

Spis treści

I.	PODSTAWA OPRACOWANIA	
II.	OPIS TECHNICZNY	
1.	DANE OGÓLNE.....	3
2.	CEL OPRACOWANIA	3
3.	ZAKRES OPRACOWANIA.....	3
4.	ROZWIĄZANIA KONSTRUKCYJNO – BUDOWLANE	3
5.	UWAGI KOŃCOWE.....	8
III.	OBLICZENIA STATYCZNO WYTRZYMAŁOWOŚCIOWE	
IV.	CZĘŚĆ RYSUNKOWA	

I. PODSTAWA OPRACOWANIA

1. Projekt architektoniczno-budowlany branży architektonicznej
2. Ocena stanu technicznego
3. Wytyczne Zamawiającego
4. Przeprowadzona wizja w terenie
5. Ustawa Prawo Budowlane z dnia 07.07.1994r. (z późniejszymi zmianami)
6. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 03.07.2003r. „w sprawie szczegółowego zakresu i formy projektu budowlanego”,
7. Rozporządzenie Ministerstwa Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 25.04.2012r. „w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych”,

PODSTAWY PRAWNE – WYKAZ NORM BRANŻOWYCH

1. PN – 82 / B – 02000 Obciążenia budowli Zasady ustalania wartości
2. PN – 82 / B – 02001 Obciążenia budowli Obciążenia stałe
3. PN – 82 / B – 02003 Obciążenia budowli Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe
4. PN – 80 / B – 02010 Obciążenia w obliczeniach statycznych Obciążenie śniegiem
5. PN – 80 / B – 02010/Az1 Obciążenia w obliczeniach statycznych Obciążenie śniegiem
6. PN – 77 / B – 02011 Obciążenia w obliczeniach statycznych Obciążenie wiatrem
7. PN – 88 / B – 02014 Obciążenia budowli Obciążenia gruntem
8. PN – 86 / B – 02015 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne środowiskowe Obciążenie temperaturą
9. PN – B – 03264 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone Obliczenia statyczne i projektowanie
10. PN-B-03002: 1999 Konstrukcje murowe niezbrojone
11. PN-B-03150:2000/Az3:2004 Konstrukcje drewniane - Obliczenia statyczne i projektowanie
12. PN – 81 / B – 03020 Grunty budowlane Posadowienie bezpośrednie budowli Obliczenia statyczne i projektowanie
13. PN – EN ISO 6946 Komponenty budowlane i elementy budynku Opór cieplny i współczynnik przenikania ciepła
14. PN – 88 / B – 01041 Rysunek konstrukcyjny budowlany. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone
15. PN – 90 / B – 03000 Projekty budowlane. Obliczenia statyczne

II. OPIS TECHNICZNY

1. DANE OGÓLNE

W oparciu o projekt architektoniczny przedmiotem opracowania jest projekt branży konstrukcyjnej dotyczący jednego z dziewięciu budynków mieszkalnych jednorodzinnych w zabudowie szeregowej.

Nn. projekt dotyczy budynku oznaczonego na projekcie zagospodarowania jako „D”.

2. CEL OPRACOWANIA

Opracowanie ma stanowić podstawę do uzyskania pozwolenia na budowę, a następnie realizację inwestycji.

3. ZAKRES OPRACOWANIA

Opracowanie obejmuje część opisową, część rysunkową oraz niezbędne obliczenia statyczno - wytrzymałościowe.

4. ROZWIĄZANIA KONSTRUKCYJNO – BUDOWLANE

4.1 Układ konstrukcyjny

Projektowany obiekt jest budynkiem z trzema kondygnacjami nadziemnymi, jest niepodpiwniczony.

Układ konstrukcyjny budynku tworzą murowane ściany nośne gr. 24 cm, strop nad parterem projektuje się jako żelbetowy, oparty na ścianach z bloczków z betonu komórkowego, z bloczków wapienno piaskowych (wewnętrzne ściany nośne) oraz na belkach żelbetowych. Obciążenia z budynku będą przekazywane na grunt za pośrednictwem projektowanych fundamentów.

Zaprojektowano dach dwuspadowy. Kąt nachylenia głównych połaci 39°. Kąt nachylenia połaci nad lukarnami 26°. Konstrukcję dachu zaprojektowano w konstrukcji krokwiowo-jętkowej. Obciążenie z połaci przekazywane są na ściany nośne za pośrednictwem drewnianych murlat.

4.2 Założenia przyjęte do obliczeń konstrukcji

Na konstrukcje nośną działają obciążenia stałe od ciężaru własnego konstrukcji nośnej i pokrycia dachu, obciążenia stałe warstw wykończeniowych i posadzek, użytkowe oraz obciążenia klimatyczne.

Do obliczeń przyjęto:

- obciążenie śniegiem wg PN-80/B-02010, Pn-80/B-02010/Az1 – **III STREFA**
- obciążenie wiatrem wg PN-77/B-02011 – **I STREFA**
- posadowienie fundamentów wg PN-81/B-03020 – STREFA PRZEMARZANIA $h_z=1,0m$
- obciążenia użytkowe wg PN-82/B-02003
- obciążenia stałe wg PN-82/B-02001
- PN-82/B-02000 Zasady ustalania wartości obciążenia budowli

4.3 Opinia geotechniczna

Zgodnie z załączoną dokumentacją geotechniczną projektowany budynek zalicza się do pierwszej kategorii geotechnicznej a warunki gruntowe w miejscu lokalizacji przedmiotowego obiektu określa się jako proste.

Zgodnie z danymi dokumentacji geotechnicznej oraz przeprowadzonymi obliczeniami, ze względu na słabą nośność istniejącego gruntu „pył szary” zalegającego na głębokości 1.1m - 1.5m o miąższości warstwy 0.4m projektuję się wymianę tej warstwy gruntu na żwir zagęszczany warstwowo o stopniu zagęszczenia min. $I_D=0.8$. Projektowany budynek należy posadowić na wymienionym gruncie.

W trakcie wykonywania wierceń do maksymalnej głębokości wiercenia 3,0 m p.p.t. nie stwierdzono występowania zwierciadła wody ani sączeń. Po wiosennych roztopach i długotrwałych opadach deszczu woda może okresowo magazynować się w obrębie rozpoznanych utworów spoiстых.

Woda i grunt nie są agresywne w stosunku do terenu,

Głębokość przemarzania gruntu $h=1.0$ m

Wszelkie prace fundamentowe należy prowadzić w sposób, który nie naruszy struktury i stanu gruntu rodzimego.

4.4 Projektowane rozwiązania konstrukcyjne

4.4.1 KONSTRUKCJE DREWNIANE

WIEŻBA DACHOWA

Zaprojektowano drewnianą wieżbę dachową, o konstrukcji krokwiowo-jętkowej, dach dwuspadowy o nachyleniu połaci 39° . Krokwie zaprojektowane o wymiarze 10cm na 20cm oraz krokwie lukarny 6cm na 10cm. Każdą krokię należy połączyć z płatwią oraz murlatą za pomocą dwóch złączy BMF krokwiowo-płatwiowych typ MAXI 190, przybijając obustronnie, min. 12 szt. gwoździ karbowanych 4x50mm w każde ramie złącza. Połączenie płatwi i murlaty z krokwią należy wykonać dodatkowo na wrąb ukośny. Zaprojektowano jętki o wymiarze 8cm na 20cm. Projektowane jętki mają pełnić również funkcję konstrukcji stropu poddasza. Między jętkami zaprojektowano żebra drewniane **Ż-1, Ż-2, Ż-3, Ż-4, Ż-5, Ż-6** o wymiarze 8cm na 16cm. Zaprojektowano płatwie lukarny **P1** o wymiarze 12cm na 12cm. Zaprojektowano wymiany **WM1, WM2, WM3** o wymiarze 12cm na 20cm. Zaprojektowano wymiany **WM4, WM5, WM6, WM8** o wymiarze 10cm na 20cm. Zaprojektowano wymiany **WM7** o wymiarze 8cm na 20cm. Zaprojektowano murlaty **M1, M2, M3, M4, M5** o przekroju 16cm na 16cm. Murlaty należy kotwić do wieńca kotwami ocynkowanymi $\varnothing 16\text{mm}$ $L=450$ mm w rozstawie co 1m. Pod murlaty należy podłożyć pasek papy.

Elementy wieżby dachowej wykonać z drewna sosnowego klasy C24.

Wszystkie elementy drewniane należy zabezpieczyć przed korozją biologiczną, przeciwwilgociową oraz przeciwogniowo preparatem „FOBOS M2F” lub innymi środkami dopuszczonymi do stosowania w budownictwie wg wytycznych i zaleceń producenta.

Pokrycie dachowe – dachówka ceramiczna.

Rozmieszczenie elementów konstrukcyjnych wieżby wg rysunku nr K-11, K-12.

KONSTRUKCJA TARASU

Zaprojektowano drewnianą konstrukcję tarasu o układzie belkowym. Belki tarasowe zaprojektowano o wymiarze 10cm na 10cm. Każdą belkę należy połączyć z projektowaną stopą fundamentową ST-3 za pomocą wspornika słupa SIMPSON PPU100/60.

Legary zaprojektowano o wymiarze 8cm na 8cm, które należy oprzeć na projektowanych belkach tarasowych. Połączenie legarów z belkami tarasowymi wykonać za pomocą złączy kątowych.

Wszystkie Elementy drewniane należy zabezpieczyć przed korozją biologiczną, przeciwwilgociową oraz przeciwogniowo preparatem „FOBOS M2F” lub innymi środkami dopuszczonymi do stosowania w budownictwie wg wytycznych i zaleceń producenta.

Rozmieszczenie elementów konstrukcyjnych tarasu wg rysunku nr K-3.

4.4.2 ELEMENTY ŻELBETOWE

Wieńce żelbetowe

Elementy żelbetowe występujące w projektowanym układzie konstrukcyjnym to wieniec żelbetowy **W-1** o wymiarach 24cm na 24cm. Poziomy wieńców wg części rysunkowej. Zbrojenie wieńców stanowią pręty żebrowane $\varnothing 12$ mm i strzemiona $\varnothing 6$ mm co 200 mm. Wieńce znajdujące się na lukarnach mają pełnić również funkcję nadproży okiennych.

Płyty żelbetowe

W budynku zaprojektowano płytę żelbetową **PL1.1** dwukierunkowo zbrojoną, grubość płyty wynosi 16 cm. Zbrojenie płyty to siatka dołem z prętów żebrowanych $\varnothing 10$ i siatka górą z prętów żelbetowych $\varnothing 10$. Zbrojenie projektowanej płyty połączone z projektowanymi wieńcami W-1. Otulina dla płyty 2,5cm.

Nadproża

W budynku zaprojektowano nadproża okienne i drzwiowe, prefabrykowane typ **YF-150/11,5x2**, oparte na projektowanych ścianach konstrukcyjnych.

Belki żelbetowe

W budynku zaprojektowano belkę żelbetową **B-1** jako belkę monolityczną, o wysokości 43cm, szerokości 24cm, opartą na projektowanej ścianie konstrukcyjnej. Belkę **B-1** zaprojektowano w poziomie parteru. Zbrojenie belki **B-1** pokazano w części rysunkowej.

W budynku zaprojektowano belkę żelbetową **B-2** jako belkę monolityczną, o wysokości 35cm, szerokości 24cm, opartą na projektowanych słupach żelbetowych. Belkę **B-2** zaprojektowano w poziomie parteru. Zbrojenie belki **B-2** pokazano w części rysunkowej.

W budynku zaprojektowano belkę żelbetową **B-3** jako belkę monolityczną, o wysokości 34cm, szerokości 24cm, opartą na projektowanej ścianie konstrukcyjnej oraz na projektowanym słupie żelbetowym. Belkę **B-3** zaprojektowano w poziomie parteru. Zbrojenie belki **B-3** pokazano w części rysunkowej.

W budynku zaprojektowano belkę żelbetową **B-4** jako belkę monolityczną, o wysokości 25cm, szerokości 24cm, opartą na projektowanej ścianie konstrukcyjnej oraz na projektowanym słupie żelbetowym. Belkę **B-4** zaprojektowano w poziomie parteru. Zbrojenie belki **B-4** pokazano w części rysunkowej.

W budynku zaprojektowano belkę żelbetową **B-5** jako belkę monolityczną, o wysokości 26cm, szerokości 24cm, opartą na projektowanej ścianie konstrukcyjnej. Belkę **B-5** zaprojektowano w poziomie parteru. Zbrojenie belki **B-5** pokazano w części rysunkowej.

W budynku zaprojektowano belkę żelbetową **B-6** jako belkę monolityczną, o wysokości 40cm, szerokości 24cm, opartą na projektowanej ścianie konstrukcyjnej oraz na projektowanym słupie żelbetowym. Belkę **B-6** zaprojektowano w poziomie parteru. Zbrojenie belki **B-6** pokazano w części rysunkowej.

W budynku zaprojektowano belkę żelbetową **B-7** jako belkę monolityczną, o wysokości 35cm, szerokości 24cm, opartą na projektowanej ścianie konstrukcyjnej. Belkę **B-7** zaprojektowano w poziomie parteru. Zbrojenie belki **B-7** pokazano w części rysunkowej.

W budynku zaprojektowano belkę żelbetową **B-8** jako belkę monolityczną, o wysokości 35cm, szerokości 24cm, opartą na projektowanej ścianie konstrukcyjnej. Belkę **B-8** zaprojektowano w poziomie parteru. Zbrojenie belki **B-8** pokazano w części rysunkowej.

W budynku zaprojektowano belkę żelbetową **B-9** jako belkę monolityczną, o wysokości 31cm, szerokości 24cm, opartą na projektowanej ścianie konstrukcyjnej. Belkę **B-9** zaprojektowano w poziomie I piętra. Zbrojenie belki **B-9** pokazano w części rysunkowej.

W budynku zaprojektowano belkę żelbetową **B-10** jako belkę monolityczną, o wysokości 25cm, szerokości 24cm, opartą na projektowanej ścianie konstrukcyjnej. Belkę **B-10** zaprojektowano w poziomie I piętra. Zbrojenie belki **B-10** pokazano w części rysunkowej.

Słup żelbetowy

W budynku zaprojektowano słup żelbetowy **S-1** jako monolityczny, o wymiarach 24cm na 24cm. Zbrojenie słupa **S-1** stanowią 4 pręty żebrowane $\varnothing 12$ mm i strzemiona $\varnothing 6$ mm co 150mm.

W budynku zaprojektowano słup żelbetowy **S-2** jako monolityczny, o wymiarach 24cm na 42cm. Zbrojenie słupa **S-2** stanowi 8 prętów żebrowanych $\varnothing 12$ mm i strzemiona $\varnothing 6$ mm co 200mm.

W budynku zaprojektowano słup żelbetowy **S-3** jako monolityczny, o wymiarach 24cm na 24cm. Zbrojenie słupa **S-3** stanowią 4 pręty żebrowane $\varnothing 12$ mm i strzemiona $\varnothing 6$ mm co 150mm.

W budynku zaprojektowano słup żelbetowy **S-4** jako monolityczny, o wymiarach 24cm na 27cm. Zbrojenie słupa **S-4** stanowią 4 pręty żebrowane $\varnothing 12$ mm i strzemiona $\varnothing 6$ mm co 150mm.

W budynku zaprojektowano słup żelbetowy **S-5** jako monolityczny, o wymiarach 24cm na 24cm. Zbrojenie słupa **S-5** stanowią 4 pręty żebrowane $\varnothing 12$ mm i strzemiona $\varnothing 6$ mm co 150mm.

Trzpień żelbetowy

W budynku zaprojektowano trzpień żelbetowy **T-1** jako monolityczny, o wymiarach 24cm na 24cm. Zbrojenie trzepienia **T-1** stanowią 4 pręty żebrowane $\varnothing 12$ mm i strzemiona $\varnothing 6$ mm co 200mm.

W budynku zaprojektowano trzpień żelbetowy **T-2** jako monolityczny, o wymiarach 24cm na 42cm. Zbrojenie trzepienia **T-2** stanowią 4 pręty żebrowane $\varnothing 12$ mm i strzemiona $\varnothing 6$ mm co 200mm.

Schody

Zaprojektowano schody wewnętrzne **SCHODY NR1**, żelbetowe jako schody płytowe dwubiegowe oparte na projektowanej ścianie konstrukcyjnej, projektowanej ścianie fundamentowej, projektowanej belce żelbetowej. Grubość płyty schodów 15cm.

Zaprojektowano schody wewnętrzne **SCHODY NR2**, żelbetowe jako schody płytowe dwubiegowe oparte na projektowanej ścianie konstrukcyjnej, projektowanych belkach żelbetowych. Grubość płyty schodów 15cm.

Rozmieszczenie elementów konstrukcyjnych żelbetowych wg rysunku K-1, K-2, K-3, K-4, K-5, K-6, K-7, K-8, K-9, K-10.

4.4.3 ŚCIANY

Ściany wewnętrzne nośne zaprojektowano z bloczków silikatowych klasy 15 grubość 24 cm.

Ściany zewnętrzne nośne zaprojektowano z bloczków z betonu komórkowego odmiany 600, grubość 24cm.

4.4.4 FUNDAMENTY

Zaprojektowano fundamenty w postaci łąw fundamentowych **Ł-1**. Fundament o wysokości 0,3m i szerokości 0,6m.

Zaprojektowano fundamenty w postaci łąw fundamentowych **Ł-2**. Fundament o wysokości 0,3m i szerokości 0,60m.

Zaprojektowano fundamenty w postaci łąw fundamentowych **Ł-3**. Fundament o wysokości 0,3m i szerokości 0,98m.

Zaprojektowano fundamenty **Ł-4** pod projektowane schody zewnętrzne.

Zaprojektowano fundament w postaci stopy fundamentowej **ST-1** pod słup **S-1**. Fundament o wysokości 30 cm i wymiarach 0,8x0,8m.

Zaprojektowano fundamenty w postaci stopy fundamentowej **ST-2** pod słup **S-1** znajdujący się w ścianie szczytowej. Fundament o wysokości 30 cm i wymiarach 0,8x1,5m.

Zaprojektowano fundament w postaci stopy fundamentowej **ST-3** pod konstrukcję tarasu. Fundament o wysokości 123 cm i średnicy 0,2m. . Zbrojenie stopy **ST-3** stanowi 6 prętów żebrowanych $\varnothing 12$ mm i uzwojenie z prętów $\varnothing 6$ mm o skoku linii śrubowej 80mm.

Ławy Ł-2 i stopy ST-2 wykonać na projektowanej ławie przejściowej z warstwą poślizgową, wspólnej dla sąsiadujących ze sobą budynków. Ławę przejściową zaprojektowano o wysokości 30cm i szerokości 160cm.

Projektowane fundamenty posadowić na 10 cm warstwie chudego betonu.

Wykonując wykopy pod fundamenty nie wolno dopuścić do zalania wykopu wodą. Jeśli doszłoby do rozmiękczenia dna wykopu, wtedy należy naruszoną ziemię wybrać i zastąpić ją chudym betonem.

Rozmieszczenie elementów konstrukcyjnych fundamentów wg rysunku nr K-1, K-6

5 UWAGI KOŃCOWE

1. PRACE PROWADZIĆ ZGODNIE Z „WARUNKAMI TECHNICZNYMI WYKONANIA I ODBIORU ROBÓT” POD NADZOREM OSOBY UPRAWNIONEJ Z ZACHOWANIEM PRZEPISÓW BHP I PPOŻ.
2. BUDOWĘ NALEŻY REALIZOWAĆ ZGODNIE Z PROJEKTEM I UZYSKANYM POZWOLENIEM.
3. MATERIAŁY BUDOWLANE ORAZ ELEMENTY KONSTRUKCYJNE WINNY POSIADAĆ WYMAGANE ATESTY, CERTYFIKATY, DEKLARACJE ZGODNOŚCI I ODPOWIDAĆ NORMOM BUDOWLANYM.
4. DOPUSZCZA SIĘ ZASTOSOWANIE INNYCH MATERIAŁÓW NIŻ WSKAZANE W PROJEKCIE POD WARUNKIEM POSIADANIA PRZEZ NIE ODPOWIEDNICH WŁAŚCIWOŚCI TECHNICZNYCH, CO NAJMNIEJ TAKICH SAMYCH JAK MATERIAŁY ZASTOSOWANE W PROJEKCIE, POSIADAJĄCYCH ODPOWIEDNIE ATESTY, CERTYFIKATY I DEKLARACJE ZGODNOŚCI
5. ROBOTY BUDOWLANO – KONSTRUKCYJNE NALEŻY WYKONYWAĆ ZGODNIE Z ZASADAMI SZTUKI BUDOWLANEJ ORAZ OBOWIĄZUJĄCYMI NORMAMI.
6. POZOSTAŁE DANE WYNIKAJĄ Z ZAŁĄCZONYCH RYSUNKÓW I SCHEMATÓW W PROJEKCIE.
7. W PRZYPADKU ZAISTNIENIA W CZASIE PROWADZENIA ROBÓT WĄTPLIWOŚCI LUB PROBLEMÓW WYMAGAJĄCYCH DODATKOWEGO OPRACOWANIA PROJEKTOWEGO NALEŻY SKONTAKTOWAĆ SIĘ Z PROJEKTANTEM.

III. OBLICZENIA STATYCZNO WYTRZYMAŁOŚCIOWE

Spis treści

1. Zestawienie obciążeń	2
2. Obliczenia.....	5

1. Zestawienie obciążeń**I. Pokrycie dachu**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Dachówka ceramiczna holenderska i klasztorna, karpówka (pojedyncza) [0,900kN/m ²]	0,90	1,30	--	1,17
Σ :		0,90	1,30	--	1,17

II. Śnieg

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie śniegiem połaci bardziej obciążonej dachu dwuspadowego wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1 (strefa 3, A=250 m n.p.m. -> Q _k = 1,2 kN/m ² , nachylenie połaci 39,0 st. -> C ₂ =0,840) [1,008kN/m ²]	1,01	1,50	0,00	1,52
Σ :		1,01	1,50	--	1,52

IV. Wiatr

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie wiatrem połaci nawietrznej dachu - wariant II wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3 (strefa I, H=25 m n.p.m. -> q _k = 0,30kN/m ² , teren A, z=H=8,8 m, -> C _e =0,94, budowla zamknięta, wymiary budynku H=8,8 m, B=13,2 m, L=7,0 m, kąt nachylenia połaci dachowej alfa = 39,0 st. -> wsp. aerodyn. C=0,385, beta=1,80) [0,195kN/m ²]	0,20	1,30	0,00	0,26
2.	Obciążenie wiatrem połaci zawietrznej dachu wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3 (strefa I, H=25 m n.p.m. -> q _k = 0,30kN/m ² , teren A, z=H=8,8 m, -> C _e =0,94, budowla zamknięta, wymiary budynku H=8,8 m, B=13,2 m, L=7,0 m, kąt nachylenia połaci dachowej alfa = 39,0 st. -> wsp. aerodyn. C=-0,4, beta=1,80) [-0,203kN/m ²]	-0,20	1,30	0,00	-0,26
Σ :		0,00	--	--	0,00

V. Ocieplenie dachu

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	ROCKWOOL Superrock grub. 18 cm [0,380kN/m ³ ·0,18m]	0,07	1,30	--	0,09
2.	ROCKWOOL Superrock grub. 3 cm [0,380kN/m ³ ·0,03m]	0,01	1,30	--	0,01
3.	Gips lany, płyty gipsowe ściśle grub. 2,5 cm [12,0kN/m ³ ·0,025m]	0,30	1,30	--	0,39
Σ :		0,38	1,30	--	0,49

VI. Ściana zewnętrzna (beton komórkowy)

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m ³ ·0,015m]	0,29	1,30	--	0,38

2.	Mur z drobnych elementów z betonu komórkowego odmiany 06 grub. 24 cm [9,000kN/m ³ ·0,24m]	2,16	1,30	--	2,81
3.	Styropian grub. 14 cm [0,45kN/m ³ ·0,14m]	0,06	1,30	--	0,08
Σ:		2,51	1,30	--	3,26

VII. Ściana silikatowa wewnętrzna gr. 24cm

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ _f	k _d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m ³ ·0,015m]	0,29	1,30	--	0,38
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm [19,000kN/m ³ ·0,24m]	4,56	1,30	--	5,93
3.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m ³ ·0,015m]	0,29	1,30	--	0,38
Σ:		5,14	1,30	--	6,68

VIII. Ścianki działowe silikatowe

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ _f	k _d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m ³ ·0,015m]	0,29	1,30	--	0,38
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 12 cm [19,000kN/m ³ ·0,12m]	2,28	1,30	--	2,96
3.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m ³ ·0,015m]	0,29	1,30	--	0,38
Σ:		2,86	1,30	--	3,72

IX. Warstwy stropu nad parterem

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ _f	k _d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm [0,320kN/m ²]	0,32	1,30	--	0,42
2.	Warstwa cementowa na siatce metalowej grub. 5 cm [24,0kN/m ³ ·0,05m]	1,20	1,30	--	1,56
3.	Styropian grub. 5 cm [0,45kN/m ³ ·0,05m]	0,02	1,20	--	0,02
4.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, zbrojony, zagęszczony grub. 16 cm [25,0kN/m ³ ·0,16m]	4,00	1,30	--	5,20
5.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m ³ ·0,015m]	0,29	1,30	--	0,38
Σ:		5,83	1,30	--	7,58

X. Warstwy stropu nad I piętrzem

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ _f	k _d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm [0,320kN/m ²]	0,32	1,30	--	0,42
2.	suchy jastrych brico knauf 23 grub. 2,3 cm [12,170kN/m ³ ·0,023m]	0,28	1,30	--	0,36
3.	akustyczna wełna mineralna STEPROCK HD grub. 2 cm [1,400kN/m ³ ·0,02m]	0,03	1,30	--	0,04
4.	Jodła, lipa, olcha, osika, sosna, świerk, topola o wilgotności 23% grub. 3,2 cm [6,0kN/m ³ ·0,032m]	0,19	1,30	--	0,25
5.	Wełna mineralna w płytach półtwardych grub. 20 cm [1,0kN/m ³ ·0,20m]	0,20	1,30	--	0,26
6.	Gips lany, płyty gipsowe ściśle grub. 1,3 cm	0,15	1,30	--	0,19

[12,0kN/m³·0,0125m]

Σ: 1,17 1,30 -- 1,52

XI. Obciążenie tarasu stałe

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ _f	k _d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Jodła, lipa, olcha, osika, sosna, świerk, topola o wilgotności 23% grub. 4 cm [6,0kN/m ³ ·0,04m]	0,24	1,30	--	0,31
Σ:		0,24	1,30	--	0,31

XII. Obciążenie tarasu użytkowe

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ _f	k _d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Użytkowe tarasu	5,00	1,00	--	5,00
Σ:		5,00	1,00	--	5,00

XIII. Obciążenie fundamentów pod ścianą frontową

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ _f	k _d	Obc. obl. kN/m
1.	Reakcja z krokwi [20,68kN/1,02m=20,27kN/m]	30,00	1,00	--	30,00
2.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, zbrojony, zagęszczony grub. 24 cm i szer.24 cm [25,0kN/m ³ ·0,24m·0,24m]	1,44	1,30	--	1,87
3.	VI. Ściana zewnętrzna (beton komórkowy) szer.65 cm [2,510kN/m ² ·0,65m]	1,63	1,30	--	2,12
4.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, zbrojony, zagęszczony grub. 24 cm i szer.24 cm [25,0kN/m ³ ·0,24m·0,24m]	1,44	1,30	--	1,87
5.	VII. Warstwy stropu szer.82 cm [5,830kN/m ² ·0,82m]	4,78	1,30	--	6,21
6.	Obciążenie zmienne (pokoje i pomieszczenia mieszkalne w domach indywidualnych, czynszowych, hotelach, schroniskach, szpitalach, więzieniach, pomieszczenie sanitarne, itp.) szer.82 cm [1,5kN/m ² ·0,82m]	1,23	1,40	0,35	1,72
7.	VI. Ściana zewnętrzna (beton komórkowy) szer.244 cm [2,510kN/m ² ·2,44m]	6,12	1,30	--	7,96
8.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, zbrojony, niezagęszczony grub. 24 cm i szer.80 cm [24,0kN/m ³ ·0,24m·0,80m]	4,61	1,30	--	5,99
Σ:		51,25	1,13	--	57,75

XIV. Obciążenie fundamentów - ściana szczytowa

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ _f	k _d	Obc. obl. kN/m
1.	VI. Ściana zewnętrzna (beton komórkowy) szer.604 cm [2,510kN/m ² ·6,04m]	15,16	1,30	--	19,71
2.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, zbrojony, zagęszczony grub. 24 cm i szer.24 cm [25,0kN/m ³ ·0,24m·0,24m]	1,44	1,30	--	1,87
3.	VI. Ściana zewnętrzna (beton komórkowy) szer.65 cm [2,510kN/m ² ·0,65m]	1,63	1,30	--	2,12
4.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, zbrojony, zagęszczony grub. 24 cm i szer.24 cm [25,0kN/m ³ ·0,24m·0,24m]	1,44	1,30	--	1,87
5.	VII. Warstwy stropu szer.163 cm	9,50	1,30	--	12,35

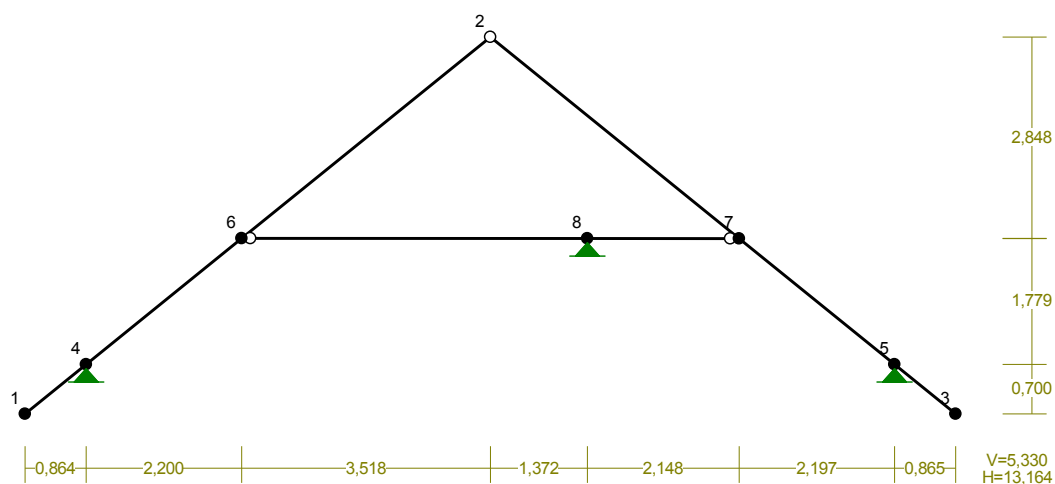
	[5,830kN/m ² ·1,63m]				
6.	Obciążenie zmienne (pokoje i pomieszczenia mieszkalne w domach indywidualnych, czynszowych, hotelach, schroniskach, szpitalach, więzieniach, pomieszczenie sanitarne, itp.) szer.163 cm [1,5kN/m ² ·1,63m]	2,44	1,40	0,35	3,42
7.	VI. Ściana zewnętrzna (beton komórkowy) szer.244 cm [2,510kN/m ² ·2,44m]	6,12	1,30	--	7,96
8.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, niezbrojony, zagęszczony grub. 24 cm i szer.80 cm [24,0kN/m ³ ·0,24m·0,80m]	4,61	1,30	--	5,99
Σ:		42,34	1,31	--	55,29

2. Obliczenia

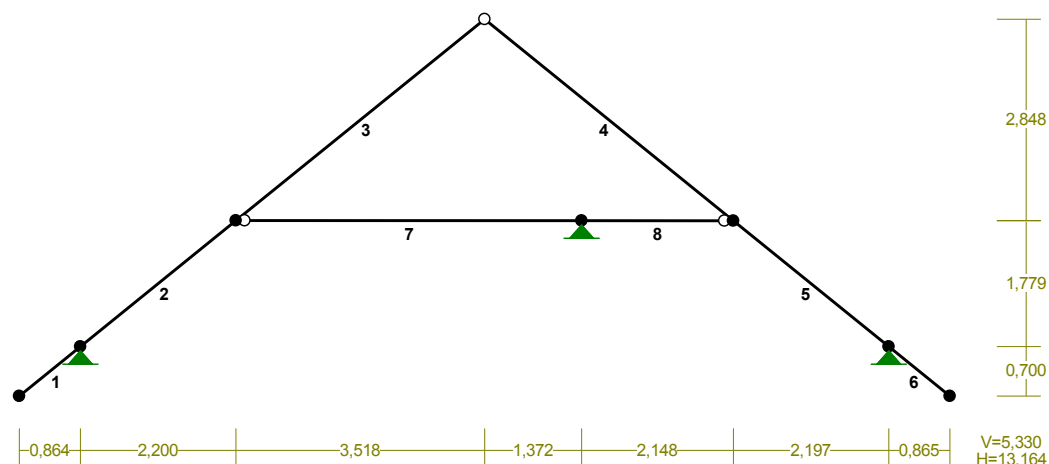
2.1 Więżba dachowa

2.1.1 Wiązar z wydłużonym okapem

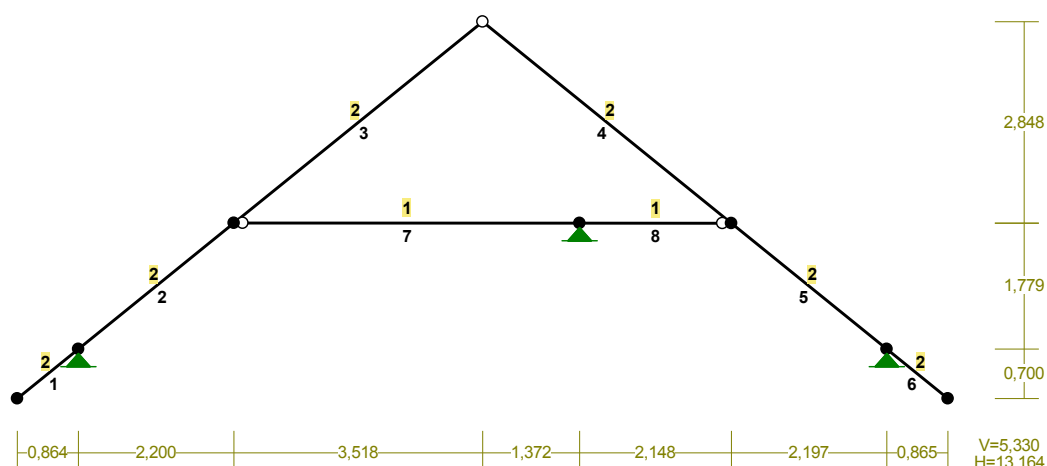
WĘZŁY:



