewnętrznych nad otworami okiennymi, dla skrajnych belek, na których opierają się płyty stropowe wymagane są dodatkowe podpory montażowe. Należy je wykonać w taki sposób, ażeby ich odległości od końców belki pokrywały się z usytuowaniem uchwyty montażowych danej belki. Dodatkowych podpór montażowych nie trzeba używać, gdy strop układany jest na Rygach przyściennych.

### 2.7.2 poz. 6.2 Nadproża wylane na mokro L 4,0 m

Nadproża żelbetowe wylane na mokro z betonu C30/37 (klasa ekspozycji XC4, XF1).

Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

#### GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:

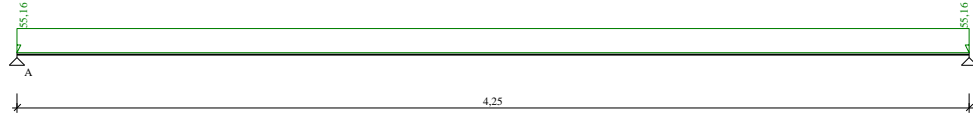
Typ przekroju: prostokątny  
 Szerokość przekroju  $b_w = 24,0 \text{ cm}$   
 Wysokość przekroju  $h = 40,0 \text{ cm}$

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 0,24 m i szer. 1,80 m [19,000kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·1,80m]	8,21	1,10	9,03	cała belka

2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer. 1,80 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·1,80m]	1,03	1,30	1,34	cała belka
3.	Obc. z poz.4.1 zmienne [2,0kN/m <sup>2</sup> ·7,80m·0,5]	7,80	1,40	10,92	cała belka
4.	Obc. z poz.4.1 zmienne od ścianek działowych [1,75kN/m <sup>2</sup> ·7,80m·0,5]	6,83	1,20	8,20	cała belka
5.	Obc. z poz.4.1 stałe [2,09kN/m <sup>2</sup> ·7,80m·0,5]	8,15	1,30	10,60	cała belka
6.	Ciężar stropu [2,90kN/m <sup>2</sup> ·780m·0,5]	11,31	1,10	12,44	cała belka
7.	Ciężar własny belki [0,24m·0,40m·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	2,40	1,10	2,64	cała belka
	Σ:	45,73	1,21	55,16	

Schemat statyczny belki

**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C30/37** (B37) →  $f_{cd} = 20,00$  MPa,  $f_{ctd} = 1,33$  MPa,  $E_{cm} = 32,0$  GPaCiężar objętościowy  $\rho = 25,0$  kN/m<sup>3</sup>Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 8$  mmWilgotność środowiska  $RH = 50\%$ 

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,07$ 

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-IIIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPaŚrednica prętów górnych  $\phi_g = 12$  mmŚrednica prętów dolnych  $\phi_d = 16$  mm

Strzemiona:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) →  $f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPaŚrednica strzemion  $\phi_s = 6$  mm

Zbrojenie montażowe:

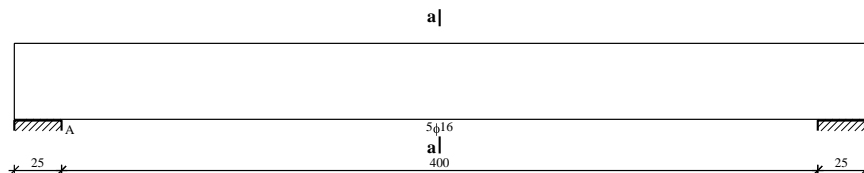
Klasa stali A-IIIIN (**BST500S**)Średnica prętów  $\phi = 10$  mm

Otulenie:

Klasa środowiska: XC4

Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5$  mm→ nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 30$  mm**ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Cotanges kąta nachylenia ścianek krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$ Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3$  mmGraniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$ Graniczne ugięcie na wspornikach  $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$ **WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002****Przęsło A - B:**

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 124,55$  kNmZbrojenie potrzebne dolne  $A_{s1} = 9,42$  cm<sup>2</sup>. Przyjęto **5φ16** o  $A_s = 10,05$  cm<sup>2</sup> ( $\rho = 1,18\%$ )Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 124,55$  kNm <  $M_{Rd} = 131,74$  kNm (94,5%)

Ścinanie:

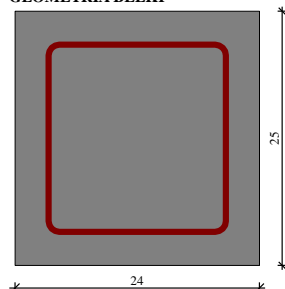
Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = 90,69$  kNZbrojenie strzemionami dwuciętymi **φ6 co 80 mm** na odcinku 72,0 cm przy podporach oraz co 260 mm w środku rozpiętości przęsłaWarunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 90,69$  kN <  $V_{Rd3} = 95,12$  kN (95,3%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 103,25$  kNmMoment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 103,25$  kNmSzerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,226$  mm <  $w_{lim} = 0,3$  mm (75,5%)Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 18,35$  mm <  $a_{lim} = 4250/200 = 21,25$  mm (86,4%)Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{sk,lt} = 91,46$  kNSzerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,176$  mm <  $w_{lim} = 0,3$  mm (58,7%)**2.7.3 poz. 6.3 Nadproże wylane na mokro L = 2,80 m**

Nadproża żelbetowe wylane na mokro z betonu C30/37 (klasa ekspozycji XC4, XF1).

Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

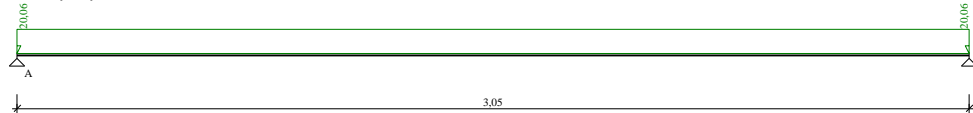
**GEOMETRIA BELKI**

Wymiary przekroju:  
 Typ przekroju: prostokątny  
 Szerokość przekroju:  $b_w = 24,0 \text{ cm}$   
 Wysokość przekroju:  $h = 25,0 \text{ cm}$

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 0,24 m i szer. 3,20 m [19,000kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·3,20m]	14,59	1,10	16,05	cała belka
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer. 3,20 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·3,20m]	1,82	1,30	2,37	cała belka
3.	Ciężar własny belki [0,24m·0,25m·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	1,50	1,10	1,65	cała belka
	$\Sigma$ :	17,91	1,12	20,06	

Schemat statyczny belki



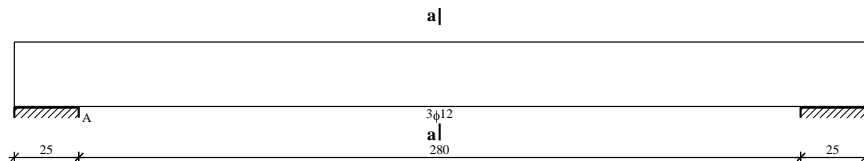
#### DANE MATERIALOWE

Parametry betonu:  
 Klasa betonu: **C30/37 (B37)** →  $f_{cd} = 20,00 \text{ MPa}$ ,  $f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa}$ ,  $E_{cm} = 32,0 \text{ GPa}$   
 Ciężar objętościowy  $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$   
 Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 8 \text{ mm}$   
 Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$   
 Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni  
 Współczynnik pęcznienia (obliczono)  $\phi = 3,07$   
 Zbrojenie główne:  
 Klasa stali **A-IIIIN (BST500S)** →  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$   
 Średnica prętów górnych  $\phi_g = 12 \text{ mm}$   
 Średnica prętów dolnych  $\phi_d = 12 \text{ mm}$   
 Strzemiona:  
 Klasa stali **A-I (St3SX-b)** →  $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$   
 Średnica strzemion  $\phi_s = 6 \text{ mm}$   
 Zbrojenie montażowe:  
 Klasa stali **A-IIIIN (BST500S)**  
 Średnica prętów  $\phi = 10 \text{ mm}$   
 Otulenie:  
 Klasa środowiska: **XC4**  
 Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5 \text{ mm}$   
 → nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 30 \text{ mm}$

#### ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała  
 Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$   
 Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$   
 Graniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$   
 Graniczne ugięcie w wspornikach  $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$

#### WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



#### Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)  
 Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 23,33 \text{ kNm}$   
 Zbrojenie potrzebne dolne  $A_{s1} = 2,84 \text{ cm}^2$ . Przyjęto **3φ12** o  $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,68\%$ )  
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 23,33 \text{ kNm} < M_{Rd} = 27,53 \text{ kNm}$  (84,8%)  
 Ścinanie:  
 Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = 23,92 \text{ kN}$   
 Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi φ6 co 150 mm na całej długości przęsła  
 Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 23,92 \text{ kN} < V_{Rd1} = 47,73 \text{ kN}$  (50,1%)  
 SGU:  
 Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 20,83 \text{ kNm}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 20,83 \text{ kNm}$   
 Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,263 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (87,7%)  
 Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 13,29 \text{ mm} < a_{lim} = 3050/200 = 15,25 \text{ mm}$  (87,2%)  
 Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{sk,lt} = 25,07 \text{ kN}$   
 Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

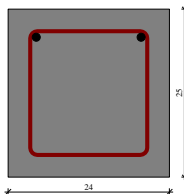
2.7.4 poz. 6.4 Nadproże  $L=1,0 \text{ m}$

Nadproża żelbetowe wylewane na makro z betonu C30/37 (klasa ekspozycji XC4, XF1).  
 Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 0,24 m i szer. 1,80 m [19,000kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·1,80m]	8,21	1,10	9,03	cała belka
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer. 1,80 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·1,80m]	1,03	1,30	1,34	cała belka
3.	Obc. z poz.4.1 zmienne [2,0kN/m <sup>2</sup> ·6,23m <sup>2</sup> ·0,5]	6,23	1,40	8,72	cała belka
4.	Obc. z poz.4.1 zmienne od ścianek działowych [1,75kN/m <sup>2</sup> ·6,23m <sup>2</sup> ·0,5]	5,45	1,20	6,54	cała belka
5.	Obc. z poz.4.1 stałe [2,09kN/m <sup>2</sup> ·6,23m <sup>2</sup> ·0,5]	6,51	1,30	8,46	cała belka
6.	Ciężar stropu [2,90kN/m <sup>2</sup> ·6,23m <sup>2</sup> ·0,5]	9,03	1,10	9,93	cała belka
7.	Ciężar własny belki [0,24m·0,30m·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	1,80	1,10	1,98	cała belka
	$\Sigma$ :	38,26	1,20	46,01	

## GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:  
 Typ przekroju: prostokątny  
 Szerokość przekroju  $b_w = 24,0 \text{ cm}$   
 Wysokość przekroju  $h = 25,0 \text{ cm}$

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{sd} = (-)8,92 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne  $A_{s1} = 1,04 \text{ cm}^2$ . Przyjęto **2φ12** o  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,45\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = (-)8,92 \text{ kNm} < M_{Rd} = 18,82 \text{ kNm}$  (47,4%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{sk} = (-)7,41 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = (-)7,41 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostokątnych:  $w_k = 0,099 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (32,9%)

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 5,02 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne (war. konstrukcyjny)  $A_{s1} = 0,75 \text{ cm}^2$ . Przyjęto **2φ12** o  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,45\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 5,02 \text{ kNm} < M_{Rd} = 18,82 \text{ kNm}$  (26,7%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = 29,97 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemiionami dwuciętymi φ6 co 150 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 29,97 \text{ kN} < V_{Rd1} = 44,79 \text{ kN}$  (66,9%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 4,17 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 4,17 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostokątnych: rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{sk}$ )

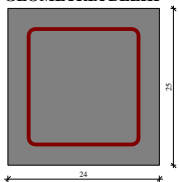
Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 0,16 \text{ mm} < a_{lim} = 1250/200 = 6,25 \text{ mm}$  (2,6%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{sk,lt} = 24,91 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

2.7.5 poz. 6.4.1 Nadproże wspornikowe  $L = 0,50 \text{ m}$

## GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:  
 Typ przekroju: prostokątny  
 Szerokość przekroju  $b_w = 24,0 \text{ cm}$   
 Wysokość przekroju  $h = 25,0 \text{ cm}$

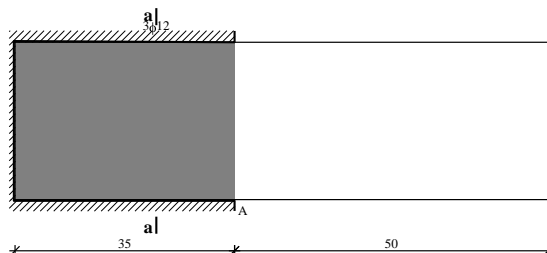
Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 0,24 m i szer. 1,80 m [19,000kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·1,80m]	8,21	1,10	9,03	cała belka
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer. 1,80 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·1,80m]	1,03	1,30	1,34	cała belka
3.	Obc. z poz.4.1 zmienne [2,0kN/m <sup>2</sup> ·6,23m <sup>2</sup> ·0,5]	6,23	1,40	8,72	cała belka
4.	Obc. z poz.4.1 zmienne od ścianek działowych [1,75kN/m <sup>2</sup> ·6,23m <sup>2</sup> ·0,5]	5,45	1,20	6,54	cała belka
5.	Obc. z poz.4.1 stałe [2,09kN/m <sup>2</sup> ·6,23m <sup>2</sup> ·0,5]	6,51	1,30	8,46	cała belka
6.	Ciężar stropu [2,90kN/m <sup>2</sup> ·6,23m <sup>2</sup> ·0,5]	9,03	1,10	9,93	cała belka
7.	Ciężar własny belki [0,24m·0,25m·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	1,50	1,10	1,65	cała belka
	Σ:	37,96	1,20	45,68	

Zestawienie sił skupionych [kN]:

Lp.	Opis obciążenia	$F_k$	x [m]	$\gamma_f$	$F_d$
1.	Obc. z poz. 6.4	23,79	0,46	1,20	28,55

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



Podpora A:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{sd} = (-)25,62 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne  $A_{s1} = 3,14 \text{ cm}^2$ . Przyjęto  $3\phi 12$  o  $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,68\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = (-)25,62 \text{ kNm} < M_{Rd} = 27,53 \text{ kNm}$  (93,1%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = 51,38 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemiionami dwuciętymi  $\phi 6$  co  $80 \text{ mm}$  na odcinku  $40,0 \text{ cm}$  przy lewej podporze oraz co  $150 \text{ mm}$  na pozostałej części przęsła

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 51,38 \text{ kN} < V_{Rd3} = 55,58 \text{ kN}$  (92,5%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{sk} = (-)21,33 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = (-)21,33 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,270 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (90,1%)

Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 1,63 \text{ mm} < a_{lim} = 625/150 = 4,17 \text{ mm}$  (39,2%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{sk,lt} = 42,77 \text{ kN}$

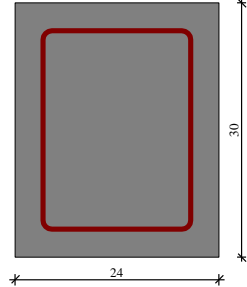
Szerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,113 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (37,6%)

#### 2.7.6 Poz. 6.5 Nadproże wylewane na mokro $L = 3,20 \text{ m}$

Nadproża żelbetowe wylewane na mokro z betonu C30/37 (klasa ekspozycji XC4, XF1).

Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

#### GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

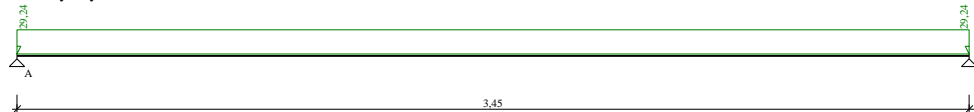
Szerokość przekroju  $b_w = 24,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju  $h = 30,0 \text{ cm}$

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. $0,24 \text{ m}$ i szer. $1,80 \text{ m}$ [ $19,000 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,24 \text{ m} \cdot 1,80 \text{ m}$ ]	8,21	1,10	9,03	cała belka
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. $0,03 \text{ m}$ i szer. $1,80 \text{ m}$ [ $19,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,03 \text{ m} \cdot 1,80 \text{ m}$ ]	1,03	1,30	1,34	cała belka
3.	Obc. z poz.4.1 zmienne [ $2,50 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,0 \text{ m} \cdot 0,5$ ]	3,75	1,30	4,88	cała belka
4.	Obc. z poz.4.1 zmienne od ścianek działowych [ $1,75 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,0 \text{ m} \cdot 0,5$ ]	2,63	1,20	3,16	cała belka
5.	Obc. z poz.4.1 stałe [ $2,09 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,0 \text{ m} \cdot 0,5$ ]	3,13	1,30	4,07	cała belka
6.	Ciężar stropu [ $2,90 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,0 \text{ m} \cdot 0,5$ ]	4,35	1,10	4,79	cała belka
7.	Ciężar własny belki [ $0,24 \text{ m} \cdot 0,30 \text{ m} \cdot 25,0 \text{ kN/m}^3$ ]	1,80	1,10	1,98	cała belka
	$\Sigma$ :	24,90	1,17	29,24	

Schemat statyczny belki



#### DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C30/37** (B37)  $\rightarrow f_{cd} = 20,00 \text{ MPa}$ ,  $f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa}$ ,  $E_{cm} = 32,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy  $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 8 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,07$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-III N (BST500S)**  $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów górnych  $\phi_g = 12 \text{ mm}$

Średnica prętów dolnych  $\phi_d = 16 \text{ mm}$

Strzemiiona:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)**  $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$

Średnica strzemiion  $\phi_s = 6 \text{ mm}$

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali **A-III N (BST500S)**

Średnica prętów  $\phi = 10 \text{ mm}$

Otulinie:

Klasa środowiska: **XC4**

Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5 \text{ mm}$

$\rightarrow$  nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 30 \text{ mm}$

#### ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

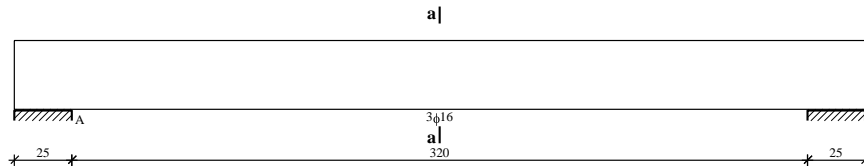
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$

Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Graniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

Graniczne ugięcie na wspornikach  $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$

#### WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

**Przęsło A - B:**

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 43,50$  kNmZbrojenie potrzebne dolne  $A_{s1} = 4,37$  cm<sup>2</sup>. Przyjęto 3φ16 o  $A_s = 6,03$  cm<sup>2</sup> ( $\rho = 0,98\%$ )Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 43,50$  kNm <  $M_{Rd} = 58,17$  kNm (74,8%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = 39,29$  kN

Zbrojenie konstrukcyjne strzemiionami dwuciętymi φ6 co 190 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 39,29$  kN <  $V_{Rd1} = 61,37$  kN (64,0%)

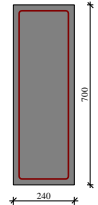
SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 37,05$  kNmMoment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 37,05$  kNmSzerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,204$  mm <  $w_{lim} = 0,3$  mm (68,1%)Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 12,95$  mm <  $a_{lim} = 3450/200 = 17,25$  mm (75,1%)Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{sk,lt} = 39,84$  kN

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

**2.7.7 poz. 6.6 Nadproża typu Klaina**

Nad wnękami hydrantów p.poz. zaprojektowano nadproża ceglane typu Klaina.