PRĘTY:



PRZEKROJE PRĘTÓW:



PRĘTY UKŁADU:

Typy prętów: 00 - sztyw.-sztyw.; 01 - sztyw.-przegub;
10 - przegub-sztyw.; 11 - przegub-przegub
22 - ciągnio

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	1	4	0,864	0,700	1,112	1,000	2 B 20,0x10,0
2	00	4	6	2,200	1,782	2,831	1,000	2 B 20,0x10,0
3	01	6	2	3,518	2,848	4,526	1,000	2 B 20,0x10,0
4	10	2	7	3,520	-2,851	4,530	1,000	2 B 20,0x10,0
5	00	7	5	2,197	-1,779	2,827	1,000	2 B 20,0x10,0
6	00	5	3	0,865	-0,700	1,113	1,000	2 B 20,0x10,0
7	10	6	8	4,890	-0,002	4,890	1,000	1 IIIa 20x26
8	01	8	7	2,148	-0,001	2,148	1,000	1 IIIa 20x26

WIELKOŚCI PRZEKROJOWE:

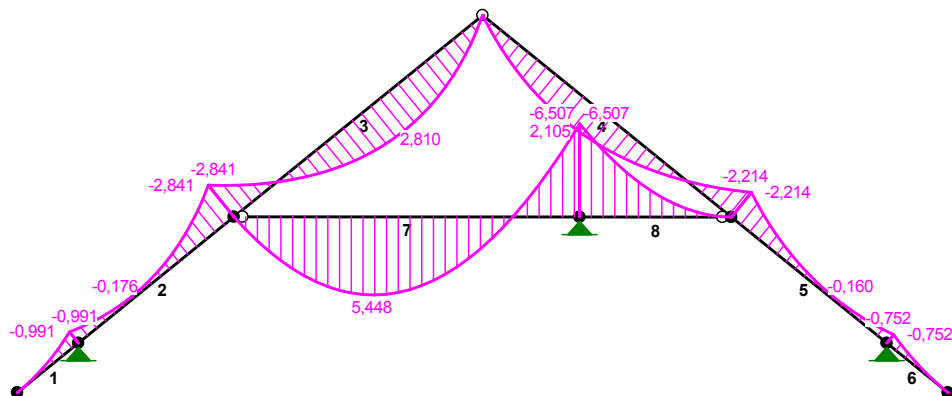
Nr.	A[cm ²]	Ix[cm ⁴]	Iy[cm ⁴]	Wg[cm ³]	Wd[cm ³]	h[cm]	Materiał:
1	320,0	27627	10667	1067	1067	20,0	71 Drewno C24
2	200,0	6667	1667	667	667	20,0	71 Drewno C24

STAŁE MATERIAŁOWE:

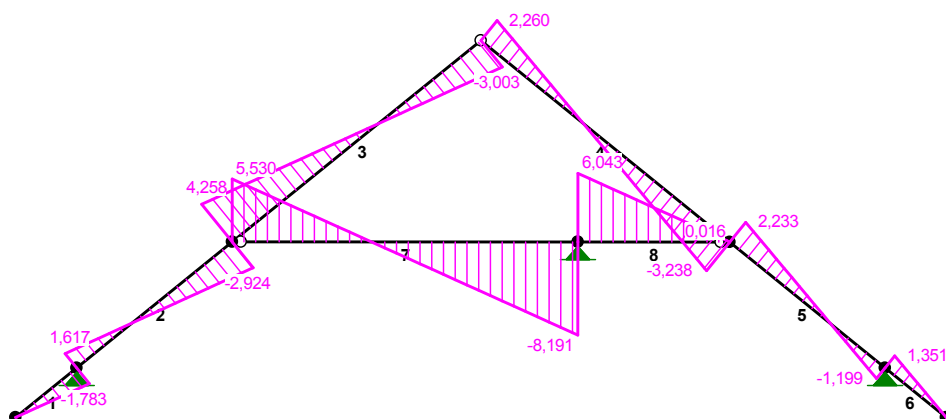
Materiał:	Moduł E: [N/mm ²]	Napręż.gr.: [N/mm ²]	AlfaT: [1/K]
71 Drewno C24	11	24,000	5,00E-06

Ciężar wł.				1,10
A - "Stałe"	Stałe			1,30/0,90
B - "Śnieg"	Zmienne	1	1,00	1,50
C - "Wiatr"	Zmienne	1	1,00	1,30
D - "Użytkowe"	Zmienne	1	1,00	1,40

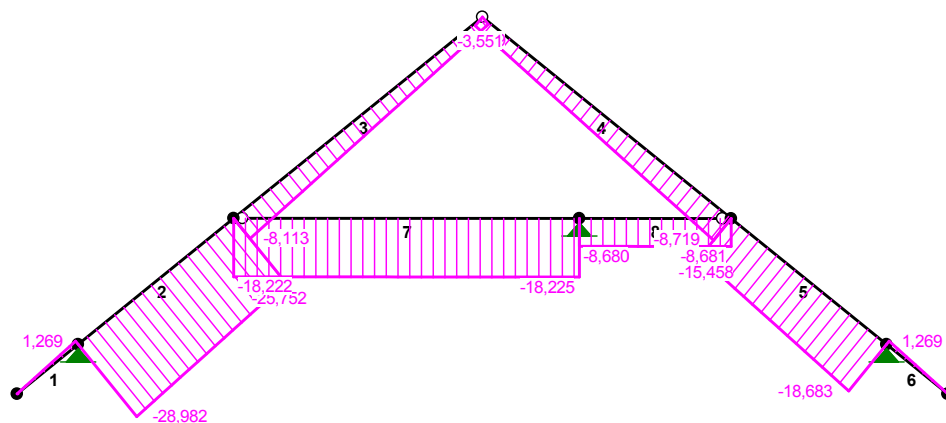
MOMENTY :



SIŁY PRZĘCZNE :



NORMALNE :



SIŁY PRZEKROJOWE:

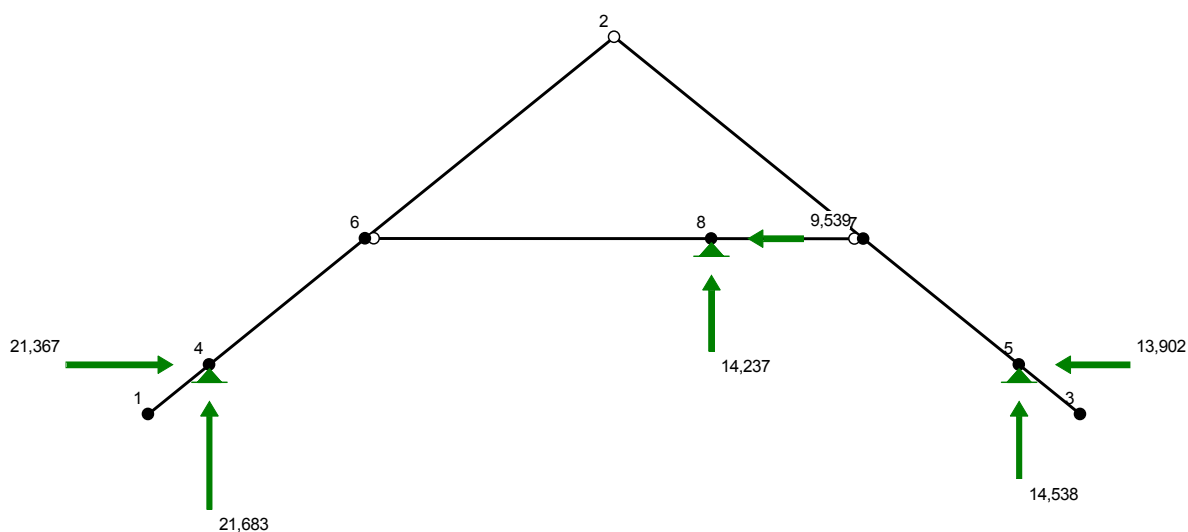
T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+ABCD

Pręt:	x/L:	x [m] :	M [kNm] :	Q [kN] :	N [kN] :
1	0,00	0,000	-0,000	0,000	0,000
	1,00	1,112	-0,991	-1,783	1,269
2	0,00	0,000	-0,991	1,617	-28,982
	0,36	1,006	-0,176*	0,003	-27,834
	1,00	2,831	-2,841	-2,924	-25,752
3	0,00	0,000	-2,841	4,258	-8,113
	0,59	2,652	2,810*	0,004	-5,087
	1,00	4,526	-0,000	-3,003	-2,949
4	0,00	0,000	0,000	2,260	-3,551
	0,41	1,858	2,105*	0,005	-5,670
	1,00	4,530	-2,214	-3,238	-8,719
5	0,00	0,000	-2,214	2,233	-15,458
	0,65	1,844	-0,160*	-0,006	-17,562
	1,00	2,827	-0,752	-1,199	-18,683
6	0,00	0,000	-0,752	1,351	1,269
	1,00	1,113	0,000	0,000	-0,000
7	0,00	0,000	0,000	5,530	-18,222
	0,40	1,967	5,449*	0,009	-18,223
	1,00	4,890	-6,507	-8,191	-18,225
8	0,00	0,000	-6,507	6,043	-8,680
	0,00	0,008	-6,456	6,019	-8,680*
	1,00	2,148	-0,000	0,016	-8,681

* = Wartości ekstremalne

REAKCJE PODPOROWE:



REAKCJE PODPOROWE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+ABCD

Węzeł:	H [kN]:	V [kN]:	Wypadkowa [kN]:	M [kNm]:
4	21,367	21,683	30,442	
5	-13,902	14,538	20,115	
8	-9,539	14,237	17,137	

PRZEMIESZCZENIA WĘZŁÓW:

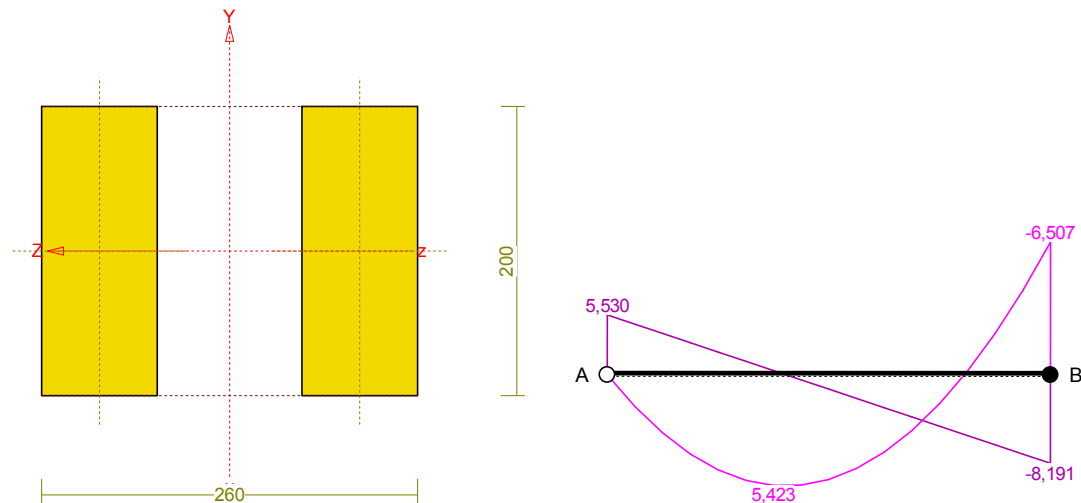
T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+ABCD

Węzeł:	Ux [m]:	Uy [m]:	Wypadkowe [m]:	Fi [rad] ([deg]):
1	0,00078	-0,00097	0,00124	0,00124 (0,071)
2	-0,00008	-0,00064	0,00065	
3	-0,00069	-0,00086	0,00110	-0,00108 (-0,062)
4	-0,00000	-0,00000	0,00000	0,00074 (0,042)
5	0,00000	-0,00000	0,00000	-0,00070 (-0,040)
6	0,00025	-0,00087	0,00091	-0,00252 (-0,144)
7	-0,00005	-0,00041	0,00042	0,00190 (0,109)
8	0,00000	-0,00000	0,00000	0,00279 (0,160)

Pręt nr 7

Zadanie: wiązar pełny



Przekrój: 1 „IIIa 20x26”

Wymiary przekroju:

$h=200,0$ mm $b=260,0$ mm.

Charakterystyka geometryczna przekroju:

$J_y=27626,7$; $J_z=10666,7$ cm⁴; $A=320,00$ cm²; $i_y=9,3$; $i_z=5,8$ cm; $W_y=2125,1$; $W_z=1066,7$ cm³.

Własności techniczne drewna:

Przyjęto 1 klasę użytkowania konstrukcji (*temperatura powietrza 20° i wilgotności powyżej 65% tylko przez kilka tygodni w roku*) oraz klasę trwania obciążenia: **Krótkotrwałe** (*mniej niż 1 tydzień, np. śnieg i wiatr*).

$$K_{mod} = 0,90$$

$$\gamma_M = 1,3$$

Cechy drewna: **Drewno C24.**

$$f_{m,k} = 24,00$$

$$f_{m,d} = 16,62 \text{ MPa}$$

$$f_{t,0,k} = 14,00$$

$$f_{t,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$f_{t,90,k} = 0,50$$

$$f_{t,90,d} = 0,35 \text{ MPa}$$

$$f_{c,0,k} = 21,00$$

$$f_{c,0,d} = 14,54 \text{ MPa}$$

$$f_{c,90,k} = 2,50$$

$$f_{c,90,d} = 1,73 \text{ MPa}$$

$$f_{v,k} = 2,50$$

$$f_{v,d} = 1,73 \text{ MPa}$$

$$E_{0,mean} = 11000 \text{ MPa}$$

$$E_{90,mean} = 370 \text{ MPa}$$

$$E_{0,05} = 7400 \text{ MPa}$$

$$G_{mean} = 690 \text{ MPa}$$

$$\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$$

Sprawdzenie nośności pręta nr 7

Sprawdzenie nośności przeprowadzono wg PN-B-03150:2000. W obliczeniach uwzględniono ekstremalne wartości wielkości statycznych.

Charakterystyka zastępcza przekroju:

Moment bezwładności względem osi prostopadłej do przewiązek:

$$I_{tot} = b [(2h + a)^3 - a^3] / 12 = 20,0 \times [(2 \times 8,0 + 10,0)^3 - 10,0^3] / 12 = 27626,7 \text{ cm}^4$$

Nośność na ściskanie:

Wyniki dla $x_a = 4,89 \text{ m}$; $x_b = 0,00 \text{ m}$, przy obciążeniach „ABCD”.

- długość wyboczeniowa w płaszczyźnie układu (wyznaczona na podstawie podatności węzłów):

$$l_c = \mu l = 0,783 \times 4,890 = 3,829 \text{ m}$$

- długość wyboczeniowa w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny układu:

$$l_c = \mu l = 1,000 \times 4,890 = 4,890 \text{ m}$$

Długości wyboczeniowe dla wyboczenia w płaszczyznach prostopadłych do osi głównych przekroju, wynoszą:

$$l_{c,y} = 4,890 \text{ m};$$

$$l_{c,z} = 3,829 \text{ m}$$

Współczynniki wyboczeniowe:

$$\lambda_y = l_{c,y} / \sqrt{I_{tot,y} / A_{tot}} = 489,0 / \sqrt{27626,7 / 320,00} = 52,6$$

$$\lambda_z = l_{c,z} / \sqrt{I_{tot,z} / A_{tot}} = 382,9 / \sqrt{10666,7 / 320,00} = 66,3$$

$$\lambda_1 = \sqrt{12} l_1 / h = 3,464 \times 97,8 / 8,0 = 42,3$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \eta \lambda_1^2 n / 2} = \sqrt{52,6^2 + 2,5 \times 42,3^2 \times 2 / 2} = 85,2$$

$$\sigma_{c,crit,y} = \pi^2 E_{0,05} / \lambda_{ef,y}^2 = 9,87 \times 7400 / (85,17)^2 = 10,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,crit,z} = \pi^2 E_{0,05} / \lambda_{ef,z}^2 = 9,87 \times 7400 / (66,32)^2 = 16,61 \text{ MPa}$$

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{f_{c,0,k} / \sigma_{c,crit,y}} = \sqrt{21 / 10,07} = 1,444$$

$$\lambda_{rel,z} = \sqrt{f_{c,0,k} / \sigma_{c,crit,z}} = \sqrt{21/16,61} = 1,125$$

$$k_y = 0,5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,5) + \lambda_{rel,y}^2] = 0,5 \times [1 + 0,2 \times (1,444 - 0,5) + (1,444)^2] = 1,637$$

$$k_z = 0,5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,5) + \lambda_{rel,z}^2] = 0,5 \times [1 + 0,2 \times (1,125 - 0,5) + (1,125)^2] = 1,195$$

$$k_{c,y} = 1 / (k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}) = 1 / (1,637 + \sqrt{1,637^2 - 1,444^2}) = 0,415$$

$$k_{c,z} = 1 / (k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}) = 1 / (1,195 + \sqrt{1,195^2 - 1,125^2}) = 0,626$$

Powierzchnia obliczeniowa przekroju $A_d = 320,00 \text{ cm}^2$.

Nośność na ściskanie:

$$\sigma_{c,0,d} = N / A_d = 18,225 / 320,00 \times 10 = \mathbf{0,57} < \mathbf{6,04} = 0,415 \times 14,54 = k_{c,y} f_{c,0,d}$$

Ściskanie ze zginaniem dla $x_a=4,89 \text{ m}$; $x_b=0,00 \text{ m}$, przy obciążeniach „ABCD”:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{0,57}{0,415 \times 14,54} + 1,0 \times \frac{0,00}{16,62} + \frac{0,00}{16,62} = \mathbf{0,094} < \mathbf{1}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{0,57}{0,626 \times 14,54} + \frac{0,00}{16,62} + 1,0 \times \frac{0,00}{16,62} = \mathbf{0,063} < \mathbf{1}$$

Nośność na zginanie:

Wyniki dla $x_a=4,89 \text{ m}$; $x_b=0,00 \text{ m}$, przy obciążeniach „ABCD”.

Największe naprężenia dla gałęzi ściskanej:

$$\sigma_i = \gamma'_{i1} a'_{i1} M' / I'_{ef} = 1,000 \times 0,0 \times 6,507 / 10666,7 \times 10^3 = \mathbf{0,00} < \mathbf{14,54} = f_{c,0,d}$$

Największe naprężenia dla gałęzi rozciąganej:

$$\sigma_i = \gamma'_{i1} a'_{i1} M' / I'_{ef} = 1,000 \times 0,0 \times 6,507 / 10666,7 \times 10^3 = \mathbf{0,00} < \mathbf{9,69} = f_{c,0,t}$$

Nośność dla $x_a=4,89 \text{ m}$; $x_b=0,00 \text{ m}$, przy obciążeniach „ABCD”:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0,00}{16,62} + 1,0 \times \frac{6,10}{16,62} = \mathbf{0,367} < \mathbf{1}$$

Nośność ze ściskaniem dla $x_a=4,89 \text{ m}$; $x_b=0,00 \text{ m}$, przy obciążeniach „ABCD”:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}^2}{f_{c,0,d}^2} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0,57^2}{14,54^2} + \frac{0,00}{16,62} + 1,0 \times \frac{0,00}{16,62} = \mathbf{0,002} < \mathbf{1}$$

Nośność na ścinanie:

Wyniki dla $x_a=4,89 \text{ m}$; $x_b=0,00 \text{ m}$, przy obciążeniach „ABCD”.

Naprężenia tnące dla ścinania w płaszczyźnie równoległej do przewiązek:

$$\tau = 1,5 V / (n b h) = 1,5 \times 0,000 / (2 \times 20,0 \times 8,0) \times 10 = 0,00 \text{ MPa}$$

Naprężenia tnące dla ścinania w płaszczyźnie prostopadłej do przewiązek:

$$\tau' = 1,5 V' / (n b h) = 1,5 \times 8,191 / (2 \times 20,0 \times 8,0) \times 10 = 0,38 \text{ MPa}$$

Nośność na ścinanie:

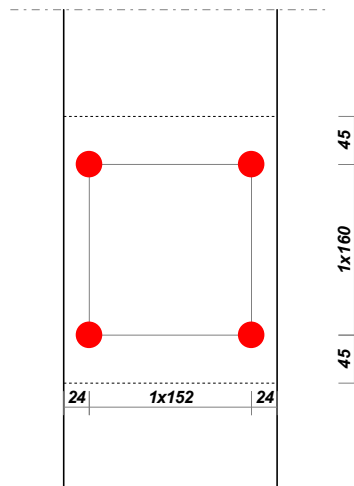
$$\sqrt{\tau^2 + \tau'^2} = \sqrt{0,00^2 + 0,38^2} = \mathbf{0,38} < \mathbf{1,73} = f_{v,d}$$

Nośność przewiązek:

Wyniki dla $x_a=4,89 \text{ m}$; $x_b=0,00 \text{ m}$, przy obciążeniach „ABCD”.

Do połączenia przewiązek, przyjęto łączniki mechaniczne w postaci wkrętów długości 176 mm o średnicy 8,0 mm. Łączniki należy umieścić w uprzednio nawierconych otworach.

Minimalne odległości łączników: $a_1 = 56,0$; $a_2 = 32,0$; $a_3 = 80,0$; $a_4 = 24,0 \text{ mm}$.



Nośność łącznika obciążonego osiowo:

$$f_{3,k} = (1,5 + 0,6 d) \sqrt{\rho_k} = (1,5 + 0,6 \times 8,0) \times \sqrt{350} = 117,9$$

$$f_{3,d} = f_{3,k} k_{\text{mod}} / 1,3 = 117,9 \times 0,90 / 1,3 = 81,6 \text{ N/mm}^2$$

$$R_{x,d} = f_{3,d} (l_{\text{ef}} - d) = 81,6 \times (96 - 8,0) = 7180,5 \text{ N}$$

Nośność łącznika obciążonego poprzecznie:

$$f_{h,k} = 0,082 \times (1 - 0,01 \times 8,0) \times 350 = 26,40$$

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 d = 1,47$$

$$f_{h,a,k} = f_{h,k} / (k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha) = 26,40 / (1,47 \times \sin^2 0 + \cos^2 0) = 26,40$$

$$f_{h,d} = f_{h,a,k} k_{\text{mod}} / 1,3 = 26,40 \times 0,90 / 1,3 = 18,28 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{y,k} = 0,8 \times 300 \times 7,2^3 / 6 = 14929,92$$

$$M_{y,d} = M_{y,k} / 1,1 = 13572,65 \text{ Nmm}$$

$$R_{d,1} = f_{h,d} t_1 d = 18,28 \times 80,0 \times 8,0 = 11699,0 \text{ N}$$

$$R_{d,2} = f_{h,d} t_2 d \beta = 18,28 \times 100,0 \times 8,0 \times 1,00 = 12137,7 \text{ N}$$

$$R_{d,3} = f_{h,d} t_1 d / (1 + \beta) [\sqrt{\beta + 2\beta^2 (1 + t_2 / t_1 + t_2^2 / t_1^2)} + \beta^3 t_2^2 / t_1^2 - \beta(1 + t_2 / t_1)] = 18,28 \times 80,0 \times 8,0 / (1 + 1,00) \times [\sqrt{1,00 + 2 \times 1,00^2 \times (1 + 100,0 / 80,0 + 100,0^2 / 80,0^2)} + 1,00^3 \times 100,0^2 / 80,0^2 - 1,00 \times (1 + 100,0 / 80,0)] = 4938,2 \text{ N}$$

$$R_{d,4} = 1,1 f_{h,d} t_2 d / (1 + 2\beta) [\sqrt{2\beta^2 (1 + \beta) + 4\beta(1 + 2\beta) M_{y,d} / f_{h,d} d t_1^2} - \beta] = 1,1 \times 18,28 \times 100,0 \times 8,0 / (1 + 2 \times 1,00) \times [\sqrt{2 \times 1,00^2 \times (1 + 1,00) + 4 \times 1,00 \times (1 + 2 \times 1,00) \times 13572,65 / (18,28 \times 8,0 \times 100,0^2)} - 1,00] = 4628,6 \text{ N}$$

$$R_{d,5} = 1,1 f_{h,d} t_1 d / (2 + \beta) [\sqrt{2\beta(1 + \beta) + 4\beta(2 + \beta) M_{y,d} / f_{h,d} d t_1^2} - \beta] = 1,1 \times 18,28 \times 80,0 \times 8,0 / (2 + 1,00) \times [\sqrt{2 \times 1,00 \times (1 + 1,00) + 4 \times 1,00 \times (2 + 1,00) \times 13572,65 / (18,28 \times 8,0 \times 80,0^2)} - 1,00] = 4474,3 \text{ N}$$

$$R_{d,6} = 1,1 \sqrt{2 M_{y,d} f_{h,d} d 2\beta / (1 + \beta)} = 1,1 \times \sqrt{2 \times 13572,65 \times 18,28 \times 8,0 \times 2 \times 1,00 / (1 + 1,00)} = 2191,6 \text{ N}$$

$$R_d = 2191,6 \text{ N}$$

Dla prętów ściskanych należy uwzględnić dodatkową siłę poprzeczną przy wyboczeniu:

$$\text{dla } \lambda_{\text{ef}} > 60 \quad V_d = F_{c,d} / (60 k_c) = 18,225 / (60 \times 0,415) = 0,732 \text{ kN}$$

Siły działające na łącznik:

$$V_p = V l_1 / (n a_1) = 0,732 \times 97,8 / (1 \times 18,0) = 3,975 \text{ kN}$$

$$M_p = V_p a_1 / 2 = 3,975 \times 0,180 / 2 = 0,358 \text{ kNm}$$

$$F_1 = \sqrt{(V_p / n + M_p r_y / \Sigma r^2)^2 + (M_p r_x / \Sigma r^2)^2} = \sqrt{(3,975 / 4 + 0,358 \times 0,0000 / 0,0512)^2 + (0,358 \times 0,0800 / 0,0512)^2} \times 10^3 = 1,0 \text{ N}$$

$$F_{1,x} = M_p r / \Sigma r^2 = 0,358 \times 8,00 / 5120,00 \times 10^5 = 559,0 \text{ N}$$

Nośność łączników:

$$(F_1 / R_d)^2 + (F_{1,x} / R_d)^2 = (1,0 / 2191,6)^2 + (559,0 / 7180,5)^2 = \mathbf{0,006} < \mathbf{1} = 1$$

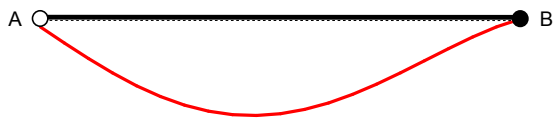
Przyjęto przewiązki szerokości $l_2 = 250 \text{ mm}$.

Nośność przewiązek:

$$\sigma = M_p / W = 0,358 / 2083,33 \times 10^3 = \mathbf{0,17} < \mathbf{16,62} = f_{m,d}$$

$$\tau = 1,5 V_p / A = 1,5 \times 3,975 / 500,00 \times 10 = \mathbf{0,12} < \mathbf{1,73} = f_{v,d}$$

Stan graniczny użytkowania:



Wyniki dla $x_a = 2,14 \text{ m}$; $x_b = 2,75 \text{ m}$, przy obciążeniach „ABCD”.

Ugięcie graniczne

$$u_{\text{net,fin}} = l / 200 = 24,5 \text{ mm}$$

Ugięcia od obciążeń stałych (ciężar własny + „A”):

$$u_{z,\text{fin}} = u_{z,\text{inst}} (1 + k_{\text{def}}) = 0,0 \times (1 + 0,60) = 0,0 \text{ mm}$$

$$u_{y,\text{fin}} = u_{y,\text{inst}} (1 + k_{\text{def}}) = -3,6 \times (1 + 0,60) = -5,7 \text{ mm}$$

Ugięcia od obciążeń zmiennych („BCD”):

Klasa trwania obciążeń zmiennych: **Krótkotrwale** (mniej niż 1 tydzień, np. śnieg i wiatr).

$$u_{z,\text{fin}} = u_{z,\text{inst}} (1 + k_{\text{def}}) = 0,0 \times (1 + 0,00) = 0,0 \text{ mm}$$

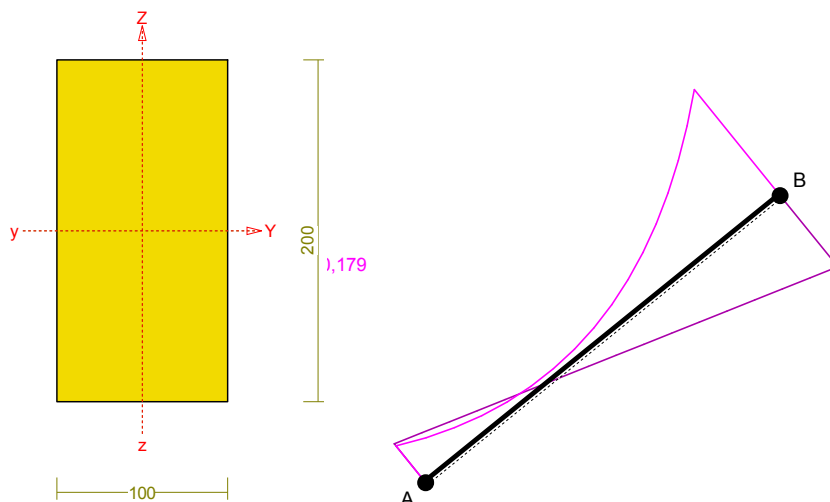
$$u_{y,\text{fin}} = u_{y,\text{inst}} (1 + k_{\text{def}}) = -4,0 \times (1 + 0,00) = -4,0 \text{ mm}$$

Ugięcie całkowite:

$$u_{y,\text{fin}} = -5,7 + -4,0 = \mathbf{9,7} < \mathbf{24,5} = u_{\text{net,fin}}$$

Pręt nr 2

Zadanie: wiązar pełny



Przekrój: 2 „B 20,0x10,0”

Wymiary przekroju:

$$h=200,0 \text{ mm} \quad b=100,0 \text{ mm}.$$

Charakterystyka geometryczna przekroju:

$$J_y=6666,7; \quad J_z=1666,7 \text{ cm}^4; \quad A=200,00 \text{ cm}^2; \quad i_y=5,8; \quad i_z=2,9 \text{ cm}; \quad W_y=666,7; \quad W_z=333,3 \text{ cm}^3.$$

Własności techniczne drewna:

Przyjęto 1 klasę użytkowania konstrukcji (*temperatura powietrza 20° i wilgotności powyżej 65% tylko przez kilka tygodni w roku*) oraz klasę trwania obciążenia: **Krótkotrwałe** (mniej niż 1 tydzień, np. śnieg i wiatr).

$$K_{mod} = 0,90$$

$$\gamma_M = 1,3$$

Cechy drewna: **Drewno C24.**

$$f_{m,k} = 24,00$$

$$f_{m,d} = 16,62 \text{ MPa}$$

$$f_{t,0,k} = 14,00$$

$$f_{t,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$f_{t,90,k} = 0,50$$

$$f_{t,90,d} = 0,35 \text{ MPa}$$

$$f_{c,0,k} = 21,00$$

$$f_{c,0,d} = 14,54 \text{ MPa}$$

$$f_{c,90,k} = 2,50$$

$$f_{c,90,d} = 1,73 \text{ MPa}$$

$$f_{v,k} = 2,50$$

$$f_{v,d} = 1,73 \text{ MPa}$$

$$E_{0,mean} = 11000 \text{ MPa}$$

$$E_{90,mean} = 370 \text{ MPa}$$

$$E_{0,05} = 7400 \text{ MPa}$$

$$G_{mean} = 690 \text{ MPa}$$

$$\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$$

Sprawdzenie nośności pręta nr 2

Sprawdzenie nośności przeprowadzono wg PN-B-03150:2000. W obliczeniach uwzględniono ekstremalne wartości wielkości statycznych.

Nośność na ściskanie:

Wyniki dla $x_a=0,00 \text{ m}$; $x_b=2,83 \text{ m}$, przy obciążeniach „ABCD”.

- długość wybocheniowa w płaszczyźnie układu (wyznaczona na podstawie podatności węzłów):

$$l_c = \mu l = 0,880 \times 2,831 = 2,491 \text{ m}$$

- długość wybocheniowa w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny układu:

$$l_c = \mu l = 1,000 \times 2,831 = 2,831 \text{ m}$$

Długości wybocheniowe dla wybochenia w płaszczyznach prostopadłych do osi głównych przekroju, wynoszą:

$$l_{c,y} = 2,491 \text{ m};$$

$$l_{c,z} = 2,831 \text{ m}$$

Współczynniki wybocheniowe:

$$\lambda_y = l_{c,y} / i_y = 2,491 / 0,0577 = 43,15$$

$$\lambda_z = l_{c,z} / i_z = 2,831 / 0,0289 = 98,07$$

$$\sigma_{c,crit,y} = \pi^2 E_{0,05} / \lambda_y^2 = 9,87 \times 7400 / (43,15)^2 = 39,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,crit,z} = \pi^2 E_{0,05} / \lambda_z^2 = 9,87 \times 7400 / (98,07)^2 = 7,59 \text{ MPa}$$

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{f_{c,0,k} / \sigma_{c,crit,y}} = \sqrt{21/39,22} = 0,732$$

$$\lambda_{rel,z} = \sqrt{f_{c,0,k} / \sigma_{c,crit,z}} = \sqrt{21/7,59} = 1,663$$

$$k_y = 0,5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,5) + \lambda_{rel,y}^2] = 0,5 \times [1 + 0,2 \times (0,732 - 0,5) + (0,732)^2] = 0,791$$

$$k_z = 0,5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,5) + \lambda_{rel,z}^2] = 0,5 \times [1 + 0,2 \times (1,663 - 0,5) + (1,663)^2] = 1,999$$

$$k_{c,y} = 1/(k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}) = 1/(0,791 + \sqrt{0,791^2 - 0,732^2}) = 0,917$$

$$k_{c,z} = 1/(k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}) = 1/(1,999 + \sqrt{1,999^2 - 1,663^2}) = 0,322$$

Powierzchnia obliczeniowa przekroju $A_d = 200,00 \text{ cm}^2$.

Nośność na ściskanie:

$$\sigma_{c,0,d} = N / A_d = 28,982 / 200,00 \times 10 = \mathbf{1,45} < \mathbf{4,68} = 0,322 \times 14,54 = k_{c,y} f_{c,0,d}$$

Ściskanie ze zginaniem dla $x_a=2,83 \text{ m}$; $x_b=0,00 \text{ m}$, przy obciążeniach „ABCD”:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{1,29}{0,917 \times 14,54} + 0,7 \times \frac{0,00}{16,62} + \frac{4,26}{16,62} = \mathbf{0,353} < \mathbf{1}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{1,29}{0,322 \times 14,54} + \frac{0,00}{16,62} + 0,7 \times \frac{4,26}{16,62} = \mathbf{0,455} < \mathbf{1}$$

Nośność na zginanie:

Wyniki dla $x_a=2,83 \text{ m}$; $x_b=0,00 \text{ m}$, przy obciążeniach „ABCD”.

Długość obliczeniowa dla **pręta swobodnie podpartego, obciążonego równomiernie lub momentami na końcach**, przy obciążeniu przyłożonym do powierzchni górnej, wynosi:

$$l_d = 1,00 \times 2831 + 200 + 200 = 3231 \text{ mm}$$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{l_d h f_{m,d}}{\pi b^2 E_k}} \sqrt{\frac{E_{0,mean}}{G_{mean}}} = \sqrt{\frac{3231 \times 200 \times 16,62}{3,142 \times 100^2 \times 7400}} \times \sqrt{\frac{4 \times 11000}{690}} = 0,429$$

Wartość współczynnika zwężenia:

$$\text{dla } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \quad k_{crit} = 1$$

Warunek stateczności:

$$\sigma_{m,d} = M / W = 2,841 / 666,67 \times 10^3 = \mathbf{4,26} < \mathbf{16,62} = 1,000 \times 16,62 = k_{crit} f_{m,d}$$

Nośność dla $x_a=2,83 \text{ m}$; $x_b=0,00 \text{ m}$, przy obciążeniach „ABCD”:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{4,26}{16,62} + 0,7 \times \frac{0,00}{16,62} = \mathbf{0,257} < \mathbf{1}$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,7 \times \frac{4,26}{16,62} + \frac{0,00}{16,62} = \mathbf{0,180} < \mathbf{1}$$

Nośność ze ściskaniem dla $x_a=2,83 \text{ m}$; $x_b=0,00 \text{ m}$, przy obciążeniach „ABCD”:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}^2}{f_{c,0,d}^2} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{1,29^2}{14,54^2} + \frac{4,26}{16,62} + 0,7 \times \frac{0,00}{16,62} = \mathbf{0,264} < \mathbf{1}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}^2}{f_{c,0,d}^2} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{1,29^2}{14,54^2} + 0,7 \times \frac{4,26}{16,62} + \frac{0,00}{16,62} = \mathbf{0,187} < \mathbf{1}$$

Nośność na ścinanie:

Wyniki dla $x_a=2,83 \text{ m}$; $x_b=0,00 \text{ m}$, przy obciążeniach „ABCD”.

Naprężenia tnące:

$$\tau_{z,d} = 1,5 V_z / A = 1,5 \times 2,924 / 200,00 \times 10 = 0,22 \text{ MPa}$$

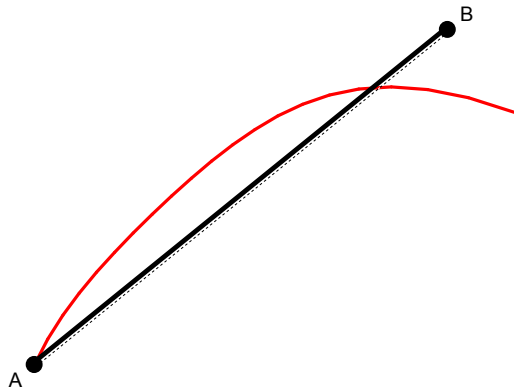
$$\tau_{y,d} = 1,5 V_y / A = 1,5 \times 0,000 / 200,00 \times 10 = 0,00 \text{ MPa}$$

Przyjęto $k_v = 1,000$.

Warunek nośności

$$\tau_d = \sqrt{\tau_{z,d}^2 + \tau_{y,d}^2} = \sqrt{0,22^2 + 0,00^2} = \mathbf{0,22} < \mathbf{1,73} = 1,000 \times 1,73 = k_v f_{v,d}$$

Stan graniczny użytkowania:



Wyniki dla $x_a=2,83$ m; $x_b=0,00$ m, przy obciążeniach „ABCD”.

Ugięcie graniczne

$$u_{\text{net,fin}} = l / 200 = 14,2 \text{ mm}$$

Ugięcia od obciążeń stałych (ciężar własny + „A”):

$$u_{z,\text{fin}} = u_{z,\text{inst}} [1 + 19,2 (h/L)^2] (1+k_{\text{def}}) = -0,3 \times [1 + 19,2 \times (200,0/2831)^2] (1 + 0,60) = -0,5 \text{ mm}$$

$$u_{y,\text{fin}} = u_{y,\text{inst}} (1+k_{\text{def}}) = 0,0 \times (1 + 0,60) = 0,0 \text{ mm}$$

Ugięcia od obciążeń zmiennych („BCD”):

Klasa trwania obciążeń zmiennych: **Krótkotrwale** (mniej niż 1 tydzień, np. śnieg i wiatr).

$$u_{z,\text{fin}} = u_{z,\text{inst}} [1 + 19,2 (h/L)^2] (1+k_{\text{def}}) = -0,3 \times [1 + 19,2 \times (200,0/2831)^2] (1 + 0,00) = -0,3 \text{ mm}$$

$$u_{y,\text{fin}} = u_{y,\text{inst}} (1+k_{\text{def}}) = 0,0 \times (1 + 0,00) = 0,0 \text{ mm}$$

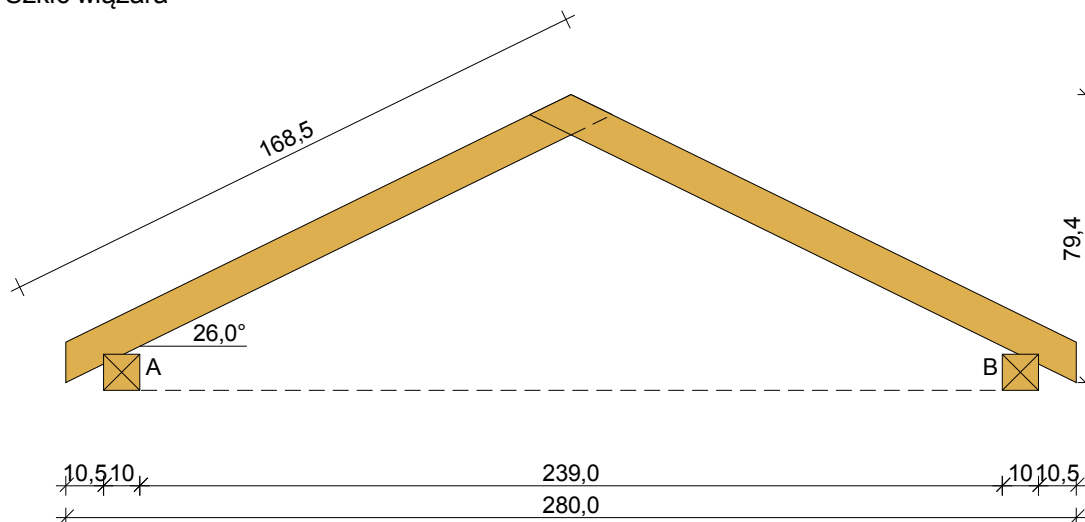
Ugięcie całkowite:

$$u_{z,\text{fin}} = -0,5 + -0,3 = \mathbf{0,9} < \mathbf{14,2} = u_{\text{net,fin}}$$

2.1.2 Wiązary oparty na wymianie W-1 przy lukarnie

DANE:

Szkic wiązara



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 26,0^\circ$

Rozpiętość wiązara $l = 2,80$ m

Rozstaw murał w świetle $l_s = 2,39$ m

Rozstaw wiązarów $a = 0,70 \text{ m}$

Usztywnienia boczne krokwi - na całej długości elementu

Rozstaw podparć poziomych murłaty $l_{m0} = 0,70 \text{ m}$

Dane materiałowe:

- krokiew 6/10 cm (zaciosy: murłata - 3 cm) z drewna C24
- murłata 10/10 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne):

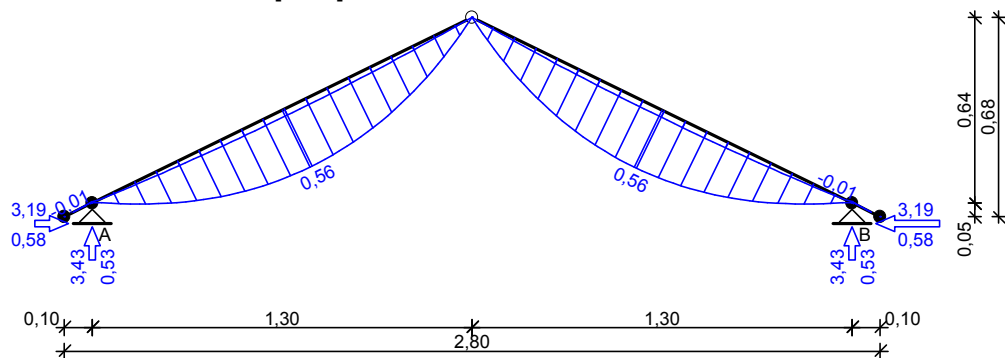
- pokrycie dachu (wg PN-82/B-02001:):
 $g_k = 0,85 \text{ kN/m}^2$
- uwzględniono ciężar własny wiązara
- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połać bardziej obciążona, strefa 3, $A=250 \text{ m}$ n.p.m., nachylenie połaci $26,0^\circ$):
 - na połaci lewej $s_{kl} = 1,31 \text{ kN/m}^2$
 - na połaci prawej $s_{kp} = 0,96 \text{ kN/m}^2$
 - obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale
- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku $z = 5,0 \text{ m}$):
 - na połaci nawietrznej $p_{klI} = -0,26 \text{ kN/m}^2$
 - na połaci nawietrznej $p_{klII} = 0,08 \text{ kN/m}^2$
 - na połaci zawietrznej $p_{kp} = -0,16 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie ociepleniem dolnego odcinka krokwi ():
 $g_{kk} = 0,38 \text{ kN/m}^2$

Założenia obliczeniowe:

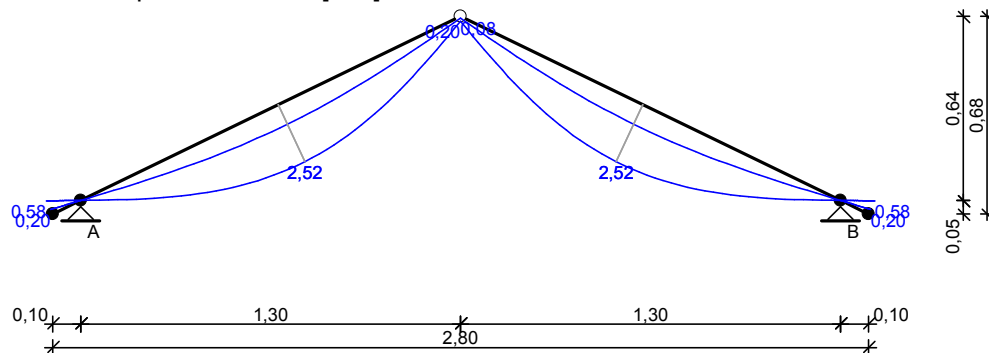
- klasa użytkowania konstrukcji: 2

WYNIKI:

Obwiednia momentów [kNm]:



Obwiednia przemieszczeń [mm]:



Ekstremalne reakcje podporowe:

węzeł (podpora)	V [kN]	H [kN]	kombinacja SGN
2 (A)	3,43 3,02	3,04 3,19	K4: stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z lewej-wariant II K11: stałe-max+śnieg-wariant II+0,90·wiatr z prawej-wariant II

4 (B)	3,43 3,30	-3,04 -3,19	K11: stałe-max+śnieg-wariant II+0,90·wiatr z prawej-wariant II K9: stałe-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**

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

Krokiew 6/10 cm (zaciosy: murlata - 3 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 50,2 < 150$$

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

Maksymalne siły i naprężenia w prześle

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

$$M = 0,48 \text{ kNm}, N = 3,41 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 4,79 \text{ MPa}, \sigma_{c,0,d} = 0,57 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,846$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,502 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,306 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murlacie

decyduje kombinacja: **K17** stałe-max+wiatr z lewej-wariant II+0,90·śnieg-wariant II

$$M = -0,01 \text{ kNm}, N = 3,82 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 0,17 \text{ MPa}, \sigma_{c,0,d} = 0,91 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,024 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a kalenicą)

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

$$u_{fin} = 2,42 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 1451 / 200 = 7,25 \text{ mm} \quad (33,4\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

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

$$u_{fin} = 0,58 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 107 / 200 = 1,07 \text{ mm} \quad (54,3\%)$$

Murlata 10/10 cm

Część murlaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 4,91 \text{ kN/m}, q_{y,max} = 4,56 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K16** stałe-max+wiatr z lewej-wariant II+0,90·śnieg

$$M_z = 0,23 \text{ kNm}$$

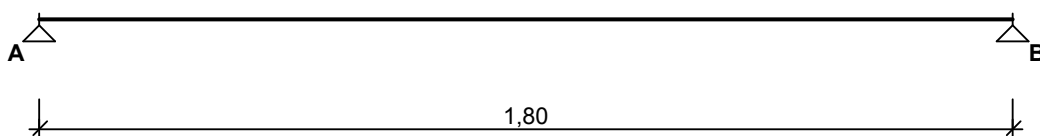
$$f_{m,z,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 1,366 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,123 < 1$$

2.1.3 Płatew lukarny

SCHEMAT BELKI

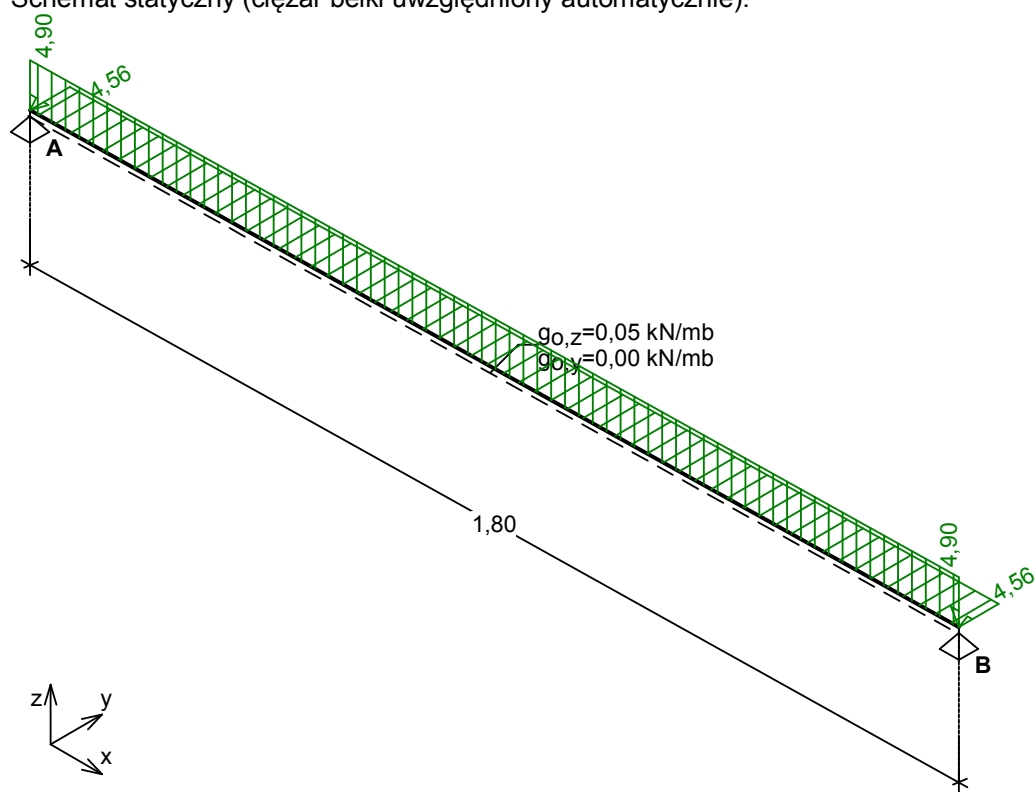


Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki $\gamma_f = 1,10$
- udział ciężaru własnego na kierunkach wg współczynników:
 - składowa pionowa = 100,0%, składowa pozioma = 0,0%

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKI

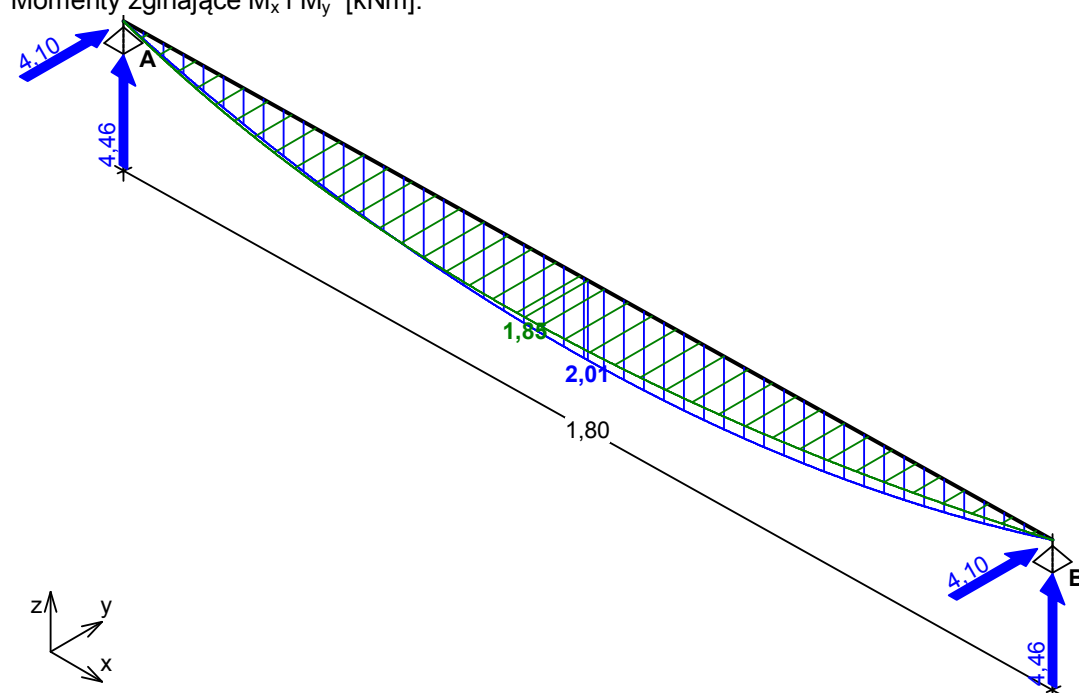
Przypadek **P1**: **Reakcja z więźby** ($\gamma_f = 1,0$, klasa trwania - krótkotrwałe)
 Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Przypadek **P1**: **Reakcja z więźby**

Momenty zginające M_x i M_y [kNm]:



ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Klasa użytkowania konstrukcji - 2

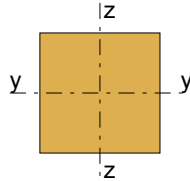
Belka zginana dwukierunkowo

Parametry analizy zwichrzenia:

- brak stężeń bocznych na długości belki
 - stosunek $l_0/l = 1,00$
 - obciążenie przyłożone na pasie ściskanym (górnym) belki
- Ugięcie graniczne $u_{net,fin} = l_0 / 300$

WYNIKI OBLICZEŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

WYMIAROWANIE WG PN-B-03150:2000



Przekrój prostokątny 12 / 12 cm

$W_y = 288 \text{ cm}^3$, $W_z = 288 \text{ cm}^3$, $J_y = 1728 \text{ cm}^4$, $J_z = 1728 \text{ cm}^4$, $m = 5,04 \text{ kg/m}$
drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

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

Zginanie

Przekrój $x = 0,90 \text{ m}$

Momenty maksymalne $M_{y,max} = 2,01 \text{ kNm}$, $M_{z,max} = 1,85 \text{ kNm}$

$\sigma_{m,y,d} = 6,97 \text{ MPa}$, $\sigma_{m,z,d} = 6,41 \text{ MPa}$

$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}$, $f_{m,z,d} = 16,62 \text{ MPa}$

$k_m = 0,7$

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,42 + 0,27 = 0,69 < 1$

$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,29 + 0,39 = 0,68 < 1$

Warunek stateczności:

Przekrój $x = 0,90 \text{ m}$

$M_y = 2,01 \text{ kNm}$, $\sigma_{m,y,d} = 6,97 \text{ MPa}$, $f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}$

$k_{crit,y} = 1,000$

$\sigma_{m,y,d} = 6,97 \text{ MPa} < k_{crit,y} \cdot f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa} \quad (41,9\%)$

$k_{crit,z} = 1,000$

$\sigma_{m,z,d} = 6,41 \text{ MPa} < k_{crit,z} \cdot f_{m,z,d} = 16,62 \text{ MPa} \quad (38,6\%)$

Ścinanie

Przekrój $x = 1,80 \text{ m}$

Siły poprzeczne $V_z = -4,46 \text{ kN}$, $V_y = -4,10 \text{ kN}$

$\tau_{d,z} = 0,46 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,73 \text{ MPa} \quad (26,8\%)$

$\tau_{d,y} = 0,43 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,73 \text{ MPa} \quad (24,7\%)$

Docisk na podporze

Reakcja podporowa $R_{B,z} = 4,46 \text{ kN}$

$a_p = 10,0 \text{ cm}$, $k_{c,90} = 1,00$

$\sigma_{c,90,z,d} = 0,37 \text{ MPa} < k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 1,73 \text{ MPa} \quad (21,5\%)$

Stan graniczny użytkowości

Przekrój $x = 0,90 \text{ m}$

Ugięcia składowe $u_{fin,z} = u_{My} + u_{Tz} = 3,86 \text{ mm}$, $u_{fin,y} = u_{Mz} + u_{Ty} = 3,56 \text{ mm}$

Ugięcie maksymalne $u_{fin} = (u_{fin,z}^2 + u_{fin,y}^2)^{0,5} = 5,25 \text{ mm}$

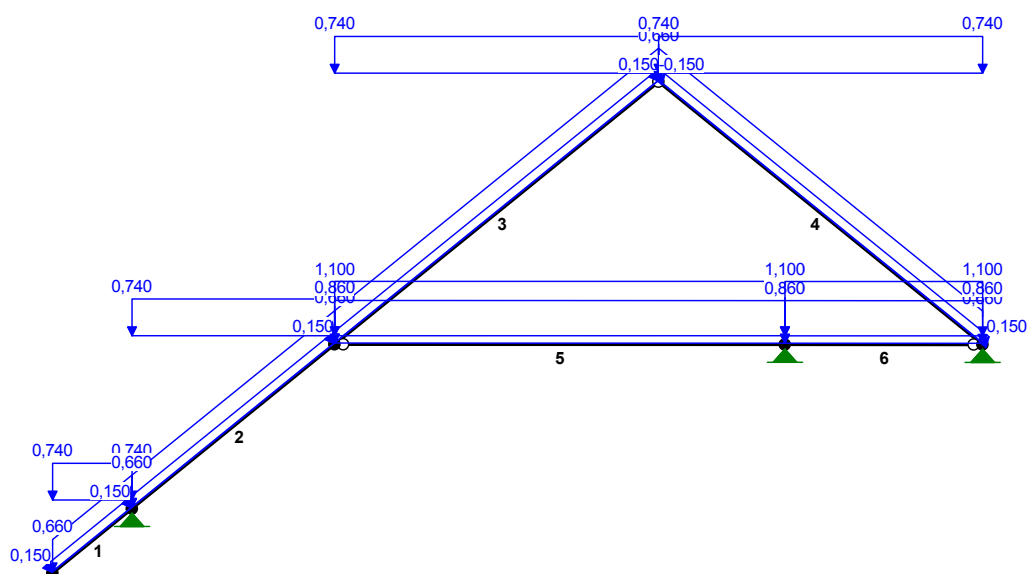
Ugięcie graniczne $u_{net,fin} = l_0 / 300 = 6,00 \text{ mm}$

$u_{fin} = 5,25 \text{ mm} < u_{net,fin} = 6,00 \text{ mm} \quad (87,5\%)$

2.1.4 Wymian WM1

Obciążenie wymianu wiązarem przy rozstawie krokwi 0.73m

OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a[m]:	b[m]:

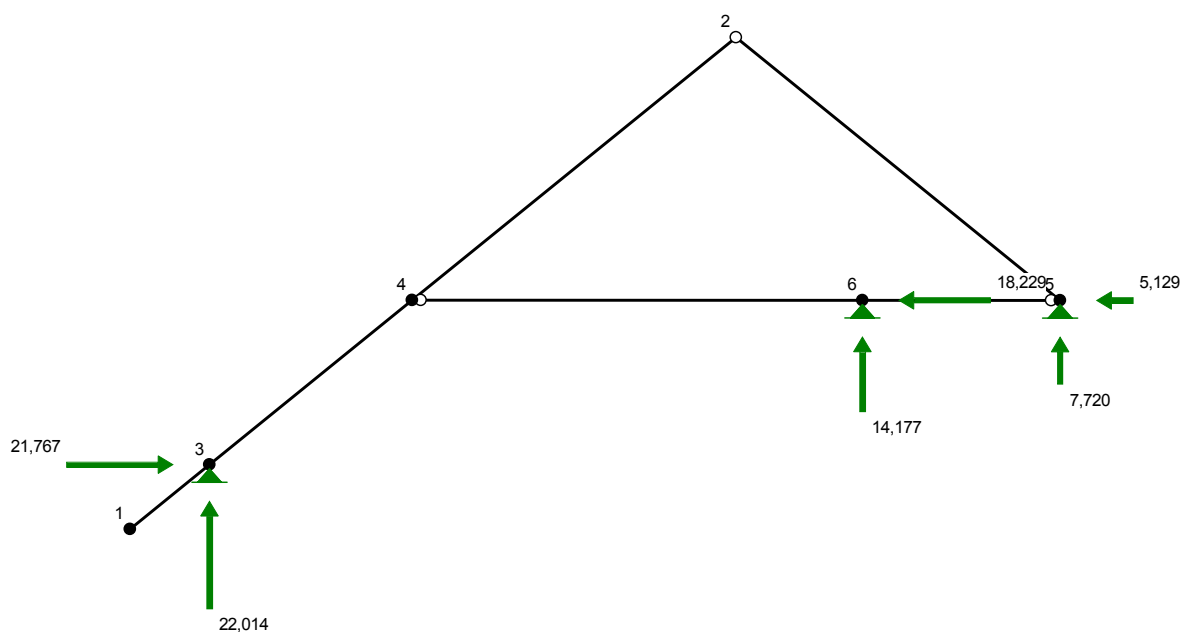
Grupa:	A "Stałe"			Stałe	$\gamma_f = 1,30/0,90$	
1	Liniowe	0,0	0,660	0,660	0,00	1,11
2	Liniowe	0,0	0,660	0,660	0,00	2,83
3	Liniowe	0,0	0,660	0,660	0,00	4,53
4	Liniowe	0,0	0,660	0,660	0,00	4,53
5	Liniowe	-0,0	0,860	0,860	0,00	4,89
6	Liniowe	-0,0	0,860	0,860	0,00	2,15
Grupa:	B "Śnieg"			Zmienne	$\gamma_f = 1,50$	
1	Liniowe-Y	0,0	0,740	0,740	0,00	1,11
2	Liniowe-Y	0,0	0,740	0,740	0,00	2,83
3	Liniowe-Y	0,0	0,740	0,740	0,00	4,53
4	Liniowe-Y	0,0	0,740	0,740	0,00	4,53
Grupa:	C "Wiatr"			Zmienne	$\gamma_f = 1,30$	
1	Liniowe	39,0	0,150	0,150	0,00	1,11
2	Liniowe	39,0	0,150	0,150	0,00	2,83
3	Liniowe	39,0	0,150	0,150	0,00	4,53
4	Liniowe	-39,0	-0,150	-0,150	0,00	4,53
Grupa:	D "Użytkowe"			Zmienne	$\gamma_f = 1,40$	
5	Liniowe-Y	0,0	1,100	1,100	0,00	4,89
6	Liniowe-Y	0,0	1,100	1,100	0,00	2,15

W Y N I K I
Teoria I-go rzędu

OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:	ψ_d :	γ_f :
Ciężar wł.			1,10
A - "Stałe"	Stałe		1,30/0,90
B - "Śnieg"	Zmienne	1 1,00	1,50
C - "Wiatr"	Zmienne	1 1,00	1,30
D - "Użytkowe"	Zmienne	1 1,00	1,40

REAKCJE PODPOROWE:

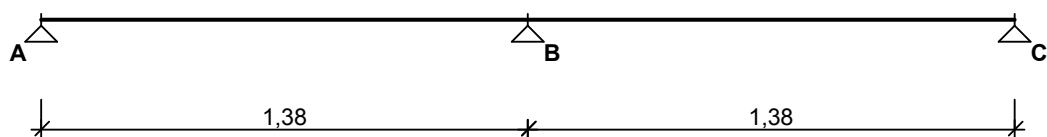


REAKCJE PODPOROWE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+ABCD

Węzeł:	H [kN]:	V [kN]:	Wypadkowa [kN]:	M [kNm]:
3	21,767	22,014	30,959	
5	-5,129	7,720	9,269	
6	-18,229	14,177	23,093	

SCHEMAT BELKI



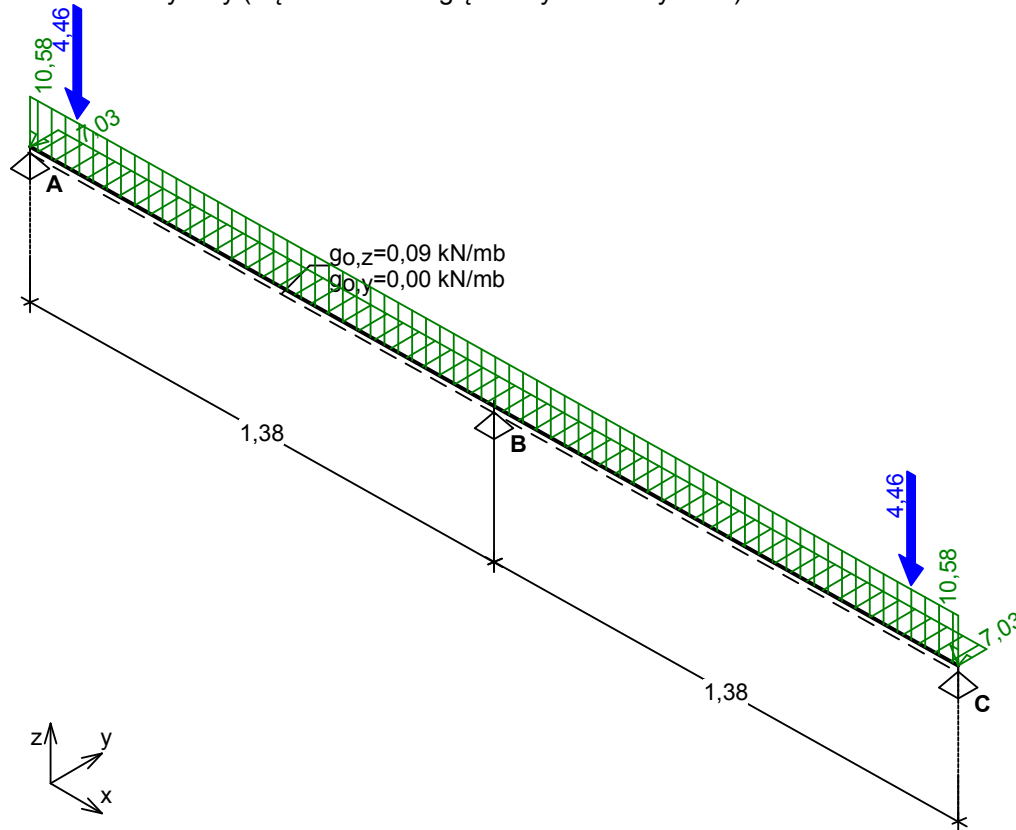
Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki $\gamma_f = 1,10$
- udział ciężaru własnego na kierunkach wg współczynników:
 - składowa pionowa = 100,0%, składowa pozioma = 0,0%