**2.8 poz. 7.0 Belki i podciągi****Belki i podciągi żelbetowe wylewane na mokro z betonu C20/25 (klasa ekspozycji XC1).****Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.****2.8.1 poz. 7.1 Podciąg I, l = 6,84 m****GEOMETRIA BELKI**

Wymiary przekroju:

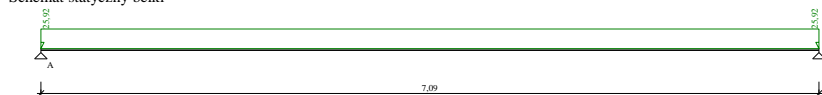
Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju  $b_w = 24,0$  cmWysokość przekroju  $h = 70,0$  cm

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 0,24 m i szer. 3,70 m [19,000kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·3,70m]	16,87	1,10	18,56	cała belka
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer. 3,70 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·3,70m]	2,11	1,30	2,74	cała belka
3.	Ciążar własny belki [0,24m·0,70m·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	4,20	1,10	4,62	cała belka
Σ:		23,18	1,12	25,92	

Schemat statyczny belki

**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25** (B25) →  $f_{cd} = 11,33$  MPa,  $f_{ctd} = 0,85$  MPa,  $E_{cm} = 30,0$  GPaCiężar objętościowy  $\rho = 25,0$  kN/m<sup>3</sup>Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 8$  mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 2,95$ 

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-III N (BST500S)** →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPaŚrednica prętów górnych  $\phi_g = 12$  mmŚrednica prętów dolnych  $\phi_d = 20$  mm

Strzemiiona:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** →  $f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPaŚrednica strzemiion  $\phi_s = 6$  mm

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali **A-III N (BST500S)**Średnica prętów  $\phi = 10$  mm

Otulenie:

Klasa środowiska: **XC1**Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5$  mm→ nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20$  mm**ZAŁOŻENIA**

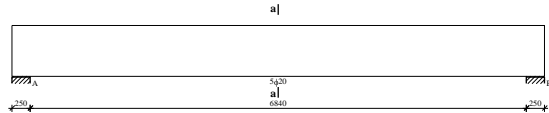
Sytuacja obliczeniowa:

- element konstrukcyjny o wyjątkowym znaczeniu

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzywulców bet.  $\cot \theta = 2,00$ Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3$  mmGraniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = l_{eff}/500$

Graniczne ugięcie w wspornikach  $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$

#### WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



#### Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 162,87 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne  $A_{s1} = 6,30 \text{ cm}^2$ . Przyjęto  $5\phi 20$  o  $A_s = 15,71 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,99\%$ )  
(decyduje warunek dopuszczalnego ugięcia)

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 162,87 \text{ kNm} < M_{Rd} = 358,05 \text{ kNm}$  (45,5%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = 71,44 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi  $\phi 6$  co 400 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 71,44 \text{ kN} < V_{Rd1} = 75,58 \text{ kN}$  (94,5%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 145,65 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 145,65 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostokątnych:  $w_k = 0,106 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (35,3%)

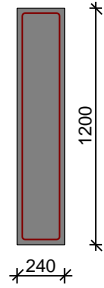
Maksymalne ugięcie od  $M_{sk}$ :  $a(M_{sk}) = 13,23 \text{ mm} < a_{lim} = 7090/500 = 14,18 \text{ mm}$  (93,3%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{sk,lt} = 79,27 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

2.8.2 Poz. 7.2 Podciąg L = 6,84 m

#### GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

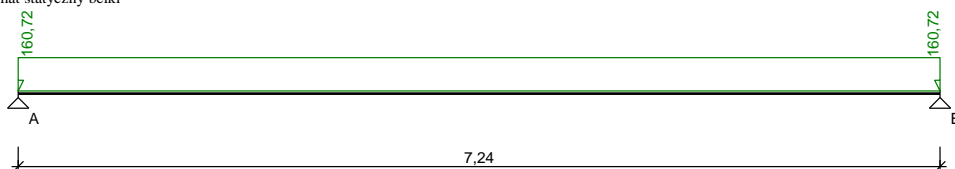
Szerokość przekroju  $b_w = 24,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju  $h = 120,0 \text{ cm}$

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 0,24 m i szer. 3,70 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·3,70m]	16,87	1,10	18,56	cała belka
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer. 3,70 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·3,70m]	2,11	1,30	2,74	cała belka
3.	Obc. z poz. 3.2 [242,54kN/2,49 m]	97,41	1,35	131,50	cała belka
4.	Ciążar własny belki [0,24m·1,20m·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	7,20	1,10	7,92	cała belka
	$\Sigma$ :	123,59	1,30	160,72	

Schemat statyczny belki



#### DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25** (B25)  $\rightarrow f_{cd} = 11,33 \text{ MPa}$ ,  $f_{ctd} = 0,85 \text{ MPa}$ ,  $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

Ciążar objętościowy  $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 8 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 2,95$

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-IIIN (**BST500S**)  $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów górnych  $\phi_g = 12 \text{ mm}$

Średnica prętów dolnych  $\phi_d = 25 \text{ mm}$

Strzemiona:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**)  $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$

Średnica strzemion  $\phi_s = 8 \text{ mm}$

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-IIIN (**BST500S**)

Średnica prętów  $\phi = 10 \text{ mm}$

Zbrojenie przypowierzchniowe:

Klasa stali brakSt0S-b)

Średnica prętów siatek  $\phi = 3 \text{ mm}$

Otulinie:

Klasa środowiska: XC1

Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5 \text{ mm}$

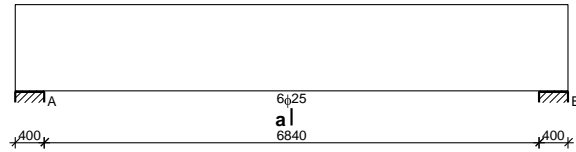
$\rightarrow$  nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 22 \text{ mm}$



**ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa:

- element konstrukcyjny o wyjątkowym znaczeniu

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$ Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ Graniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = l_{eff}/500$ Graniczne ugięcie w wspornikach  $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$ **WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002****a |****Przęsło A - B:**

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 1053,09 \text{ kNm}$ Zbrojenie potrzebne dolne  $A_{s,l} = 26,86 \text{ cm}^2$ . Przyjęto **6φ25** o  $A_s = 29,45 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 1,08\%$ )**Warunek nośności na zginanie:**  $M_{sd} = 1053,09 \text{ kNm} < M_{Rd} = 1129,93 \text{ kNm}$  (93,2%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = (-)366,32 \text{ kN}$ Zbrojenie strzemionami dwuciętymi **φ8 co 90 mm** na odcinku 261,0 cm przy podporach oraz co 400 mm w środku rozpiętości przęsła

(decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

**Warunek nośności na ścinanie:**  $V_{sd} = (-)366,32 \text{ kN} < V_{Rd3} = 481,69 \text{ kN}$  (76,0%)

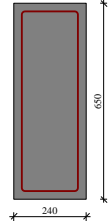
SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 809,79 \text{ kNm}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,l} = 809,79 \text{ kNm}$ Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,202 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (67,3%)Maksymalne ugięcie od  $M_{sk}$ :  $a(M_{sk}) = 14,41 \text{ mm} < a_{lim} = 7240/500 = 14,48 \text{ mm}$  (99,5%)Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{sk,l} = 422,67 \text{ kN}$ Szerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,293 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (97,8%)

Konieczne zbrojenie przypowierzchniowe.

Przyjęto siatkę z prętów **φ3** o oczkach **30x30 mm** o  $A_{s,surf} = 3,46 \text{ cm}^2 > 0,01 \cdot A_{c,ext} = 3,33 \text{ cm}^2$ 

2.8.3 poz. 7.3 Podciąg L = 6,00 m

**GEOMETRIA BELKI**

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju  $b_w = 24,0 \text{ cm}$ Wysokość przekroju  $h = 65,0 \text{ cm}$ 

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 0,24 m i szer. 3,70 m [19,000kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·3,70m]	16,87	1,10	18,56	cała belka
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer. 3,70 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·3,70m]	2,11	1,30	2,74	cała belka
3.	Obc. z poz. 4.4 zmienne [2,50kN/m <sup>2</sup> ·3,0m·0,5]	5,25	1,30	6,83	cała belka
4.	Obc. z poz. 4.4 zmienne [1,75kN/m <sup>2</sup> ·3,0m·0,5]	2,63	1,20	3,16	cała belka
5.	Obc. z poz. 4.4 stałe [2,09kN/m <sup>2</sup> ·3,0m·0,5]	3,13	1,30	4,07	cała belka
6.	Obc. z poz. 4.4 ciężar stropu [2,90kN/m <sup>2</sup> ·3,0m·0,5]	4,35	1,10	4,79	cała belka
7.	Ciężar własny belki [0,24m·0,65m·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	3,90	1,10	4,29	cała belka
	Σ:	38,24	1,16	44,42	

Schemat statyczny belki

**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25 (B25)** →  $f_{cd} = 11,33 \text{ MPa}$ ,  $f_{ctd} = 0,85 \text{ MPa}$ ,  $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$ Ciężar objętościowy  $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$ Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 8 \text{ mm}$ Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$ 

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 2,95$ 

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-IIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów górnych  $\phi_g = 12 \text{ mm}$ Średnica prętów dolnych  $\phi_d = 25 \text{ mm}$

Strzemiona:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) →  $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$ Średnica strzemion  $\phi_s = 6 \text{ mm}$ 

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-IIIIN (BST500S)

Średnica prętów  $\phi = 10 \text{ mm}$ 

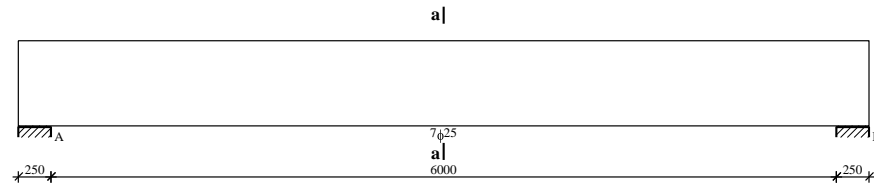
Otulinie:

Klasa środowiska: XC1

Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5 \text{ mm}$ → nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 24 \text{ mm}$ **ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa:

- element konstrukcyjny o wyjątkowym znaczeniu

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$ Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ Graniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = l_{eff}/500$ Graniczne ugięcie na wspornikach  $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$ **WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002****Przęsło A - B:**

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 216,92 \text{ kNm}$ Zbrojenie potrzebne dolne  $A_{s1} = 9,70 \text{ cm}^2$ . Przyjęto **7φ25** o  $A_s = 34,36 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 2,44\%$ )

(decyduje warunek dopuszczalnego ugięcia)

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 216,92 \text{ kNm} < M_{Rd} = 350,35 \text{ kNm}$  (61,9%)

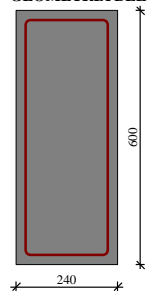
Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = (-)107,24 \text{ kN}$ Zbrojenie strzemionami dwuciętymi **φ6 co 110 mm** na odcinku 154,0 cm przy podporach

oraz co 400 mm w środku rozpiętości przęsła

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = (-)107,24 \text{ kN} < V_{Rd3} = 113,89 \text{ kN}$  (94,2%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 186,72 \text{ kNm}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 186,72 \text{ kNm}$ Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,085 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (28,5%)Maksymalne ugięcie od  $M_{sk}$ :  $a(M_{sk}) = 12,11 \text{ mm} < a_{lim} = 6250/500 = 12,50 \text{ mm}$  (96,9%)Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{sk,lt} = 114,72 \text{ kN}$ Szerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,290 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (96,6%)2.8.4 poz. 7.4 Podciąg  $L = 7,00 \text{ m}$ **GEOMETRIA BELKI**

Wymiary przekroju:

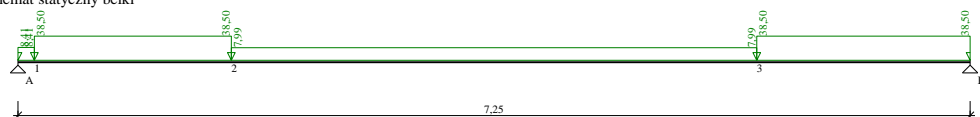
Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju  $b_w = 24,0 \text{ cm}$ Wysokość przekroju  $h = 60,0 \text{ cm}$ 

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 0,24 m i szer. 0,70 m [19,000kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·0,70m]	3,19	1,10	3,51	od 1,50 do 5,50
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 0,24 m i szer. 6,00 m [19,000kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·6,00m]	27,36	1,10	30,10	od 0,00 do 1,50
3.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 0,24 m i szer. 6,00 m [19,000kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·6,00m]	27,36	1,10	30,10	od 5,50 do końca
4.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer. 0,70 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·0,70m]	0,40	1,30	0,52	od 1,50 do 5,50
5.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer. 6,00 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·6,00m]	3,42	1,30	4,45	od pocz. do 1,50
6.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer. 6,00 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·6,00m]	3,42	1,30	4,45	od 5,50 do końca
7.	Ciepłota własny belki [0,24m·0,60m·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	3,60	1,10	3,96	cała belka

Schemat statyczny belki



**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25** (B25) →  $f_{cd} = 11,33$  MPa,  $f_{ctd} = 0,85$  MPa,  $E_{cm} = 30,0$  GPaCiężar objętościowy  $\rho = 25,0$  kN/m<sup>3</sup>Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 8$  mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 2,95$ 

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-IIIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPaŚrednica prętów górnych  $\phi_g = 12$  mmŚrednica prętów dolnych  $\phi_d = 20$  mm

Strzemiona:

Klasa stali A-I (**S3SX-b**) →  $f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPaŚrednica strzemion  $\phi_s = 6$  mm

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-IIIIN (BST500S)

Średnica prętów  $\phi = 10$  mm

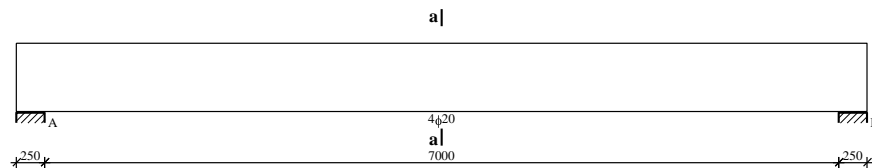
Otulenie:

Klasa środowiska: XC1

Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5$  mm→ nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20$  mm**ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa:

- element konstrukcyjny o wyjątkowym znaczeniu

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$ Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3$  mmGraniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = l_{eff}/500$ Graniczne ugięcie na wspornikach  $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$ **WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002****Przęsło A - B:**

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przeszłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 92,66$  kNmZbrojenie potrzebne dolne  $A_{s1} = 4,15$  cm<sup>2</sup>. Przyjęto **4φ20** o  $A_s = 12,57$  cm<sup>2</sup> ( $\rho = 0,93\%$ )

(decyduje warunek dopuszczalnego ugięcia)

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 92,66$  kNm <  $M_{Rd} = 246,47$  kNm (37,6%)

Ścinanie:

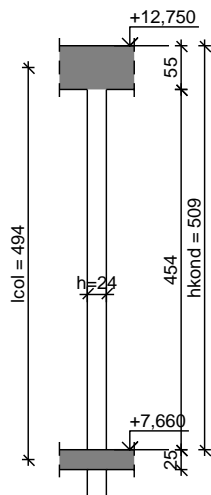
Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = 52,05$  kNZbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi  $\phi 6$  co 400 mm na całej długości przęsłaWarunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 52,05$  kN <  $V_{Rd1} = 65,56$  kN (79,4%)

SGU:

Moment przeszłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 83,03$  kNmMoment przeszłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 83,03$  kNmSzerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,093$  mm <  $w_{lim} = 0,3$  mm (31,1%)Maksymalne ugięcie od  $M_{sk}$ :  $a(M_{sk}) = 14,15$  mm <  $a_{lim} = 7250/500 = 14,50$  mm (97,6%)Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{sk,lt} = 65,98$  kN

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

**2.9 poz. 8.0 Słupy żelbetowe****Słupy żelbetowe w ścianie wylewane na mokro z betonu C2025 (klasa ekspozycji XC1).****Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.****2.9.1 poz. 8.1\_S-1 Słup S-1****SZKIC SŁUPA**

**GEOMETRIA SŁUPA**

Wymiary przekroju słupa:

Typ przekroju: prostokątny  
Szerokość przekroju:  $b = 35,0$  cm  
Wysokość przekroju:  $h = 24,0$  cm

Wymiary słupa:

Węzeł górny:

- Wysokość ryglu lewego: 55,00 cm  
- Wysokość ryglu prawego: 55,00 cm  
Poziom górnej kondygnacji:  $H_2 = 12,75$  m  
Poziom dolnej kondygnacji:  $H_1 = 7,66$  m

Węzeł dolny:

- Szerokość słupa dolnego: 24,00 cm  
- Wysokość ryglu lewego: 25,00 cm  
- Wysokość ryglu prawego: 25,00 cm

→ przyjęto wysokość słupa  $l_{col} = 4,94$  m

Rodzaj słupa: monolityczny

Model wyboczeniowy słupa:

Numer kondygnacji od góry: 1

W płaszczyźnie obciążenia:

- konstrukcja przesuwna

- współczynnik długości wyboczeniowej  $\beta_x = 0,50$ 

Z płaszczyzny obciążenia:

- konstrukcja przesuwna

- współczynnik długości wyboczeniowej  $\beta_y = 0,50$ **OBCIĄŻENIA SŁUPA**

	typ wykresu	$N_{sd}$ [kN]	$N_{sd,lt}$ [kN]	$M_{1sd,x}$ [kNm]	$M_{3sd,x}$ [kNm]	$M_{2sd,x}$ [kNm]
1.	prostoliniowy	479,13	0,00	0,00	–	0,00

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa o wartości  $N_o = 11,41$  kN**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25** (B25) →  $f_{cd} = 13,33$  MPa,  $f_{ctd} = 1,00$  MPa,  $E_{cm} = 30,0$  GPaCiężar objętościowy  $\rho = 25,0$  kN/m<sup>3</sup>Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16$  mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia: 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,04$ 

Zbrojenie podłużne:

Klasa stali A-IIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Zbrojenie wzdłuż boku "b"

Średnica prętów  $\phi = 12$  mm

Zbrojenie wzdłuż boku "h"

Średnica prętów  $\phi = 12$  mm

Strzemiona:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) →  $f_{tk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPaŚrednica strzemion  $\phi_s = 6$  mm

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-IIIN (**BST500S**)Średnica prętów  $\phi = 10$  mm

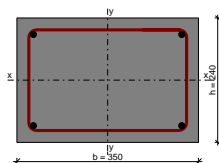
Otulenie:

Klasa środowiska: XC1

Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5$  mm→ nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20$  mm**ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3$  mm**WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002**



Ściskanie ze zginaniem:

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b":

Zbrojenie potrzebne po  $2\phi 12$  o  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h":

Zbrojenie potrzebne po  $2\phi 12$  o  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

Łącznie przyjęto  $4\phi 12$  o  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,54\%$ )

Warunek nośności:

- dla  $N_d = 490,54 \text{ kN}$ :  $M_{d,x} = 10,09 \text{ kNm} < M_{Rd,x,odp,max} = 49,47 \text{ kNm}$

- dla  $M_{d,x} = 10,09 \text{ kNm}$ :  $N_d = 490,54 \text{ kN} < N_{Rd,odp,max} = 1209,21 \text{ kN}$

Strzemiona konstrukcyjne:

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami pojedynczymi

- poza odcinkami zakładu zbrojenia głównego  $\phi 6$  co max. 180 mm

- na odcinkach zakładu zbrojenia głównego  $\phi 6$  co max. 90 mm

SGU:

Szerokość rys prostokątnych:  $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (0,0%)

Wartości ekstremalne wykresu M-N:

$M_{Rd,x,max} = 49,62 \text{ kNm}$ ;  $N_{Rd,odp} = 479,19 \text{ kN}$

$M_{Rd,x,min} = -49,62 \text{ kNm}$ ;  $N_{Rd,odp} = 479,19 \text{ kN}$

$M_{Rd,x,odp} = 0,00 \text{ kNm}$ ;  $N_{Rd,max} = 1300,96 \text{ kN}$

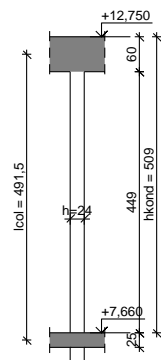
$M_{Rd,x,odp} = 0,00 \text{ kNm}$ ;  $N_{Rd,min} = -190,00 \text{ kN}$

TABELA SIŁ PRZEKROJOWYCH I NOŚNOŚCI

	$N_d$ [kN]	$M_{d,x}$ [kNm]	$N_{Rd,min}$ [kN]	$N_{Rd,max}$ [kN]	$M_{Rd,x,min}$ [kNm]	$M_{Rd,x,max}$ [kNm]
Zestaw nr 1						
1(g)	479,13	9,80	-93,02	1211,86	-49,62	49,62
1(d)	490,54	10,09	-90,17	1209,21	-49,47	49,47

## 2.9.2 poz. 8.2 Słup S-2

### SZKIC SŁUPA



### GEOMETRIA SŁUPA

Wymiary przekroju słupa:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju  $b = 35,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju  $h = 24,0 \text{ cm}$

Wymiary słupa:

Węzeł górny:

- Wysokość rygla lewego 60,00 cm

- Wysokość rygla prawego 60,00 cm

Poziom górnej kondygnacji  $H_2 = 12,75 \text{ m}$

Poziom dolnej kondygnacji  $H_1 = 7,66 \text{ m}$

Węzeł dolny:

- Szerokość słupa dolnego 24,00 cm

- Wysokość rygla lewego 25,00 cm

- Wysokość rygla prawego 25,00 cm

→ przyjęto wysokość słupa  $l_{col} = 4,92 \text{ m}$

Rodzaj słupa: monolityczny

Model wyboczeniowy słupa:

Numer kondygnacji od góry: 1

W płaszczyźnie obciążenia:

- konstrukcja przesuwna

- współczynnik długości wyboczeniowej  $\beta_x = 0,50$

Z płaszczyzny obciążenia:

- konstrukcja przesuwna

- współczynnik długości wyboczeniowej  $\beta_y = 0,50$

### OBCIĄŻENIA SŁUPA

	typ wykresu	$N_{sd}$ [kN]	$N_{sd,h}$ [kN]	$M_{1sd,x}$ [kNm]	$M_{2sd,x}$ [kNm]	$M_{3sd,x}$ [kNm]
--	----------------	------------------	--------------------	----------------------	----------------------	----------------------

1.	prostoliniowy	518,09	479,13	0,00	--	0,00
----	---------------	--------	--------	------	----	------

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa o wartości  $N_o = 11,35$  kN

#### DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25 (B25)** →  $f_{cd} = 13,33$  MPa,  $f_{ctd} = 1,00$  MPa,  $E_{cm} = 30,0$  GPa

Ciężar objętościowy  $\rho = 25,0$  kN/m<sup>3</sup>

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16$  mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia: 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,04$

Zbrojenie podłużne:

Klasa stali A-IIIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Zbrojenie wzdłuż boku "b"

Średnica prętów  $\phi = 12$  mm

Zbrojenie wzdłuż boku "h"

Średnica prętów  $\phi = 12$  mm

Strzemiona:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) →  $f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPa

Średnica strzemion  $\phi_s = 6$  mm

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-IIIIN (BST500S)

Średnica prętów  $\phi = 10$  mm

Otulinie:

Klasa środowiska: XC1

Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5$  mm

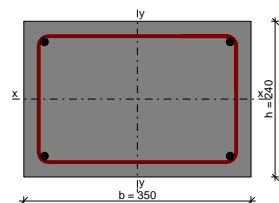
→ nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20$  mm

#### ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3$  mm

#### WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



Ściskanie ze zginaniem:

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b":

Zbrojenie potrzebne po **2φ12** o  $A_s = 2,26$  cm<sup>2</sup>

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h":

Zbrojenie potrzebne po **2φ12** o  $A_s = 2,26$  cm<sup>2</sup>

Łącznie przyjęto **4φ12** o  $A_s = 4,52$  cm<sup>2</sup> ( $\rho = 0,54\%$ )

Warunek nośności:

- dla  $N_d = 529,44$  kN :  $M_{d,x} = 11,02$  kNm <  $M_{Rd,x,odp,max} = 48,82$  kNm

- dla  $M_{d,x} = 11,02$  kNm :  $N_d = 529,44$  kN <  $N_{Rd,odp,max} = 1200,53$  kN

Strzemiona konstrukcyjne:

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami pojedynczymi

- poza odcinkami zakładu zbrojenia głównego  $\phi 6$  co max. 180 mm

- na odcinkach zakładu zbrojenia głównego  $\phi 6$  co max. 90 mm

SGU:

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,000$  mm <  $w_{lim} = 0,3$  mm (0,0%)

Wartości ekstremalne wykresu M-N:

$M_{Rd,x,max} = 49,62$  kNm;  $N_{Rd,odp} = 479,19$  kN

$M_{Rd,x,min} = -49,62$  kNm;  $N_{Rd,odp} = 479,19$  kN

$M_{Rd,x,odp} = 0,00$  kNm;  $N_{Rd,max} = 1300,96$  kN

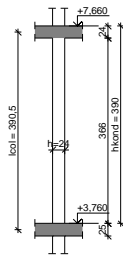
$M_{Rd,x,odp} = 0,00$  kNm;  $N_{Rd,min} = -190,00$  kN

#### TABELA SIŁ PRZEKROJOWYCH I NOŚNOŚCI

	$N_d$ [kN]	$M_{d,x}$ [kNm]	$N_{Rd,min}$ [kN]	$N_{Rd,max}$ [kN]	$M_{Rd,x,min}$ [kNm]	$M_{Rd,x,max}$ [kNm]
Zestaw nr 1						
1(g)	518,09	10,73	-83,89	1203,31	-49,06	49,06
1(d)	529,44	11,02	-80,93	1200,53	-48,82	48,82

2.9.3      poz. 8.3 Słup S-3

#### SZKIC SŁUPA

**GEOMETRIA SŁUPA**

Wymiary przekroju słupa:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju  $b = 35,0$  cmWysokość przekroju  $h = 24,0$  cm

Wymiary słupa:

Węzeł górny:

- Szerokość słupa górnego 24,00 cm

- Wysokość ryglu lewego 24,00 cm

- Wysokość ryglu prawego 24,00 cm

Poziom górnej kondygnacji  $H_2 = 7,66$  mPoziom dolnej kondygnacji  $H_1 = 3,76$  m

Węzeł dolny:

- Szerokość słupa dolnego 24,00 cm

- Wysokość ryglu lewego 25,00 cm

- Wysokość ryglu prawego 25,00 cm

→ przyjęto wysokość słupa  $l_{col} = 3,91$  m

Rodzaj słupa: monolityczny

Model wyboczeniowy słupa:

Numer kondygnacji od góry: 1

W płaszczyźnie obciążenia:

- konstrukcja **przesuwna**- współczynnik długości wyboczeniowej  $\beta_x = 0,50$ 

Z płaszczyzny obciążenia:

- konstrukcja **przesuwna**- współczynnik długości wyboczeniowej  $\beta_y = 0,50$ **OBCIĄŻENIA SŁUPA**

	typ wykresu	$N_{sd}$ [kN]	$N_{sd,lt}$ [kN]	$M_{1sd,x}$ [kNm]	$M_{3sd,x}$ [kNm]	$M_{2sd,x}$ [kNm]
1.	prostoliniowy	540,91	529,50	0,00	--	0,00

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa o wartości  $N_o = 9,02$  kN**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25** (B25) →  $f_{cd} = 13,33$  MPa,  $f_{ctd} = 1,00$  MPa,  $E_{cm} = 30,0$  GPaCiężar objętościowy  $\rho = 25,0$  kN/m<sup>3</sup>Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16$  mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia: 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,04$ 

Zbrojenie podłużne:

Klasa stali A-IIIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Zbrojenie wzdłuż boku "b"

Średnica prętów  $\phi = 12$  mm

Zbrojenie wzdłuż boku "h"

Średnica prętów  $\phi = 12$  mm

Strzemiona:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) →  $f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPaŚrednica strzemion  $\phi_s = 6$  mm

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-IIIIN (BST500S)

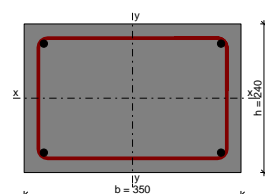
Średnica prętów  $\phi = 10$  mm

Otulenie:

Klasa środowiska: XC1

Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5$  mm→ nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20$  mm**ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3$  mm**WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002**

Ściskanie ze zginaniem:

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b":

Zbrojenie potrzebne po  $2\phi 12$  o  $A_s = 2,26$  cm<sup>2</sup>

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h":

Zbrojenie potrzebne po  $2\phi 12$  o  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$   
 Łącznie przyjęto  $4\phi 12$  o  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,54\%$ )

Warunek nośności:

- dla  $N_d = 549,93 \text{ kN}$ :  $M_{d,x} = 8,35 \text{ kNm} < M_{Rd,x,odp,max} = 48,37 \text{ kNm}$   
 - dla  $M_{d,x} = 8,35 \text{ kNm}$ :  $N_d = 549,93 \text{ kN} < N_{Rd,odp,max} = 1224,91 \text{ kN}$

Strzemią konstrukcyjne:

Zbrojenie konstrukcyjne strzemiąkami pojedynczymi

- poza odcinkami zakładu zbrojenia głównego  $\phi 6$  co max. 180 mm  
 - na odcinkach zakładu zbrojenia głównego  $\phi 6$  co max. 90 mm

SGU:

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (0,0%)

Wartości ekstremalne wykresu M-N:

$M_{Rd,x,max} = 49,62 \text{ kNm}$ ;  $N_{Rd,odp} = 479,19 \text{ kN}$

$M_{Rd,x,min} = -49,62 \text{ kNm}$ ;  $N_{Rd,odp} = 479,19 \text{ kN}$

$M_{Rd,x,odp} = 0,00 \text{ kNm}$ ;  $N_{Rd,max} = 1300,96 \text{ kN}$

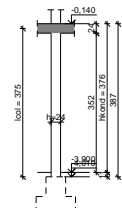
$M_{Rd,x,odp} = 0,00 \text{ kNm}$ ;  $N_{Rd,min} = -190,00 \text{ kN}$

TABELA SIŁ PRZEKROJOWYCH I NOŚNOŚCI

	$N_d$ [kN]	$M_{d,x}$ [kNm]	$N_{Rd,min}$ [kN]	$N_{Rd,max}$ [kN]	$M_{Rd,x,min}$ [kNm]	$M_{Rd,x,max}$ [kNm]
Zestaw nr 1						
1(g)	540,91	8,20	-108,61	1226,34	-48,57	48,57
1(d)	549,93	8,35	-107,07	1224,91	-48,37	48,37

2.9.4 poz. 8.4 Słup S-4

#### SZKIC SŁUPA



#### GEOMETRIA SŁUPA

Wymiary przekroju słupa:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju  $b = 35,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju  $h = 24,0 \text{ cm}$

Wymiary słupa:

Wzrost górny:

- Szerokość słupa górnego  $24,00 \text{ cm}$

- Wysokość ryglu lewego  $24,00 \text{ cm}$

- Wysokość ryglu prawego  $24,00 \text{ cm}$

Poziom górnej kondygnacji  $H_2 = -0,14 \text{ m}$

Poziom dolnej kondygnacji  $H_1 = -3,90 \text{ m}$

Poziom górnej powierzchni fundamentu @  $H_0 = -4,01 \text{ m}$

Wzrost dolny:

- Fundament

→ przyjęto wysokość słupa  $l_{col} = 3,75 \text{ m}$

Rodzaj słupa: monolityczny

Model wybozeniowy słupa:

Numer kondygnacji od góry: 1

W płaszczyźnie obciążenia:

- konstrukcja przesuwna

- współczynnik długości wybozeniowej  $\beta_x = 0,50$

Z płaszczyzny obciążenia:

- konstrukcja przesuwna

- współczynnik długości wybozeniowej  $\beta_y = 0,50$

#### OBCIĄŻENIA SŁUPA

	typ wykresu	$N_{sd}$ [kN]	$N_{sd,h}$ [kN]	$M_{1sd,x}$ [kNm]	$M_{3sd,x}$ [kNm]	$M_{2sd,x}$ [kNm]
1.	prostołiniowy	549,93	549,93	0,00	--	0,00

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa o wartości  $N_o = 8,66 \text{ kN}$

#### DANE MATERIALOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25 (B25)** →  $f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$ ,  $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$ ,  $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy  $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia: 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,04$

Zbrojenie podłużne:

Klasa stali **A-IIIIN (BST500S)** →  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Zbrojenie wzdłuż boku "b"

Średnica prętów  $\phi = 12 \text{ mm}$

Zbrojenie wzdłuż boku "h"

Średnica prętów  $\phi = 12 \text{ mm}$

Strzemią:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** →  $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$

Średnica strzemiion  $\phi_s = 6 \text{ mm}$

Zbrojenie montażowe:

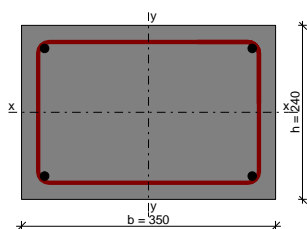
Klasa stali **A-IIIIN (BST500S)**



Średnica prętów  $\phi = 10 \text{ mm}$   
 Otulinie: XC1  
 Klasa środowiska: XC1  
 Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5 \text{ mm}$   
 $\rightarrow$  nominalna grubość otulinia  $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

**ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała  
 Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

**WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002**

Ścisnienie ze zginaniem:

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b":

Zbrojenie potrzebne po  $2\phi 12$  o  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h":

Zbrojenie potrzebne po  $2\phi 12$  o  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

Łącznie przyjęto  $4\phi 12$  o  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,54\%$ )

Warunek nośności:

- dla  $N_d = 558,59 \text{ kN}$ :  $M_{d,x} = 8,07 \text{ kNm} < M_{Rd,x,odp,max} = 48,17 \text{ kNm}$

- dla  $M_{d,x} = 8,07 \text{ kNm}$ :  $N_d = 558,59 \text{ kN} < N_{Rd,odp,max} = 1227,46 \text{ kN}$

Strzemią konstrukcyjne:

Zbrojenie konstrukcyjne strzemią pojedynczymi

- poza odcinkami zakładu zbrojenia głównego  $\phi 6$  co max. 180 mm

- na odcinkach zakładu zbrojenia głównego  $\phi 6$  co max. 90 mm

SGU:

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (0,0%)

Wartości ekstremalne wykresu M-N:

$M_{Rd,x,max} = 49,62 \text{ kNm}$ ;  $N_{Rd,odp} = 479,19 \text{ kN}$

$M_{Rd,x,min} = -49,62 \text{ kNm}$ ;  $N_{Rd,odp} = 479,19 \text{ kN}$

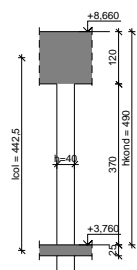
$M_{Rd,x,odp} = 0,00 \text{ kNm}$ ;  $N_{Rd,max} = 1300,96 \text{ kN}$

$M_{Rd,x,odp} = 0,00 \text{ kNm}$ ;  $N_{Rd,min} = -190,00 \text{ kN}$

**TABELA SIŁ PRZEKROJOWYCH I NOŚNOŚCI**

	$N_d$ [kN]	$M_{d,x}$ [kNm]	$N_{Rd,min}$ [kN]	$N_{Rd,max}$ [kN]	$M_{Rd,x,min}$ [kNm]	$M_{Rd,x,max}$ [kNm]
Zestaw nr 1						
1(g)	549,93	7,92	-111,21	1228,75	-48,37	48,37
1(d)	558,59	8,07	-109,82	1227,46	-48,17	48,17

2.9.5 poz. 8.5 Słup S-5

**SZKIC SŁUPA****GEOMETRIA SŁUPA**

Wymiary przekroju słupa:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju  $b = 24,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju  $h = 40,0 \text{ cm}$

Wymiary słupa:

Węzeł górny:

- Wysokość rygla lewego 120,00 cm

- Wysokość rygla prawego 120,00 cm

Poziom górnej kondygnacji  $H_2 = 8,66 \text{ m}$

Poziom dolnej kondygnacji  $H_1 = 3,76 \text{ m}$

Węzeł dolny:

- Szerokość słupa dolnego 40,00 cm

- Wysokość rygla lewego 25,00 cm

- Wysokość rygla prawego 25,00 cm

$\rightarrow$  przyjęto wysokość słupa  $l_{col} = 4,43 \text{ m}$

Rodzaj słupa: monolityczny

Model wyboczeniowy słupa:  
 Numer kondygnacji od góry: 1  
 W płaszczyźnie obciążenia:  
 - konstrukcja **przesuwna**  
 - współczynnik długości wyboczeniowej  $\beta_x = 0,50$   
 Z płaszczyzny obciążenia:  
 - konstrukcja **przesuwna**  
 - współczynnik długości wyboczeniowej  $\beta_y = 0,50$

**OBCIĄŻENIA SŁUPA**

	typ wykresu	$N_{sd}$ [kN]	$N_{sd,lt}$ [kN]	$M_{1sd,x}$ [kNm]	$M_{3sd,x}$ [kNm]	$M_{2sd,x}$ [kNm]
1.	prostoliniowy	698,46	698,46	0,00	--	0,00

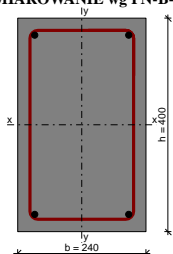
Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa o wartości  $N_o = 11,68$  kN

**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:  
 Klasa betonu: **C20/25** (B25)  $\rightarrow f_{cd} = 13,33$  MPa,  $f_{ctd} = 1,00$  MPa,  $E_{cm} = 30,0$  GPa  
 Ciężar objętościowy  $\rho = 25,0$  kN/m<sup>3</sup>  
 Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16$  mm  
 Wilgotność środowiska RH = 50%  
 Wiek betonu w chwili obciążenia: 28 dni  
 Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,01$   
 Zbrojenie podłużne:  
 Klasa stali A-IIIIN (**BST500S**)  $\rightarrow f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa  
 Zbrojenie wzdłuż boku "b"  
 Średnica prętów  $\phi = 12$  mm  
 Zbrojenie wzdłuż boku "h"  
 Średnica prętów  $\phi = 12$  mm  
 Strzemiona:  
 Klasa stali A-I (**St3SX-b**)  $\rightarrow f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPa  
 Średnica strzemion  $\phi_s = 6$  mm  
 Zbrojenie montażowe:  
 Klasa stali A-IIIIN (BST500S)  
 Średnica prętów  $\phi = 10$  mm  
 Otulenie:  
 Klasa środowiska: XC1  
 Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5$  mm  
 $\rightarrow$  nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20$  mm

**ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała  
 Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3$  mm

**WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002**

Ściskanie ze zginaniem:

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b":

Zbrojenie potrzebne po **2 $\phi$ 12** o  $A_s = 2,26$  cm<sup>2</sup>

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h":

Zbrojenie potrzebne po **2 $\phi$ 12** o  $A_s = 2,26$  cm<sup>2</sup>

Łącznie przyjęto **4 $\phi$ 12** o  $A_s = 4,52$  cm<sup>2</sup> ( $\rho = 0,47\%$ )

Warunek nośności:

- dla  $N_d = 710,14$  kN:  $M_{d,x} = 10,47$  kNm <  $M_{Rd,x,odp,max} = 90,14$  kNm

- dla  $M_{d,x} = 10,47$  kNm:  $N_d = 710,14$  kN <  $N_{Rd,odp,max} = 1408,19$  kN

Strzemiona konstrukcyjne:

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami pojedynczymi

- poza odcinkami zakładu zbrojenia głównego  $\phi 6$  co max. 180 mm

- na odcinkach zakładu zbrojenia głównego  $\phi 6$  co max. 90 mm

SGU:

Szerokość rys prostokątnych:  $w_k = 0,000$  mm <  $w_{lim} = 0,3$  mm (0,0%)

Wartości ekstremalne wykresu M-N:

$M_{Rd,x,max} = 95,40$  kNm;  $N_{Rd,odp} = 582,14$  kN

$M_{Rd,x,min} = -95,40$  kNm;  $N_{Rd,odp} = 582,14$  kN

$M_{Rd,x,odp} = 0,00$  kNm;  $N_{Rd,max} = 1460,96$  kN

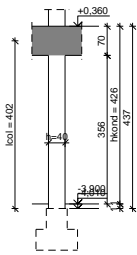
$M_{Rd,x,odp} = 0,00$  kNm;  $N_{Rd,min} = -190,00$  kN

**TABELA SIŁ PRZEKROJOWYCH I NOŚNOŚCI**

	$N_d$ [kN]	$M_{d,x}$ [kNm]	$N_{Rd,min}$ [kN]	$N_{Rd,max}$ [kN]	$M_{Rd,x,min}$ [kNm]	$M_{Rd,x,max}$ [kNm]
Zestaw nr 1						
1(g)	698,46	10,30	-129,30	1409,06	-90,72	90,72
1(d)	710,14	10,47	-128,39	1408,19	-90,14	90,14

2.9.6 poz. 8.6 Słup S-6

**SZKIC SŁUPA**

**GEOMETRIA SŁUPA**

Wymiary przekroju słupa:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju  $b = 24,0$  cmWysokość przekroju  $h = 40,0$  cm

Wymiary słupa:

Wzrost górny:

- Szerokość słupa górnego 40,00 cm

- Wysokość ryglu lewego 70,00 cm

- Wysokość ryglu prawego 70,00 cm

Poziom górnej kondygnacji  $H_2 = 0,36$  mPoziom dolnej kondygnacji  $H_1 = -3,90$  mPoziom górnej powierzchni fundamentu @  $H_0 = -4,01$  m

Wzrost dolny:

- Fundament

→ przyjęto wysokość słupa  $l_{col} = 4,02$  m

Rodzaj słupa: monolityczny

Model wyboczeniowy słupa:

Numer kondygnacji od góry: 1

W płaszczyźnie obciążenia:

- konstrukcja **przesuwna**- współczynnik długości wyboczeniowej  $\beta_x = 0,50$ 

Z płaszczyzny obciążenia:

- konstrukcja **przesuwna**- współczynnik długości wyboczeniowej  $\beta_y = 0,50$ **OBCIĄŻENIA SŁUPA**

	typ wykresu	$N_{sd}$ [kN]	$N_{sd,lt}$ [kN]	$M_{1sd,x}$ [kNm]	$M_{3sd,x}$ [kNm]	$M_{2sd,x}$ [kNm]
1.	prostoliniowy	707,48	707,48	0,00	--	0,00

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa o wartości  $N_o = 10,61$  kN**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25** (B25) →  $f_{cd} = 13,33$  MPa,  $f_{ctd} = 1,00$  MPa,  $E_{cm} = 30,0$  GPaCiężar objętościowy  $\rho = 25,0$  kN/m<sup>3</sup>Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16$  mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia: 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,01$ 

Zbrojenie podłużne:

Klasa stali A-IIIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Zbrojenie wzdłuż boku "b"

Średnica prętów  $\phi = 12$  mm

Zbrojenie wzdłuż boku "h"

Średnica prętów  $\phi = 12$  mm

Strzemiona:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) →  $f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPaŚrednica strzemion  $\phi_s = 6$  mm

Zbrojenie montażowe:

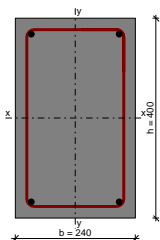
Klasa stali A-IIIIN (**BST500S**)Średnica prętów  $\phi = 10$  mm

Otulenie:

Klasa środowiska: XC1

Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5$  mm→ nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20$  mm**ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3$  mm**WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002**

Ściskanie ze zginaniem:

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b":

Zbrojenie potrzebne po **2φ12** o  $A_s = 2,26$  cm<sup>2</sup>

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h":

Zbrojenie potrzebne po **2φ12** o  $A_s = 2,26$  cm<sup>2</sup>

Łącznie przyjęto  $4\phi 12$  o  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,47\%$ )

Warunek nośności:

- dla  $N_d = 718,09 \text{ kN}$  :  $M_{d,x} = 9,62 \text{ kNm} < M_{Rd,x,odp,max} = 89,75 \text{ kNm}$   
 - dla  $M_{d,x} = 9,62 \text{ kNm}$  :  $N_d = 718,09 \text{ kN} < N_{Rd,odp,max} = 1412,73 \text{ kN}$

Strzemiona konstrukcyjne:

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami pojedynczymi

- poza odcinkami zakładu zbrojenia głównego  $\phi 6$  co max. 180 mm

- na odcinkach zakładu zbrojenia głównego  $\phi 6$  co max. 90 mm

SGU:

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (0,0%)

Wartości ekstremalne wykresu M-N:

$M_{Rd,x,max} = 95,40 \text{ kNm}$ ;  $N_{Rd,odp} = 582,14 \text{ kN}$

$M_{Rd,x,min} = -95,40 \text{ kNm}$ ;  $N_{Rd,odp} = 582,14 \text{ kN}$

$M_{Rd,x,odp} = 0,00 \text{ kNm}$ ;  $N_{Rd,max} = 1460,96 \text{ kN}$

$M_{Rd,x,odp} = 0,00 \text{ kNm}$ ;  $N_{Rd,min} = -190,00 \text{ kN}$

TABELA SIŁ PRZEKROJOWYCH I NOŚNOŚCI

	$N_d$ [kN]	$M_{d,x}$ [kNm]	$N_{d,min}$ [kN]	$N_{d,max}$ [kN]	$M_{Rd,x,min}$ [kNm]	$M_{Rd,x,max}$ [kNm]
Zestaw nr 1						
1(g)	707,48	9,48	-133,66	1413,57	-90,27	90,27
1(d)	718,09	9,62	-132,91	1412,73	-89,75	89,75

## 2.10 poz. 9.0 Wieńce żelbetowe

Na obrzeżach stropów, na ścianach konstrukcyjnych i ścianach równoległych do belek należy wykonać w poziomie stropu wieńce żelbetowe o wysokości nie mniejszej niż wysokość konstrukcyjna stropu i szerokości co najmniej 100 mm. Zbrojenie wieńców powinno składać się co najmniej z trzech prętów, zaleca się stosowanie czterech prętów o średnicy 12 mm ze stali klasy A-III N (BST500S). Strzemiona o średnicy 6 mm powinny być rozmieszczone co 250 mm. Zbrojenie wieńców należy wykonać tak, aby górne podłużne pręty wieńca znajdowały się około 30 mm poniżej górnej powierzchni stropu. Umożliwi to ułożenie zbrojenia podporowego i właściwe jego otulenie betonem. Wieńce należy betonować równocześnie z betonowaniem stropu, zwracając szczególną uwagę na staranne wypełnienie mieszaną betonową wszystkich przestrzeni, w tym – w przypadku wieńców opuszczonych – przestrzeni pod belkami stropowymi opuszczonych.

Zaprojektowano wieńce żelbetowe wylewaną na mokro z betonu C30/37, zbrojone prętami  $4 \phi 12$  ze stali A-III N (BST500S). Strzemiona  $\phi 6$  ze stali A-I St co 250 mm. Klasa ekspozycji XC4, XF1.

W-1 - 24/44 - wieńce na ścianach nie obciążonych stropem, zbrojenie  $4 \phi 12$ , strzemiona  $\phi 6$  co 25 cm.

W-1.1 - 24/44 - wieńce na ścianach nie obciążonych stropem, zbrojenie  $4 \phi 12$ , strzemiona  $\phi 6$  co 25 cm.

W-1.2 - 24/25 - wieńce na ścianach nie obciążonych stropem, zbrojenie  $4 \phi 12$ , strzemiona  $\phi 6$  co 25 cm.

W-2 - 17/24 - wieńce na ścianach obciążonych stropem jednostronnie, zbrojenie  $4 \phi 12$ , strzemiona  $\phi 6$  co 25 cm.

W-3 - 10/24 - wieńce na ścianach obciążonych stropem dwustronnie, zbrojenie  $4 \phi 12$ , strzemiona  $\phi 6$  co 25 cm.

W-4 - 24/27 - wieńce na ścianach łącznika nie obciążonych stropem, zbrojenie  $4 \phi 12$ , strzemiona  $\phi 6$  co 25 cm.

## 2.11 poz. 10.0 Ściany fundamentowe

Ściany fundamentowe do wys. 30 cm ponad poziom projektowanego terenu zaprojektowano jako murowane z blozków betonowych C20/25 gr. 24 cm na zaprawie cem.-wap. M10. Ściany zewnętrzne należy zakończyć wieńcem żelbetowym W-1 24 x 24 cm. Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S).

## 2.12 poz. 11.0 Ławy fundamentowe

### 2.12.1 Charakterystyka warunków gruntowo-wodnych.

Przypowierzchniową warstwę stanowi humus zbudowany z piasku drobnego. Jest to grunt nie przewidziany do wykorzystania jako podłoże budowlane. Poniżej gruntu przypowierzchniowego dominują grunty niespoiste, lokalnie zalegające na gruntach spoistych. Grunty niespoiste reprezentowane są przez piaski drobne, lokalnie na piaskach średnich i stwierdzono je w stanie zagęszczenia – średniozagęszczonym.

Grunty spoiste reprezentowane są przez gliny piaszczyste. Są to grunty plastyczne,

stwierdzone w stanie twardoplastycznym. Na podstawie wykonanych badań określono że gruntami pożytkiwaniymi w wyniku prowadzenia robót ziemnych będą grunty niespoiste, jeżeli wykop byłby większy niż 4,4 m również grunty spoiste. Grunty niespoiste generalnie są przydatne na potrzeby budownictwa i nie stwarzają problemów realizacyjnych. Grunty spoiste (gliny piaszczyste) stanowią generalnie korzystny materiał do celów budownictwa pod warunkiem że będą wykazywały się odpowiednią wielkością

stopnia plastyczności ( $I_p < 0,3$ ). Jednak z uwagi na swoje właściwości mogą okazać się problematyczne przy zawiłoceniu. Przy braku odpowiednich zabezpieczeń dna wykopu może dojść do ich uplastycznienia i pogorszenia parametrów wytrzymałościowych. Są to również grunty zaliczane do gruntów wysadziniowych.

Bardzo istotna jest ich odpowiednia ochrona w fazie realizacji inwestycji przed działaniem niekorzystnych czynników atmosferycznych (np. opady atmosferyczne, ujemne temperatury).

### 2.12.2 Kategoria geotechniczna

Kategorię geotechniczną określa się na podstawie normy (PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne Część 1. Zasady ogólne) oraz rozporządzenia (Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 roku w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych Dz.U. z 27 kwietnia 2012, poz. 463).

Na podstawie przeprowadzonych badań (występowanie prostych warunków gruntowych) należy przyjąć kategorię geotechniczną jako pierwszą (kategoria I). Projektant obiektu budowlanego w każdej chwili może zmienić kategorię geotechniczną.

Geotechniczna charakterystyka gruntów

**Grunty występujące w dokumentowanym podłożu wg PN-86/B-02480 zaliczono do organicznych oraz mineralnych rodzimych nieskalistych, niespoistych i spoistych. Występujące w podłożu grunty ujęto w cztery warstwy. Cechy fizyczno - mechaniczne ustalono dla wyodrębnionych warstw na podstawie wykonanych badań terenowych oraz zależności korelacyjnych podanych w PN-81/B-03020.**  
**WARSTWA I – zaliczono do niej humus zbudowany z piasków drobnych. Jest to grunt nie przewidziany do wykorzystania jako podłoże budowlane.**

**WARSTWA II** – zaliczono do niej piaski drobne, lokalnie z domieszkami humusu. Są to grunty niespoiste – średniozagęszczone o uśrednionej wartości  $I_p = 0,45$ .

**WARSTWA III** – zaliczono do niej piaski średnie na pograniczu piasku grubego. Są to grunty niespoiste – średniozagęszczone o uśrednionej wartości  $I_p = 0,50$ .

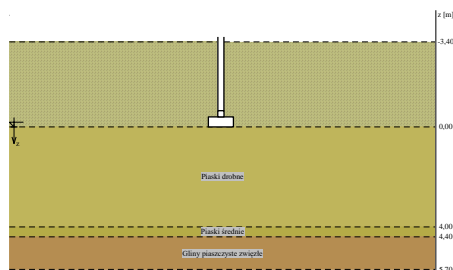
**WARSTWA IV** – zaliczono do niej glinę piaszczystą. Jest to grunt spoisty – twardoplastyczny o uśrednionej wartości stopnia plastyczności  $I_p = 0,05$ .

Ławy i stopy fundamentowe żelbetowe wylewane na mokro z betonu C30/37, (klasa ekspozycji XC4, XF1), zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). Wykopy należy prowadzić do głębokości 65,24 m n.p.m. tj. **warstwy II**. Przyjęto posadowienie ław fundamentowych na głębokości 3,40 m p.p.t. Bezpośrednio pod ławy wykonać podkład z chudego betonu C8/10 gr. 10 cm.

Przy wykonywaniu robót ziemnych przewidzieć należy igłofiltry w celu obniżenia zwierciadła wody gruntowej.

## OPIS PODŁOŻA

Szkic uwarstwienia podłoża:



Zestawienie warstw podłoża

N	nazwa gruntu	h [m]	nawodniona	$\rho_w^{(0)}$ [t/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{\text{min}}$	$\gamma_{\text{max}}$	$\phi_w^{(0)}$ [°]	$c_u^{(0)}$ [kPa]	$M_u$ [kPa]	$M$ [kPa]
1	Piaszki drobne	4,00	nie	1,65	0,90	1,10	27,15	0,00	56357	70446
2	Piaszki średnie	0,40	nie	1,70	0,90	1,10	29,70	0,00	94688	105208
3	Gliny piaszczyste zwięzłe	1,30	nie	2,15	0,90	1,10	21,72	42,24	68808	76446

**DANE MATERIAŁOWE**

Zasyпка:

Ciężar objętościowy: 20,0 kN/m<sup>3</sup>Współczynniki obciążenia:  $\gamma_{\text{f,min}} = 0,90$ ;  $\gamma_{\text{f,max}} = 1,20$ 

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C30/37 (B37)** →  $f_{\text{cd}} = 20,00$  MPa,  $f_{\text{ctd}} = 1,33$  MPa,  $E_{\text{cm}} = 32,0$  GPaCiężar objętościowy  $\rho = 24,0$  kN/m<sup>3</sup>Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16$  mmWspółczynniki obciążenia:  $\gamma_{\text{f,min}} = 0,90$ ;  $\gamma_{\text{f,max}} = 1,10$ 

Zbrojenie:

Klasa stali: **A-IIIIN (BST500S)** →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPaŚrednica prętów wzdłuż boku B  $\phi_B = 12$  mmMaksymalny rozstaw prętów  $\phi_L = 20,0$  cm

Otulinie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu  $c_{\text{nom}} = 85$  mmNominalna grubość otulenia na bocznych powierzchniach  $c_{\text{nom,b}} = 25$  mm**ZAŁOŻENIA**

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

- dla nośności pionowej  $m = 0,81$ - dla stateczności fundamentu na przesunięcie  $m = 0,72$ - dla stateczności na obrót  $m = 0,72$ Współczynnik tarcia gruntu o podstawę fundamentu:  $f = 0,50$ 

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50

Czas trwania robót: powyżej 1 roku ( $\lambda = 1,00$ )Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych  $N_k$   $N/N_k = 1,20$ **2.12.3 poz. 11.1 Ława fundamentowa F-1****zestawienie oddziaływań kN/m**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, niezbrojony, zagęszczony grub. 24 cm i szer. 3,80 m [24,0kN/m <sup>3</sup> *0,24m*3,80m]	21,89	1,10	24,08
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 18,10 m [19,000kN/m <sup>3</sup> *0,24m*18,10m]	82,54	1,10	90,79
3.	Obc. z poz. 5.0 [9,37kN/m <sup>3</sup> ]	28,11	1,20	33,73
4.	Obc. użytkowe [2,0kN/m <sup>2</sup> *6,20m*0,5*3]	18,60	1,40	26,04
5.	Obc. zmienne od ścianek [1,75kN/m <sup>2</sup> *6,20m*0,5*3]	16,27	1,20	19,52
6.	Obc. stałe [2,09kN/m <sup>2</sup> *6,20m*0,5*3]	19,44	1,30	25,27
7.	Ciężar płyt stropowych [2,90kN/m <sup>2</sup> *6,20m*0,5*3]	26,97	1,10	29,67
8.	Obc. z poz. 3.1 [70,84kN/m <sup>2</sup> *2,32m]	30,53	1,40	42,74
	<b>Σ:</b>	<b>244,35</b>	<b>1,19</b>	<b>291,85</b>

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława schodkowa** $B = 2,60$  m  $H = 0,55$  m  $w = 0,30$  m $B_g = 1,60$  m  $B_i = 0,50$  m $B_k = 0,24$  m  $e_B = 0,00$  m

Posadowienie fundamentu:

 $D = 4,20$  m  $D_{\text{min}} = 0,40$  mPoziom wody gruntowej w zasypce  $h_w = 0,40$  m

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T <sub>h</sub> [kN/m]	M <sub>h</sub> [kNm/m]	c [kPa]	Ac [kPa/m]
1	długoterwale	251,03	0,00	0,00	0,00	0,00

**WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Bk} = 482,3$  kN/mb $N_k = 378,4$  kN/mb  $< m \cdot Q_{Bk} = 0,81 \cdot 482,3$  kN/mb = 390,7 kN/mb (96,9%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Bk} = 174,0$  kN/mb $T_k = 0,0$  kN/mb  $< m \cdot Q_{Bk} = 0,72 \cdot 174,0$  kN/mb = 125,3 kN/mb (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający  $M_{oB,2} = 0,00$  kNm/mb, moment utrzymujący  $M_{uB,2} = 508,88$  kNm/mb $M_k = 0,00$  kNm/mb  $< m \cdot M_k = 0,72 \cdot 508,88$  kNm/mb = 366,4 kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Osiedzenie pierwotne  $s' = 0,47$  cm, wtórne  $s'' = 0,03$  cm, całkowite  $s = 0,50$  cm $s = 0,50$  cm  $< s_{\text{dop}} = 7,00$  cm (7,1%)

**OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**

Nośność na przebiecie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Siła przebijająca  $N_{sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 153,1 \text{ kN/mb}$ Nośność na przebiecie  $N_{Rd} = f_{ctd} \cdot b_m \cdot d = 612,0 \text{ kN/mb}$  $N_{sd} = 153,1 \text{ kN/mb} < N_{Rd} = 612,0 \text{ kN/mb} \text{ (25,0\%)}$ 

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne  $A_s = 9,05 \text{ cm}^2/\text{mb}$ Przyjęto  $\phi 12 \text{ mm}$  co  $12,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 9,42 \text{ cm}^2/\text{mb}$ **2.12.4 poz. 11.2 Ława fundamentowa F-2****zestawienie oddziaływań kN/m**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, niezbrojony, zagęszczony grub. 24 cm i szer.3,80 m [24,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·3,80m]	21,89	1,10	24,08
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer.12,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·12,30m]	56,09	1,10	61,70
3.	Obc. użytkowe [2,0kN/m <sup>2</sup> ·(6,23m+6,16m)*0,5*3]	37,17	1,40	52,04
4.	Obc.zmienne od ścianek [1,75kN/m <sup>2</sup> ·(6,30m+6,16m)*0,5*3]	32,52	1,20	39,02
5.	Obc.stale [2,09kN/m <sup>2</sup> ·(6,23m+6,16m)*0,5*3]	38,84	1,30	50,49
6.	Ciężar płyt stropowych [2,90kN/m <sup>2</sup> ·(6,23m+6,16m)*0,5*3]	53,77	1,10	59,15
7.	Obc. z poz. 3.1 [253,91kN/2,49m]	101,97	1,40	142,76
	$\Sigma$ :	<b>342,25</b>	1,25	<b>429,24</b>

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława schodkowa**

B = 2,40 m H = 0,55 m w = 0,30 m

B<sub>g</sub> = 1,20 m B<sub>l</sub> = 0,60 mB<sub>s</sub> = 0,24 m e<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 0,40 m D<sub>min</sub> = 0,40 mPoziom wody gruntowej w zasypce h<sub>w</sub> = 0,40 m

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T <sub>B</sub> [kN/m]	M <sub>B</sub> [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	429,24	0,00	0,00	0,00	0,00

**WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Rk} = 555,7 \text{ kN/mb}$  $N_k = 448,6 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{Rk} = 0,81 \cdot 555,7 \text{ kN/mb} = 450,1 \text{ kN/mb} \text{ (99,6\%)}$ 

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Rk} = 222,5 \text{ kN/mb}$  $T_k = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{Rk} = 0,72 \cdot 222,5 \text{ kN/mb} = 160,2 \text{ kN/mb} \text{ (0,0\%)}$ 

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający  $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$ , moment utrzymujący  $M_{uB,2} = 533,95 \text{ kNm/mb}$  $M_k = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 533,9 \text{ kNm/mb} = 384,4 \text{ kNm/mb} \text{ (0,0\%)}$ 

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Osiedlenie pierwotne  $s' = 0,64 \text{ cm}$ , wtórne  $s'' = 0,03 \text{ cm}$ , całkowite  $s = 0,67 \text{ cm}$  $s = 0,67 \text{ cm} < s_{dop} = 7,00 \text{ cm} \text{ (9,6\%)}$ **OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**

Nośność na przebiecie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Siła przebijająca  $N_{sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 73,1 \text{ kN/mb}$ Nośność na przebiecie  $N_{Rd} = f_{ctd} \cdot b_m \cdot d = 278,7 \text{ kN/mb}$  $N_{sd} = 73,1 \text{ kN/mb} < N_{Rd} = 278,7 \text{ kN/mb} \text{ (26,2\%)}$ 

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne  $A_s = 6,71 \text{ cm}^2/\text{mb}$ Przyjęto  $\phi 12 \text{ mm}$  co  $16,5 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$ **2.12.5 Poz. 11.2.1 Ława fundamentowa F-2.1****zestawienie oddziaływań kN/m**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, niezbrojony, zagęszczony grub. 24 cm i szer.3,80 m [24,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·3,80m]	21,89	1,10	24,08
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer.12,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·12,30m]	56,09	1,10	61,70
3.	Obc. użytkowe [2,0kN/m <sup>2</sup> ·(6,23m+6,16m)*0,5*3]	37,17	1,40	52,04
4.	Obc.zmienne od ścianek [1,75kN/m <sup>2</sup> ·(6,30m+6,16m)*0,5*3]	32,52	1,20	39,02
5.	Obc.stale [2,09kN/m <sup>2</sup> ·(6,23m+6,16m)*0,5*3]	38,84	1,30	50,49
6.	Ciężar płyt stropowych [2,90kN/m <sup>2</sup> ·(6,23m+6,16m)*0,5*3]	53,77	1,10	59,15
7.	Obc. z poz. 3.1 [253,91kN/2,49m]	101,97	1,40	142,76
8.	Obc. z poz. 7.4 [65,43kN/2,49]	26,28	1,20	31,54
9.	Obc. z poz. 1.3 [10,18kN/0,8m [12,720kN/m]	12,72	1,20	15,26
	$\Sigma$ :	<b>381,25</b>	1,25	<b>476,04</b>

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława schodkowa**

B = 2,60 m H = 0,55 m w = 0,30 m

B<sub>g</sub> = 1,40 m B<sub>l</sub> = 0,60 mB<sub>s</sub> = 0,24 m e<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 0,40 m D<sub>min</sub> = 0,40 mPoziom wody gruntowej w zasypce h<sub>w</sub> = 0,40 m

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T <sub>h</sub> [kN/m]	M <sub>h</sub> [kNm/m]	c [kPa]	Δc [kPa/m]
1	długoterwale	476,04	0,00	0,00	0,00	0,00

**WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RN</sub> = 649,2 kN/mbN<sub>i</sub> = 497,4 kN/mb < m·Q<sub>RN</sub> = 0,81·649,2 kN/mb = 525,8 kN/mb (94,6%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RT</sub> = 246,7 kN/mbT<sub>i</sub> = 0,0 kN/mb < m·Q<sub>RT</sub> = 0,72·246,7 kN/mb = 177,6 kN/mb (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający M<sub>oB,2</sub> = 0,00 kNm/mb, moment utrzymujący M<sub>uB,2</sub> = 641,45 kNm/mbM<sub>s</sub> = 0,00 kNm/mb < m·M<sub>s</sub> = 0,72·641,5 kNm/mb = 461,8 kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne s' = 0,70 cm, wtórne s'' = 0,03 cm, całkowite s = 0,73 cm

s = 0,73 cm < s<sub>dop</sub> = 7,00 cm (10,4%)**OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**

Nośność na przebiecie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Siła przebijająca N<sub>Sd</sub> = (g+q)<sub>max</sub>·A = 74,8 kN/mbNośność na przebiecie N<sub>Rd</sub> = f<sub>cd</sub>·b<sub>m</sub>·d = 278,7 kN/mbN<sub>Sd</sub> = 74,8 kN/mb < N<sub>Rd</sub> = 278,7 kN/mb (26,8%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne A<sub>s</sub> = 8,15 cm<sup>2</sup>/mbPrzyjęto **φ12 mm co 13,5 cm** o A<sub>s</sub> = 8,38 cm<sup>2</sup>/mb**2.12.6 poz. 11.3 Ława fundamentowa F-3, F-3.1****zestawienie oddziaływań kN/m**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ <sub>f</sub>	Obc. obl. kN/m
1.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, niezbrojony, zagęszczony grub. 24 cm i szer.3,80 m [24,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·3,80m]	21,89	1,10	24,08
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer.12,30 m [19,000kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·12,30m]	56,09	1,10	61,70
3.	Obc. z poz. 5.0 [9,37kN/m <sup>2</sup> ·3]	28,11	1,20	33,73
4.	Obc. z poz. 3.2 [233,8kN/m <sup>2</sup> ·2,49m]	93,90	1,40	131,46
	Σ:	<b>199,99</b>	1,25	<b>250,97</b>

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława schodkowa**

B = 1,85 m H = 0,40 m w = 0,20 m

B<sub>g</sub> = 0,65 m B<sub>i</sub> = 0,60 mB<sub>s</sub> = 0,24 m e<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 0,40 m D<sub>min</sub> = 0,40 mPoziom wody gruntowej w zasypce h<sub>w</sub> = 0,40 m

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T <sub>h</sub> [kN/m]	M <sub>h</sub> [kNm/m]	c [kPa]	Δc [kPa/m]
1	długoterwale	250,97	0,00	0,00	0,00	0,00

**WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RN</sub> = 336,2 kN/mbN<sub>i</sub> = 261,7 kN/mb < m·Q<sub>RN</sub> = 0,81·336,2 kN/mb = 272,3 kN/mb (96,1%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RT</sub> = 129,8 kN/mbT<sub>i</sub> = 0,0 kN/mb < m·Q<sub>RT</sub> = 0,72·129,8 kN/mb = 93,4 kN/mb (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający M<sub>oB,2</sub> = 0,00 kNm/mb, moment utrzymujący M<sub>uB,2</sub> = 240,09 kNm/mbM<sub>s</sub> = 0,00 kNm/mb < m·M<sub>s</sub> = 0,72·240,1 kNm/mb = 172,9 kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne s' = 0,36 cm, wtórne s'' = 0,02 cm, całkowite s = 0,38 cm

s = 0,38 cm < s<sub>dop</sub> = 7,00 cm (5,4%)**OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**

Nośność na przebiecie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Siła przebijająca N<sub>Sd</sub> = (g+q)<sub>max</sub>·A = 69,5 kN/mbNośność na przebiecie N<sub>Rd</sub> = f<sub>cd</sub>·b<sub>m</sub>·d = 145,3 kN/mbN<sub>Sd</sub> = 69,5 kN/mb < N<sub>Rd</sub> = 145,3 kN/mb (47,8%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne A<sub>s</sub> = 6,18 cm<sup>2</sup>/mbPrzyjęto **φ12 mm co 18,0 cm** o A<sub>s</sub> = 6,28 cm<sup>2</sup>/mb**2.12.7 poz. 11.4 Ława fundamentowa F-4**

## zestawienie oddziaływań kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, niezbrojony, zagęszczony grub. 24 cm i szer.3,80 m [24,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·3,80m]	21,89	1,10	24,08
Σ:		21,89	1,10	24,08

## GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława schodkowa**  
 B = 0,60 m H = 0,40 m w = 0,20 m  
 B<sub>g</sub> = 0,25 m B<sub>l</sub> = 0,17 m  
 B<sub>s</sub> = 0,24 m e<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 0,40 m D<sub>min</sub> = 0,40 mPoziom wody gruntowej w zasypce h<sub>w</sub> = 0,40 m

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T <sub>B</sub> [kN/m]	M <sub>B</sub> [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	24,08	0,00	0,00	0,00	0,00

## WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RN</sub> = 54,7 kN/mbN<sub>r</sub> = 27,6 kN/mb < m·Q<sub>RN</sub> = 0,81·54,7 kN/mb = 44,3 kN/mb (62,3%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RT</sub> = 13,4 kN/mbT<sub>r</sub> = 0,0 kN/mb < m·Q<sub>RT</sub> = 0,72·13,4 kN/mb = 9,7 kN/mb (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający M<sub>oB,2</sub> = 0,00 kNm/mb, moment utrzymujący M<sub>uB,2</sub> = 8,07 kNm/mbM<sub>o</sub> = 0,00 kNm/mb < m·M<sub>u</sub> = 0,72·8,1 kNm/mb = 5,8 kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne s' = 0,03 cm, wtórne s'' = 0,01 cm, całkowite s = 0,04 cm

s = 0,04 cm < s<sub>dop</sub> = 7,00 cm (0,5%)

## OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Siła przebijająca N<sub>Sd</sub> = (g+q)<sub>max</sub>·A = 3,0 kN/mbNośność na przebicie N<sub>Rd</sub> = f<sub>ctd</sub>·b<sub>m</sub>·d = 145,3 kN/mbN<sub>Sd</sub> = 3,0 kN/mb < N<sub>Rd</sub> = 145,3 kN/mb (2,1%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne A<sub>s</sub> = 0,17 cm<sup>2</sup>/mbPrzyjęto konstrukcyjnie **φ12 mm co 20,0 cm** o A<sub>s</sub> = 5,65 cm<sup>2</sup>/mb

2.12.8 poz. 11.5 Ława fundamentowa F-5

## zestawienie oddziaływań kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, niezbrojony, zagęszczony grub. 24 cm i szer.3,80 m [24,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·3,80m]	21,89	1,10	24,08
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer.12,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·12,30m]	56,09	1,10	61,70
Σ:		77,98	1,10	85,78

## GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława schodkowa**  
 B = 1,00 m H = 0,55 m w = 0,30 m  
 B<sub>g</sub> = 0,40 m B<sub>l</sub> = 0,30 m  
 B<sub>s</sub> = 0,24 m e<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 0,40 m D<sub>min</sub> = 0,40 mPoziom wody gruntowej w zasypce h<sub>w</sub> = 0,40 m

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T <sub>B</sub> [kN/m]	M <sub>B</sub> [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	85,78	0,00	0,00	0,00	0,00

## WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RN</sub> = 119,8 kN/mbN<sub>r</sub> = 93,4 kN/mb < m·Q<sub>RN</sub> = 0,81·119,8 kN/mb = 97,1 kN/mb (96,2%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RT</sub> = 46,0 kN/mbT<sub>r</sub> = 0,0 kN/mb < m·Q<sub>RT</sub> = 0,72·46,0 kN/mb = 33,1 kN/mb (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający M<sub>oB,2</sub> = 0,00 kNm/mb, moment utrzymujący M<sub>uB,2</sub> = 45,98 kNm/mbM<sub>o</sub> = 0,00 kNm/mb < m·M<sub>u</sub> = 0,72·46,0 kNm/mb = 33,1 kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne s' = 0,12 cm, wtórne s'' = 0,01 cm, całkowite s = 0,13 cm

s = 0,13 cm < s<sub>dop</sub> = 7,00 cm (1,9%)

## OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002



Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Siła przebijająca  $N_{sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 8,5 \text{ kN/mb}$

Nośność na przebicie  $N_{Rd} = f_{cd} \cdot b_m \cdot d = 278,7 \text{ kN/mb}$

$N_{sd} = 8,5 \text{ kN/mb} < N_{Rd} = 278,7 \text{ kN/mb} \quad (3,1\%)$

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 0,53 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Przyjęto konstrukcyjnie  $\phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

**2.12.9      poz. 11.6 Ława fundamentowa F-6**

**zestawienie oddziaływań kN/m**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, niezbrojony, zagęszczony grub. 24 cm i szer. 3,80 m [24,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·3,80m]	21,89	1,10	24,08
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 18,10 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·18,10m]	82,54	1,10	90,79
3.	Obc. z poz. 5.7 [106,13kN/m <sup>3</sup> ·3]	318,39	1,30	413,91
4.	Obc. z poz. 1.5 [7,28kN/0,90m]	8,09	1,20	9,71
	<b>Σ:</b>	<b>430,91</b>	<b>1,25</b>	<b>538,49</b>

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława schodkowa**

B = 3,40 m    H = 0,55 m    w = 0,30 m

B<sub>g</sub> = 2,20 m    B<sub>i</sub> = 0,60 m

B<sub>s</sub> = 0,24 m    e<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 4,20 m    D<sub>min</sub> = 0,40 m

Poziom wody gruntowej w zasypce h<sub>w</sub> = 0,40 m

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T <sub>g</sub> [kN/m]	M <sub>g</sub> [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	538,49	0,00	0,00	0,00	0,00

**WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Rk} = 889,5 \text{ kN/mb}$

$N_k = 708,6 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{Rk} = 0,81 \cdot 889,5 \text{ kN/mb} = 720,5 \text{ kN/mb} \quad (98,4\%)$

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Rk} = 334,0 \text{ kN/mb}$

$T_k = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{Rk} = 0,72 \cdot 334,0 \text{ kN/mb} = 240,5 \text{ kN/mb} \quad (0,0\%)$

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający  $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$ , moment utrzymujący  $M_{uB,2} = 1232,30 \text{ kNm/mb}$

$M_k = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 1232,3 \text{ kNm/mb} = 887,3 \text{ kNm/mb} \quad (0,0\%)$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne  $s' = 0,95 \text{ cm}$ , wtórne  $s'' = 0,04 \text{ cm}$ , całkowite  $s = 0,99 \text{ cm}$

$s = 0,99 \text{ cm} < s_{dop} = 7,00 \text{ cm} \quad (14,2\%)$

**OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Siła przebijająca  $N_{sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 309,8 \text{ kN/mb}$

Nośność na przebicie  $N_{Rd} = f_{cd} \cdot b_m \cdot d = 606,7 \text{ kN/mb}$

$N_{sd} = 309,8 \text{ kN/mb} < N_{Rd} = 606,7 \text{ kN/mb} \quad (51,1\%)$

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 20,90 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Przyjęto  $\phi 20 \text{ mm co } 15,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 20,94 \text{ cm}^2/\text{mb}$

**2.12.10      poz. 11.6.1 Ława fundamentowa F-6.1**

**zestawienie oddziaływań kN/m**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, niezbrojony, zagęszczony grub. 24 cm i szer. 3,80 m [24,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·3,80m]	21,89	1,10	24,08
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 16,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·16,30m]	74,33	1,10	81,76
3.	Obc. z poz. 5.7 [106,13kN/m <sup>3</sup> ·3]	318,39	1,30	413,91
	<b>Σ:</b>	<b>414,61</b>	<b>1,25</b>	<b>519,75</b>

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława schodkowa**

B = 2,70 m    H = 0,55 m    w = 0,30 m

B<sub>g</sub> = 1,50 m    B<sub>i</sub> = 0,60 m

B<sub>s</sub> = 0,24 m    e<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 0,40 m    D<sub>min</sub> = 0,40 m

Poziom wody gruntowej w zasypce h<sub>w</sub> = 0,40 m

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T <sub>g</sub> [kN/m]	M <sub>g</sub> [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	519,75	0,00	0,00	0,00	0,00

**WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Nk} = 698,6 \text{ kN/mb}$   
 $N_k = 542,1 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{Nk} = 0,81 \cdot 698,6 \text{ kN/mb} = 565,9 \text{ kN/mb}$  (95,8%)  
 Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:  
 Decyduje: **kombinacja nr 1**  
 Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**  
 Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Tt} = 269,0 \text{ kN/mb}$   
 $T_k = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{Tt} = 0,72 \cdot 269,0 \text{ kN/mb} = 193,7 \text{ kN/mb}$  (0,0%)  
 Stateczność fundamentu na obrót:  
 Decyduje: **kombinacja nr 1**  
 Decyduje moment wywracający  $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$ , moment utrzymujący  $M_{uB,2} = 726,26 \text{ kNm/mb}$   
 $M_k = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 726,3 \text{ kNm/mb} = 522,9 \text{ kNm/mb}$  (0,0%)  
 Osiadanie:  
 Decyduje: **kombinacja nr 1**  
 Osiadanie pierwotne  $s' = 0,76 \text{ cm}$ , wtórne  $s'' = 0,03 \text{ cm}$ , całkowite  $s = 0,79 \text{ cm}$   
 $s = 0,79 \text{ cm} < s_{dop} = 7,00 \text{ cm}$  (11,3%)

#### OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebiecie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**  
 Siła przebijająca  $N_{sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 78,5 \text{ kN/mb}$   
 Nośność na przebiecie  $N_{Rd} = f_{cd} \cdot b_m \cdot d = 278,7 \text{ kN/mb}$   
 $N_{sd} = 78,5 \text{ kN/mb} < N_{Rd} = 278,7 \text{ kN/mb}$  (28,2%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**  
 Zbrojenie potrzebne  $A_s = 9,27 \text{ cm}^2/\text{mb}$   
 Przyjęto  $\phi 12 \text{ mm}$  co  $12,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 9,42 \text{ cm}^2/\text{mb}$

#### 2.12.11 poz. 11.7 Ława fundamentowa F-7

##### zestawienie oddziaływań kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, niezbrojony, zagęszczony grub. 24 cm i szer. 3,80 m [24,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·3,80m]	21,89	1,10	24,08
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 18,10 m [19,000kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·18,10m]	82,54	1,10	90,79
3.	Obc. użytkowe [2,0kN/m <sup>2</sup> ·7,80m·0,5·3]	23,40	1,40	32,76
4.	Obc. zmienne od ścianek [1,75kN/m <sup>2</sup> ·7,80m·0,5·3]	20,48	1,20	24,58
5.	Obc. stałe [2,09kN/m <sup>2</sup> ·7,80m·0,5·3]	24,45	1,30	31,79
6.	Ciążar płyt stropowych [2,90kN/m <sup>2</sup> ·7,80m·0,5·3]	33,93	1,10	37,32
7.	Obc. z poz. 1.5 [7,28kN/0,90m]	8,09	1,20	9,71
	<b>Σ:</b>	<b>214,78</b>	<b>1,17</b>	<b>251,03</b>

#### GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława schodkowa**  
 $B = 2,60 \text{ m}$   $H = 0,55 \text{ m}$   $w = 0,30 \text{ m}$   
 $B_g = 1,40 \text{ m}$   $B_f = 0,60 \text{ m}$   
 $B_s = 0,24 \text{ m}$   $e_B = 0,00 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

$D = 4,20 \text{ m}$   $D_{min} = 0,40 \text{ m}$

Poziom wody gruntowej w zasypce  $h_w = 0,40 \text{ m}$

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	$N$ [kN/m]	$T_x$ [kN/m]	$M_k$ [kNm/m]	$c$ [kPa]	$\Delta c$ [kPa/m]
1	długotrwale	251,03	0,00	0,00	0,00	0,00

#### WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**  
 Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**  
 Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Nk} = 481,5 \text{ kN/mb}$   
 $N_k = 377,9 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{Nk} = 0,81 \cdot 481,5 \text{ kN/mb} = 390,0 \text{ kN/mb}$  (96,9%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**  
 Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**  
 Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Tt} = 173,8 \text{ kN/mb}$   
 $T_k = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{Tt} = 0,72 \cdot 173,8 \text{ kN/mb} = 125,1 \text{ kN/mb}$  (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**  
 Decyduje moment wywracający  $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$ , moment utrzymujący  $M_{uB,2} = 508,49 \text{ kNm/mb}$   
 $M_k = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 508,5 \text{ kNm/mb} = 366,1 \text{ kNm/mb}$  (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**  
 Osiadanie pierwotne  $s' = 0,47 \text{ cm}$ , wtórne  $s'' = 0,03 \text{ cm}$ , całkowite  $s = 0,50 \text{ cm}$   
 $s = 0,50 \text{ cm} < s_{dop} = 7,00 \text{ cm}$  (7,1%)

#### OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebiecie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**  
 Siła przebijająca  $N_{sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 83,1 \text{ kN/mb}$   
 Nośność na przebiecie  $N_{Rd} = f_{cd} \cdot b_m \cdot d = 278,7 \text{ kN/mb}$   
 $N_{sd} = 83,1 \text{ kN/mb} < N_{Rd} = 278,7 \text{ kN/mb}$  (29,8%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**  
 Zbrojenie potrzebne  $A_s = 9,05 \text{ cm}^2/\text{mb}$   
 Przyjęto  $\phi 12 \text{ mm}$  co  $12,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 9,42 \text{ cm}^2/\text{mb}$

#### 2.12.12 poz. 11.8 Ława fundamentowa F-8

##### zestawienie oddziaływań kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, niezbrojony, zagęszczony grub. 24 cm i szer. 3,80 m [24,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·3,80m]	21,89	1,10	24,08
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 18,10 m [19,000kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·18,10m]	82,54	1,10	90,79
3.	Obc. użytkowe [2,0kN/m <sup>2</sup> ·4,38m·0,5·3]	13,14	1,40	18,40

4.	Obc.zmienne od ścianek [1,75kN/m <sup>2</sup> *4,38m*0,5*3]	11,50	1,20	13,80
5.	Obc.stale [2,09kN/m <sup>2</sup> *4,38m*0,5*3]	13,73	1,30	17,85
6.	Ciężar płyt stropowych [2,90kN/m <sup>2</sup> *4,38m*0,5*3]	19,05	1,10	20,96
7.	Obc. z poz. 1.5 [7,28kN/0,90m]	8,09	1,20	9,71
	Σ:	<b>169,94</b>	1,15	<b>195,58</b>

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława schodkowa**  
 B = 2,40 m H = 0,55 m w = 0,30 m  
 B<sub>g</sub> = 1,20 m B<sub>t</sub> = 0,60 m  
 B<sub>s</sub> = 0,24 m e<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 4,20 m D<sub>min</sub> = 0,40 mPoziom wody gruntowej w zasypce h<sub>w</sub> = 0,40 m

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T <sub>B</sub> [kN/m]	M <sub>B</sub> [kNm/m]	e [kPa]	Ac [kPa·m]
1	długotrwały	195,58	0,00	0,00	0,00	0,00

**WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RN</sub> = 397,7 kN/mbN<sub>r</sub> = 311,7 kN/mb < m·Q<sub>RN</sub> = 0,81·397,7 kN/mb = 322,1 kN/mb (96,8%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RT</sub> = 141,9 kN/mbT<sub>r</sub> = 0,0 kN/mb < m·Q<sub>RT</sub> = 0,72·141,9 kN/mb = 102,2 kN/mb (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający M<sub>oB,2</sub> = 0,00 kNm/mb, moment utrzymujący M<sub>uB,2</sub> = 388,94 kNm/mbM<sub>g</sub> = 0,00 kNm/mb < m·M<sub>u</sub> = 0,72·388,9 kNm/mb = 280,0 kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne s' = 0,39 cm, wtórne s'' = 0,03 cm, całkowite s = 0,42 cm

s = 0,42 cm < s<sub>dop</sub> = 7,00 cm (6,0%)**OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**

Nośność na przebiecie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Siła przebijająca N<sub>sd</sub> = (g+q)<sub>max</sub>·A = 77,0 kN/mbNośność na przebiecie N<sub>Rd</sub> = f<sub>ctd</sub>·b<sub>m</sub>·d = 278,7 kN/mbN<sub>sd</sub> = 77,0 kN/mb < N<sub>Rd</sub> = 278,7 kN/mb (27,6%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne A<sub>s</sub> = 7,07 cm<sup>2</sup>/mbPrzyjęto **φ12 mm co 16,0 cm** o A<sub>s</sub> = 7,07 cm<sup>2</sup>/mb**2.12.13 poz. 11.9 Ława fundamentowa F-9****zestawienie oddziaływań kN/m**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ <sub>f</sub>	Obc. obl. kN/m
1.	Beton zwykły na kruszycie kamiennym, niezbrojony, zagęszczony grub. 24 cm i szer.3,80 m [24,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·3,80m]	21,89	1,10	24,08
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer.12,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·12,30m]	56,09	1,10	61,70
3.	Obc. użytkowe [2,0kN/m <sup>2</sup> *(4,38m+1,84m)*0,5*3]	18,66	1,40	26,12
4.	Obc.zmienne od ścianek [1,75kN/m <sup>2</sup> *(4,38m+1,84m)*0,5*3]	16,33	1,20	19,60
5.	Obc.stale [2,09kN/m <sup>2</sup> *(4,38m+1,84m)*0,5*3]	19,50	1,30	25,35
6.	Ciężar płyt stropowych [2,90kN/m <sup>2</sup> *(4,38m+1,84m)*0,5*3]	27,06	1,10	29,77
	Σ:	<b>159,53</b>	1,17	<b>186,61</b>

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława schodkowa**  
 B = 1,55 m H = 0,55 m w = 0,30 m  
 B<sub>g</sub> = 0,40 m B<sub>t</sub> = 0,57 m  
 B<sub>s</sub> = 0,24 m e<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 0,40 m D<sub>min</sub> = 0,40 mPoziom wody gruntowej w zasypce h<sub>w</sub> = 0,40 m

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T <sub>B</sub> [kN/m]	M <sub>B</sub> [kNm/m]	e [kPa]	Ac [kPa·m]
1	długotrwały	186,61	0,00	0,00	0,00	0,00

**WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RN</sub> = 246,8 kN/mbN<sub>r</sub> = 197,5 kN/mb < m·Q<sub>RN</sub> = 0,81·246,8 kN/mb = 199,9 kN/mb (98,8%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RT</sub> = 97,7 kN/mbT<sub>r</sub> = 0,0 kN/mb < m·Q<sub>RT</sub> = 0,72·97,7 kN/mb = 70,3 kN/mb (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający M<sub>oB,2</sub> = 0,00 kNm/mb, moment utrzymujący M<sub>uB,2</sub> = 151,44 kNm/mbM<sub>g</sub> = 0,00 kNm/mb < m·M<sub>u</sub> = 0,72·151,4 kNm/mb = 109,0 kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne s' = 0,26 cm, wtórne s'' = 0,02 cm, całkowite s = 0,27 cm

$$s = 0,27 \text{ cm} < s_{dop} = 7,00 \text{ cm} \quad (3,9\%)$$

**OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**

Nośność na przebiecie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Siła przebijająca  $N_{sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 46,6 \text{ kN/mb}$ Nośność na przebiecie  $N_{Rd} = f_{ctd} \cdot b_m \cdot d = 278,7 \text{ kN/mb}$  $N_{sd} = 46,6 \text{ kN/mb} < N_{Rd} = 278,7 \text{ kN/mb} \quad (16,7\%)$ 

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,67 \text{ cm}^2/\text{mb}$ Przyjęto konstrukcyjnie **Ø12 mm co 20,0 cm** o  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$ **2.12.14**      **poz. 11.10 Ława fundamentowa F-10****zestawienie oddziaływań kN/m**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, niezbrojony, zagęszczony grub. 24 cm i szer.3,80 m [24,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·3,80m]	21,89	1,10	24,08
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer.12,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·12,30m]	56,09	1,10	61,70
3.	Obc. użytkowe [2,0kN/m <sup>2</sup> ·(7,80m+3,16m)·0,5·3]	32,88	1,40	46,03
4.	Obc.zmienne od ścianek [1,75kN/m <sup>2</sup> ·(7,80m+3,16m)·0,5·3]	28,77	1,20	34,52
5.	Obc.stale [2,09kN/m <sup>2</sup> ·(7,80m+3,16m)·0,5·3]	34,36	1,30	44,67
6.	Ciężar płyt stropowych [2,90kN/m <sup>2</sup> ·(7,60m+3,16m)·0,5·3]	47,68	1,10	52,45
7.	Obc. z poz. 2.1 i 2.2 [(11,18kN/m+13,58kN/m)·(2,44m+3,0m)·0,5]	67,35	1,19	80,15
8.	Ciężar wieńca [0,44m·0,24m·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	2,64	1,10	2,90
	Σ:	<b>291,66</b>	1,19	<b>346,50</b>

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława schodkowa**

B = 2,15 m    H = 0,55 m    w = 0,30 m

B<sub>g</sub> = 0,95 m    B<sub>i</sub> = 0,60 mB<sub>s</sub> = 0,24 m    e<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 0,40 m    D<sub>min</sub> = 0,40 mPoziom wody gruntowej w zasypce h<sub>w</sub> = 0,40 m

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T <sub>h</sub> [kN/m]	M <sub>h</sub> [kNm/m]	ε [kPa]	Δε [kPa/m]
1	długotrwałe	346,50	0,00	0,00	0,00	0,00

**WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Nk} = 449,1 \text{ kN/mb}$  $N_k = 363,3 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{Nk} = 0,81 \cdot 449,1 \text{ kN/mb} = 363,8 \text{ kN/mb} \quad (99,9\%)$ 

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Tt} = 180,1 \text{ kN/mb}$  $T_k = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{Tt} = 0,72 \cdot 180,1 \text{ kN/mb} = 129,6 \text{ kN/mb} \quad (0,0\%)$ 

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający  $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$ , moment utrzymujący  $M_{uB,2} = 387,14 \text{ kNm/mb}$  $M_k = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_k = 0,72 \cdot 387,1 \text{ kNm/mb} = 278,7 \text{ kNm/mb} \quad (0,0\%)$ 

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Osiadanie pierwotne  $s' = 0,48 \text{ cm}$ , wtórne  $s'' = 0,03 \text{ cm}$ , całkowite  $s = 0,50 \text{ cm}$  $s = 0,50 \text{ cm} < s_{dop} = 7,00 \text{ cm} \quad (7,2\%)$ **OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**

Nośność na przebiecie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Siła przebijająca  $N_{sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 66,1 \text{ kN/mb}$ Nośność na przebiecie  $N_{Rd} = f_{ctd} \cdot b_m \cdot d = 278,7 \text{ kN/mb}$  $N_{sd} = 66,1 \text{ kN/mb} < N_{Rd} = 278,7 \text{ kN/mb} \quad (23,7\%)$ 