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKI

Przypadek **P1: Reakcja z więźby** ($\gamma_f = 1,0$, klasa trwania - krótkotrwała)

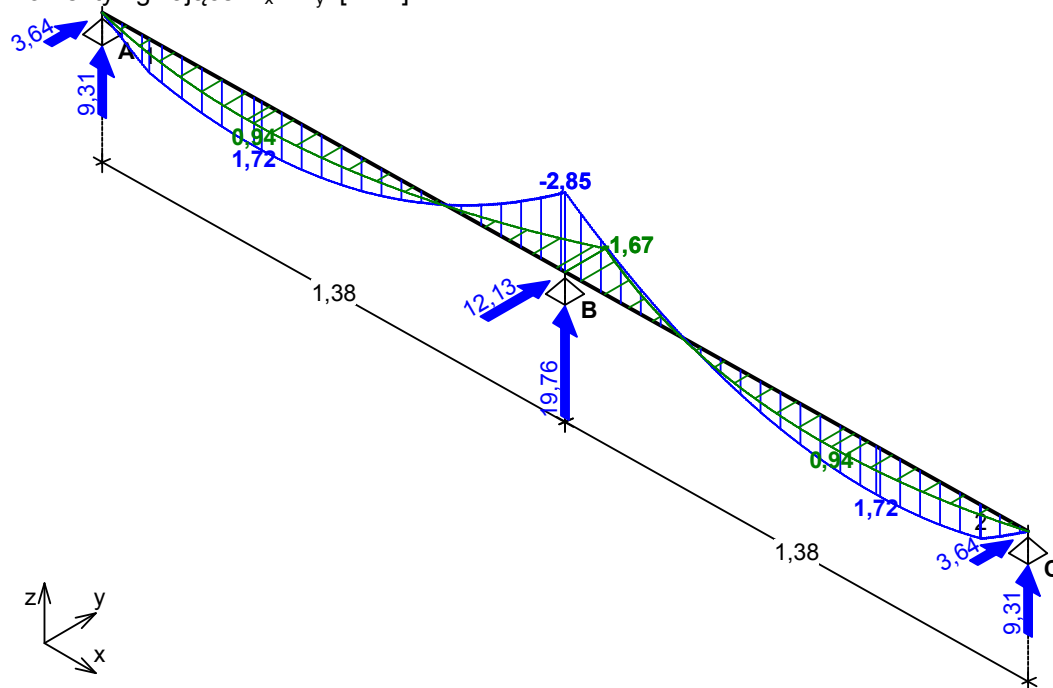
Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Przypadek P1: Reakcja z więźby

Momenty zginające M_x i M_y [kNm]:



ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Klasa użytkowania konstrukcji - 2

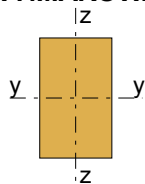
Belka zginana dwukierunkowo

Parametry analizy zwichrzenia:

- brak stężeń bocznych na długości belki
 - stosunek $I_d/I = 1,00$
 - obciążenie przyłożone na pasie ściskającym (górnym) belki
- Ugięcie graniczne $u_{net,fin} = l_o / 300$

WYNIKI OBLICZEŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

WYMIAROWANIE WG PN-B-03150:2000



Przekrój prostokątny 12 / 20 cm

$W_y = 800 \text{ cm}^3$, $W_z = 480 \text{ cm}^3$, $J_y = 8000 \text{ cm}^4$, $J_z = 2880 \text{ cm}^4$, $m = 8,40 \text{ kg/m}$
drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

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

Belka

Zginanie

Przekrój $x = 1,38 \text{ m}$

Momenty maksymalne $M_{y,max} = -2,85 \text{ kNm}$, $M_{z,max} = -1,67 \text{ kNm}$

$\sigma_{m,y,d} = 3,56 \text{ MPa}$, $\sigma_{m,z,d} = 3,49 \text{ MPa}$

$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}$, $f_{m,z,d} = 16,62 \text{ MPa}$

$k_m = 0,7$

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,21 + 0,15 = 0,36 < 1$

$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,15 + 0,21 = 0,36 < 1$

Warunek stateczności:

Przekrój $x = 1,38 \text{ m}$

$$M_y = -2,85 \text{ kNm}, \quad \sigma_{m,y,d} = 3,56 \text{ MPa}, \quad f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}$$

$$k_{crit,y} = 1,000$$

$$\sigma_{m,y,d} = 3,56 \text{ MPa} < k_{crit,y} \cdot f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa} \quad (21,4\%)$$

$$k_{crit,z} = 1,000$$

$$\sigma_{m,z,d} = 3,49 \text{ MPa} < k_{crit,z} \cdot f_{m,z,d} = 16,62 \text{ MPa} \quad (21,0\%)$$

Ścinanie

Przekrój $x = 1,38 \text{ m}$

Siły poprzeczne $V_z = -9,88 \text{ kN}$, $V_y = -6,06 \text{ kN}$

$$\tau_{d,z} = 0,62 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,73 \text{ MPa} \quad (35,7\%)$$

$$\tau_{d,y} = 0,38 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,73 \text{ MPa} \quad (21,9\%)$$

Docisk na podporze

Reakcja podporowa $R_{A,z} = 9,31 \text{ kN}$

$$a_p = 5,0 \text{ cm}, \quad k_{c,90} = 1,00$$

$$\sigma_{c,90,z,d} = 1,55 \text{ MPa} < k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 1,73 \text{ MPa} \quad (89,6\%)$$

Stan graniczny użytkowości

Przekrój $x = 2,19 \text{ m}$

$$\text{Ugięcia składowe } u_{fin,z} = u_{My} + u_{Tz} = 0,40 \text{ mm}, \quad u_{fin,y} = u_{Mz} + u_{Ty} = 0,50 \text{ mm}$$

$$\text{Ugięcie maksymalne } u_{fin} = (u_{fin,z}^2 + u_{fin,y}^2)^{0,5} = 0,64 \text{ mm}$$

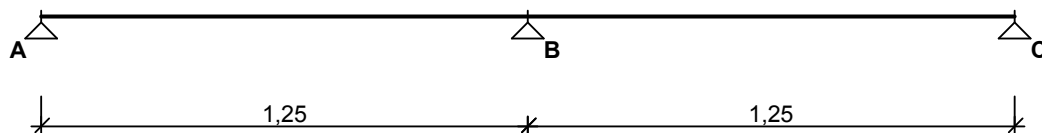
$$\text{Ugięcie graniczne } u_{net,fin} = l_o / 300 = 4,60 \text{ mm}$$

$$u_{fin} = 0,64 \text{ mm} < u_{net,fin} = 4,60 \text{ mm} \quad (13,9\%)$$

2.2 KONSTRUKCJA TARASU

2.2.1 LEGARY L1

SCHEMAT BELKI



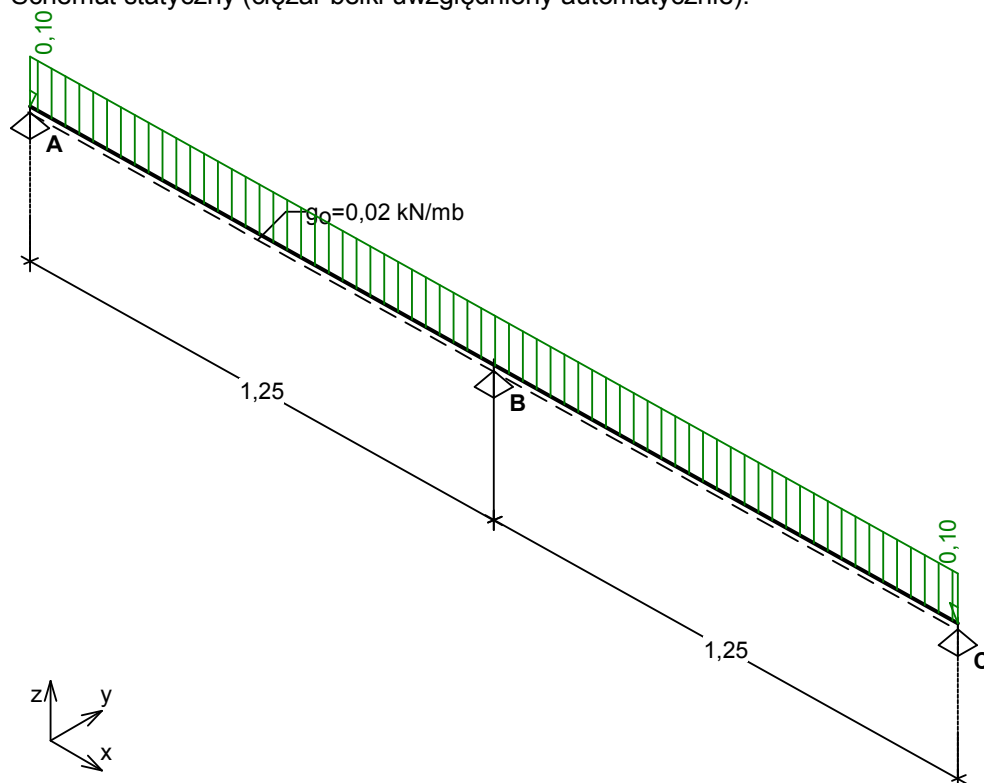
Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki $\gamma_f = 1,10$

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKI

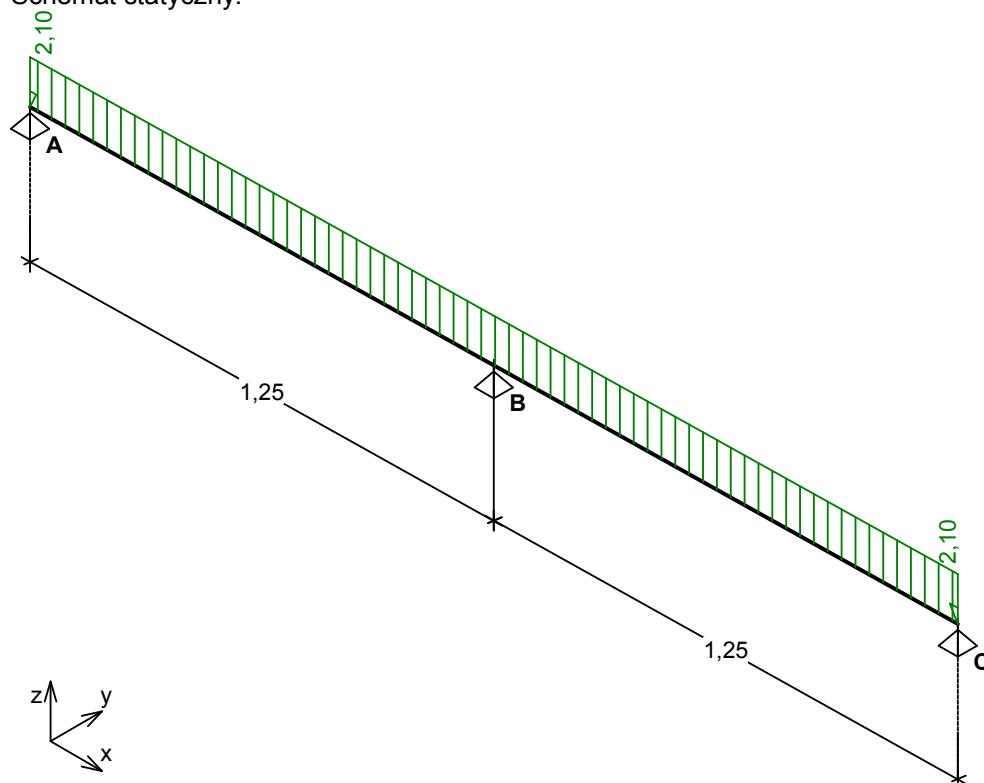
Przypadek **P1: stałe** ($\gamma_f = 1,30$, klasa trwania - stałe)

Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



Przypadek **P2: użytkowe taras/balkon** ($\gamma_f = 1,30$, klasa trwania - długotrwałe)

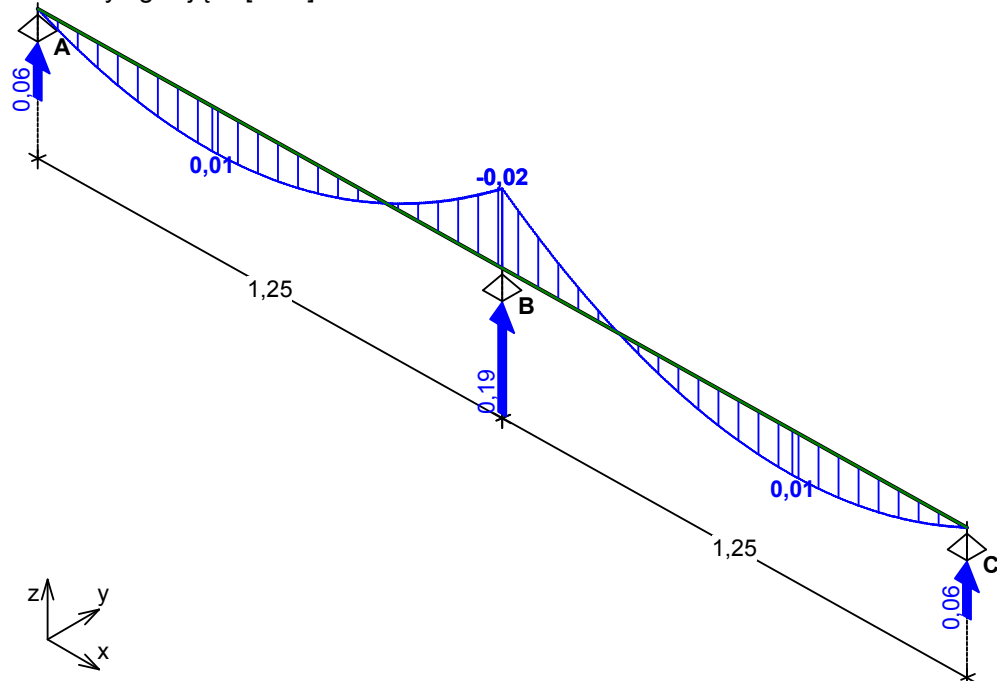
Schemat statyczny:



WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

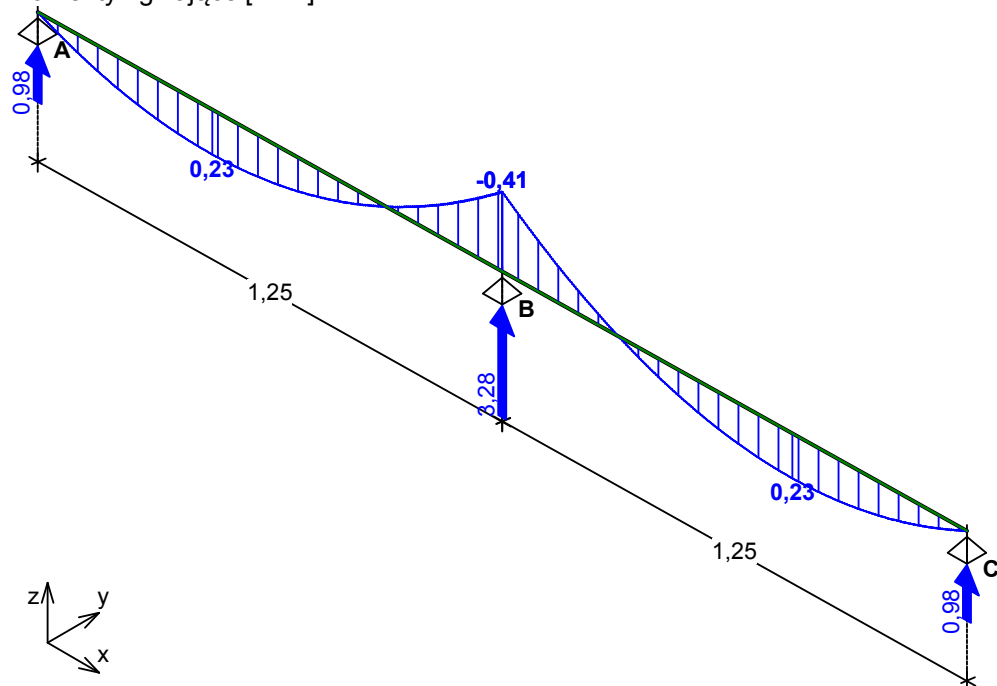
Przypadek P1: stałe

Momenty zginające [kNm]:



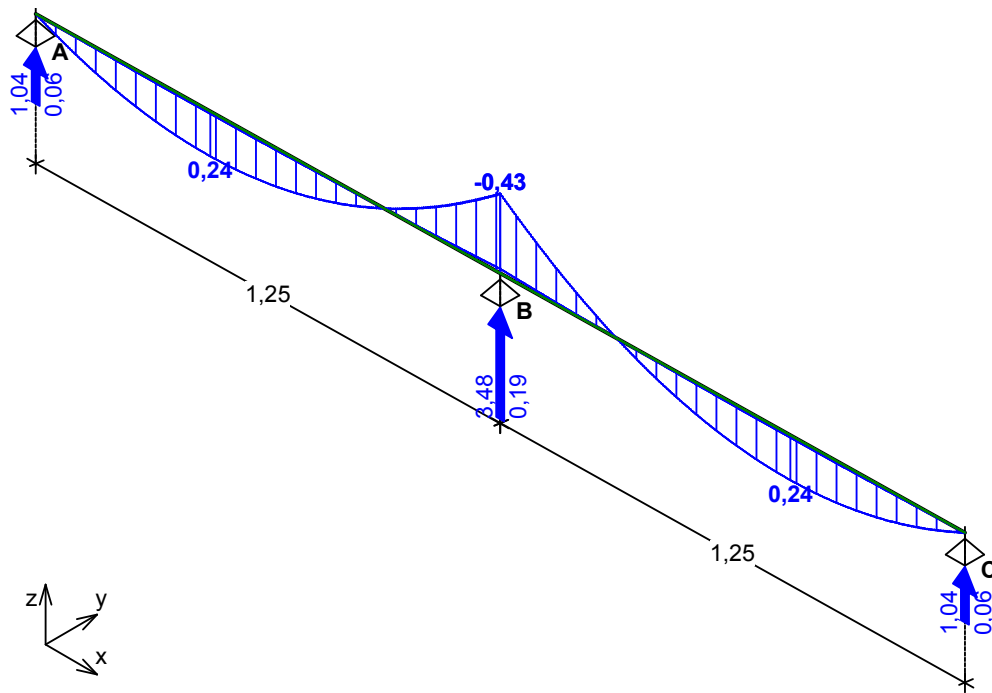
Przypadek P2: użytkowe taras/balkon

Momenty zginające [kNm]:



Obwiednia sił wewnętrznych

Momenty zginające [kNm]:



ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

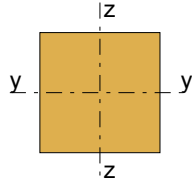
Klasa użytkowania konstrukcji - 2

Parametry analizy zwichrzenia:

- brak stężeń bocznych na długości belki
 - stosunek $l_d/l = 1,00$
 - obciążenie przyłożone na pasie ściskanym (górnym) belki
- Ugięcie graniczne $u_{net,fin} = l_o / 300$

WYNIKI OBLICZEŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

WYMIAROWANIE WG PN-B-03150:2000



Przekrój prostokątny **8 / 8 cm**

$$W_y = 85,3 \text{ cm}^3, J_y = 341 \text{ cm}^4, m = 2,24 \text{ kg/m}$$

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

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

Belka

Zginanie

Przekrój $x = 1,25 \text{ m}$ (**K2**: $1,0 \cdot P1 + 1,0 \cdot P2$)

Moment maksymalny $M_{max} = -0,43 \text{ kNm}$

$$\sigma_{m,y,d} = 5,09 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

Warunek nośności:

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,39 < 1$$

Warunek stateczności:

$$k_{crit} = 1,000$$

$$\sigma_{m,y,d} = 5,09 \text{ MPa} < k_{crit} \cdot f_{m,y,d} = 12,92 \text{ MPa} \quad (39,4\%)$$

Ścinanie

Przekrój $x = 1,25 \text{ m}$ (**K2**: $1,0 \cdot P1 + 1,0 \cdot P2$)

Maksymalna siła poprzeczna $V_{max} = -1,74 \text{ kN}$

$$\tau_d = 0,41 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,35 \text{ MPa} \quad (30,3\%)$$

Docisk na podporze

Reakcja podporowa $R_B = 3,48 \text{ kN}$ (**K2**: $1,0 \cdot P1 + 1,0 \cdot P2$)

$a_p = 12,0 \text{ cm}$, $k_{c,90} = 1,18$

$\sigma_{c,90,y,d} = 0,36 \text{ MPa} < k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 1,58 \text{ MPa} \quad (22,9\%)$

Stan graniczny użytkowości

Przekrój $x = 0,53 \text{ m}$ (**K2**: $1,0 \cdot P1 + 1,0 \cdot P2$)

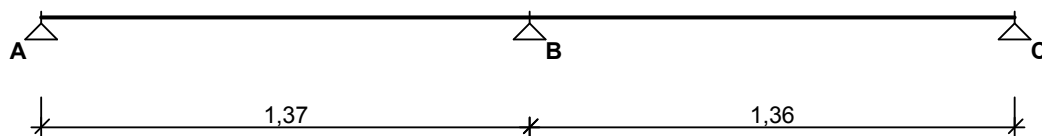
Ugięcie maksymalne $u_{fin} = u_M + u_T = 0,98 \text{ mm}$

Ugięcie graniczne $u_{net,fin} = l_o / 300 = 4,17 \text{ mm}$

$u_{fin} = 0,98 \text{ mm} < u_{net,fin} = 4,17 \text{ mm} \quad (23,6\%)$

2.2.2 BELKI TARASOWE BD1

SCHEMAT BELKI



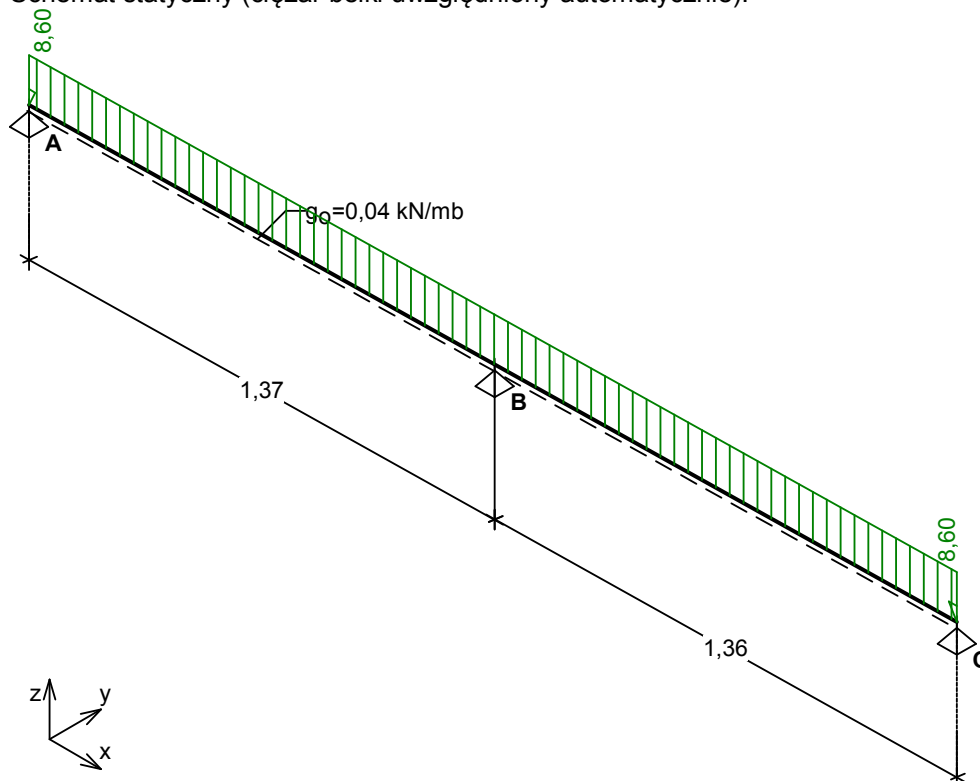
Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki $\gamma_f = 1,10$

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKI

Przypadek **P1**: **Reakcja z płyt** ($\gamma_f = 1,0$, klasa trwania - średniotrwała)

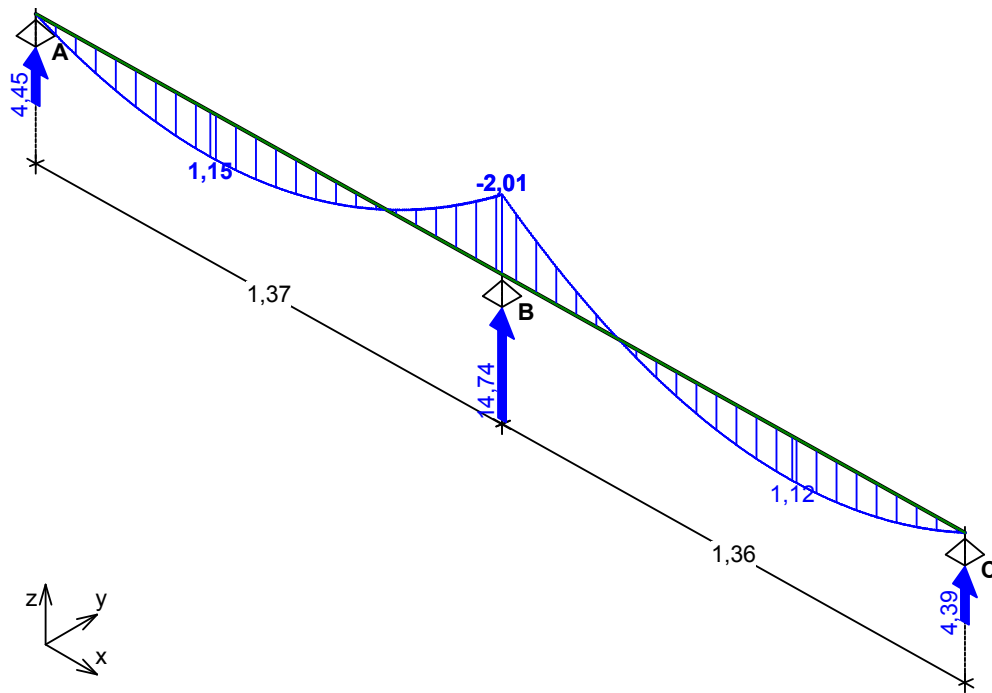
Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Przypadek **P1**: **Reakcja z płyt**

Momenty zginające [kNm]:



ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

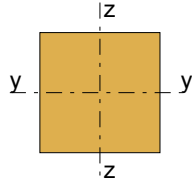
Klasa użytkowania konstrukcji - 2

Parametry analizy zwichrzenia:

- brak stężeń bocznych na długości belki
 - stosunek $l_d/l = 1,00$
 - obciążenie przyłożone na pasie ściskanym (górnym) belki
- Ugięcie graniczne $u_{net,fin} = l_o / 300$

WYNIKI OBLICZEŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

WYMIAROWANIE WG PN-B-03150:2000



Przekrój prostokątny **10 / 10 cm**

$$W_y = 167 \text{ cm}^3, J_y = 833 \text{ cm}^4, m = 3,50 \text{ kg/m}$$

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

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

Belka

Zginanie

Przekrój $x = 1,37 \text{ m}$

Moment maksymalny $M_{max} = -2,01 \text{ kNm}$

$$\sigma_{m,y,d} = 12,07 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

Warunek nośności:

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,82 < 1$$

Warunek stateczności:

$$k_{crit} = 1,000$$

$$\sigma_{m,y,d} = 12,07 \text{ MPa} < k_{crit} \cdot f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa} \quad (81,7\%)$$

Ścinanie

Przekrój $x = 1,37 \text{ m}$

Maksymalna siła poprzeczna $V_{max} = -7,39 \text{ kN}$

$$\tau_d = 1,11 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,54 \text{ MPa} \quad (72,0\%)$$

Docisk na podporze

Reakcja podporowa $R_B = 14,74 \text{ kN}$

$a_p = 12,0 \text{ cm}$, $k_{c,90} = 1,18$

$\sigma_{c,90,y,d} = 1,23 \text{ MPa} < k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 1,81 \text{ MPa} \quad (67,9\%)$

Stan graniczny użytkowości

Przekrój $x = 0,58 \text{ m}$

Ugięcie maksymalne $u_{fin} = u_M + u_T = 2,50 \text{ mm}$

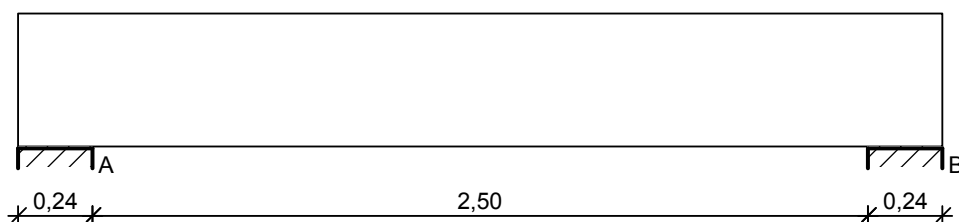
Ugięcie graniczne $u_{net,fin} = l_o / 300 = 4,57 \text{ mm}$

$u_{fin} = 2,50 \text{ mm} < u_{net,fin} = 4,57 \text{ mm} \quad (54,7\%)$

2.3 BELKI ŻELBETOWE

2.3.1 Belka B1

SZKIC BELKI



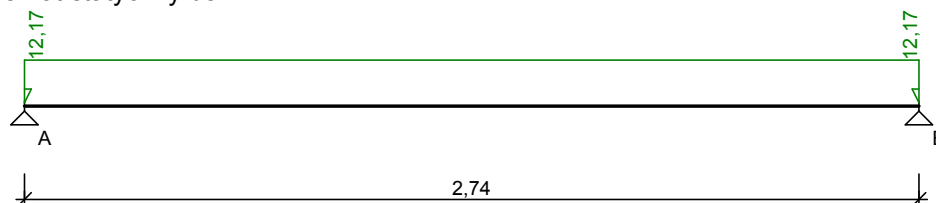
OBCIĄŻENIA NA BELCE

Przypadek: **P1: stałe**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Ubc.char.	γ_f	k_d	Ubc.obl.	Zasięg [m]
1.	IX. Warstwy stropu nad parterem szer. 1,232 m [5,830 kN/m ² · 1,232 m]	7,18	1,30	--	9,33	cała belka
2.	Ciążar własny belki [0,24 m · 0,43 m · 25,0 kN/m ³]	2,58	1,10	--	2,84	cała belka
Σ :		9,76	1,25		12,17	

Schemat statyczny belki

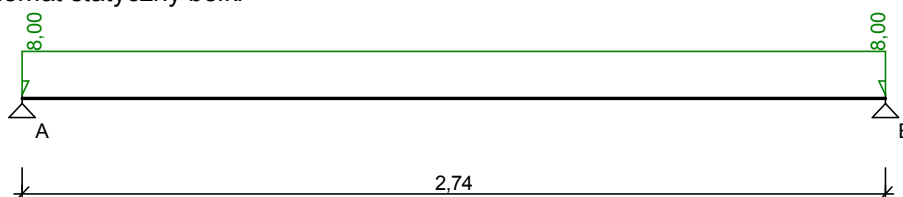


Przypadek: **P2: użytkowe taras/balkon**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Ubc.char.	γ_f	k_d	Ubc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obciążenie zmienne użytkowe tarasu	6,15	1,30	0,35	8,00	cała belka
Σ :		6,15	1,30		8,00	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

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

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

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

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,00$

Stal zbrojeniowa główna A-III (**34GS**) $\rightarrow f_{yk} = 410 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 500 \text{ MPa}$

Stal zbrojeniowa strzemion A-0 (**St0S-b**) $\rightarrow f_{yk} = 220 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 190 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 260 \text{ MPa}$

Stal zbrojeniowa montażowa A-III (34GS)

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

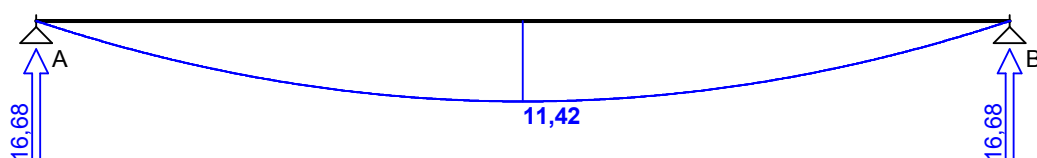
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