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne  $A_s = 4,78 \text{ cm}^2/\text{mb}$ Przyjęto konstrukcyjnie **Ø12 mm co 20,0 cm** o  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$ **2.12.15**      **poz. 11.11 Ława fundamentowa F-11****zestawienie oddziaływań kN/m**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, niezbrojony, zagęszczony grub. 24 cm i szer.3,80 m [24,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·3,80m]	21,89	1,10	24,08
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer.12,20 m [19,000kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·12,20m]	55,63	1,10	61,19
3.	Obc. z poz. 5.7 [106,13kN/m <sup>3</sup> ] [318,390kN/m]	318,39	1,30	413,91
4.	Obc. użytkowe [2,50kN/m <sup>2</sup> ·4,30m·0,5·3]	16,13	1,30	20,97
5.	Obc.stale [2,09kN/m <sup>2</sup> ·4,30m·0,5·3]	13,48	1,30	17,52
6.	Ciężar płyt stropowych [2,90kN/m <sup>2</sup> ·4,30m·0,5·3]	17,35	1,10	19,09
7.	Ciężar wieńca [0,44m·0,24m·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	2,64	1,10	2,90
	Σ:	<b>445,51</b>	1,26	<b>559,66</b>

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława schodkowa**

B = 2,75 m    H = 0,55 m    w = 0,30 m

B<sub>g</sub> = 1,55 m    B<sub>i</sub> = 0,60 mB<sub>s</sub> = 0,24 m    e<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 0,40 m D<sub>min</sub> = 0,40 mPoziom wody gruntowej w zasypce h<sub>w</sub> = 0,40 m

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T <sub>x</sub> [kN/m]	M <sub>0</sub> [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	559,66	0,00	0,00	0,00	0,00

**WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RN</sub> = 724,0 kN/mbN<sub>r</sub> = 582,6 kN/mb < m·Q<sub>RN</sub> = 0,81·724,0 kN/mb = 586,5 kN/mb (99,3%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RT</sub> = 289,1 kN/mbT<sub>r</sub> = 0,0 kN/mb < m·Q<sub>RT</sub> = 0,72·289,1 kN/mb = 208,2 kN/mb (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający M<sub>oB,2</sub> = 0,00 kNm/mb, moment utrzymujący M<sub>uB,2</sub> = 795,16 kNm/mbM<sub>s</sub> = 0,00 kNm/mb < m·M<sub>s</sub> = 0,72·795,2 kNm/mb = 572,5 kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne s' = 0,81 cm, wtórne s'' = 0,03 cm, całkowite s = 0,85 cm

s = 0,85 cm < s<sub>dop</sub> = 7,00 cm (12,1%)**OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**

Nośność na przebiecie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Siła przebijająca N<sub>Sd</sub> = (g+q)<sub>max</sub>·A = 82,8 kN/mbNośność na przebiecie N<sub>Rd</sub> = f<sub>cd</sub>·b<sub>m</sub>·d = 278,7 kN/mbN<sub>Sd</sub> = 82,8 kN/mb < N<sub>Rd</sub> = 278,7 kN/mb (29,7%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne A<sub>s</sub> = 10,17 cm<sup>2</sup>/mbPrzyjęto **φ12 mm co 11,0 cm** o A<sub>s</sub> = 10,28 cm<sup>2</sup>/mb

2.12.16 poz. 11.12 Ława fundamentowa F-12

**zestawienie oddziaływań kN/m**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ <sub>f</sub>	Obc. obl. kN/m
1.	Beton zwykły na kruszycie kamiennym, niezbrojony, zagęszczony grub. 24 cm i szer.3,80 m [24,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·3,80m]	21,89	1,10	24,08
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer.18,10 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·18,10m]	82,54	1,10	90,79
3.	Obc. użytkowe [2,50kN/m <sup>2</sup> ·3,0m·0,5·3]	11,25	1,30	14,63
4.	Obc.zmienne od ścianek [1,75kN/m <sup>2</sup> ·4,30m·0,5·3]	11,29	1,20	13,55
5.	Obc.stałe [2,09kN/m <sup>2</sup> ·3,0m·0,5·3]	9,40	1,30	12,22
6.	Ciężar płyt stropowych [2,90kN/m <sup>2</sup> ·3,0m·0,5·3] [12,110kN/m]	12,11	1,10	13,32
7.	Obc. z poz. 2.1 i 2.2 [(11,18kN/m+13,58kN/m)·(5,80m+3,0m)·0,5]	108,94	1,19	129,64
8.	Ciężar wieńca [0,44m <sup>3</sup> ·0,24m <sup>2</sup> ·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	2,64	1,10	2,90
	Σ:	<b>260,06</b>	1,16	<b>301,13</b>

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława schodkowa**

B = 2,00 m H = 0,55 m w = 0,30 m

B<sub>s</sub> = 0,80 m B<sub>i</sub> = 0,60 mB<sub>s</sub> = 0,24 m e<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 0,40 m D<sub>min</sub> = 0,40 mPoziom wody gruntowej w zasypce h<sub>w</sub> = 0,40 m

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T <sub>x</sub> [kN/m]	M <sub>0</sub> [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	301,13	0,00	0,00	0,00	0,00

**WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RN</sub> = 390,6 kN/mbN<sub>r</sub> = 316,4 kN/mb < m·Q<sub>RN</sub> = 0,81·390,6 kN/mb = 316,4 kN/mb (100,0%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RT</sub> = 156,8 kN/mbT<sub>r</sub> = 0,0 kN/mb < m·Q<sub>RT</sub> = 0,72·156,8 kN/mb = 112,9 kN/mb (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający M<sub>oB,2</sub> = 0,00 kNm/mb, moment utrzymujący M<sub>uB,2</sub> = 313,51 kNm/mbM<sub>s</sub> = 0,00 kNm/mb < m·M<sub>s</sub> = 0,72·313,5 kNm/mb = 225,7 kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne s' = 0,42 cm, wtórne s'' = 0,02 cm, całkowite s = 0,45 cm

s = 0,45 cm < s<sub>dop</sub> = 7,00 cm (6,4%)**OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**

Nośność na przebiecie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Siła przebijająca N<sub>Sd</sub> = (g+q)<sub>max</sub>·A = 61,9 kN/mbNośność na przebiecie N<sub>Rd</sub> = f<sub>cd</sub>·b<sub>m</sub>·d = 278,7 kN/mbN<sub>Sd</sub> = 61,9 kN/mb < N<sub>Rd</sub> = 278,7 kN/mb (22,2%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne A<sub>s</sub> = 3,83 cm<sup>2</sup>/mb

Przyjęto konstrukcyjnie  $\phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

## 2.12.17 poz. 11.13 Ława fundamentowa F-13

### zestawienie oddziaływań kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, niezbrojony, zagęszczony grub. 24 cm i szer. 3,80 m [24,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·3,80m]	21,89	1,10	24,08
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 18,10 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·18,10m]	82,54	1,10	90,79
3.	Obc. z poz. 1.5 [7,28kN/0,90m]	8,09	1,20	9,71
	$\Sigma$ :	<b>112,52</b>	1,11	<b>124,58</b>

### GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława schodkowa**  
 $B = 2,10 \text{ m}$     $H = 0,55 \text{ m}$     $w = 0,30 \text{ m}$   
 $B_g = 0,90 \text{ m}$     $B_f = 0,60 \text{ m}$   
 $B_s = 0,24 \text{ m}$     $e_B = 0,00 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

$D = 4,20 \text{ m}$     $D_{\min} = 0,40 \text{ m}$

Poziom wody gruntowej w zasypce  $h_w = 0,40 \text{ m}$

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	$T_R$ [kN/m]	$M_R$ [kNm/m]	$e$ [kPa]	$\Delta e$ [kPa/m]
1	długotrwałe	124,58	0,00	0,00	0,00	0,00

### WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Rk} = 285,6 \text{ kN/mb}$

$N_s = 224,5 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{Rk} = 0,81 \cdot 285,6 \text{ kN/mb} = 231,3 \text{ kN/mb}$  (97,0%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Rk} = 100,3 \text{ kN/mb}$

$T_R = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{Rk} = 0,72 \cdot 100,3 \text{ kN/mb} = 72,2 \text{ kN/mb}$  (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający  $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$ , moment utrzymujący  $M_{uB,2} = 247,50 \text{ kNm/mb}$

$M_s = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 247,5 \text{ kNm/mb} = 178,2 \text{ kNm/mb}$  (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne  $s' = 0,25 \text{ cm}$ , wtórne  $s'' = 0,02 \text{ cm}$ , całkowite  $s = 0,28 \text{ cm}$

$s = 0,28 \text{ cm} < s_{\text{dop}} = 7,00 \text{ cm}$  (3,9%)

### OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebiecie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Siła przebijająca  $N_{sd} = (g+q)_{\max} \cdot A = 68,0 \text{ kN/mb}$

Nośność na przebiecie  $N_{Rd} = f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 278,7 \text{ kN/mb}$

$N_{sd} = 68,0 \text{ kN/mb} < N_{Rd} = 278,7 \text{ kN/mb}$  (24,4%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 4,68 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Przyjęto konstrukcyjnie  $\phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

## 2.12.18 poz. 11.14 Ława fundamentowa F-14

### zestawienie oddziaływań kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, niezbrojony, zagęszczony grub. 24 cm i szer. 3,80 m [24,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·3,80m]	21,89	1,10	24,08
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 7,80 m [19,000kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·7,80m]	35,57	1,10	39,13
	$\Sigma$ :	<b>57,46</b>	1,10	<b>63,21</b>

### GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława schodkowa**  
 $B = 1,75 \text{ m}$     $H = 0,55 \text{ m}$     $w = 0,30 \text{ m}$   
 $B_g = 0,55 \text{ m}$     $B_f = 0,60 \text{ m}$   
 $B_s = 0,24 \text{ m}$     $e_B = 0,00 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

$D = 4,20 \text{ m}$     $D_{\min} = 0,40 \text{ m}$

Poziom wody gruntowej w zasypce  $h_w = 0,40 \text{ m}$

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	$T_R$ [kN/m]	$M_R$ [kNm/m]	$e$ [kPa]	$\Delta e$ [kPa/m]
1	długotrwałe	63,21	0,00	0,00	0,00	0,00

### WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Rk} = 178,6 \text{ kN/mb}$

$N_s = 144,2 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{Rk} = 0,81 \cdot 178,6 \text{ kN/mb} = 144,7 \text{ kN/mb}$  (99,7%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Rk} = 62,4 \text{ kN/mb}$

$T_R = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{Rk} = 0,72 \cdot 62,4 \text{ kN/mb} = 44,9 \text{ kN/mb}$  (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający  $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$ , moment utrzymujący  $M_{uB,2} = 134,74 \text{ kNm/mb}$

$$M_0 = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_0 = 0,72 \cdot 134,7 \text{ kNm/mb} = 97,0 \text{ kNm/mb} \quad (0,0\%)$$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Osiadanie pierwotne  $s' = 0,17 \text{ cm}$ , wtórne  $s'' = 0,02 \text{ cm}$ , całkowite  $s = 0,19 \text{ cm}$ 

$$s = 0,19 \text{ cm} < s_{\text{dop}} = 7,00 \text{ cm} \quad (2,7\%)$$

**OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**

Nośność na przebiecie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Siła przebijająca  $N_{sd} = (g+q)_{\text{max}} \cdot A = 58,4 \text{ kN/mb}$ Nośność na przebiecie  $N_{Rd} = f_{cd} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d = 278,7 \text{ kN/mb}$ 

$$N_{sd} = 58,4 \text{ kN/mb} < N_{Rd} = 278,7 \text{ kN/mb} \quad (20,9\%)$$

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne  $A_s = 3,40 \text{ cm}^2/\text{mb}$ Przyjęto konstrukcyjnie  $\phi 12 \text{ mm}$  co  $20,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$ **2.12.19 poz. 11.15 Ława fundamentowa pod łącznik F-15, F-15.1****zestawienie oddziaływań kN/m**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	Obc. z poz. 1.4 [7,80kN/0,90m]	8,67	1,35	11,70
2.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, niezbrojony, zagęszczony grub. 24 cm i szer. 3,80 m [24,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·3,80m]	21,89	1,10	24,08
3.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 3,50 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·3,50m]	15,96	1,10	17,56
	$\Sigma$ :	<b>46,52</b>	1,15	<b>53,34</b>

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława schodkowa**

B = 0,75 m H = 0,55 m w = 0,30 m

B<sub>g</sub> = 0,25 m B<sub>i</sub> = 0,25 mB<sub>s</sub> = 0,24 m c<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 0,40 m D<sub>min</sub> = 0,40 mPoziom wody gruntowej w zasypce h<sub>w</sub> = 0,40 m

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T <sub>0</sub> [kN/m]	M <sub>0</sub> [kNm/m]	c [kPa]	Δc [kPa/m]
1	długotrwałe	53,34	0,00	0,00	0,00	0,00

**DANE MATERIAŁOWE**

Zasypka:

Ciężar objętościowy: 20,0 kN/m<sup>3</sup>Współczynniki obciążenia:  $\gamma_{f,\text{min}} = 0,90$ ;  $\gamma_{f,\text{max}} = 1,20$ 

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C30/37 (B37)** →  $f_{cd} = 20,00 \text{ MPa}$ ,  $f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa}$ ,  $E_{cm} = 32,0 \text{ GPa}$ Ciężar objętościowy  $\rho = 24,0 \text{ kN/m}^3$ Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16 \text{ mm}$ Współczynniki obciążenia:  $\gamma_{f,\text{min}} = 0,90$ ;  $\gamma_{f,\text{max}} = 1,10$ 

Zbrojenie:

Klasa stali: **A-IIIN (BST500S)** →  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów wzdłuż boku B  $\phi_B = 12 \text{ mm}$ Maksymalny rozstaw prętów  $\phi_L = 20,0 \text{ cm}$ 

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu  $c_{\text{nom}} = 85 \text{ mm}$ Nominalna grubość otulenia na bocznych powierzchniach  $c_{\text{nom},b} = 25 \text{ mm}$ **ZAŁOŻENIA**

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

- dla nośności pionowej  $m = 0,81$ - dla stateczności fundamentu na przesunięcie  $m = 0,72$ - dla stateczności na obrót  $m = 0,72$ Współczynnik tarcia gruntu o podstawę fundamentu:  $f = 0,50$ 

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50

Czas trwania robót: powyżej 1 roku ( $\lambda = 1,00$ )Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych  $N_k$   $N/N_k = 1,20$ **WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Nk} = 76,4 \text{ kN/mb}$ 

$$N_k = 58,8 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{Nk} = 0,81 \cdot 76,4 \text{ kN/mb} = 61,9 \text{ kN/mb} \quad (95,0\%)$$

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Tt} = 28,9 \text{ kN/mb}$ 

$$T_k = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{Tt} = 0,72 \cdot 28,9 \text{ kN/mb} = 20,8 \text{ kN/mb} \quad (0,0\%)$$

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający  $M_{aB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$ , moment utrzymujący  $M_{aB,2} = 21,68 \text{ kNm/mb}$ 

$$M_0 = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_0 = 0,72 \cdot 21,7 \text{ kNm/mb} = 15,6 \text{ kNm/mb} \quad (0,0\%)$$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Osiadanie pierwotne  $s' = 0,08 \text{ cm}$ , wtórne  $s'' = 0,01 \text{ cm}$ , całkowite  $s = 0,09 \text{ cm}$ 

$$s = 0,09 \text{ cm} < s_{\text{dop}} = 7,00 \text{ cm} \quad (1,3\%)$$

**OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**

Nośność na przebiecie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Siła przebijająca  $N_{sd} = (g+q)_{\text{max}} \cdot A = 3,2 \text{ kN/mb}$ Nośność na przebiecie  $N_{Rd} = f_{cd} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d = 278,7 \text{ kN/mb}$ 

$$N_{sd} = 3,2 \text{ kN/mb} < N_{Rd} = 278,7 \text{ kN/mb} \quad (1,2\%)$$

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**



Zbrojenie potrzebne  $A_s = 0,31 \text{ cm}^2/\text{mb}$   
 Przyjęto konstrukcyjnie  $\phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

### 2.12.20 poz. 11.15.1 Ława fundamentowa F-15.2

#### zestawienie oddziaływań kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	Obc. z poz. 1.4 [7,80kN/0,90m]	8,67	1,35	11,70
2.	Beton zwykły na kruszycie kamiennym, niezbrojony, zagęszczony grub. 24 cm i szer.1,85 m [24,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·1,85m]	10,66	1,10	11,73
3.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer.3,50 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·3,50m]	15,96	1,10	17,56
	$\Sigma$ :	<b>35,29</b>	1,16	<b>40,99</b>

#### GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława schodkowa**  
 $B = 0,70 \text{ m}$   $H = 0,55 \text{ m}$   $w = 0,30 \text{ m}$   
 $B_g = 0,25 \text{ m}$   $B_l = 0,35 \text{ m}$   
 $B_s = 0,24 \text{ m}$   $e_B = 0,13 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

$D = 0,40 \text{ m}$   $D_{\min} = 0,40 \text{ m}$   
 Brak wody gruntowej w zasypce

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	$T_R$ [kN/m]	$M_R$ [kNm/m]	$\epsilon$ [kPa]	$\Delta\epsilon$ [kPa/m]
1	długotrwałe	40,99	0,00	0,00	0,00	0,00

#### DANE MATERIAŁOWE

Zasypka:

Ciężar objętościowy:  $20,0 \text{ kN/m}^3$

Współczynniki obciążenia:  $\gamma_{f,\min} = 0,90$ ;  $\gamma_{f,\max} = 1,20$

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C30/37 (B37)**  $\rightarrow f_{cd} = 20,00 \text{ MPa}$ ,  $f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa}$ ,  $E_{cm} = 32,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy  $\rho = 24,0 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16 \text{ mm}$

Współczynniki obciążenia:  $\gamma_{f,\min} = 0,90$ ;  $\gamma_{f,\max} = 1,10$

Zbrojenie:

Klasa stali: **A-IIIN (BST500S)**  $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów wzdłuż boku B  $\phi_B = 12 \text{ mm}$

Maksymalny rozstaw prętów  $\phi_L = 20,0 \text{ cm}$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu  $c_{nom} = 85 \text{ mm}$

Nominalna grubość otulenia na bocznych powierzchniach  $c_{nom,b} = 25 \text{ mm}$

#### ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

- dla nośności pionowej  $m = 0,81$
- dla stateczności fundamentu na przesunięcie  $m = 0,72$
- dla stateczności na obrót  $m = 0,72$

Współczynnik tarcia gruntu o podstawę fundamentu:  $f = 0,50$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia:  $0,50$

Czas trwania robót: powyżej 1 roku ( $\lambda = 1,00$ )

Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych  $N_k$   $N/N_k = 1,20$

#### WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Rk} = 62,2 \text{ kN/mb}$

$N_k = 49,3 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{Rk} = 0,81 \cdot 62,2 \text{ kN/mb} = 50,4 \text{ kN/mb}$  (97,7%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Rr} = 23,8 \text{ kN/mb}$

$T_R = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{Rr} = 0,72 \cdot 23,8 \text{ kN/mb} = 17,2 \text{ kN/mb}$  (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający  $M_{aB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$ , moment utrzymujący  $M_{uB,2} = 11,24 \text{ kNm/mb}$

$M_a = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 11,2 \text{ kNm/mb} = 8,1 \text{ kNm/mb}$  (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne  $s' = 0,06 \text{ cm}$ , wtórne  $s'' = 0,01 \text{ cm}$ , całkowite  $s = 0,07 \text{ cm}$

$s = 0,07 \text{ cm} < s_{dop} = 7,00 \text{ cm}$  (1,0%)

#### OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Siła przebijająca  $N_{sd} = (g + q)_{\max} \cdot A = 4,6 \text{ kN/mb}$

Nośność na przebicie  $N_{Rd} = f_{cd} \cdot b_m \cdot d = 278,7 \text{ kN/mb}$

$N_{sd} = 4,6 \text{ kN/mb} < N_{Rd} = 278,7 \text{ kN/mb}$  (1,6%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 0,57 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Przyjęto konstrukcyjnie  $\phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

### 2.13 poz. 120.0 Stopy fundamentowe

#### 2.13.1 poz. 12.1 Stopa fundamentowa St-1

#### zestawienie oddziaływań kN

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN	$\gamma_f$	Obc. obl. kN
1.	Obc. z poz. 3.1	354,91	1,35	479,13
2.	Ciężar słupa [0,24m*0,35m*25,0kN/m <sup>3</sup> *17,0m]	35,70	1,10	39,27
3.	Obc. z ławy F-2 [ 343,3,9kN*2,60m]	892,81	1,25	1116,01



		Σ:	1283,42	1,27	1634,41
--	--	----	---------	------	---------

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **stopa schodkowa**  
 $B = 2,80 \text{ m}$     $L = 2,80 \text{ m}$     $H = 0,60 \text{ m}$     $w = 0,40 \text{ m}$   
 $B_g = 1,40 \text{ m}$     $L_g = 1,40 \text{ m}$     $B_t = 0,70 \text{ m}$     $L_t = 0,70 \text{ m}$   
 $B_s = 0,24 \text{ m}$     $L_s = 0,40 \text{ m}$     $e_B = 0,00 \text{ m}$     $e_L = 0,00 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

 $D = 0,40 \text{ m}$     $D_{\min} = 0,40 \text{ m}$ Poziom wody gruntowej w zasypce  $h_w = 0,40 \text{ m}$ 

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN]	T <sub>x</sub> [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	T <sub>y</sub> [kN]	M <sub>y</sub> [kNm]	σ [kPa]	Δσ [kPa/m]
1	długotrwale	1634,41	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Nt} = 2250,0 \text{ kN}$  $N_t = 1693,7 \text{ kN} < m \cdot Q_{Nt} = 0,81 \cdot 2250,0 \text{ kN} = 1822,5 \text{ kN} \quad (92,9\%)$ 

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Tt} = 841,5 \text{ kN}$  $T_t = 0,0 \text{ kN} < m \cdot Q_{Tt} = 0,72 \cdot 841,5 \text{ kN} = 605,9 \text{ kN} \quad (0,0\%)$ 

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający  $M_{oB,2,3} = 0,00 \text{ kNm}$ , moment utrzymujący  $M_{uB,2,3} = 2356,10 \text{ kNm}$  $M_o = 0,00 \text{ kNm} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 2356,1 \text{ kNm} = 1696,4 \text{ kNm} \quad (0,0\%)$ 

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Osiedanie pierwotne  $s' = 0,45 \text{ cm}$ , wtórne  $s'' = 0,02 \text{ cm}$ , całkowite  $s = 0,47 \text{ cm}$  $s = 0,47 \text{ cm} < s_{dop} = 7,00 \text{ cm} \quad (6,7\%)$ **OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Pole powierzchni wielokąta  $A = 1,69 \text{ m}^2$ Siła przebijająca  $N_{sd} = (g+q)_{\max} \cdot A = 365,1 \text{ kN}$ Nośność na przebicie  $N_{Rd} = 605,6 \text{ kN}$  $N_{sd} = 365,1 \text{ kN} < N_{Rd} = 605,6 \text{ kN} \quad (60,3\%)$ 

Wymiarowanie zbrojenia:

Wzdłuż boku B:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne  $A_s = 27,55 \text{ cm}^2$ Przyjęto **25 prętów  $\phi 12 \text{ mm}$**  o  $A_s = 28,27 \text{ cm}^2$ 

Wzdłuż boku L:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne  $A_s = 25,25 \text{ cm}^2$ Przyjęto **23 prętów  $\phi 12 \text{ mm}$**  o  $A_s = 26,01 \text{ cm}^2$ **2.13.2      poz. 12.2 Stopa fundamentowa St-2****zestawienie oddziaływań kN**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN	$\gamma_f$	Obc. obl. kN
1.	Obc. z poz. 3.2	383,77	1,35	518,09
2.	Ciężar słupa [0,24m*0,35m*25,0kN/m <sup>3</sup> *17,0m]	35,70	1,10	39,27
	Σ:	419,47	1,33	557,36

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **stopa schodkowa**  
 $B = 1,85 \text{ m}$     $L = 1,85 \text{ m}$     $H = 0,60 \text{ m}$     $w = 0,40 \text{ m}$   
 $B_g = 0,95 \text{ m}$     $L_g = 0,95 \text{ m}$     $B_t = 0,45 \text{ m}$     $L_t = 0,45 \text{ m}$   
 $B_s = 0,24 \text{ m}$     $L_s = 0,40 \text{ m}$     $e_B = 0,00 \text{ m}$     $e_L = 0,00 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

 $D = 0,40 \text{ m}$     $D_{\min} = 0,40 \text{ m}$ Poziom wody gruntowej w zasypce  $h_w = 0,40 \text{ m}$ 

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN]	T <sub>x</sub> [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	T <sub>y</sub> [kN]	M <sub>y</sub> [kNm]	σ [kPa]	Δσ [kPa/m]
1	długotrwale	257,36	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Nt} = 761,2 \text{ kN}$  $N_t = 583,5 \text{ kN} < m \cdot Q_{Nt} = 0,81 \cdot 761,2 \text{ kN} = 616,5 \text{ kN} \quad (94,6\%)$ 

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Tt} = 289,4 \text{ kN}$  $T_t = 0,0 \text{ kN} < m \cdot Q_{Tt} = 0,72 \cdot 289,4 \text{ kN} = 208,3 \text{ kN} \quad (0,0\%)$ 

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający  $M_{oB,2,3} = 0,00 \text{ kNm}$ , moment utrzymujący  $M_{uB,2,3} = 535,34 \text{ kNm}$  $M_o = 0,00 \text{ kNm} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 535,3 \text{ kNm} = 385,4 \text{ kNm} \quad (0,0\%)$ 

Osiedanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Osiedanie pierwotne  $s' = 0,24 \text{ cm}$ , wtórne  $s'' = 0,01 \text{ cm}$ , całkowite  $s = 0,25 \text{ cm}$  $s = 0,25 \text{ cm} < s_{dop} = 7,00 \text{ cm} \quad (3,5\%)$ **OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Pole powierzchni wielokąta  $A = 0,51 \text{ m}^2$   
 Siła przebijająca  $N_{sd} = (g+q)_{\max} \cdot A = 86,8 \text{ kN}$   
 Nośność na przebicie  $N_{Rd} = 605,6 \text{ kN}$   
 $N_{sd} = 86,8 \text{ kN} < N_{Rd} = 605,6 \text{ kN} \quad (14,3\%)$

Wymiarowanie zbrojenia:

Wzdłuż boku B:

Decyduje: **kombinacja nr 1**  
 Zbrojenie potrzebne  $A_s = 5,87 \text{ cm}^2$   
 Przyjęto konstrukcyjnie **11 prętów  $\phi 12 \text{ mm}$**  o  $A_s = 12,44 \text{ cm}^2$

Wzdłuż boku L:

Decyduje: **kombinacja nr 1**  
 Zbrojenie potrzebne  $A_s = 5,11 \text{ cm}^2$   
 Przyjęto konstrukcyjnie **11 prętów  $\phi 12 \text{ mm}$**  o  $A_s = 12,44 \text{ cm}^2$

### 2.13.3 poz. 12.3 Stopa fundamentowa St-3

#### zestawienie oddziaływań kN

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN	$\gamma_f$	Obc. obl. kN
1.	Obc. z poz. 7.1 i 7.2 [82,07kN+418,81kN]	501,89	1,28	642,42
2.	Ciężar słupa [0,24m*0,40m*25,0kN/m <sup>3</sup> *17,0m]	40,80	1,10	44,88
3.	Obc. z ławy F- 10 [290,92 kN/m*2,50m]	727,30	1,19	865,49
	$\Sigma$ :	<b>1269,99</b>	1,22	<b>1552,79</b>

#### GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **stopa schodkowa**

B = 2,60 m L = 2,90 m H = 0,60 m w = 0,40 m  
 $B_g = 1,20 \text{ m}$   $L_g = 1,20 \text{ m}$   $B_t = 0,70 \text{ m}$   $L_t = 0,87 \text{ m}$   
 $B_s = 0,24 \text{ m}$   $L_s = 0,40 \text{ m}$   $e_B = 0,00 \text{ m}$   $e_L = 0,02 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

D = 0,40 m  $D_{\min} = 0,40 \text{ m}$

Poziom wody gruntowej w zasypce  $h_w = 0,40 \text{ m}$

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN]	T <sub>x</sub> [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	T <sub>y</sub> [kN]	M <sub>y</sub> [kNm]	e [kPa]	$\Delta e$ [kPa/m]
1	długotrwale	1552,79	0,00	0,00	0,00	1,82	0,00	0,00

#### WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{NB} = 2016,2 \text{ kN}$ ,  $Q_{NLT} = 2130,8 \text{ kN}$

$N_t = 1607,5 \text{ kN} < m \cdot Q_{NB} = 0,81 \cdot 2016,2 \text{ kN} = 1633,1 \text{ kN} \quad (98,4\%)$

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{RT} = 798,8 \text{ kN}$

$T_t = 0,0 \text{ kN} < m \cdot Q_{RT} = 0,72 \cdot 798,8 \text{ kN} = 575,1 \text{ kN} \quad (0,0\%)$

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający  $M_{ol,3-4} = 1,82 \text{ kNm}$ , moment utrzymujący  $M_{ut,3-4} = 2285,24 \text{ kNm}$

$M_u = 1,82 \text{ kNm} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 2285,2 \text{ kNm} = 1645,4 \text{ kNm} \quad (0,1\%)$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne  $s' = 0,43 \text{ cm}$ , wtórne  $s'' = 0,02 \text{ cm}$ , całkowite  $s = 0,45 \text{ cm}$

$s = 0,45 \text{ cm} < s_{dop} = 7,00 \text{ cm} \quad (6,5\%)$

#### OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Pole powierzchni wielokąta  $A = 1,54 \text{ m}^2$

Siła przebijająca  $N_{sd} = (g+q)_{\max} \cdot A = 320,9 \text{ kN}$

Nośność na przebicie  $N_{Rd} = 498,3 \text{ kN}$

$N_{sd} = 320,9 \text{ kN} < N_{Rd} = 498,3 \text{ kN} \quad (64,4\%)$

Wymiarowanie zbrojenia:

Wzdłuż boku B:

Decyduje: **kombinacja nr 1**  
 Zbrojenie potrzebne  $A_s = 25,06 \text{ cm}^2$   
 Przyjęto **23 prętów  $\phi 12 \text{ mm}$**  o  $A_s = 26,01 \text{ cm}^2$

Wzdłuż boku L:

Decyduje: **kombinacja nr 1**  
 Zbrojenie potrzebne  $A_s = 25,69 \text{ cm}^2$   
 Przyjęto **23 prętów  $\phi 12 \text{ mm}$**  o  $A_s = 26,01 \text{ cm}^2$

### 2.14 Dylatacje

#### 2.14.1 Dylatacje ścian

Zasady rozmieszczania dylatacji określa norma PN-EN 1996-2:2010/NA:2010 Eorkod 6. Projektowanie konstrukcji murowych cz. 2.

Ważnym aspektem wykonania dylatacji jest szerokość szczeliny. Zwykle przyjmuje się, że dylatacja powinna mieć od 10 do 20 mm szerokości.

Większość szczelin dylatacyjnych wymaga wypełnienia. Wykorzystuje się do tego żywice poliuretanowe lub epoksydowe, silikon, akryle, listwy dylatacyjne z maskownicami i sznury.

Pozwalają one na trwałe i estetyczne zamaskowanie szczelin, pod warunkiem że zostaną odpowiednio dobrane do rodzaju dylatacji.



W przypadku ścian działowych odległości między dylatacjami wynoszą:

dla ceramiki – 12 m,

dla silikatów – 8 m,

dla keramzytobetonu i betonu komórkowego – 6 m.

Odległość może być większa, jeśli w spoinach poziomych muru ułożone będzie zbrojenie. Pionowe dylatacje w zewnętrznych warstwach ścian należy umieszczać w pobliżu naroży budynków. Dylatacje poziome w warstwach elewacyjnych ścian lokalizuje się co dwie kondygnacje, lecz nie rzadziej niż co 9 m.

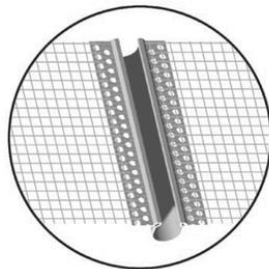
Maksymalne odległości między dylatacjami w konstrukcjach murowanych według normy PN-EN 1996-2-1:2010

Rodzaj muru	Odległość między przerwami dylatacyjnymi[m]
Ściany jedno- i dwuwarstwowe ze spoinami pionowymi wypełnionymi zaprawą	25
Ściany jedno- i dwuwarstwowe ze spoinami pionowymi niewypełnionymi zaprawą	20
Warstwa konstrukcyjna ściany szczelinowej	30
Warstwa elewacyjna	8

Dopóki nie zakończy się budowy ścian i stropów, w szczeliny wkłada się deski. Później się je wyjmuje i wypełnia szczeliny materiałem trwale elastycznym, na przykład wełną bądź styropianem

#### 2.14.2 Dylatacje w elewacjach

Sposób skonstruowania dylatacji oraz ich ostateczny układ zawsze podaje dokumentacja techniczna. W przypadku występowania warunków specjalnych (np. tereny szkód górniczych, konstrukcja szkieletowa) konieczne może być przyjęcie zupełnie innych kryteriów. W konkretnych sytuacjach przeprowadza się szczegółową analizę pracy konstrukcji, uwzględniając dodatkowo skurcz betonu, późniejsze zmiany temperatury czy też odkształcenia powstające na skutek osiadania. Dylatacje w elementach konstrukcyjnych należy przenieść na warstwy ochronne (hydroizolację w przypadku obszaru w gruncie) bądź elewacyjne (tynk tradycyjny, oblicówkę). Rozwiązanie technologiczno-materiałowe musi być wykonane w sposób zabezpieczający przed penetracją wody z opadów atmosferycznych w warstwy systemu i niekontrolowaną infiltracją powietrza, w innym razie nastąpi zmniejszenie trwałości systemu ociepleń, co jest niedopuszczalne. Dokumentacja techniczna często ten problem pomija, „przerzucając” dobór technologii na wykonawcę. Skutkuje to późniejszymi problemami i uszkodzeniami, gdy np. podejmie on decyzję o wypełnieniu silikonem szczeliny szerokości 2–2,5 cm. Poprawne wykonanie dylatacji wymaga stosowania specjalnych **profilów dylatacyjnych**, taśm oraz blach. Tak duże spektrum rozwiązań wynika z szerokości szczelin. Z uwagi na to, że zazwyczaj nie przekraczają one 5 cm, najczęściej wykorzystuje się specjalne profile dylatacyjne.



Są to odpowiednio ukształtowane wkładki (profile), kompatybilne z systemem ociepleń, mocowane poprzez zatopienie pasa siatki w warstwie zbrojącej na dziesięciocentymetrowy zakład z siatką zbrojącą, stosowaną na płytach termoizolacyjnych. Występują w dwóch podstawowych odmianach: jako profil prosty, gdy dylatacja znajduje się w płaszczyźnie elewacji, oraz kątowy, gdy dylatacja jest w narożniku wewnętrznym. Dzięki nim można uzyskać trwałą szczelność (jeśli chodzi o wilgoć, brud, mikroorganizmy i insekty) oraz prawidłową współpracę sąsiednich części budynku i układu warstw ocieplających. Warunkiem tej szczelności na całej wysokości/długości dylatacji jest odpowiednie połączenie dwóch kolejnych profili, które wykonuje się za pomocą specjalnego odcinka montażowego. Profile te mogą być stosowane, gdy niezbędne jest podzielenie samej warstwy ociepleniowej.

#### 2.14.3 Wypełnienia dylatacji

Wypełnieniem dylatacji w warstwie użytkowej są zazwyczaj **elastyczne masy dylatacyjne**. Ze względu na liczbę komponentów w nich zawartych można je podzielić na jedno- i dwuskładnikowe. Masy dwuskładnikowe wiążą na skutek reakcji żywicy z utwardzaczem, co uniezależnia zdolność wiązania masy od wymiarów szczeliny, zaś jednoskładnikowe wiążą w reakcji z wilgocią z otoczenia, więc przy dużych przekrojach szczelin może się zdarzyć, że reakcja sieciowania nie zajdzie wewnątrz nich. Ze względu na zastosowaną żywicę masy do wypełnień dylatacji różnią się właściwościami. W budownictwie mieszkaniowym najczęściej wykorzystuje się **masy dylatacyjne** na bazie silikonów, akryli i MS polimeru. **Masy silikonowe** mogą być przeznaczone do konkretnego użycia, np. silikon sanitarny zwykle ma w składzie środki biobójcze utrudniające/opóźniające rozwój grzybów pleśniowych; silikon kamieniarski przeznaczony jest do wrażliwych na przebarwienia płytek/ płyt z kamienia naturalnego; silikon budowlany (uniwersalny) ma szerokie zastosowanie w pracach budowlanych; silikon szklarski charakteryzuje się dobrą adhezją do szkła i gładkich powierzchni, nie wpływa negatywnie na warstwę odbłaskową lustra; wykorzystuje się także silikon odporny na wysoką temperaturę. Bazą **masz akrylowej** są poliakrylany. Może być stosowana wewnątrz pomieszczeń w miejscach nienarażonych na długotrwały kontakt z wilgocią/wodą i nieobciążonych mechanicznie (nie wielka wytrzymałość mechaniczna). Jest odporna na temperatury do 70–80°C, jak również na typowe środki czyszczące (mydło i detergenty). Można ją malować farbami akrylowymi. **MS polimer** to jednoskładnikowa, bezrozpuszczalnikowa, elastyczna masa na bazie modyfikowanych silanów.

Proces sieciowania następuje na skutek reakcji z wilgocią znajdującą się w powietrzu. Jego zaletą jest bardzo dobra przyczepność do podłoża porowatych i gładkich (beton, cement, płytki, stal, aluminium, mosiądz, miedź i inne metale), także przy obciążeniach dynamicznych, szokowych, uderzeniowych i wibracyjnych, oraz odporność termiczna – zwykle od –40 do +120°C (krótkotrwała nawet do +180°C). Wadą zaś znacznie mniejsza odporność od mas silikonowych na promieniowanie UV oraz środki chemiczne. Tam, gdzie występuje obciążenie agresywnymi mediami, stosuje się masy na bazie poliuretanów, epoksydów oraz tiokoli (wielosiarczoków). **Masy epoksydowe** są zawsze dwuskładnikowe, charakteryzują się bardzo dobrą przyczepnością do podłoża (beton, płytki) oraz największą wytrzymałością na obciążenia mechaniczne. Dzięki dobrej odporności chemicznej sprawdzają się na powierzchniach obciążonych mechanicznie i/lub chemicznie. Niestety te właściwości okupione są niską elastycznością. **Masy poliuretanowe** mogą występować jako jedno- lub dwukomponentowe. Podobnie jak masy epoksydowe cechują się bardzo dobrą przyczepnością do betonu, stali, płytek ceramicznych itp., są elastyczne (wydłużenie względne przy zerwaniu może przekraczać nawet 100%) i wytrzymałe na rozciąganie/rozerwanie. Mają natomiast mniejszą odporność chemiczną i mechaniczną, są niepodatne na działanie agresywnych mediów występujących w małych stężeniach. Nie powinny być bezkrytycznie stosowane przy dużych obciążeniach mechanicznych.

#### 2.14.4 Dylatacje ław fundamentowych

Dylatacje ław fundamentowych należy wykonać w miejscach dużych różnic obciążenia.

W niniejszym projekcie przyjęto dylatację ław fundamentowych na styku ławy ze stopą fundamentową oraz dylatację ław od płyty podszysia.

Szerokość dylatacji przyjętą 20 mm.  
Wypełnienie dylatacji styropianem gr. 20 mm.

## 2.15 poz. 13 Szyb windy

### 2.15.1 poz. 13.1 Płyta nadszymbia

Płyta nadszymbia żelbetowa krzyżowo zbrojna wylewana na mokro gr. 12 cm z betonu C20/25, zbrojone stalą A-IIIIN, (BST500S). Klasa ekspozycji XC1.

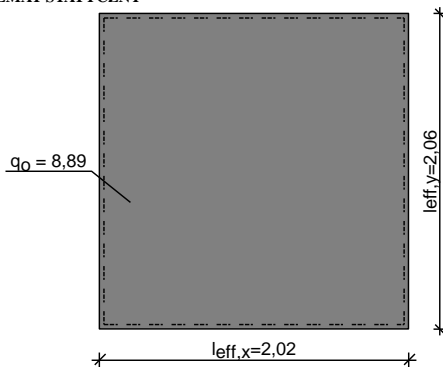
Wentylację szybu należy wykonać w następujący sposób :

- w płycie nadszymbia należy wykonać otwór  $\varnothing 220$  mm.
- min. pow. otworu wentylacyjnego  $369 \text{ cm}^2$
- przewód wentylacyjny wyprowadzić ponad dach.

**Obciążenia powierzchniowe [kN/m<sup>2</sup>]:**

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Wetna mineralna w płytach twardych grub. 20 cm [2,0kN/m <sup>3</sup> ·0,20m]	0,40	1,20	0,48
2.	Papa na podłożu betonowym bez posypania żwirkiem, pojedynczo [0,050kN/m <sup>2</sup> ]	0,05	1,30	0,07
3.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 2 cm [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,02m]	0,38	1,30	0,49
4.	Obc. zastępcze od podwoeszenia ciężaru [3,500kN/m <sup>2</sup> ]	3,50	1,30	4,55
5.	Płyta żelbetowa grub. 12 cm	3,00	1,10	3,30
	$\Sigma$ :	7,33	1,21	8,89

### SCHEMAT STATYCZNY



Rozpiętość obliczeniowa płyty  $l_{\text{eff},x} = 2,02 \text{ m}$   
Rozpiętość obliczeniowa płyty  $l_{\text{eff},y} = 2,06 \text{ m}$   
Grubość płyty **12,0 cm**

### WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Kierunek x:

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{\text{Sdx,p}} = 1,37 \text{ kNm/m}$   
Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{\text{Sdx,k}} = 1,13 \text{ kNm/m}$   
Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{\text{Sdx,lt}} = 1,13 \text{ kNm/m}$   
Maksymalne oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi y)  $Q_{\text{ox,max}} = 8,98 \text{ kN/m}$   
Zastępcze oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi y)  $Q_{\text{ox}} = 5,72 \text{ kN/m}$

Kierunek y:

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{\text{Sdy,p}} = 1,32 \text{ kNm/m}$   
Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{\text{Sdy,k}} = 1,09 \text{ kNm/m}$   
Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{\text{Sdy,lt}} = 1,09 \text{ kNm/m}$   
Maksymalne oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi x)  $Q_{\text{oy,max}} = 8,98 \text{ kN/m}$   
Zastępcze oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi x)  $Q_{\text{oy}} = 5,61 \text{ kN/m}$

### DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu **C20/25** (B25)  $\rightarrow f_{\text{td}} = 13,33 \text{ MPa}$ ,  $f_{\text{ctd}} = 1,00 \text{ MPa}$ ,  $E_{\text{cm}} = 30,0 \text{ GPa}$   
Ciężar objętościowy betonu  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$   
Wilgotność środowiska  $\text{RH} = 50\%$   
Wiek betonu w chwili obciążenia **28 dni**  
Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,12$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-IIIIN (BST500S)**  $\rightarrow f_{\text{yk}} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{\text{yd}} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{\text{tk}} = 550 \text{ MPa}$   
Średnica prętów w przęśle w kierunku x  $\phi_{\text{d},x} = 10 \text{ mm}$   
Średnica prętów w przęśle w kierunku y  $\phi_{\text{d},y} = 10 \text{ mm}$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia prętów z góry płyty  $c_{\text{nom,g}} = 20 \text{ mm}$   
Nominalna grubość otulenia prętów z dołu płyty  $c_{\text{nom,d}} = 20 \text{ mm}$

### ZALOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała  
Graniczna szerokość rys  $w_{\text{lim}} = 0,3 \text{ mm}$   
Graniczne ugięcie  $a_{\text{lim}} = l_{\text{eff}}/200$  - jak dla stropów (tablica 8)

### WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona)

Kierunek x:

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 1,23 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  **$\phi 10$  co **15,0 cm**** o  $A_s = 5,24 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,55\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{\text{Sdx,k}} = 1,37 \text{ kNm/mb} < M_{\text{Rdx,k}} = 19,08 \text{ kNm/mb}$  (7,2%)

Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_{\text{cr}} > M_{\text{Sdx,k}}$ )

Podpora:

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{\text{Sdx,k}} = 8,98 \text{ kN/mb} < V_{\text{Rdx,k}} = 65,57 \text{ kN/mb}$  (13,7%)

Kierunek y:

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 1,11 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  **$\phi 10$  co **15,0 cm**** o  $A_s = 5,24 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,62\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{\text{Sdy,k}} = 1,32 \text{ kNm/mb} < M_{\text{Rdy,k}} = 16,88 \text{ kNm/mb}$  (7,8%)

Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_{\text{cr}} > M_{\text{Sdy,k}}$ )

Podpora:

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{\text{Sdy,k}} = 8,98 \text{ kN/mb} < V_{\text{Rdy,k}} = 59,64 \text{ kN/mb}$  (15,1%)

Ugięcie całkowite płyty:

Maksymalne ugięcie od  $M_{S,k,i}$ :  $a(M_{S,k,i}) = 0,43 \text{ mm} < a_{lim} = 10,10 \text{ mm}$  (4,2%)

### 2.15.2 poz. 13.2 Ściany szybu windy

Zaprojektowano ściany szybu windy żelbetowe wylwane na mokro z betonu C20/25 (klasa ekspozycji XC1), zbrojone prętami  $\Phi 10$  ze stali A-IIIIN (BST500S) co 15 cm, pręty rozdzielcze  $\Phi 6$  co 20 cm ze stali A-I St. Grubość ścian 20 cm.