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

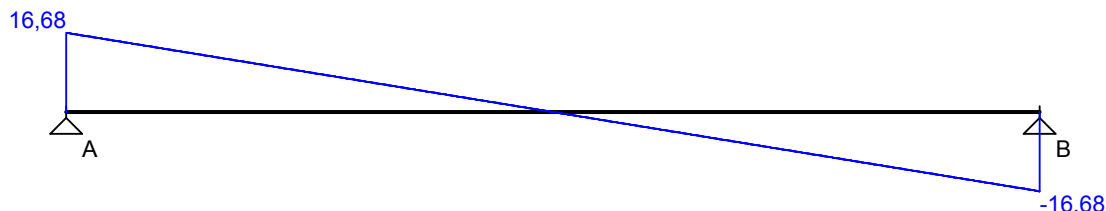
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Przypadek: **P1: stałe**

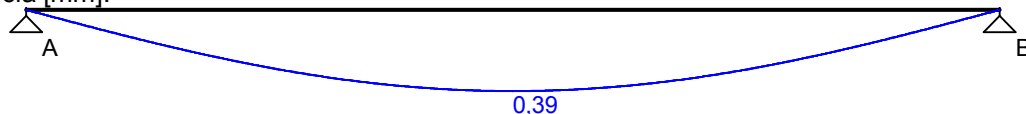
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

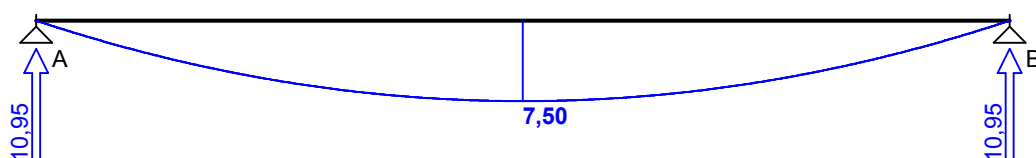


Ugięcia [mm]:

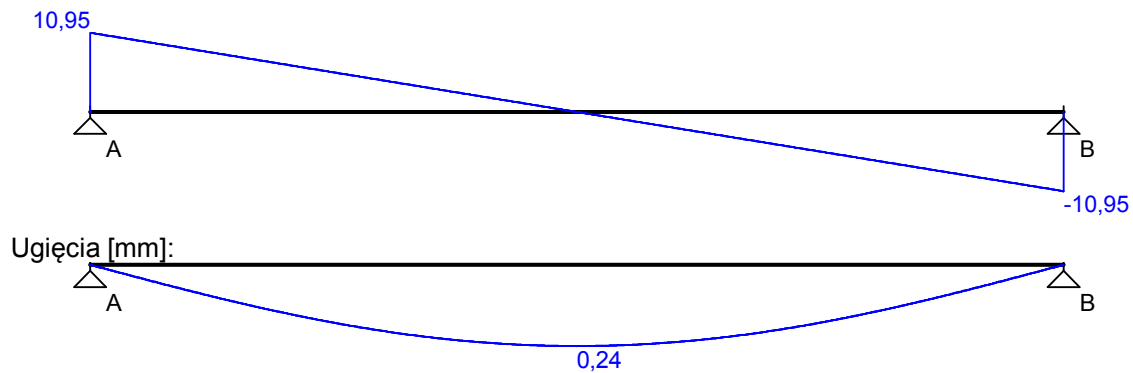


Przypadek: **P2: użytkowe taras/balkon**

Momenty zginające [kNm]:

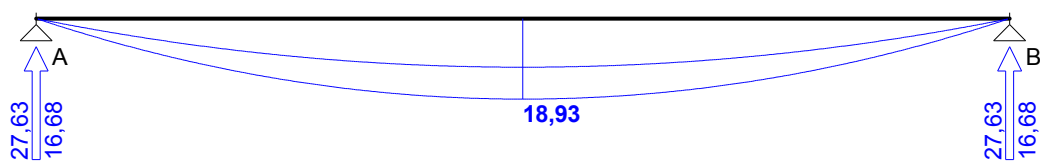


Siły poprzeczne [kN]:

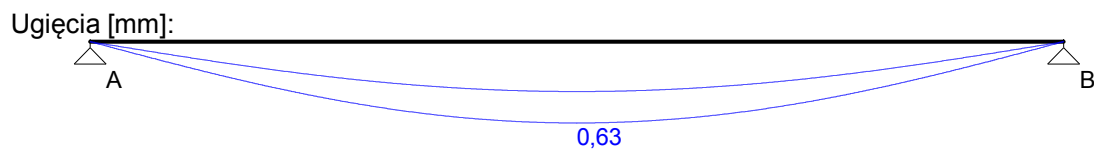
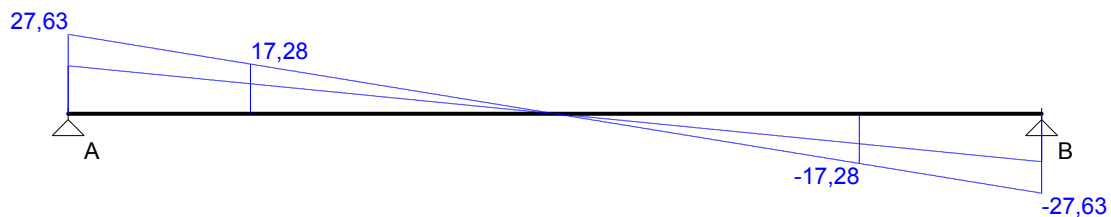


Obwiednia sił wewnętrznych

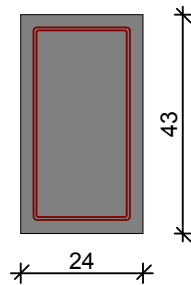
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 24,0 \text{ cm}$, $h = 43,0 \text{ cm}$

otulina zbrojenia $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 18,93 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem $3\phi 12$ o $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,36\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 18,93 \text{ kNm} < M_{Rd} = 44,47 \text{ kNm}$ (42,6%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)17,28 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 290 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)17,28 \text{ kN} < V_{Rd1} = 53,55 \text{ kN}$ (32,3%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 11,18 \text{ kNm}$

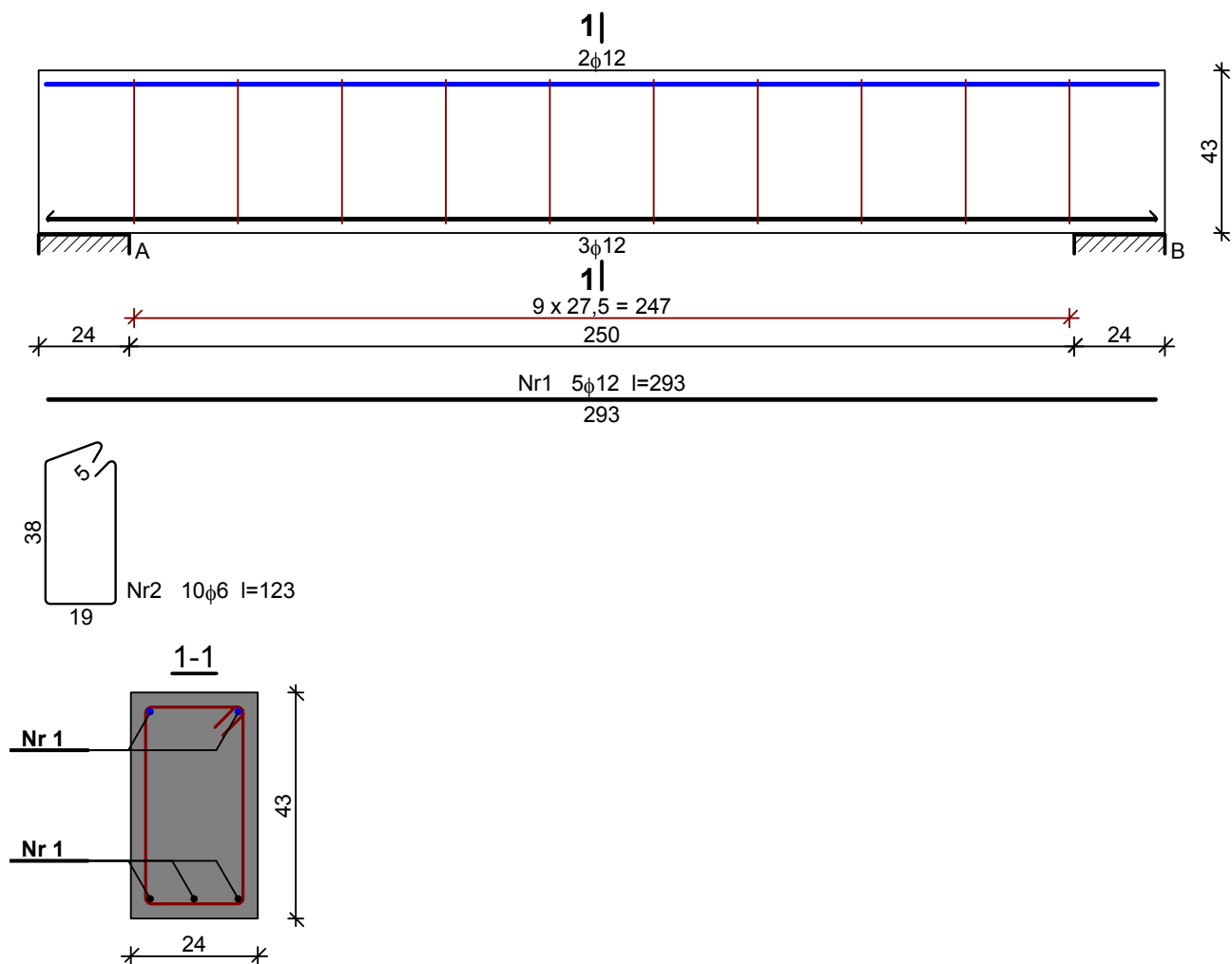
Szerokość rys prostopadłych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 0,63 \text{ mm} < a_{lim} = 2740/200 = 13,70 \text{ mm}$ (4,6%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 14,89 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

SZKIC ZBROJENIA:

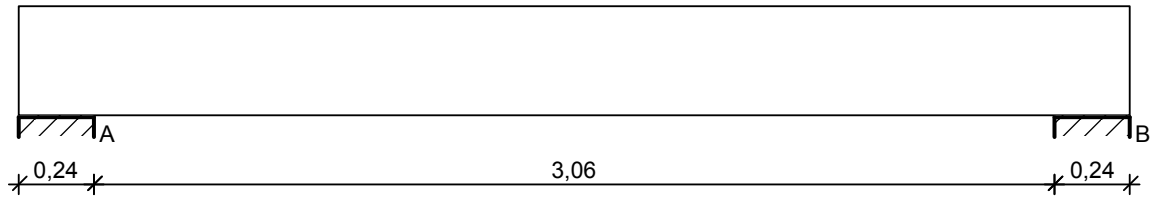


Wykaz zbrojenia

Nr	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość ogólna [m]	
				St0S-b φ6	34GS φ12
1.	12	293	5		14,65
2.	6	123	10	12,30	
Długość ogólna wg średnic [m]				12,4	14,7
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,888
Masa prętów wg średnic [kg]				2,8	13,1
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				2,8	13,1
Masa całkowita [kg]				16	

2.3.2 Belka B2

SZKIC BELKI



OBCIĄŻENIA NA BELCE

Przypadek: **P1: stałe**

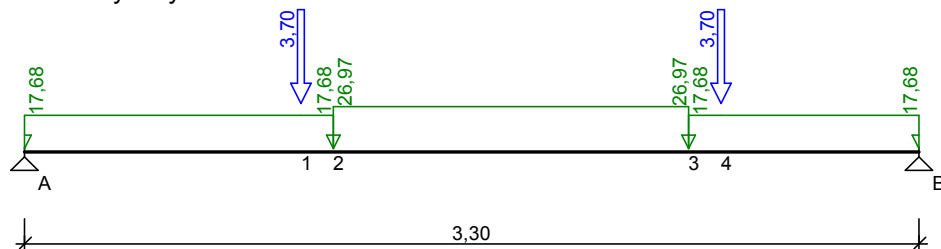
Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, zbrojony, zagęszczony grub. 0,24 m i szer.0,24 m [25,0kN/m ³ ·0,24m·0,24m]	1,44	1,30	--	1,87	cała belka
2.	VI. Ściana zewnętrzna (beton komórkowy) szer.2,85 m [2,510kN/m ² ·2,85m]	7,15	1,30	--	9,30	od 1,02 do 2,33
3.	VI. Ściana zewnętrzna (beton komórkowy) szer.0,65 m [2,510kN/m ² ·0,65m]	1,63	1,30	--	2,12	cała belka
4.	IX. Warstwy stropu nad parterem szer.1,50 m [5,830kN/m ² ·1,50m]	8,75	1,30	--	11,38	cała belka
5.	Ciężar własny belki [0,24m·0,35m·25,0kN/m ³]	2,10	1,10	--	2,31	cała belka

Zestawienie sił skupionych [kN]:

Lp.	Opis obciążenia	F_k	x [m]	γ_f	k_d	F_d
1.	słup s-6	3,70	0,90	1,00	--	3,70
2.	słup s-7	3,70	2,45	1,00	--	3,70

Schemat statyczny belki

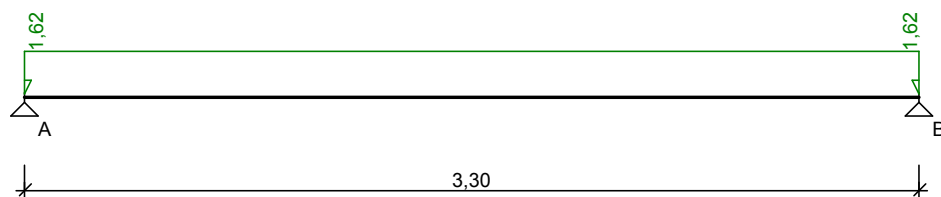


Przypadek: **P2: użytkowe**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obciążenie zmienne (pokoje i pomieszczenia mieszkalne w domach indywidualnych, czynszowych, hotelach, schroniskach, szpitalach, więzieniach, pomieszczenie sanitarne, itp.) szer.0,77 m [1,5kN/m ² ·0,77m]	1,16	1,40	0,35	1,62	cała belka
Σ :		1,16	1,40		1,62	

Schemat statyczny belki

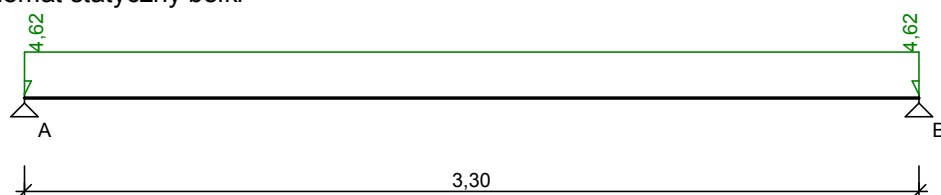


Przypadek: **P3: użytkowe taras/balkon**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obciążenie użytkowe tarasu	3,55	1,30	0,35	4,61	cała belka
Σ :		3,55	1,30		4,62	

Schemat statyczny belki



Przypadek: **P4: Reakcja z więźby**

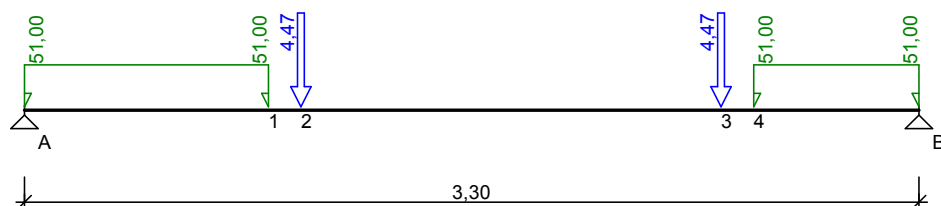
Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Reakcja z więźby	51,00	1,00	--	51,00	od pocz. do 0,78
2.	Reakcja z więźby	51,00	1,00	--	51,00	od 2,57 do końca

Zestawienie sił skupionych [kN]:

Lp.	Opis obciążenia	F_k	x [m]	γ_f	k_d	F_d
1.	Reakcja płatwi lukarny	4,47	0,90	1,00	--	4,47
2.	Reakcja płatwi lukarny	4,47	2,45	1,00	--	4,47

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

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

Ciężar objętościowy $\rho = 25$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8$ mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,04$

Stal zbrojeniowa główna A-III (**34GS**) $\rightarrow f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 500$ MPa

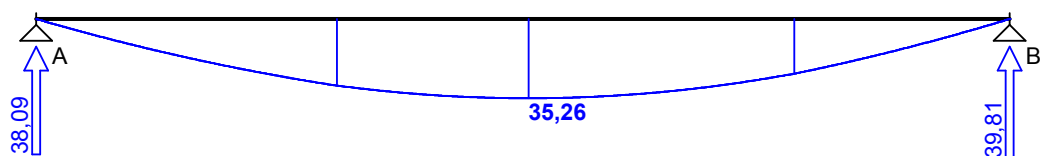
Stal zbrojeniowa strzemion A-0 (**St0S-b**) → $f_{yk} = 220 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 190 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 260 \text{ MPa}$
 Stal zbrojeniowa montażowa A-III (34GS)

Sytuacja obliczeniowa: trwała
 Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$
 Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$
 Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

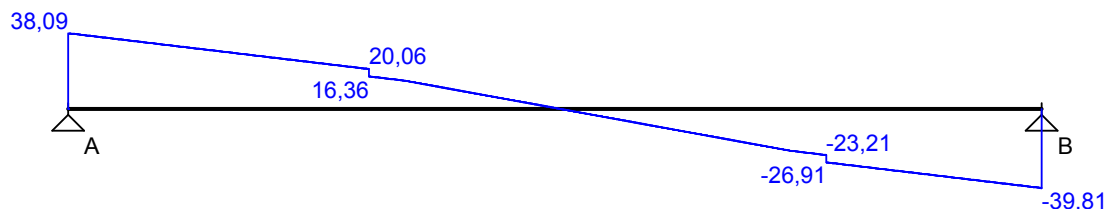
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Przypadek: **P1: stałe**

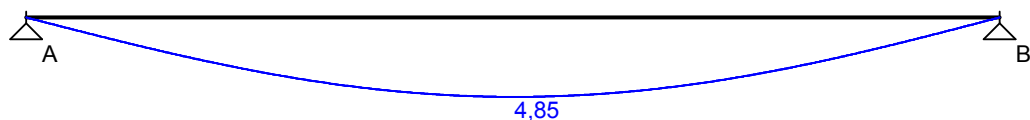
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

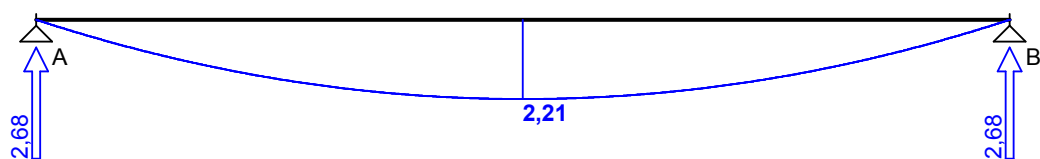


Ugięcia [mm]:

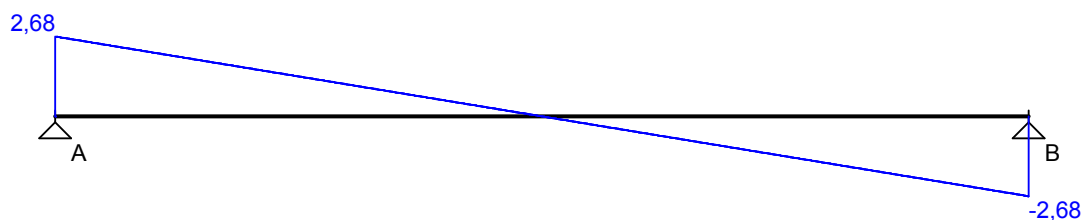


Przypadek: **P2: użytkowe**

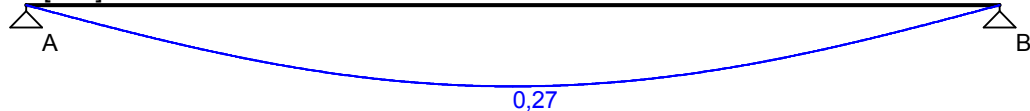
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

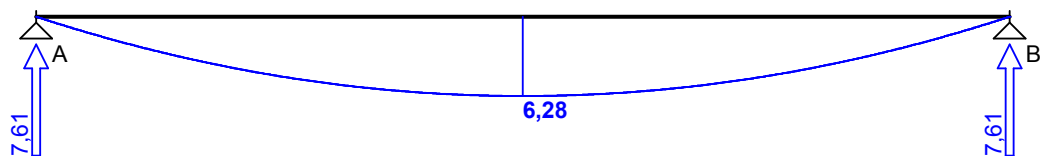


Ugięcia [mm]:

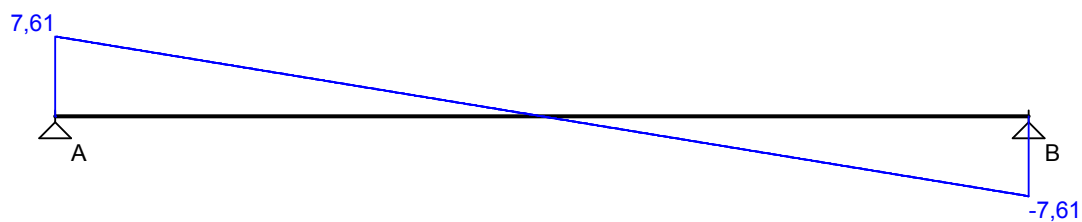


Przypadek: **P3: użytkowe taras/balkon**

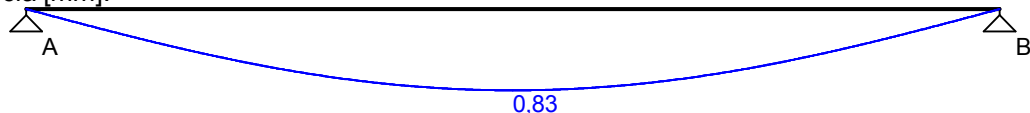
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

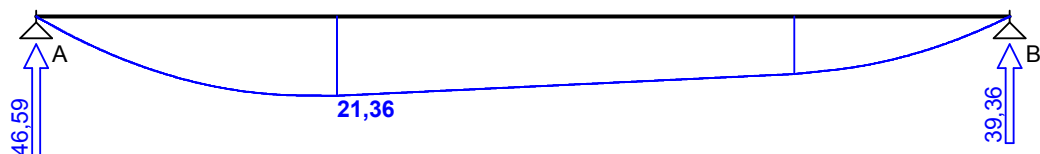


Ugięcia [mm]:

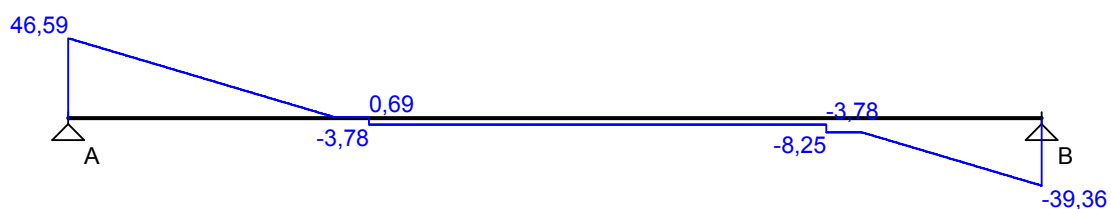


Przypadek: **P4: Reakcja z wieży**

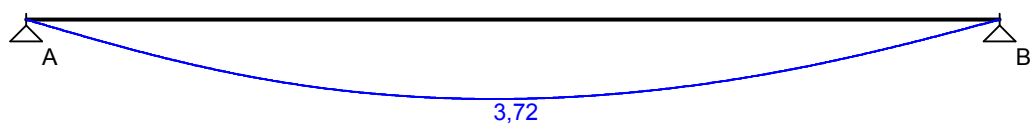
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

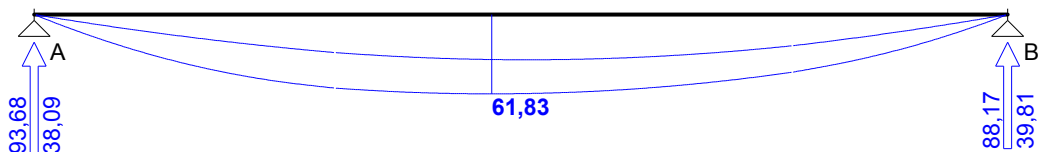


Ugięcia [mm]:

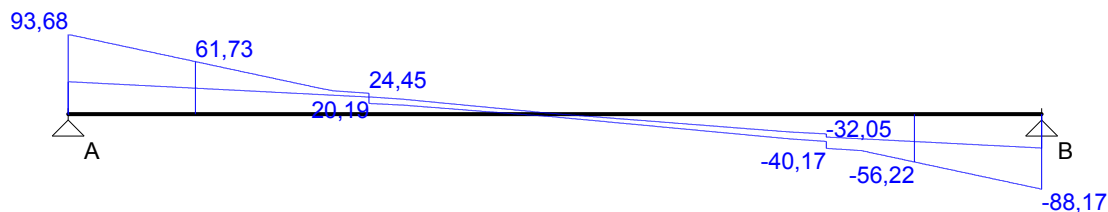


Obwiednia sił wewnętrznych

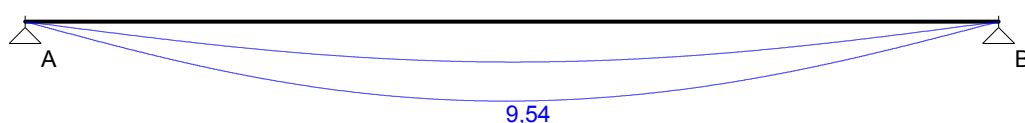
Momenty zginające [kNm]:



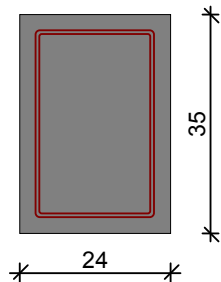
Siły poprzeczne [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 24,0 \text{ cm}$, $h = 35,0 \text{ cm}$

otulina zbrojenia $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój **a-a**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 61,83 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem **4φ16** o $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,08\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 61,83 \text{ kNm} < M_{Rd} = 75,16 \text{ kNm}$ (82,3%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 61,73 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi **φ6 co 80 mm** na odcinku 56,0 cm przy podporach oraz co 230 mm w środku rozpiętości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 61,73 \text{ kN} < V_{Rd3} = 75,18 \text{ kN}$ (82,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 49,52 \text{ kNm}$

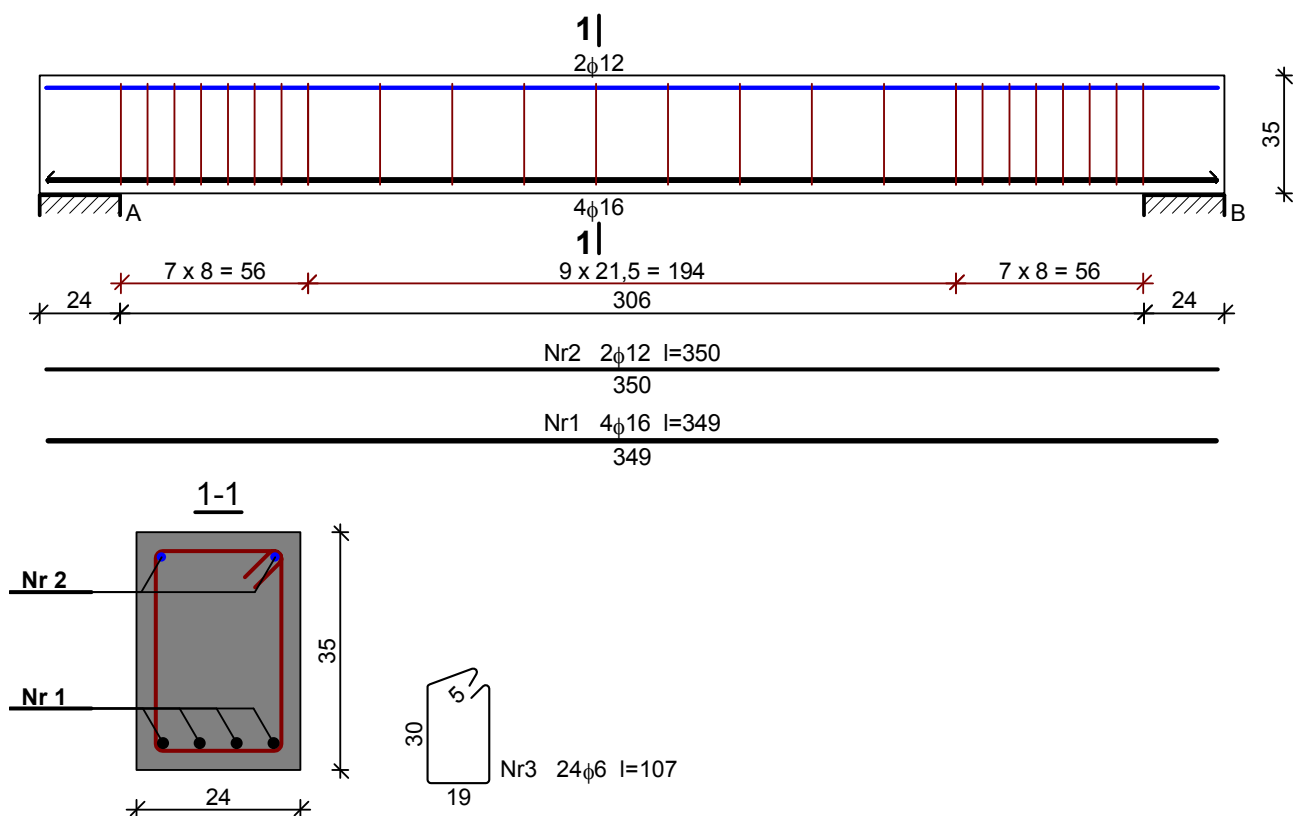
Szerokość rys prostokątnych: $w_k = 0,192 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (64,1%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 9,54 \text{ mm} < a_{lim} = 3300/200 = 16,50 \text{ mm}$ (57,8%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 71,63 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,281 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (93,5%)

SZKIC ZBROJENIA:

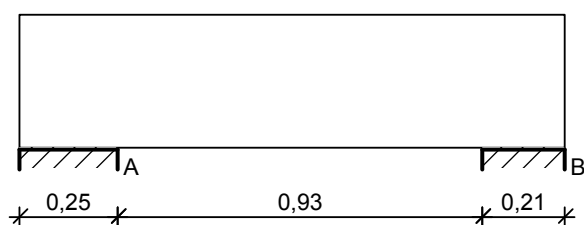


Wykaz zbrojenia

Nr	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość ogólna [m]		
				St0S-b	34GS	
				φ6	φ12	φ16
1.	16	349	4			13,96
2.	12	350	2		7,00	
3.	6	107	24	25,68		
Długość ogólna wg średnic [m]				25,7	7,0	14,0
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,888	1,578
Masa prętów wg średnic [kg]				5,7	6,2	22,1
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				5,7	28,3	
Masa całkowita [kg]				34		

2.3.3 Belka B3

SZKIC BELKI



OBCIĄŻENIA NA BELCE

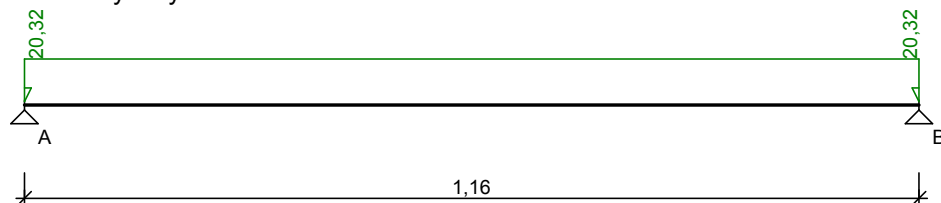
Przypadek: **P1: stałe**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym,	1,44	1,30	--	1,87	cała belka

zbrojony, zagęszczony grub. 0,24 m i szer.0,24 m [25,0kN/m ³ ·0,24m·0,24m]						
2.	VI. Ściana zewnętrzna (beton komórkowy) szer.3,24 m [2,510kN/m ² ·3,24m]	8,13	1,30	--	10,57	cała belka
3.	IX. Warstwy stropu nad parterem szer.1,04 m [5,830kN/m ² ·1,04m]	6,06	1,30	--	7,88	cała belka
Σ:		15,63	1,30		20,32	

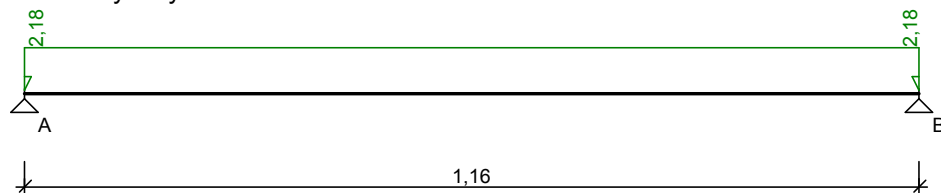
Schemat statyczny belki



Przypadek: **P2: użytkowe**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:						
Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obciążenie zmienne (pokoje i pomieszczenia mieszkalne w domach indywidualnych, czynszowych, hotelach, schroniskach, szpitalach, więzieniach, pomieszczenie sanitarne, itp.) szer.1,04 m [1,5kN/m ² ·1,04m]	1,56	1,40	0,35	2,18	cała belka
Σ:		1,56	1,40		2,18	