Dostarczona stal zbrojeniowa powinna być na budowie składowana na placu magazynowym, na podkładach drewnianych (rozstawionych 2,0-2,5 m) bądź przenośnych stojakach, pod zadaszeniem. Nie wolno układać stali pośrednio na gruncie. Pręty zbrojeniowe należy segregować według klas i gatunków, średnicy i długości.

Przygotowanie i obróbka zbrojenia obejmuje takie czynności jak czyszczenie, prostowanie cięgie, gięcie i montaż. Zbrojenie powinno być oczyszczone, aby zapewnić dobrą współpracę betonu i stali w konstrukcji. Należy więc usunąć z powierzchni prętów zanieczyszczenia smarami, farbą olejną itp.

Oczyszczone i wyprostowane pręty tną się na odcinki długości wynikającej z projektu. Pocięte pręty są następnie wyginane zgodnie z rysunkami zbrojenia podanymi w projekcie. Pręty można wyginać ręcznie kluczem zbrojarskim, wykorzystując trzpienie zamocowane w blacie stołu zbrojarskiego lub za pomocą giętarek ręcznych lub mechanicznych. Wygięte pręty zbrojeniowe i strzemią montuje się bezpośrednio w deskowaniu lub przygotowuje w postaci szkieletów zbrojeniowych.

Zbrojenia należy układać po sprawdzeniu i odbiorze deskowań przez inspektora budowy. Zbrojenie można układać od razu w deskowaniu. Na ustawionej jednej stronie deskowania wyznacza się rozstaw prętów. Ustawia się pręty pionowe, a następnie, poczynając od spodu, łączy z nimi pręty poziome. Pionowe pręty ścian i słupów przywiązuje się do prętów wystających z fundamentu lub poprzedniej kondygnacji. Długość zakładu powinna być zgodna z projektem. Zbrojenie przed zabetonowaniem należy przedstawić inspektorowi budowy i uzyskać jego pozwolenie na wykonywanie dalszych prac. Zbrojenie powinno być tak usytuowane, aby nie uległo uszkodzeniu i przemieszczeniu podczas układania i zagęszczania mieszanki betonowej. Do stabilizacji zbrojenia w deskowaniu, w celu zapewnienia wymaganego otulenia prętów betonem, stosuje się różnego rodzaju wkładki i podkładki dystansowe (z zaprawy, stali, tworzyw sztucznych).

Zbrojenie powinno być połączone drutem wiązkowym w sztywny szkielet. Obecnie szkielety zbrojeniowe przygotowuje się najczęściej poza placem budowy i gotowe umieszcza się w deskowaniu. Zbrojenie przed betonowaniem powinno być skontrolowane. Kontrola ta polega na sprawdzeniu zgodności ułożonego zbrojenia z projektem oraz wymaganiami norm. Sprawdza się wymiary zbrojenia, jego usytuowanie (w tym grubość otuliny), rozstaw strzemiń, położenie złączy, długość zakotwienia itp. Odbiór zbrojenia i zezwolenie na betonowanie należy odnotować w dzienniku budowy.

Mieszankę betonową układa się po sprawdzeniu deskowań i rusztowań oraz zbrojenia elementów. Skład mieszanki powinien być zgodny z opracowaną receptą roboczą. Jednym z najważniejszych problemów podczas układania mieszanki jest niedopuszczenie do rozsegregowania jej składników. Dlatego wysokość swobodnego zrzucania mieszanki o konsystencji gęstoplastycznej nie powinna przekraczać 3 m. Im mieszanka jest bardziej ciekła, tym łatwiej rozsegregowuje się. Dlatego mieszanka ciekła powinna być układana przy użyciu rynien lub rur i tak, aby wysokość jej swobodnego opadania nie przekraczała 50 cm.

Elementy betonuje się poziomymi warstwami ciągłymi. Ułożona mieszanka betonowa być zagęszczona za pomocą wibratorów węglbnych. Gdy cała powierzchnia wibrowanej mieszanki pokryje się zaczynem cementowym, wibrowanie można zakończyć. Buława nie powinna dotykać deskowania ani zbrojenia.

Powierzchnia betonu w miejscu przerwy roboczej powinna być prostopadła do kierunku naprężeń głównych. Powierzchnię tę należy starannie przygotować do połączenia betonu stwardniałego z betonem nowym. Wymaga to usunięcia z powierzchni stwardniałego betonu luźnych okruszków betonu oraz warstwy szklia cementowego i przepłukania wodą.

Dojrzewający beton należy pielęgnować:

- Chronić jego odsłonięte powierzchnie przed szkodliwym działaniem czynników atmosferycznych, szczególnie wiatru i promieni słonecznych (mrozu),
- Utrzymywać w stałej wilgotności – siedem dni w przypadku cementu portlandzkiego,

### Obciążenie zabetonowanej konstrukcji przez ludzi, lekki sprzęt transportowy i deskowanie

Dopuszcza się po osiągnięciu przez beton wytrzymałości co najmniej 2,5 MPa, pod warunkiem, że odkształcenie deskowania nie spowoduje rys i uszkodzeń w niedojrzałym betonie.

### 2.15.3 poz. 13.3 Płyta podszycia

Zaprojektowano płytę żelbetową wylwaną na mokro z betonu C20/25 (klasa ekspozycji XC1), zbrojone prętami  $\Phi 16$  ze stali A-IIIIN (BST500S) co 20 cm, Grubość płyty 45 cm.

#### zebranie oddziaływań z płyty podszycia kN

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN	$\gamma_f$	Obc. obl. kN
1.	Obc. z płyty nadszycia	4,68	1,20	5,62
2.	Obc. ze ścian szybu [(2,30m+1,94m)*2*0,20m*25,0kN/m <sup>3</sup> *15,80m]	669,92	1,10	736,91
3.	Cieężar tynku [(1,90m+1,94m)*2*0,01m*19,0kN/m <sup>3</sup> *15,80m]	23,06	1,30	29,98
4.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm , szer.2,30 m i dług.16,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> -0,24m*2,30m*16,30m]	170,95	1,10	188,05
5.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm , szer.2,30 m i dług.16,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> -0,24m*2,30m*16,30m]	170,95	1,10	188,05
6.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm , szer.2,30 m i dług.16,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> -0,24m*2,30m*16,30m]	170,95	1,10	188,05
7.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm , szer.2,30 m i dług.16,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> -0,24m*2,30m*16,30m]	170,95	1,10	188,05
8.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 2 cm , szer.2,30 m i dług.16,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> -0,02m*2,30m*16,30m]	14,25	1,30	18,53
9.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 2 cm , szer.2,30 m i dług.16,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> -0,02m*2,30m*16,30m]	14,25	1,30	18,53
10.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 2 cm , szer.2,30 m i dług.16,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> -0,02m*2,30m*16,30m]	14,25	1,30	18,53
11.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 2 cm , szer.2,30 m i dług.16,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> -0,02m*2,30m*16,30m]	14,25	1,30	18,53
12.	Obc. siłą F2 [12,60kN]	50,40	1,30	65,52
13.	obc. z ławy F-6.1 [415,8 kN/m - 65,41kN/m]	350,39	1,25	437,99
14.	obc. z ławy F-10 [291,66kN/m - 56,09kN/m]	235,57	1,19	280,33
	$\Sigma$ :	<b>2074,82</b>	<b>1,15</b>	<b>2382,62</b>

Przyjęto wymiar płyty podszycia A = 3,20m \* 5,07 m = 16,22 m<sup>2</sup>

$$q_{rs} = 2382,62 \text{ kN} / 16,22 \text{ m}^2 = 146,90 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenia powierzchniowe[kN/m<sup>2</sup>]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
2.	Płyta żelbetowa grub.45 cm	11,25	1,10	12,38
	$\Sigma$ :	<b>127,77</b>	<b>1,15</b>	<b>146,90</b>

### GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **stopa schodkowa**

B = 3,20 m L = 5,07 m H = 0,45 m w = 0,45 m

B<sub>g</sub> = 2,84 m L<sub>g</sub> = 2,88 m B<sub>t</sub> = 0,18 m L<sub>t</sub> = 1,10 m

B<sub>s</sub> = 2,84 m L<sub>s</sub> = 2,88 m e<sub>B</sub> = 0,00 m e<sub>L</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 0,40 m D<sub>min</sub> = 0,40 m

Poziom wody gruntowej w zasypce h<sub>w</sub> = 0,40 m

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN]	T <sub>B</sub> [kN]	M <sub>B</sub> [kNm]	T <sub>L</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwale	2382,64	0,00	0,00	0,00	208,14	0,00	0,00

### DANE MATERIAŁOWE

Zasypka:

Cieężar objętościowy: 20,0 kN/m<sup>3</sup>

Współczynniki obciążenia:  $\gamma_{f,min} = 0,90$ ;  $\gamma_{f,max} = 1,20$

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C30/37** (B37) →  $f_{cd} = 20,00 \text{ MPa}$ ,  $f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa}$ ,  $E_{cm} = 32,0 \text{ GPa}$

Cieężar objętościowy  $\rho = 24,0 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16 \text{ mm}$

Współczynniki obciążenia:  $\gamma_{f,min} = 0,90$ ;  $\gamma_{f,max} = 1,10$

Zbrojenie:

Klasa stali: A-IIIN (**BST500S**)  $\rightarrow f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Średnica prętów wzdłuż boku B  $\phi_B = 16$  mm

Średnica prętów wzdłuż boku L  $\phi_L = 16$  mm

Maksymalny rozstaw prętów  $\phi_L = 20,0$  cm

Otulinie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu  $c_{nom} = 85$  mm

Nominalna grubość otulenia na bocznych powierzchniach  $c_{nom,b} = 25$  mm

#### ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

- dla nośności pionowej  $m = 0,81$
- dla stateczności fundamentu na przesunięcie  $m = 0,72$
- dla stateczności na obrót  $m = 0,72$

Współczynnik kształtu przy wpływie zagłębienia na nośność podłoża:  $\beta = 1,50$

Współczynnik tarcia gruntu o podstawę fundamentu:  $f = 0,50$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50

Czas trwania robót: powyżej 1 roku ( $\lambda = 1,00$ )

Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych  $N_k$   $N/N_k = 1,20$

#### WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{NB} = 4875,1$  kN,  $Q_{NL} = 6657,2$  kN

$N_i = 2505,4$  kN <  $m \cdot Q_{NL} = 0,81 \cdot 6657,2$  kN = 5388,2 kN (63,4%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{TR} = 1241,5$  kN

$T_r = 0,0$  kN <  $m \cdot Q_{TR} = 0,72 \cdot 1241,5$  kN = 893,9 kN (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający  $M_{oL,3-4} = 208,14$  kNm, moment utrzymujący  $M_{oL,3-4} = 6294,51$  kNm

$M_e = 208,14$  kNm <  $m \cdot M_u = 0,72 \cdot 6294,5$  kNm = 4532,0 kNm (4,6%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne  $s' = 0,39$  cm, wtórne  $s'' = 0,02$  cm, całkowite  $s = 0,42$  cm

$s = 0,42$  cm <  $s_{dop} = 7,00$  cm (6,0%)

#### OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebiecie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Pole powierzchni wielokąta  $A = 2,39$  m<sup>2</sup>

Siła przebijająca  $N_{sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 404,9$  kN

Nośność na przebiecie  $N_{Rd} = 1405,3$  kN

$N_{sd} = 404,9$  kN <  $N_{Rd} = 1405,3$  kN (28,8%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Wzdłuż boku B:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 11,97$  cm<sup>2</sup>

Przyjęto konstrukcyjnie **27 prętów  $\phi 16$  mm** o  $A_s = 54,29$  cm<sup>2</sup>

Wzdłuż boku L:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 47,96$  cm<sup>2</sup>

Przyjęto **24 prętów  $\phi 16$  mm** o  $A_s = 48,25$  cm<sup>2</sup>

#### 2.15.4 poz. 13.4 Nadproża nad drzwiami

Zaprojektowano nadproża żelbetowe wylewane na mokro z betonu C20/25 (klasa ekspozycji XC1), zbrojona prętami ze stali A-IIIN (BST500S). Nadproża należy wykonywać wraz ze wznoszeniem ścian szybu windy.

# ZAKŁAD PROJEKTOWANIA I USŁUG BUDOWLANYCH „BENBUD” INŻ. BENEDYKT REDER

ul Ks. dr Wł. Łęgi 1 /27, 86-300 Grudziądz  
tel. kom. 0 603 79 86 82, 609 065 762  
benbud@op.pl



## PROJEKT TECHNICZNY

EGZEMPLARZ NR 1 2 3 4 5

Stadium dokumentacji:

### TOM III – PROJEKT TECHNICZNY - KONSTRUKCJA

Przedmiot zamówienia:

Opracowanie dokumentacji budowlanej dla zadania inwestycyjnego pt.:  
Budowa budynku Szkoły Podstawowej w miejscowości Przyłęki



Nazwa i adres obiektu/inwestycji:

Szkoła Podstawowa w Przyłękach  
dz. nr 85/2 obr. 0009 gm. Białe Błota pow. bydgoski

Inwestor:

Gmina Białe Błota ul. Szubińska 7 86 – 005 Białe Błota

KATEGORIA OBIEKTU BUDOWLANEGO: IX

OPRACOWANIE BRANŻOWE	IMIĘ I NAZWISKO PROJEKTANTA	PODPIS
BUDOWLANA GŁÓWNY PROJEKTANT	inż. BENEDYKT REDER upr. budowlane do projektowania bez ograniczeń w specjalności: kontr. – budowlanej nr uprawnień UAN-IV/8346/113/TO/88	
KONSTRUKCJA SPRAWDZAJĄCY	mgr inż. HENRYK BANIECKI upr. budowlane do projektowania bez ograniczeń w specjalności: konstrukcyjno – budowlanej nr uprawnień 46Gd/75	
WŁAŚCICIEL ZAKŁADU	inż. BENEDYKT REDER	
DATA OPRACOWANIA	20.05.2022 r.	



### III. EKSPERTYZA TECHNICZNA

#### 3 Ekspertyza techniczna

##### 3.1 Inwestor.

Gmina Białe Błota ul. Szubińska 7 86-005 Białe Błota

##### 3.2 Jednostka projektowania.

Zakład Projektowania i Usług Budowlanych „BENBUD” inż. Benedykt Reder  
ul. Ks. dr Wł. Łęgi 1/27 86-300 Grudziądz

##### 3.3 Lokalizacja inwestycji.

Projektowany budynek zlokalizowany zostanie na działce dz. nr 85/2, ew. 040301\_2.0009.85/2 Białe Błota

##### 3.4 Akty normatywne.

- 1) Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane. (tekst jednolity: Dz. U. z 2021 r. poz. 2351)
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury i Budownictwa w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz.U. z 7 czerwca 2019, poz. 1065).
- Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych z dnia 07 czerwca 2010 r. w sprawie ochrony przeciwpożarowej budynków, innych obiektów i terenów (Dz.U. 2010 poz. 719).
- Opinia geotechniczna opracowana przez BAGEO Sławomir Stawski ul. Nalkowskiej 12/19 85-866 Bydgoszcz.**

##### 3.5 Zakres opracowania

Zakres opracowania obejmuje projekt dobudowy do istniejącego budynku Szkoły Podstawowej w miejscowości Przyłęki gm. Białe Błota nowego segmentu szkoły. Budynki połączone zostaną naziemnym łącznikiem.

##### 3.6 Sytuacja i lokalizacja istniejącej szkoły



Przedmiotowy budynek Szkoły Podstawowej zaostał na planie prostokąta i jest usytuowany przy ul. Przyrodniczej i św. Jana Marii Vianneya w Przyłękach gm. Białe Błota na działce nr nr 85/1, 85/2, obr. 0009, gmina Białe Błota. Istniejący budynek szkoły jest w budynku parterowym. Budynek nie jest wpisany do rejestru jako obiekt zabytkowy.

##### 3.7 Opis techniczne elementów konstrukcji istniejącego budynku szkoły.

###### 3.7.1 Ławy fundamentowe

Fundamentu i stopy fundamentowe żelbetowe wylewane na mokro z betonu C20/25 (B25) o wys. 40 cm. Fundamenty posadzone są na podkładzie z chudego betonu gr. 10 cm.

###### 3.7.2 Ściany fundamentowe

Ściany fundamentowe gr. 24 cm wylewane na mokro z betonu C20/25 (B25). Ścianki dociskowe z cegły wapienno – piaskowej gr. 8 cm.

###### 3.7.3 Ściany konstrukcyjne

Zewnętrzne warstwowe z cegły silikatowej gr. 24 cm, ocieplone warstwą styropianu gr. 12 cm.

Ściany wewnętrzne z cegły silikatowej gr. 24 cm.

###### 3.7.4 Ścianki działowe

Ścianki działowe wewnętrzne z cegły silikatowej i gazobetonu gr. 12cm.

###### 3.7.5 Stropy

Stropy gęstożebrowe typu TERIVA gr. 24 cm z betonu C20/25 (B25).

###### 3.7.6 Dach

Dach wielospadowy o nachyleniu 10° i 12° o konstrukcji drewnianej, kryty blachą dachówkową.

Konstrukcja dachu drewniana krokwiowo-płatwiowa. Nad salą gimnastyczną konstrukcja drewniano – stalowa.

###### 3.7.7 Nadproża

Nad otworami nadproża prefabrykowane typu L-19.

###### 3.7.8 Słupy i filarki międzyokienne

Słupy i filarki międzyokienne betonowe wylewane na mokro z betonu C20/25 (B25).

##### 3.8 Projektowana rozbudowa

Projekt przewiduje budowę nowego segmentu Szkoły Podstawowej, który ma zostać połączony z istniejącym budynkiem szkoły za pomocą naziemnego łącznika. Łącznik niepodpiwniczony. Projektowany budynek łącznika zostanie zdyktowany od istniejącej zabudowy i w żaden sposób nie będzie wpływał negatywnie na istniejącą konstrukcję budynku.

Zakład Projektowania i Usług Budowlanych „BENBUD” inż. Benedykt Reder, tel .kom. 0 609 06 57 62 / tel. kom. 0 603 79 86 82



Poziom posadowienia ław fundamentowych projektowanego łącznika należy dowieść do poziomu posadowienia istniejących ław fundamentowych budynku szkoły. W tym celu należy przewidzieć ławy schodkowe biegnące od projektowanego budynku szkoły do istniejącego budynku szkoły.

### 3.9 Opinia o stanie technicznym budynku

Ze względu na przewidywany zakres robót budowlanych ocenie podlegają następujące elementy :

- fundamenty;
- ściany zewnętrzne;
- ściany wewnętrzne;
- stropy;

#### 3.9.1 Fundamenty

Nie dokonano odkrywek ław fundamentowych. Dokonano oględzin ścian cokołu i przyziemia i nie stwierdzono zarysowań, ani uszkodzeń. Na podstawie obserwacji można przyjąć, że na ławach fundamentowych nie dokonały się żadne odkształcenia. Stan techniczny ław jest zadowalający.

#### 3.9.2 Ściany konstrukcyjne

Po dokonaniu oględzin ścian konstrukcyjnych zewnętrznych i wewnętrznych stwierdza się, że na ścianach nie występują żadne zarysowania, ani spękania. Ściany nie wykazują też odkształceń pionowych. Stan techniczny ścian konstrukcyjnych jest zadowalający.

#### 3.9.3 Ścianki działowe

Po dokonaniu oględzin ścianek działowych stwierdza się, że na ściankach nie występują żadne zarysowania, ani spękania. Ścianki nie wykazują też odkształceń pionowych. Stan techniczny ścianek działowych jest zadowalający.

#### 3.9.4 Konstrukcja dachu i pokrycie

Stan techniczny pokrycia dachu określić można jako dobry. Nie stwierdzono występowania przecieków. Na podstawie dokonanych oględzin stwierdza się, że konstrukcja stropodachu jest w dobrym stanie technicznym. Nie stwierdzono nadmiernych ugięć, ani zarysowań.

Przewody wentylacyjne są drożne, a kominy na odcinku ponad dachem są w dobrym stanie technicznym.

#### 3.9.5 Pozostałe elementy wykończenia budynku i instalacje

Pozostałe elementy wykończenia budynku oraz instalacje nie poddano szczegółowym oględzinom i ocenie technicznej ze względu na brak ingerencji w te elementy.

### 3.10 Analiza techniczno – wytrzymałościowa

Ponieważ na istniejący budynek Szkoły Podstawowej nie przewiduje się dodania dodatkowych obciążeń dlatego nie ma potrzeby dokonywania analizy wytrzymałościowej.

### 3.11 Wnioski i zalecenia

- Elementy budynku podlegające kontroli spełniają wymagania określone w Rozp. Min. Gosp. Przestrz. i Budown. z dn. 14.12.1994 r. w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie w zakresie działu V rozdział 1 & 203, działu VII i działu VIII rozdział 4 tego Rozporządzenia i nadaje się do dalszej eksploatacji.
- Po dokonaniu dobudowy łącznika istniejący budynek Szkoły Podstawowej będzie bezpiecznie eksploatowany i nie stwarza zagrożenia istniejącej konstrukcji budynku jak również osobom trzecim.