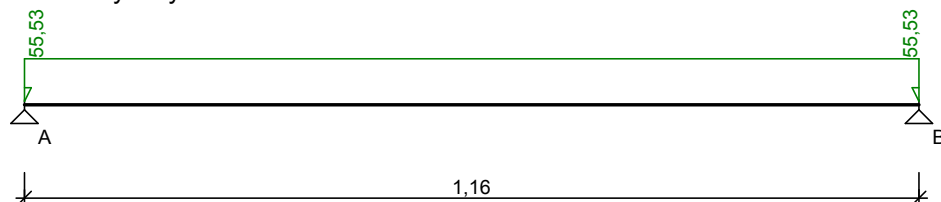
Schemat statyczny belki



Przypadek: **P3: Reakcja z więźby**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:						
Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Reakcja z więźby	53,29	1,00	--	53,29	cała belka
2.	Ciężar własny belki [0,24m·0,34m·25,0kN/m ³]	2,04	1,10	--	2,24	cała belka
Σ:		55,33	1,00		55,53	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

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

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

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

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,04$

Stal zbrojeniowa główna A-III (**34GS**) $\rightarrow f_{yk} = 410 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 500 \text{ MPa}$

Stal zbrojeniowa strzemion A-0 (**St0S-b**) $\rightarrow f_{yk} = 220 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 190 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 260 \text{ MPa}$

Stal zbrojeniowa montażowa A-III (34GS)

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

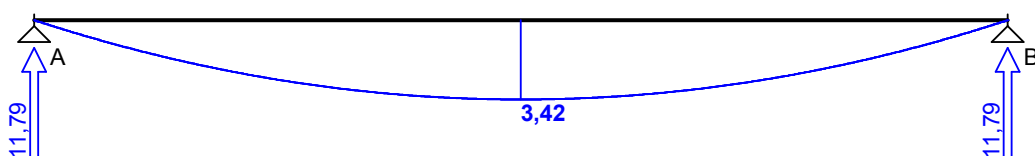
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

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

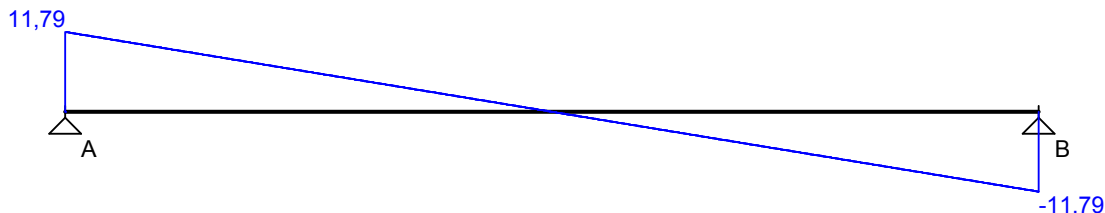
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Przypadek: **P1: stałe**

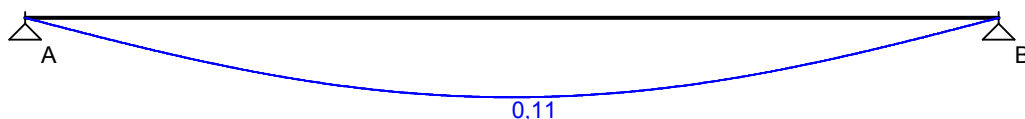
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

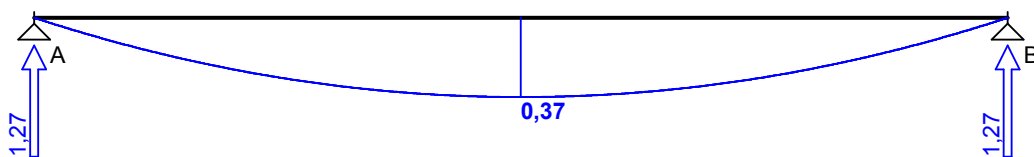


Ugięcia [mm]:

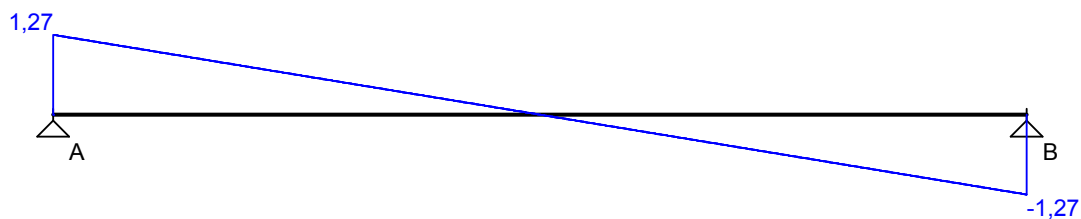


Przypadek: **P2: użytkowe**

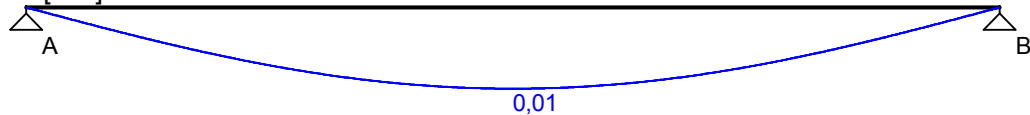
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

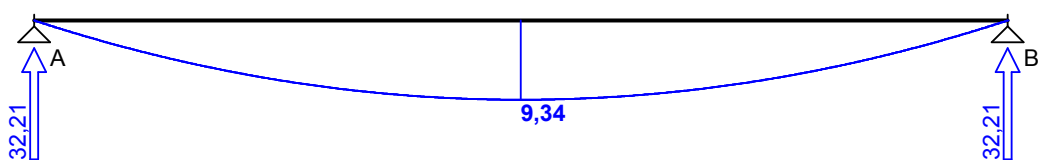


Ugięcia [mm]:

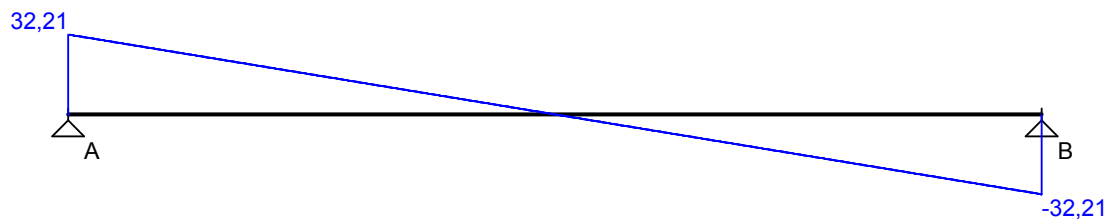


Przypadek: **P3: Reakcja z więźby**

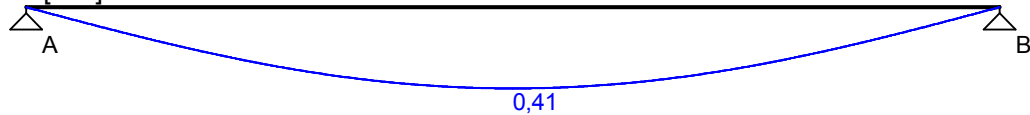
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

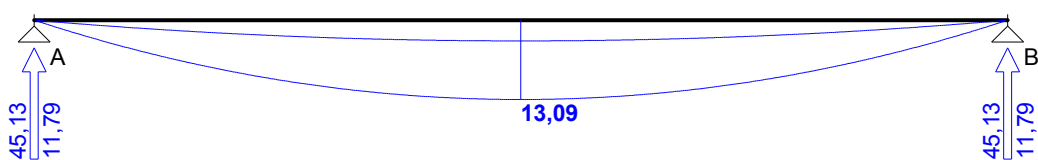


Ugięcia [mm]:

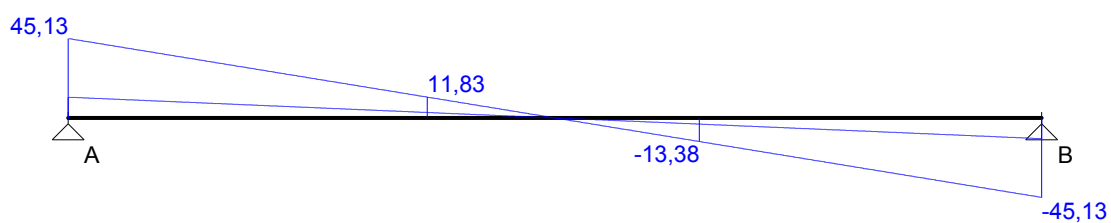


Obwiednia sił wewnętrznych

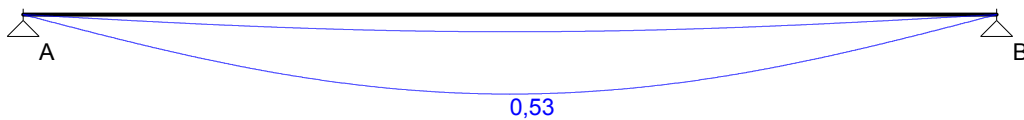
Momenty zginające [kNm]:



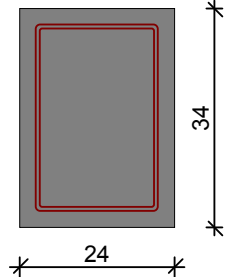
Siły poprzeczne [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 24,0 \text{ cm}$, $h = 34,0 \text{ cm}$

otulina zbrojenia $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 13,09 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,26 \text{ cm}^2$. Przyjęto $2\phi 12$ o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,31\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 13,09 \text{ kNm} < M_{Rd} = 23,01 \text{ kNm}$ (56,9%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)13,38 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 220 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)13,38 \text{ kN} < V_{Rd1} = 43,72 \text{ kN}$ (30,6%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 12,02 \text{ kNm}$

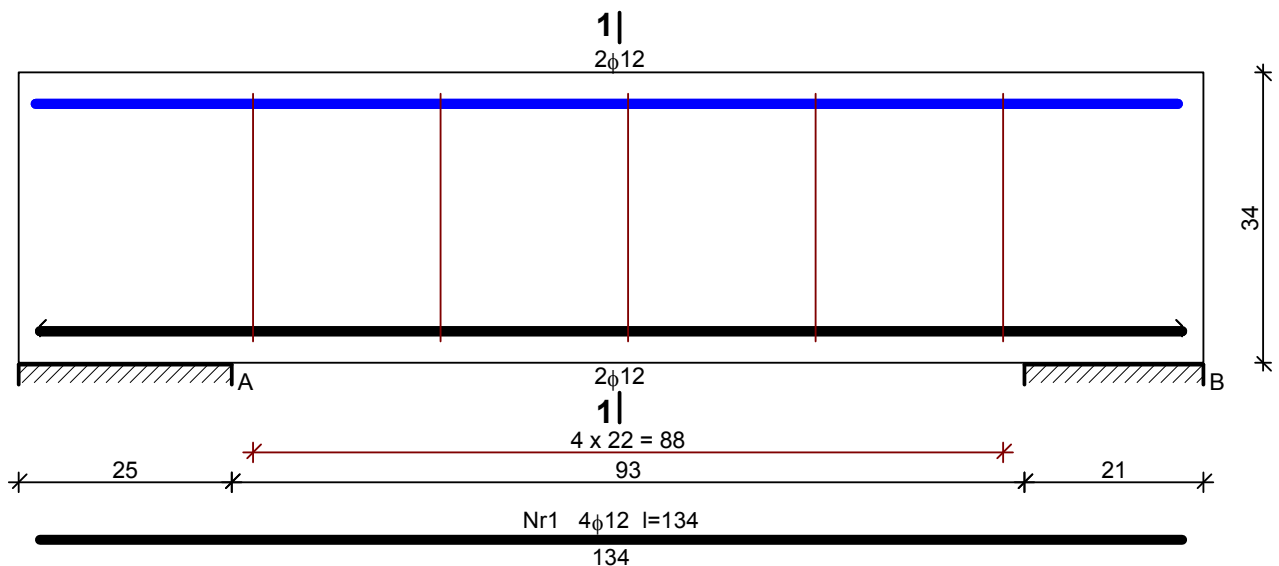
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,181 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (60,2%)

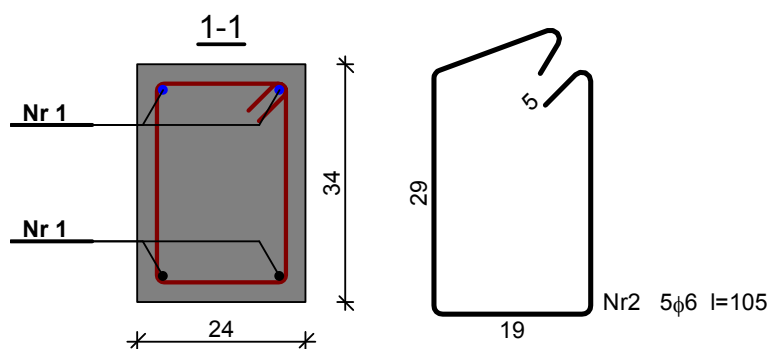
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 0,53 \text{ mm} < a_{lim} = 1160/200 = 5,80 \text{ mm}$ (9,2%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 33,94 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

SZKIC ZBROJENIA:



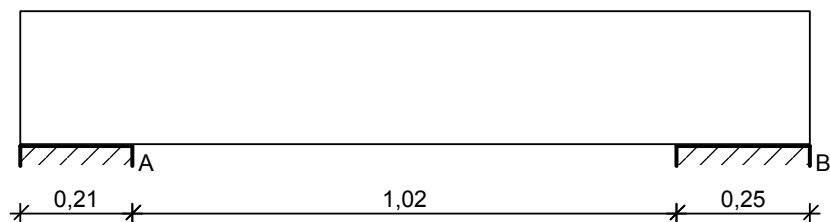


Wykaz zbrojenia

Nr	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość ogólna [m]	
				St0S-b φ6	34GS φ12
1.	12	134	4		5,36
2.	6	105	5	5,25	
Długość ogólna wg średnic [m]				5,3	5,4
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,888
Masa prętów wg średnic [kg]				1,2	4,8
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				1,2	4,8
Masa całkowita [kg]				6	

2.3.4 Belka B4

SZKIC BELKI



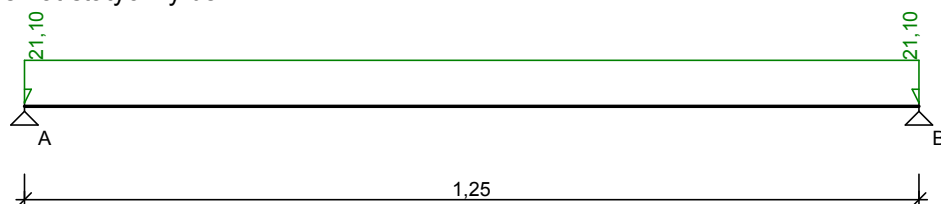
OBCIĄŻENIA NA BELCE

Przypadek: **P1: stałe**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, zbrojony, zagęszczony grub. 0,24 m i szer. 0,24 m [25,0kN/m ³ ·0,24m·0,24m]	1,44	1,30	--	1,87	cała belka
2.	VI. Ściana zewnętrzna (beton komórkowy) szer. 3,48 m [2,510kN/m ² ·3,48m]	8,73	1,30	--	11,35	cała belka
3.	IX. Warstwy stropu nad parterem szer. 1,04 m [5,830kN/m ² ·1,04m]	6,06	1,30	--	7,88	cała belka
Σ:		16,23	1,30		21,10	

Schemat statyczny belki

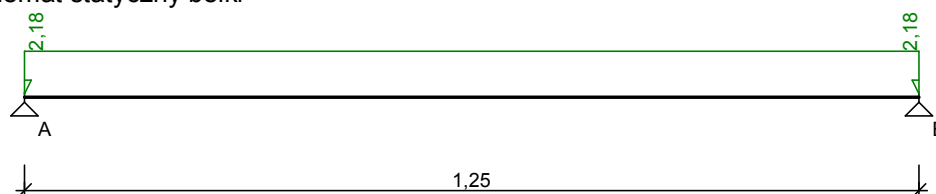


Przypadek: **P2: użytkowe**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obciążenie zmienne (pokoje i pomieszczenia mieszkalne w domach indywidualnych, czynszowych, hotelach, schroniskach, szpitalach, więzieniach, pomieszczenie sanitarne, itp.) szer. 1,04 m [1,5kN/m ² ·1,04m]	1,56	1,40	0,35	2,18	cała belka
Σ :		1,56	1,40		2,18	

Schemat statyczny belki

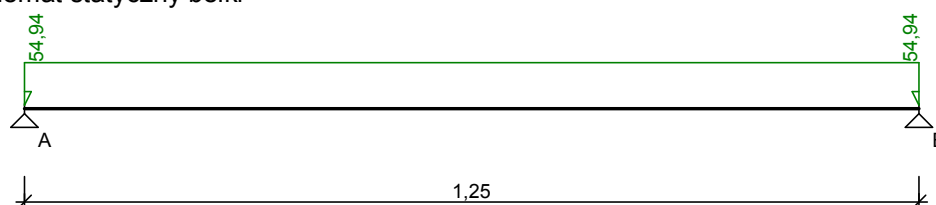


Przypadek: **P3: Reakcja z więźby**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Reakcja z więźby	53,29	1,00	--	53,29	cała belka
2.	Ciężar własny belki [0,24m·0,25m·25,0kN/m ³]	1,50	1,10	--	1,65	cała belka
Σ :		54,79	1,00		54,94	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

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

Ciężar objętościowy $\rho = 25$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8$ mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,11$

Stal zbrojeniowa główna A-III (**34GS**) → $f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 500$ MPa

Stal zbrojeniowa strzemion A-0 (**St0S-b**) → $f_{yk} = 220$ MPa, $f_{yd} = 190$ MPa, $f_{tk} = 260$ MPa

Stal zbrojeniowa montażowa A-III (34GS)

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

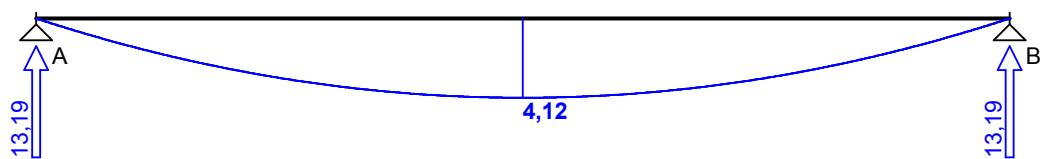
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mm

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

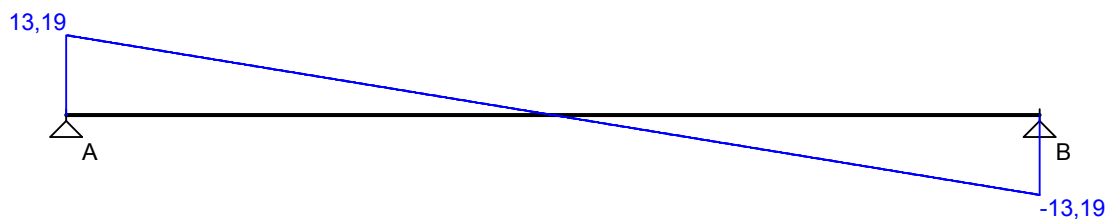
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Przypadek: **P1: stałe**

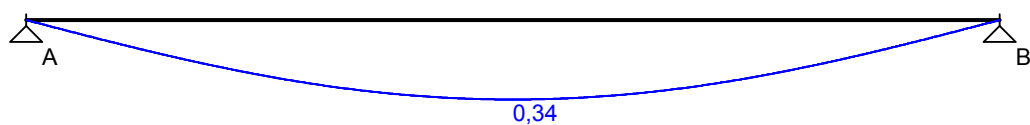
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

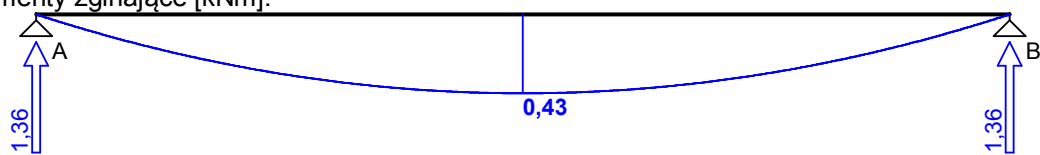


Ugięcia [mm]:

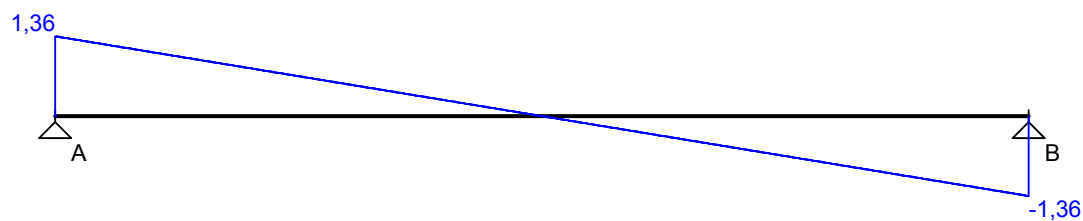


Przypadek: **P2: użytkowe**

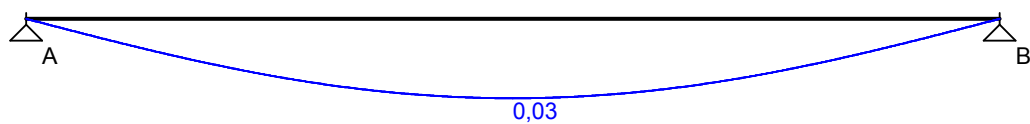
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

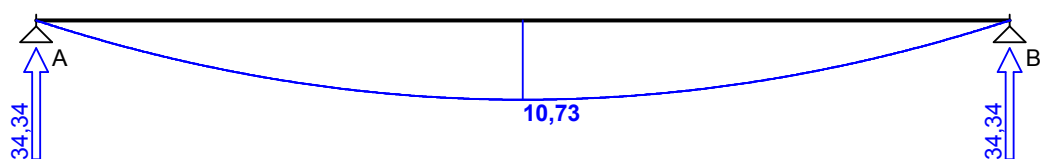


Ugięcia [mm]:

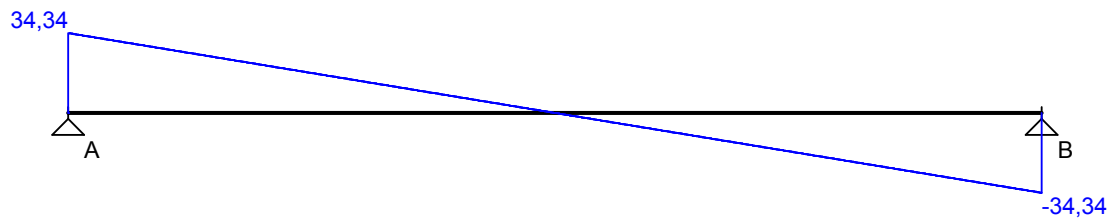


Przypadek: **P3: Reakcja z więźby**

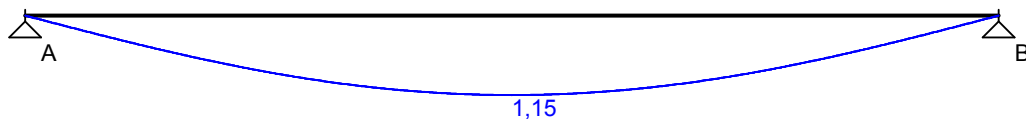
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

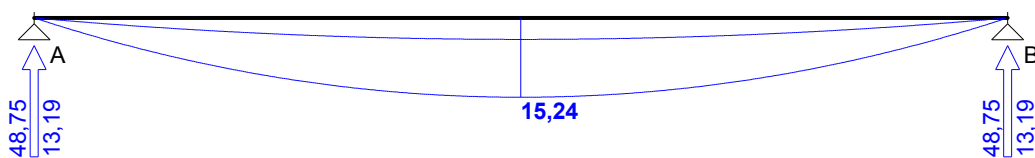


Ugięcia [mm]:

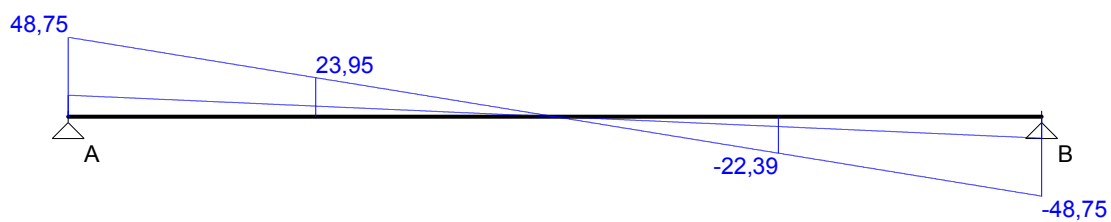


Obwiednia sił wewnętrznych

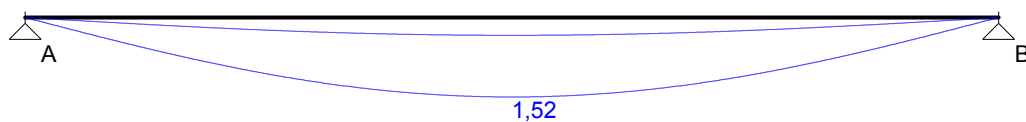
Momenty zginające [kNm]:



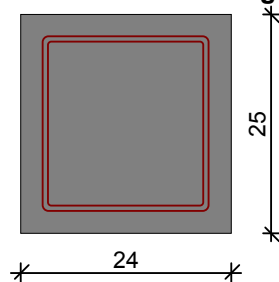
Siły poprzeczne [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 24,0 \text{ cm}$, $h = 25,0 \text{ cm}$

otulina zbrojenia $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 15,24 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,16 \text{ cm}^2$. Przyjęto $3\phi 12$ o $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,66\%$)

(decyduje warunek dopuszczalnej szerokości rys prostopadłych)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 15,24 \text{ kNm} < M_{Rd} = 23,09 \text{ kNm}$ (66,0%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 23,95 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 150 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 23,95 \text{ kN} < V_{Rd1} = 36,37 \text{ kN}$ (65,8%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 13,97 \text{ kNm}$

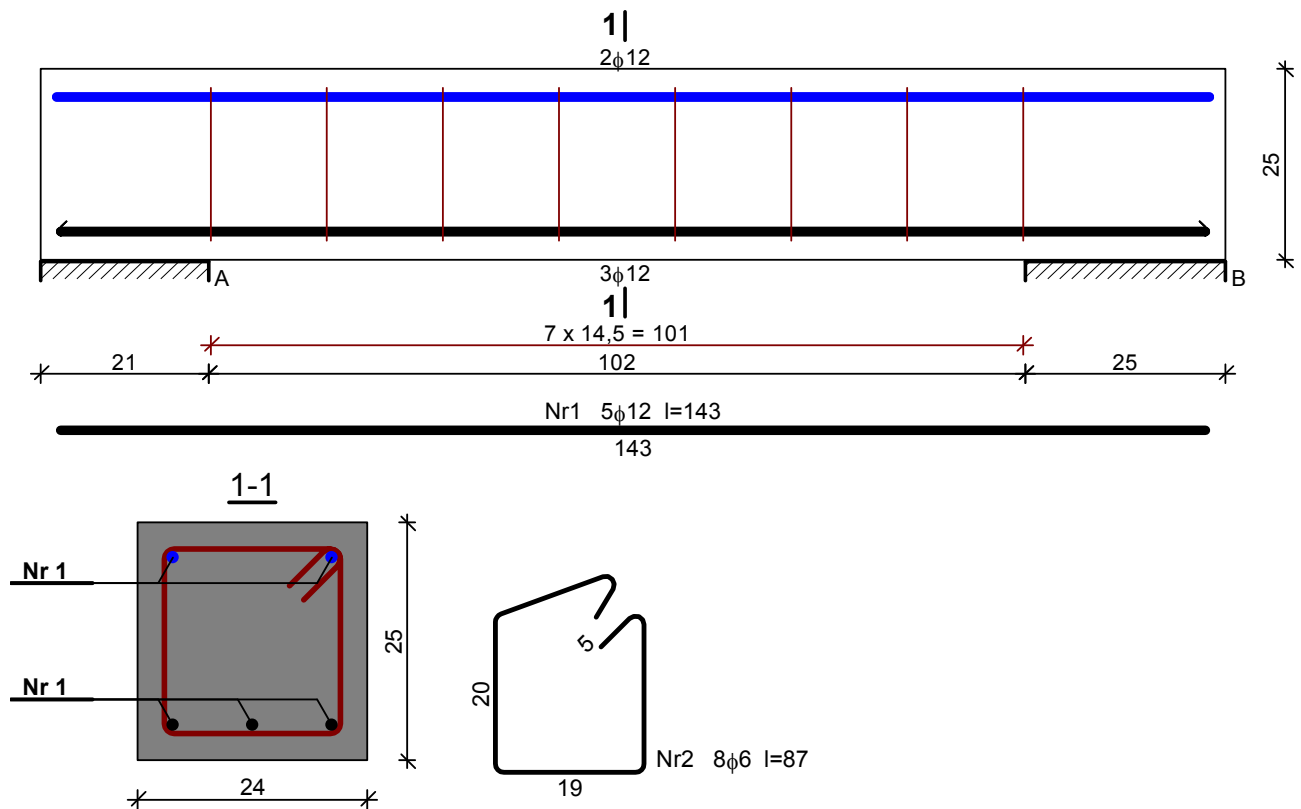
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,229 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (76,3%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 1,52 \text{ mm} < a_{lim} = 1250/200 = 6,25 \text{ mm}$ (24,2%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 37,19 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

SZKIC ZBROJENIA:

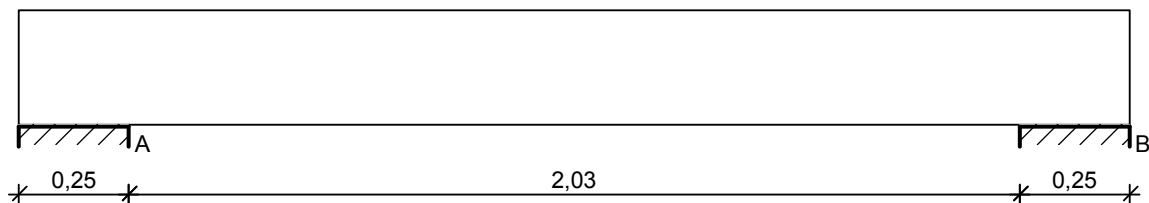


Wykaz zbrojenia

Nr	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość ogólna [m]	
				St0S-b	34GS
1.	12	143	5		7,15
2.	6	87	8	6,96	
Długość ogólna wg średnic [m]				7,0	7,2
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,888
Masa prętów wg średnic [kg]				1,6	6,4
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				1,6	6,4
Masa całkowita [kg]				8	

2.3.5 Belka B5

SZKIC BELKI



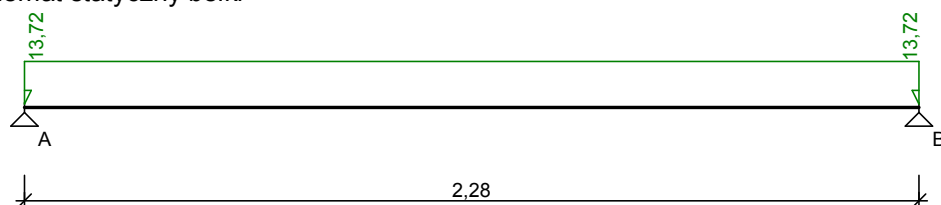
OBCIĄŻENIA NA BELCE

Przypadek: **P1: stałe**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	IX. Warstwy stropu nad parterem szer.1,81 m [5,830kN/m ² ·1,81m]	10,55	1,30	--	13,72	cała belka
Σ :		10,55	1,30		13,72	

Schemat statyczny belki

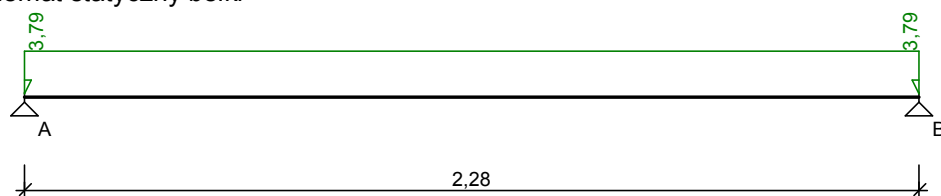


Przypadek: **P2: użytkowe**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obciążenie zmienne (pokoje i pomieszczenia mieszkalne w domach indywidualnych, czynszowych, hotelach, schroniskach, szpitalach, więzieniach, pomieszczenie sanitarne, itp.) szer.1,81 m [1,5kN/m ² ·1,81m]	2,71	1,40	0,35	3,79	cała belka
Σ :		2,71	1,40		3,79	

Schemat statyczny belki



Przypadek: **P3: Reakcja z belek**

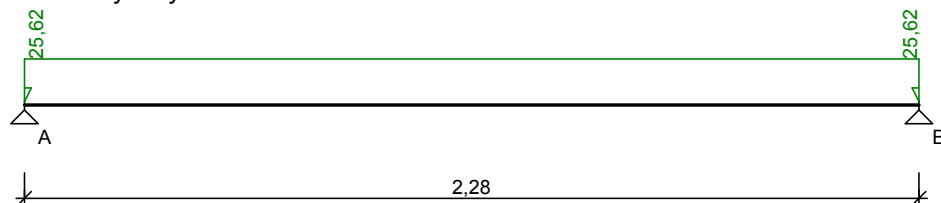
Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	ciężar schodów	23,90	1,00	--	23,90	cała belka
2.	Ciężar własny belki	1,56	1,10	--	1,72	cała belka

[0,24m·0,26m·25,0kN/m³]

Σ: 25,46 1,01 25,62

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

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

Ciężar objętościowy $\rho = 25$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8$ mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,05$

Stal zbrojeniowa główna A-III (**34GS**) → $f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 500$ MPa

Stal zbrojeniowa strzemion A-0 (**St0S-b**) → $f_{yk} = 220$ MPa, $f_{yd} = 190$ MPa, $f_{tk} = 260$ MPa

Stal zbrojeniowa montażowa A-III (34GS)

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

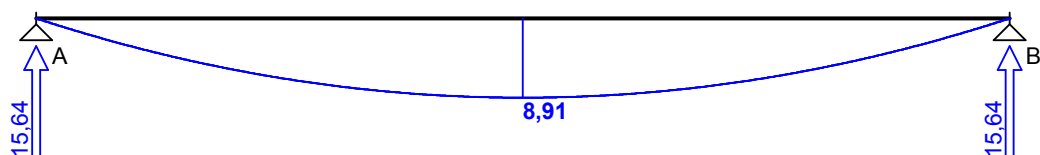
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mm

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

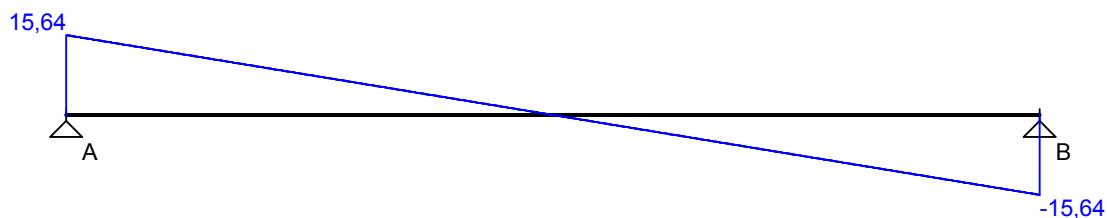
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Przypadek: **P1: stałe**

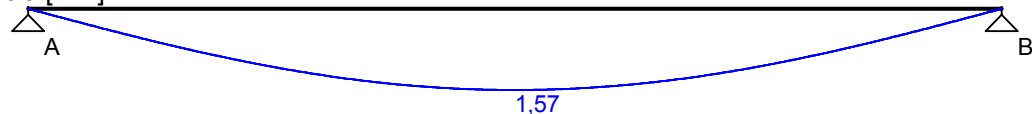
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

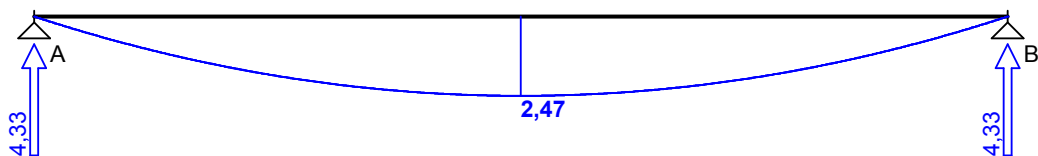


Ugięcia [mm]:

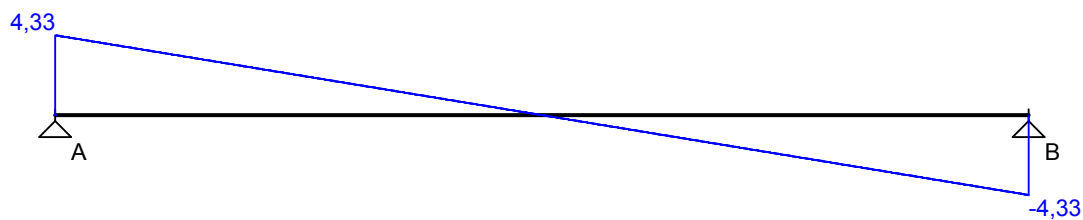


Przypadek: **P2: użytkowe**

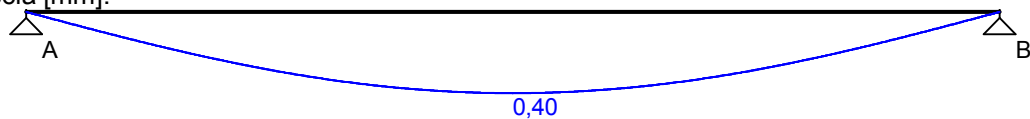
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

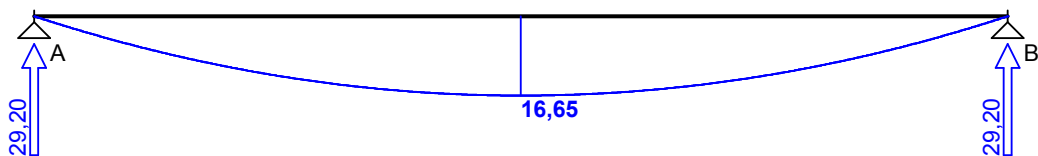


Ugięcia [mm]:

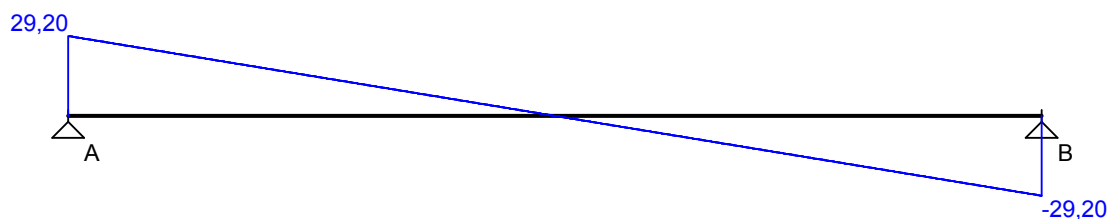


Przypadek: **P3: Reakcja z belek**

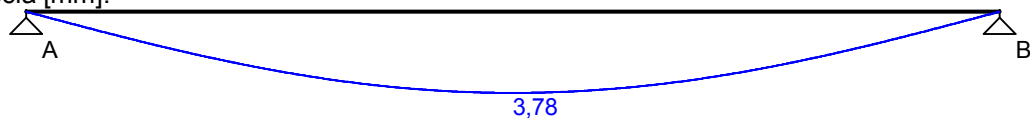
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

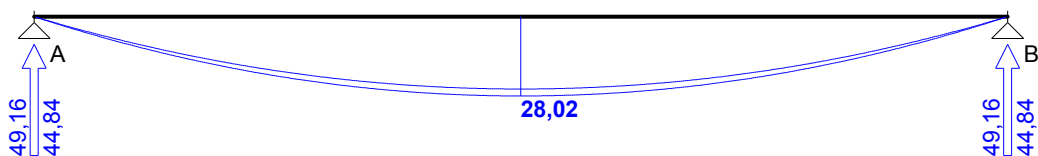


Ugięcia [mm]:

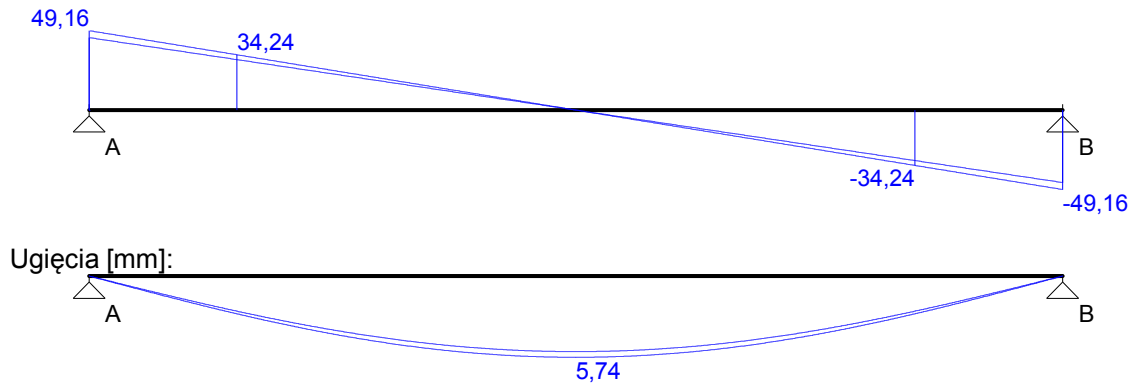


Obwiednia sił wewnętrznych

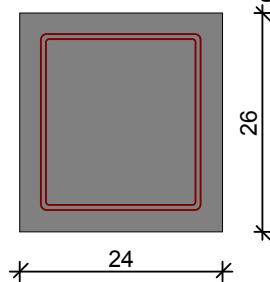
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:
 $b_w = 24,0 \text{ cm}$, $h = 26,0 \text{ cm}$
 otulina zbrojenia $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój **a-a**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 28,02 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$. Przyjęto **3 ϕ 16** o $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,14\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 28,02 \text{ kNm} < M_{Rd} = 39,69 \text{ kNm}$ (70,6%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)34,24 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 160 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)34,24 \text{ kN} < V_{Rd1} = 40,96 \text{ kN}$ (83,6%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 24,02 \text{ kNm}$

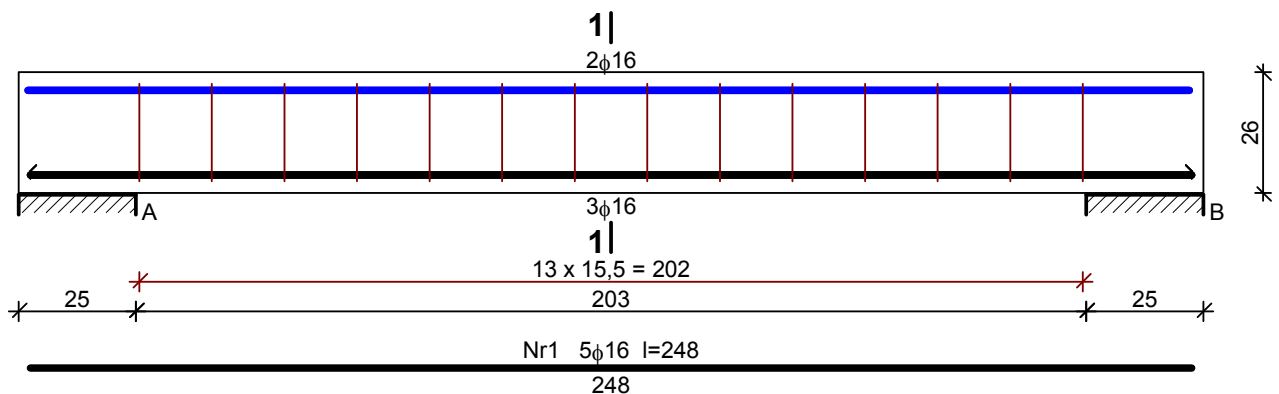
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,203 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (67,5%)

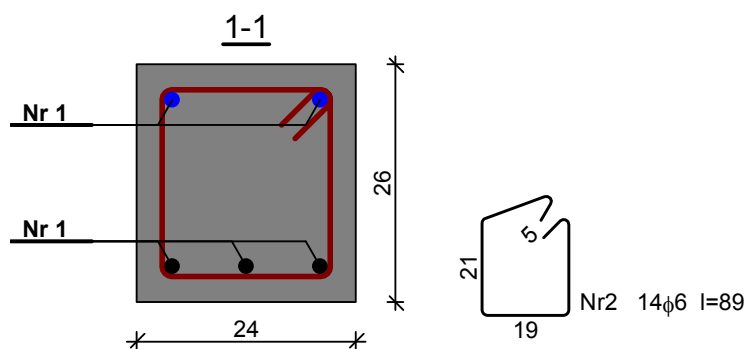
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 5,74 \text{ mm} < a_{lim} = 2280/200 = 11,40 \text{ mm}$ (50,4%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 37,51 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

SZKIC ZBROJENIA:





Wykaz zbrojenia

Nr	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość ogólna [m]	
				St0S-b	34GS
				φ6	φ16
1.	16	248	5		12,40
2.	6	89	14	12,46	
Długość ogólna wg średnic [m]				12,5	12,5
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	1,578
Masa prętów wg średnic [kg]				2,8	19,7
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				2,8	19,7
Masa całkowita [kg]				23	

2.3.6 Belka B6

SZKIC BELKI



OBCIĄŻENIA NA BELCE

Przypadek: **P1: stałe**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

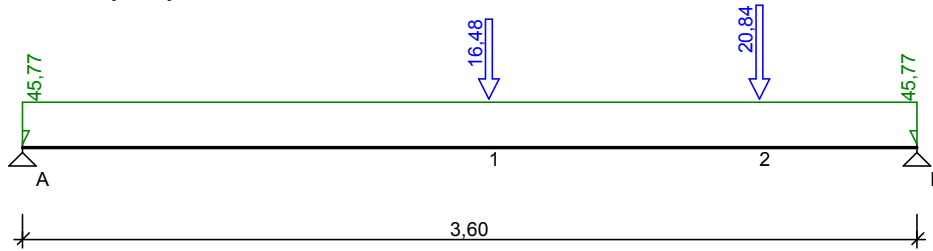
Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, zbrojony, zagęszczony grub. 0,24 m i szer.0,24 m [25,0kN/m ³ ·0,24m·0,24m]	1,44	1,30	--	1,87	cała belka
2.	VII. Ściana silikatowa wewnętrzna gr. 24cm szer.2,42 m [5,140kN/m ² ·2,42m]	12,44	1,30	--	16,17	cała belka
3.	IX. Warstwy stropu nad parterem szer.3,31 m [5,830kN/m ² ·3,31m]	19,30	1,30	--	25,09	cała belka
4.	Ciężar własny belki [0,24m·0,40m·25,0kN/m ³]	2,40	1,10	--	2,64	cała belka
Σ:		35,58	1,29		45,77	

Zestawienie sił skupionych [kN]:

Lp.	Opis obciążenia	F_k	x [m]	γ_f	k_d	F_d
1.	VIII. Ścianki działowe silikatowe szer.2,72 m i dług.1,63 m [2,860kN/m ² ·2,72m·1,63m]	12,68	1,76	1,30	--	16,48
2.	VIII. Ścianki działowe silikatowe szer.2,72	16,03	2,85	1,30	--	20,84

m i dług. 2,06 m
 $[2,860 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,72 \text{ m} \cdot 2,06 \text{ m}]$

Schemat statyczny belki

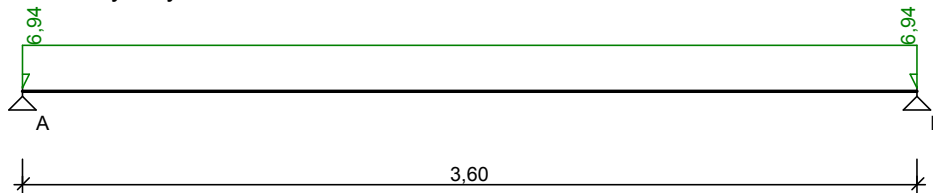


Przypadek: **P2: użytkowe**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Ubc.char.	γ_f	k_d	Ubc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obciążenie zmienne (pokoje i pomieszczenia mieszkalne w domach indywidualnych, czynszowych, hotelach, schroniskach, szpitalach, więzieniach, pomieszczenie sanitarne, itp.) szer. 3,31 m [1,5 kN/m ² · 3,31 m]	4,96	1,40	0,35	6,94	cała belka
Σ :		4,96	1,40		6,94	

Schemat statyczny belki

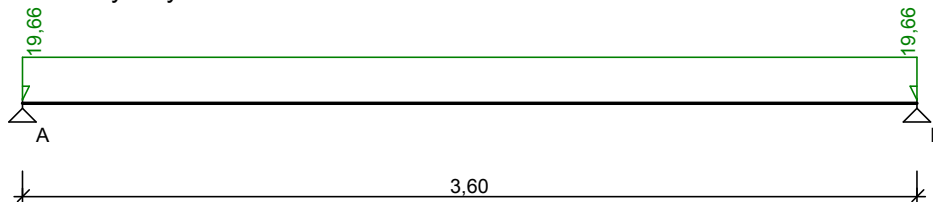


Przypadek: **P3: Reakcja z więzby**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Ubc.char.	γ_f	k_d	Ubc.obl.	Zasięg [m]
1.	Reakcja z więzby	19,66	1,00	--	19,66	cała belka
Σ :		19,66	1,00		19,66	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

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

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

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

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,04$

Stal zbrojeniowa główna A-III (**34GS**) $\rightarrow f_{yk} = 410 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 500 \text{ MPa}$

Stal zbrojeniowa strzemion A-0 (**St0S-b**) $\rightarrow f_{yk} = 220 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 190 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 260 \text{ MPa}$

Stal zbrojeniowa montażowa A-III (34GS)

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

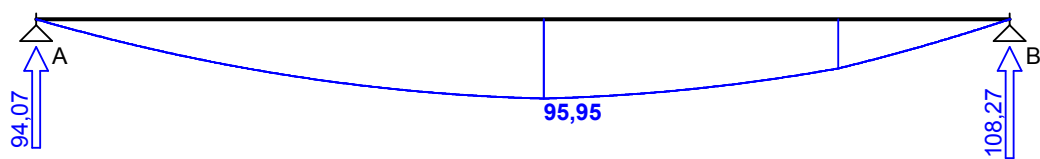
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

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

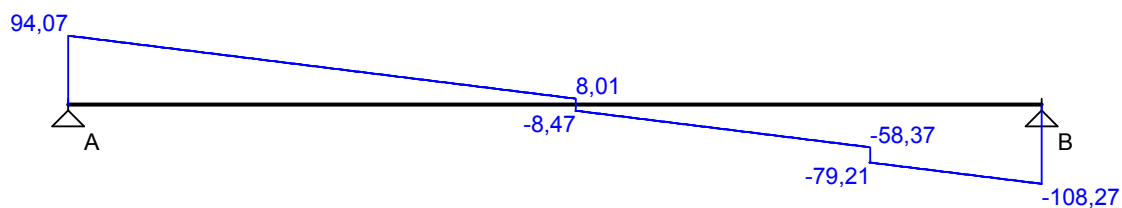
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Przypadek: **P1: stałe**

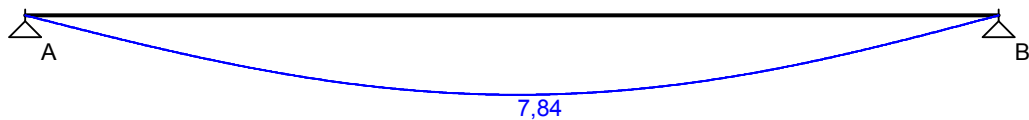
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

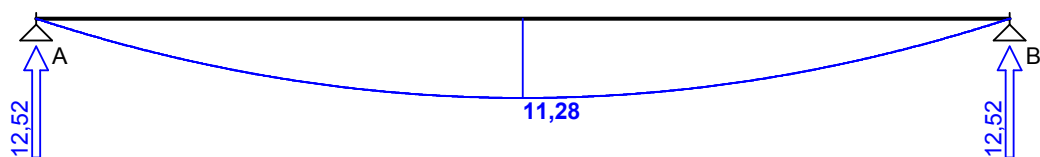


Ugięcia [mm]:

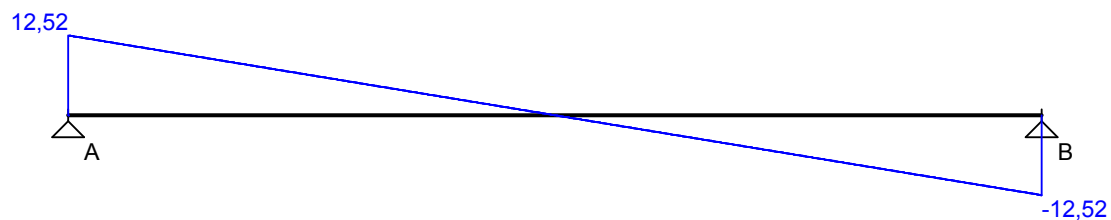


Przypadek: **P2: użytkowe**

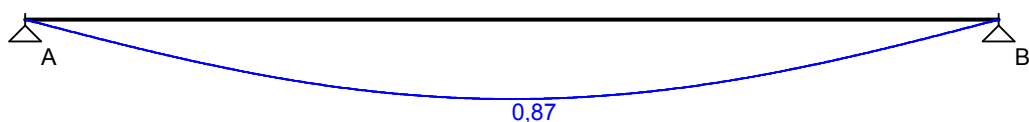
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

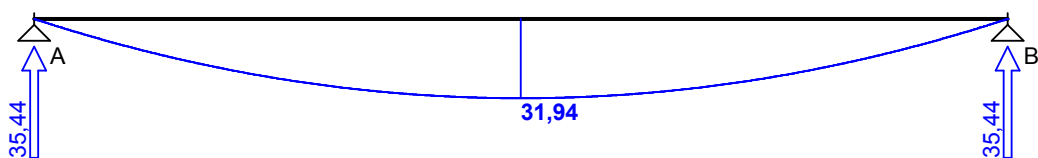


Ugięcia [mm]:

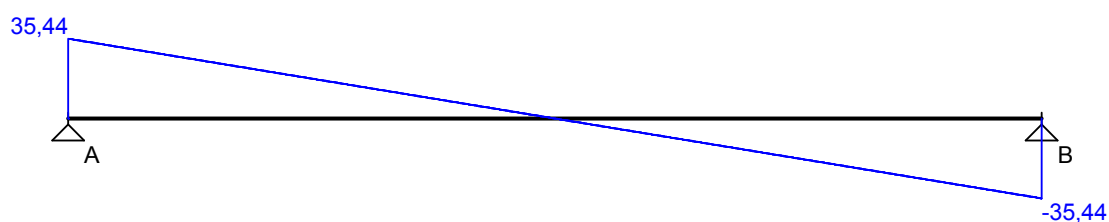


Przypadek: **P3: Reakcja z więźby**

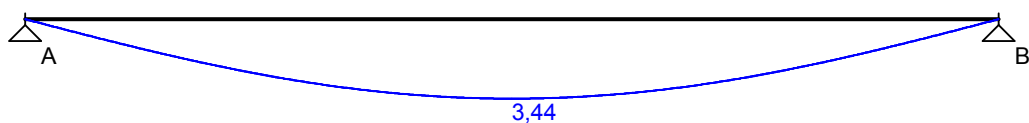
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

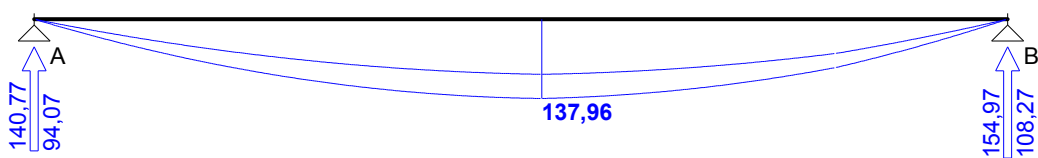


Ugięcia [mm]:

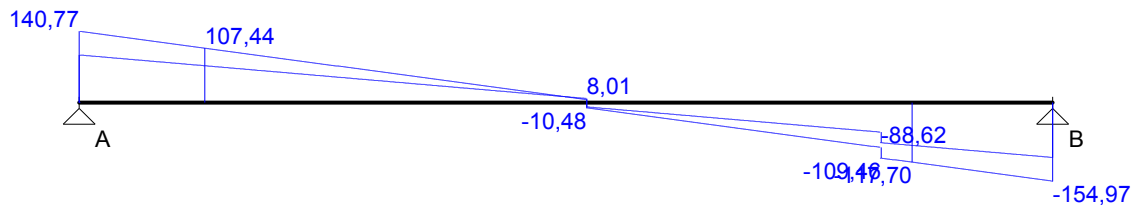


Obwiednia sił wewnętrznych

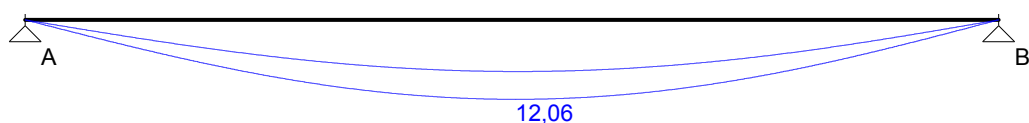
Momenty zginające [kNm]:



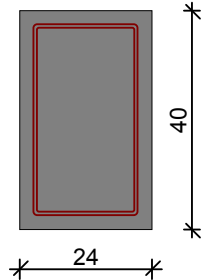
Siły poprzeczne [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 24,0 \text{ cm}$, $h = 40,0 \text{ cm}$

otulina zbrojenia $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 137,96 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem $9\phi 16$ o $A_s = 18,10 \text{ cm}^2$ ($\rho = 2,19\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 137,96 \text{ kNm} < M_{Rd} = 148,37 \text{ kNm}$ (93,0%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)117,70 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 50 mm na odcinku $105,0 \text{ cm}$ przy lewej podporze i na odcinku $90,0 \text{ cm}$ przy prawej podporze oraz co 250 mm na pozostałej części belki

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)117,70 \text{ kN} < V_{Rd3} = 133,44 \text{ kN}$ (88,2%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 108,82 \text{ kNm}$

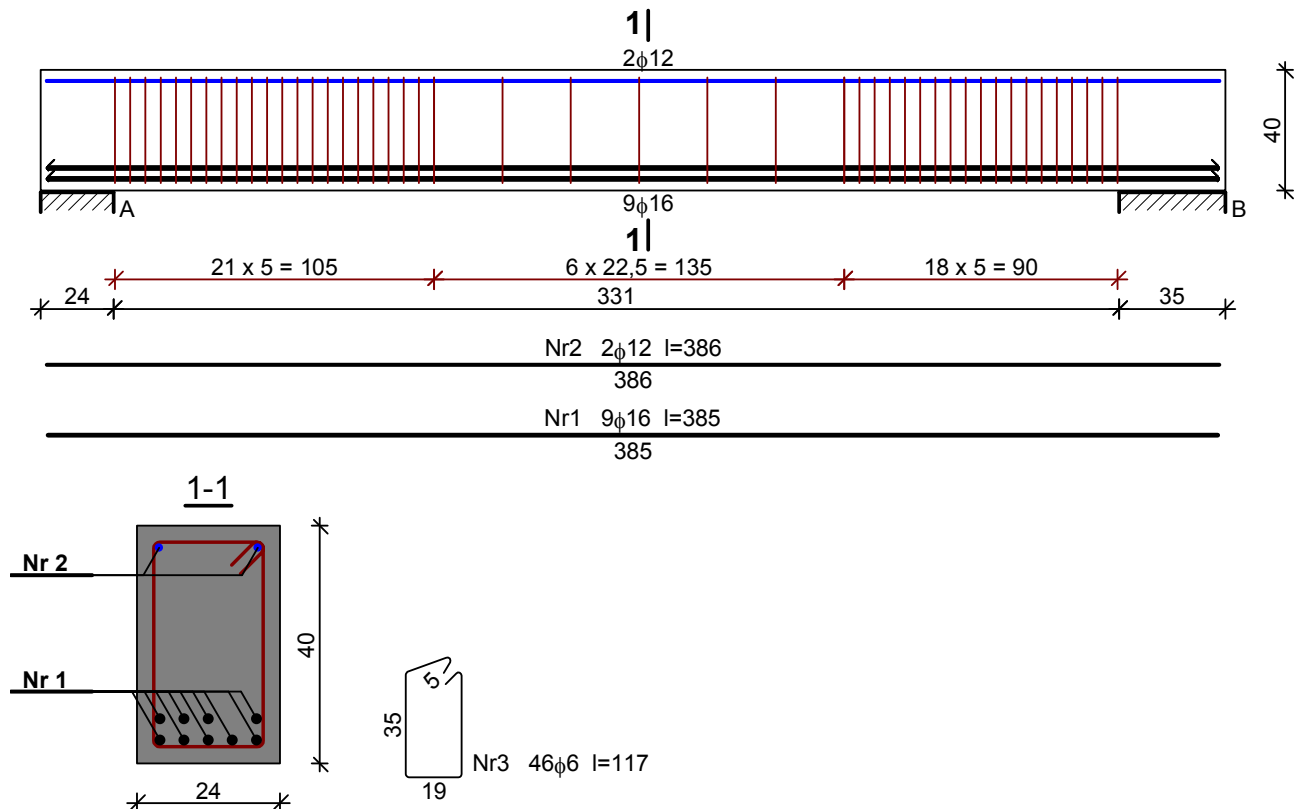
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,148 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (49,4%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 12,06 \text{ mm} < a_{lim} = 3605/200 = 18,02 \text{ mm}$ (66,9%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 112,26 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,166 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (55,2%)

SZKIC ZBROJENIA:

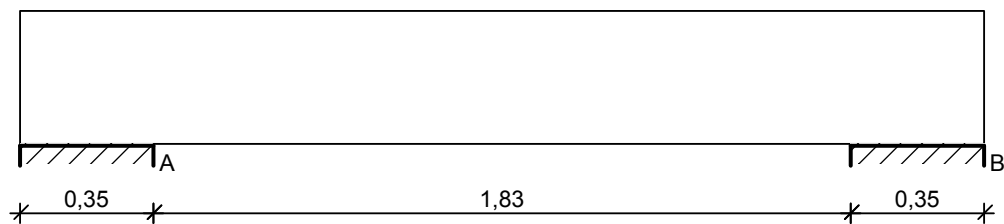


Wykaz zbrojenia

Nr	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość ogólna [m]		
				St0S-b	34GS	
				φ6	φ12	φ16
1.	16	385	9			34,65
2.	12	386	2		7,72	
3.	6	117	46	53,82		
Długość ogólna wg średnic [m]				53,9	7,8	34,7
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,888	1,578
Masa prętów wg średnic [kg]				12,0	6,9	54,8
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				12,0	61,7	
Masa całkowita [kg]				74		

2.3.7 Belka B7

SKZIC BELKI



OBCIĄŻENIA NA BELCE

Przypadek: **P1: stałe**

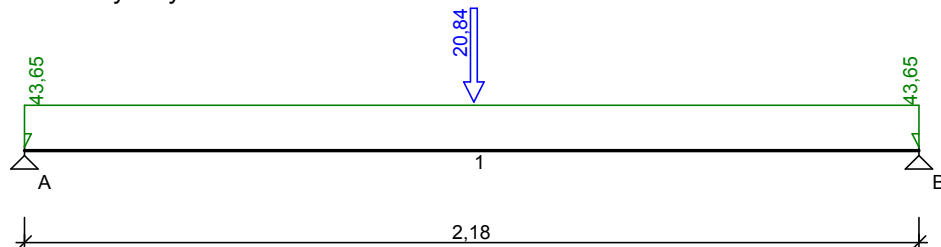
Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	VI. Ściana zewnętrzna (beton komórkowy) szer.3,96 m [2,510kN/m ² ·3,96m]	9,94	1,30	--	12,92	cała belka
2.	IX. Warstwy stropu nad parterem szer.3,75 m [5,830kN/m ² ·3,75m]	21,86	1,30	--	28,42	cała belka
3.	Ciężar własny belki [0,24m·0,35m·25,0kN/m ³]	2,10	1,10	--	2,31	cała belka
Σ :		33,90	1,29		43,65	

Zestawienie sił skupionych [kN]:

Lp.	Opis obciążenia	F_k	x [m]	γ_f	k_d	F_d
1.	VIII. Ścianki działowe silikatowe szer.2,72 m i dług.2,06 m [2,860kN/m ² ·2,72m·2,06m]	16,03	0,92	1,30	--	20,84

Schemat statyczny belki

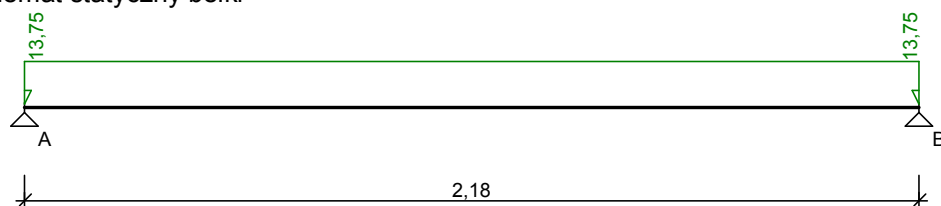


Przypadek: **P2: użytkowe**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Ubc.char.	γ_f	k_d	Ubc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obciążenie zmienne (pokoje i pomieszczenia mieszkalne w domach indywidualnych, czynszowych, hotelach, schroniskach, szpitalach, więzieniach, pomieszczenia sanitarne, itp.) szer.2,06 m [1,5kN/m ² ·2,06m]	3,09	1,40	0,35	4,33	cała belka
2.	Użytkowe balkonu	7,25	1,30	--	9,43	cała belka
Σ :		10,34	1,33		13,75	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

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

Ciężar objętościowy $\rho = 25$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8$ mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,11$

Stal zbrojeniowa główna A-III (**34GS**) → $f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 500$ MPa

Stal zbrojeniowa strzemion A-0 (**St0S-b**) → $f_{yk} = 220$ MPa, $f_{yd} = 190$ MPa, $f_{tk} = 260$ MPa

Stal zbrojeniowa montażowa A-III (34GS)

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

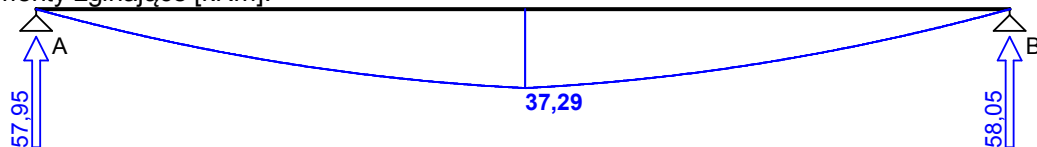
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mm

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

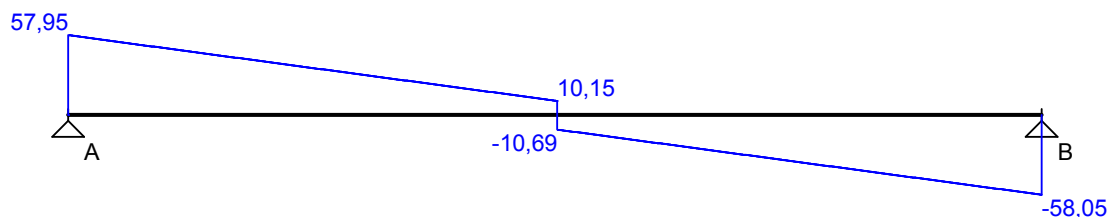
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Przypadek: **P1: stałe**

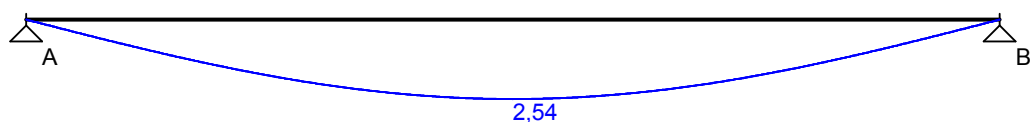
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

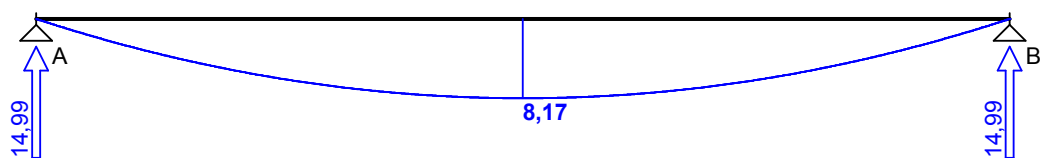


Ugięcia [mm]:

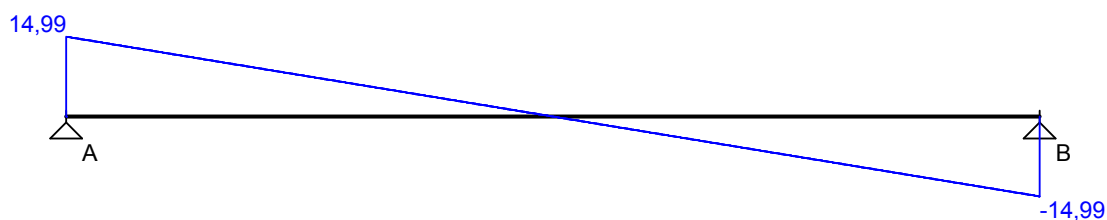


Przypadek: **P2: użytkowe**

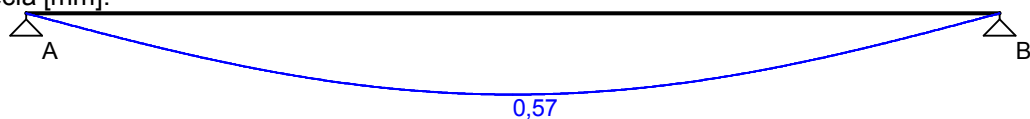
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

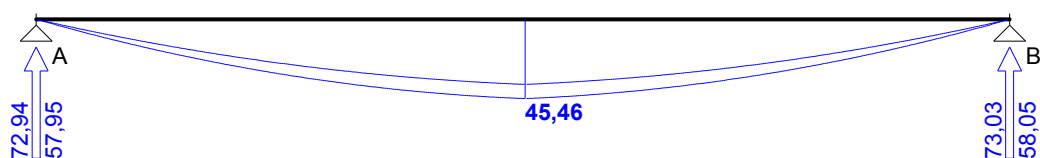


Ugięcia [mm]:

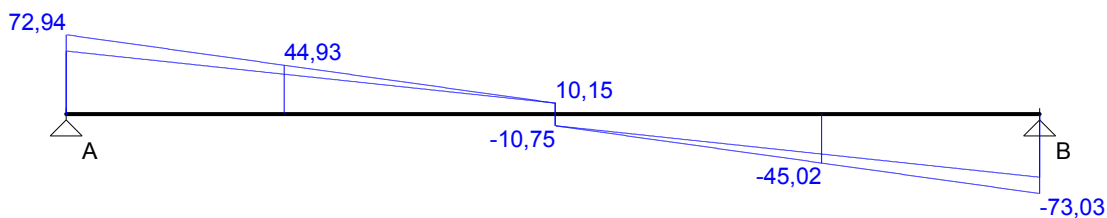


Obwiednia sił wewnętrznych

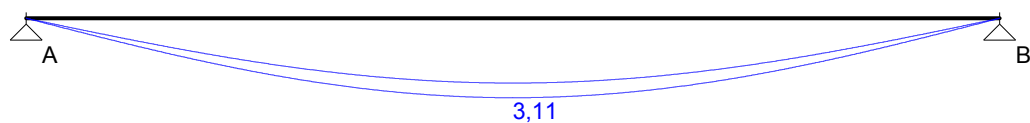
Momenty zginające [kNm]:



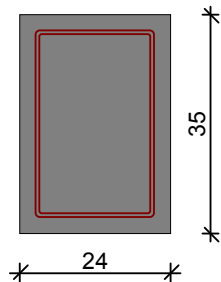
Siły poprzeczne [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 24,0 \text{ cm}$, $h = 35,0 \text{ cm}$

otulina zbrojenia $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 45,46 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem $5\phi 12$ o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,75\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 45,46 \text{ kNm} < M_{Rd} = 55,83 \text{ kNm}$ (81,4%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)45,02 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 110 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)45,02 \text{ kN} < V_{Rd1} = 50,79 \text{ kN}$ (88,6%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 33,82 \text{ kNm}$

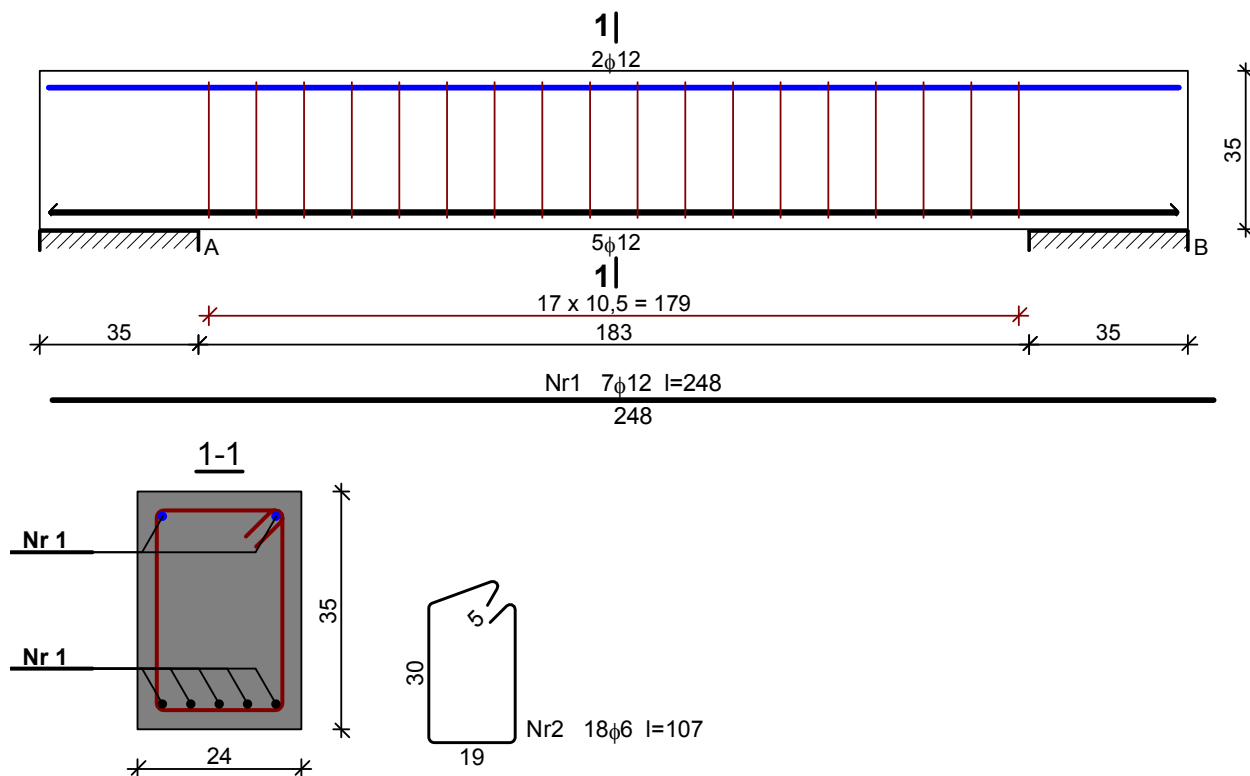
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,177 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (59,1%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 3,11 \text{ mm} < a_{lim} = 2180/200 = 10,90 \text{ mm}$ (28,5%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 46,69 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

SZKIC ZBROJENIA:

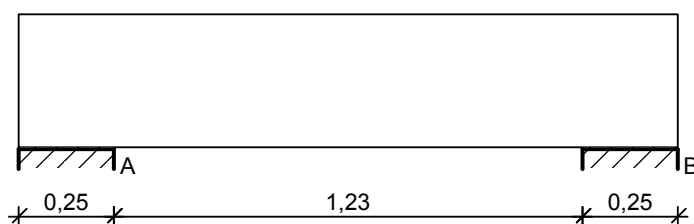


Wykaz zbrojenia

Nr	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość ogólna [m]	
				St0S-b	34GS
				φ6	φ12
1.	12	248	7		17,36
2.	6	107	18	19,26	
Długość ogólna wg średnic [m]				19,3	17,4
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,888
Masa prętów wg średnic [kg]				4,3	15,5
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				4,3	15,5
Masa całkowita [kg]				20	

2.3.8 Belka B8

SZKIC BELKI



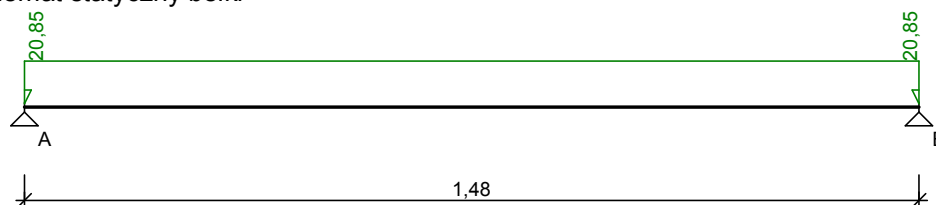
OBCIĄŻENIA NA BELCE

Przypadek: **P1: stałe**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, zbrojony, zagęszczony grub. 0,24 m i szer.0,24 m [25,0kN/m ³ ·0,24m·0,24m]	1,44	1,30	--	1,87	cała belka
2.	VI. Ściana zewnętrzna (beton komórkowy) szer.1,03 m [2,510kN/m ² ·1,03m]	2,59	1,30	--	3,37	cała belka
3.	IX. Warstwy stropu nad parterem szer.2,06 m [5,830kN/m ² ·2,06m]	12,01	1,30	--	15,61	cała belka
Σ:		16,04	1,30		20,85	

Schemat statyczny belki

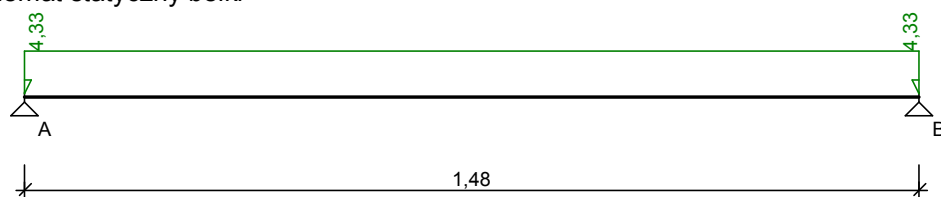


Przypadek: **P2: użytkowe**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obciążenie zmienne (pokoje i pomieszczenia mieszkalne w domach indywidualnych, czynszowych, hotelach, schroniskach, szpitalach, więzieniach, pomieszczenie sanitarne, itp.) szer.2,06 m [1,5kN/m ² ·2,06m]	3,09	1,40	0,35	4,33	cała belka
Σ:		3,09	1,40		4,33	

Schemat statyczny belki

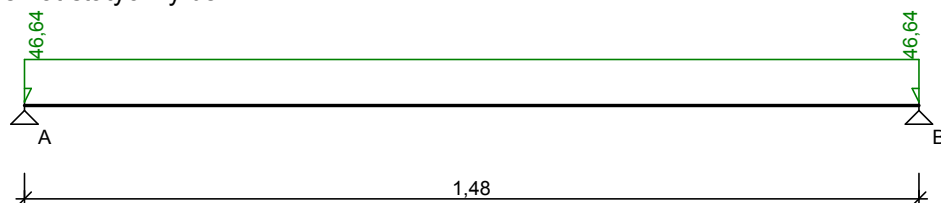


Przypadek: P3: Reakcja z więźby

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char.	γ_f	k_d	Obc. obl.	Zasięg [m]
1.	Reakcja z więźby	44,33	1,00	--	44,33	cała belka
2.	Ciężar własny belki [0,24m·0,35m·25,0kN/m3]	2,10	1,10	--	2,31	cała belka
Σ :		46,43	1,00		46,64	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

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

Ciężar objętościowy $\rho = 25$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8$ mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,36$

Stal zbrojeniowa główna A-III (**34GS**) $\rightarrow f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 500$ MPa

Stal zbrojeniowa strzemion A-0 (**St0S-b**) $\rightarrow f_{yk} = 220$ MPa, $f_{yd} = 190$ MPa, $f_{tk} = 260$ MPa

Stal zbrojeniowa montażowa A-III (34GS)

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

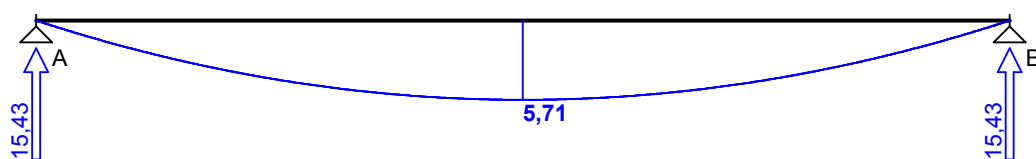
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mm

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

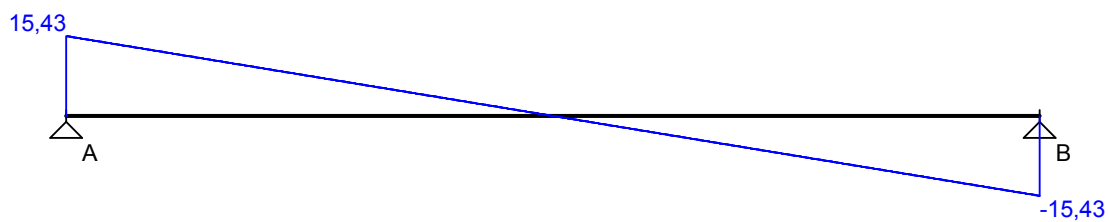
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Przypadek: P1: stałe

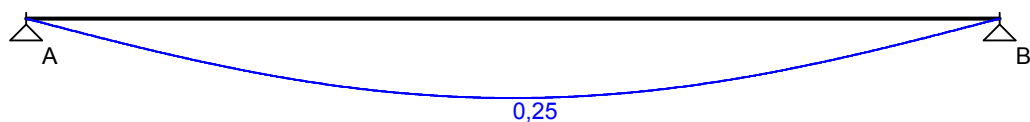
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

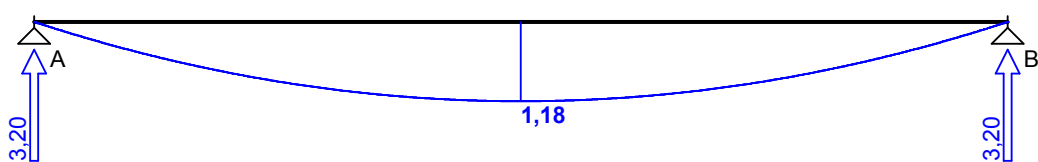


Ugięcia [mm]:

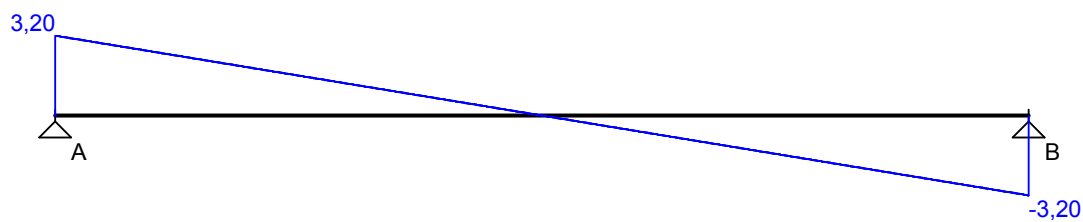


Przypadek: **P2: użytkowe**

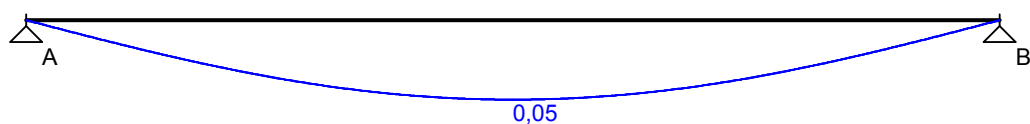
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

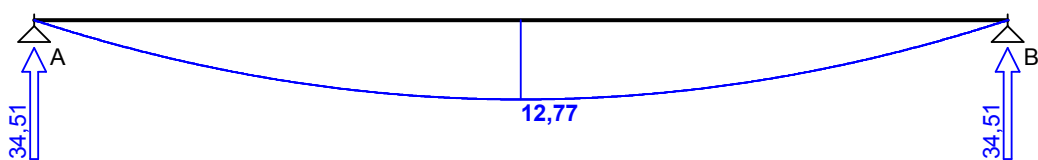


Ugięcia [mm]:

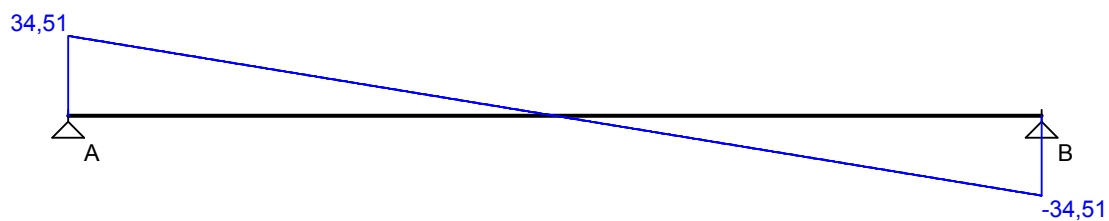


Przypadek: **P3: Reakcja z więźby**

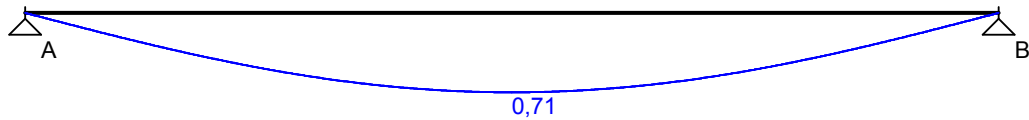
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

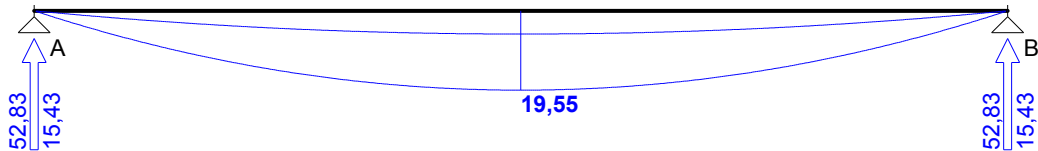


Ugięcia [mm]:

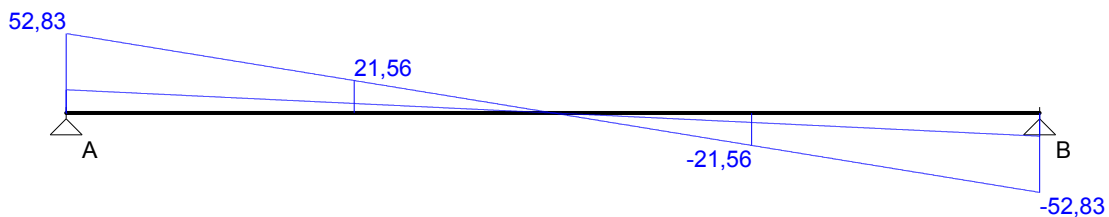


Obwiednia sił wewnętrznych

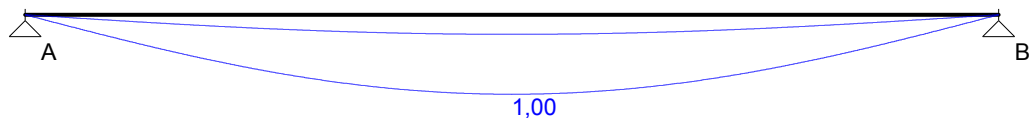
Momenty zginające [kNm]:



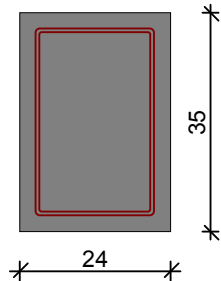
Siły poprzeczne [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 24,0 \text{ cm}$, $h = 35,0 \text{ cm}$

otulina zbrojenia $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 19,55 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,84 \text{ cm}^2$. Przyjęto $3\phi 12$ o $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,45\%$)

(decyduje warunek dopuszczalnej szerokości rys prostopadłych)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 19,55 \text{ kNm} < M_{Rd} = 34,97 \text{ kNm}$ (55,9%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)21,56 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 230 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)21,56 \text{ kN} < V_{Rd1} = 46,72 \text{ kN}$ (46,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 17,37 \text{ kNm}$

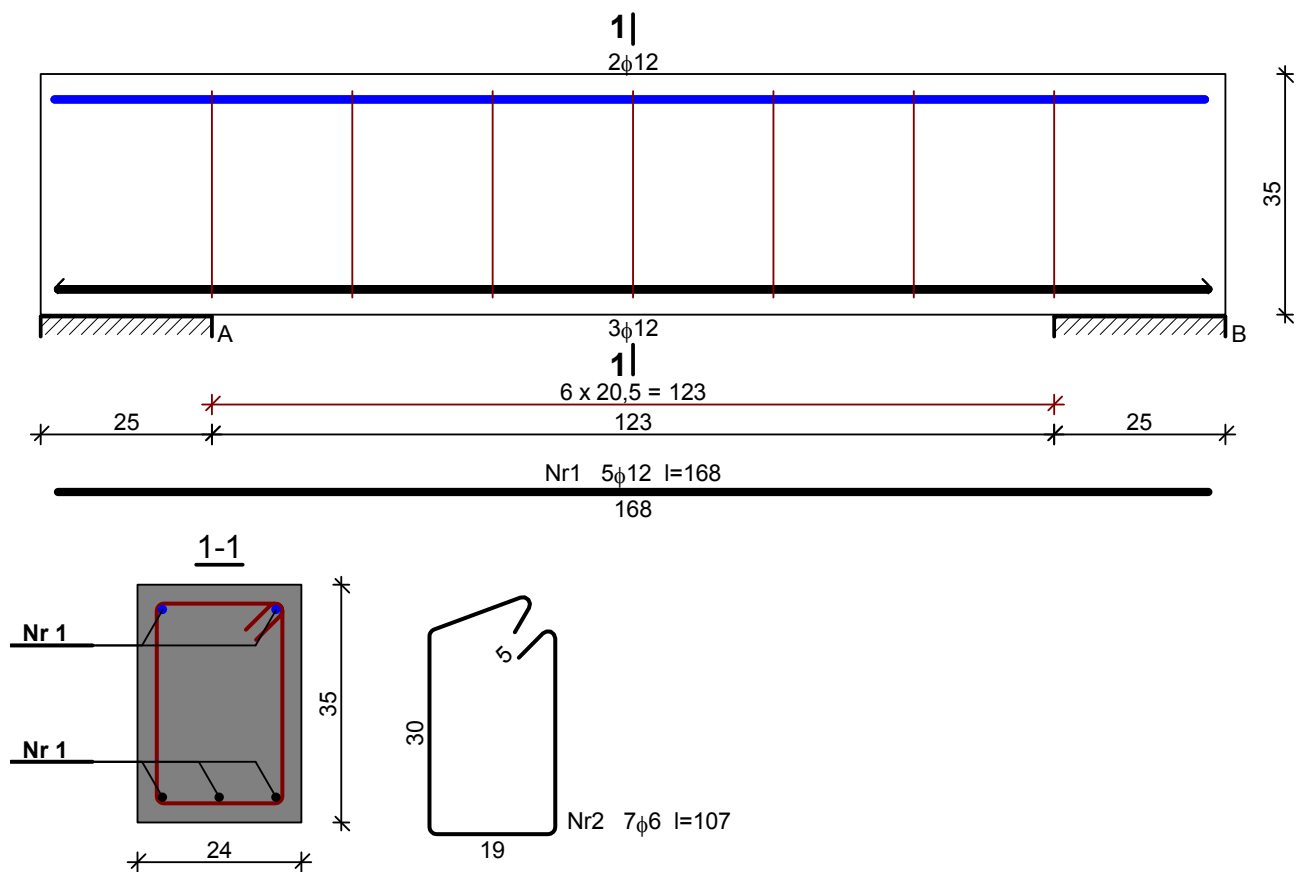
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,166 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (55,2%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 1,00 \text{ mm} < a_{lim} = 1480/200 = 7,40 \text{ mm} \quad (13,5\%)$

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 39,02 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje $(0,0\%)$

SZKIC ZBROJENIA:

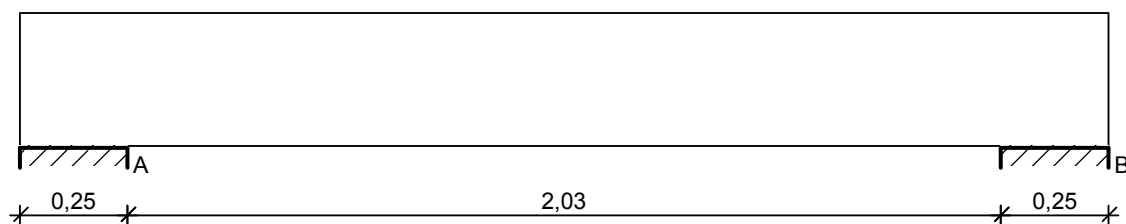


Wykaz zbrojenia

Nr	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość ogólna [m]	
				St0S-b φ6	34GS φ12
1.	12	168	5		8,40
2.	6	107	7	7,49	
Długość ogólna wg średnic [m]				7,5	8,5
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,888
Masa prętów wg średnic [kg]				1,7	7,5
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				1,7	7,5
Masa całkowita [kg]				10	

2.3.9 Belka B9

SZKIC BELKI

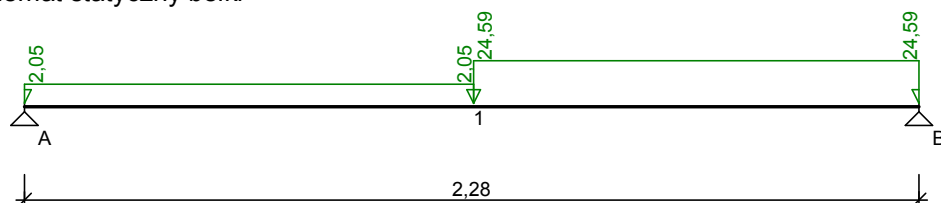


OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Ubc.char.	γ_f	k_d	Ubc.obl.	Zasięg [m]
1.	ciężar schodów	22,54	1,00	--	22,54	od 1,02 do końca
2.	Ciężar własny belki [0,24m·0,31m·25,0kN/m ³]	1,86	1,10	--	2,05	cała belka

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

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

Ciężar objętościowy $\rho = 25$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8$ mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,05$

Stal zbrojeniowa główna A-III (**34GS**) → $f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 500$ MPa

Stal zbrojeniowa strzemion A-0 (**St0S-b**) → $f_{yk} = 220$ MPa, $f_{yd} = 190$ MPa, $f_{tk} = 260$ MPa

Stal zbrojeniowa montażowa A-III (34GS)

Sytuacja obliczeniowa: trwała

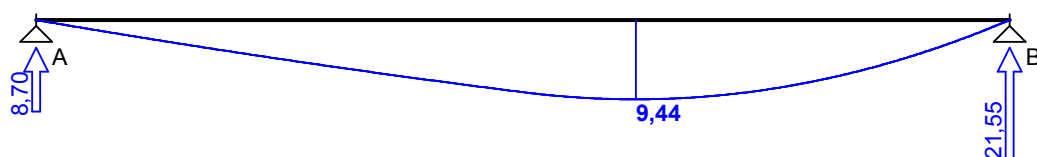
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$

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

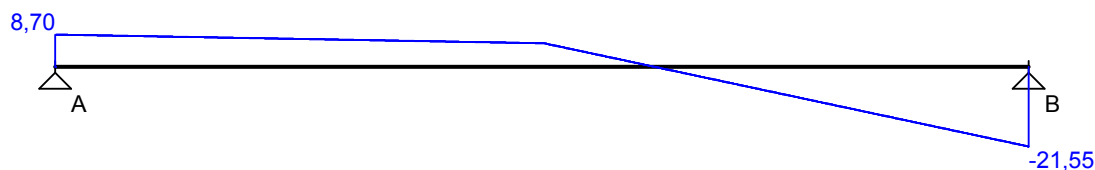
Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

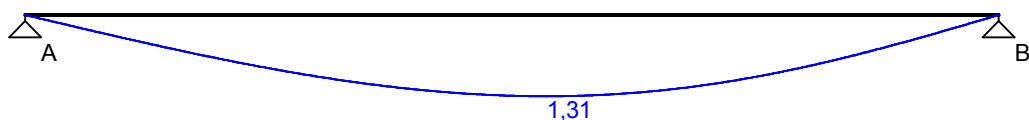
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

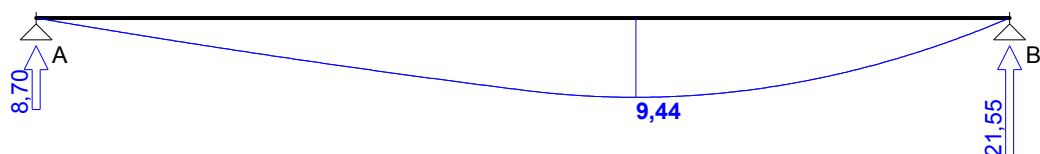


Ugięcia [mm]:

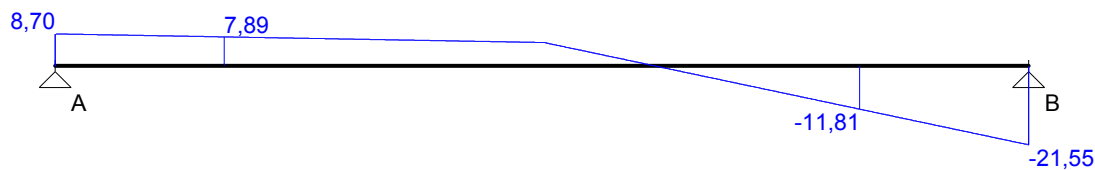


Obwiednia sił wewnętrznych

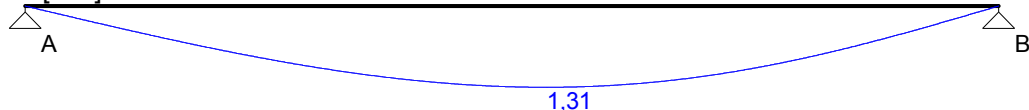
Momenty zginające [kNm]:



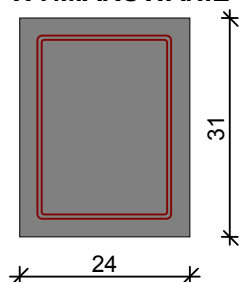
Siły poprzeczne [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 24,0 \text{ cm}$, $h = 31,0 \text{ cm}$
otulina zbrojenia $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 9,44 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,02 \text{ cm}^2$. Przyjęto $2\phi 16$ o $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,62\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 9,44 \text{ kNm} < M_{Rd} = 35,05 \text{ kNm}$ (26,9%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)11,81 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 200 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)11,81 \text{ kN} < V_{Rd1} = 43,79 \text{ kN}$ (27,0%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 9,33 \text{ kNm}$

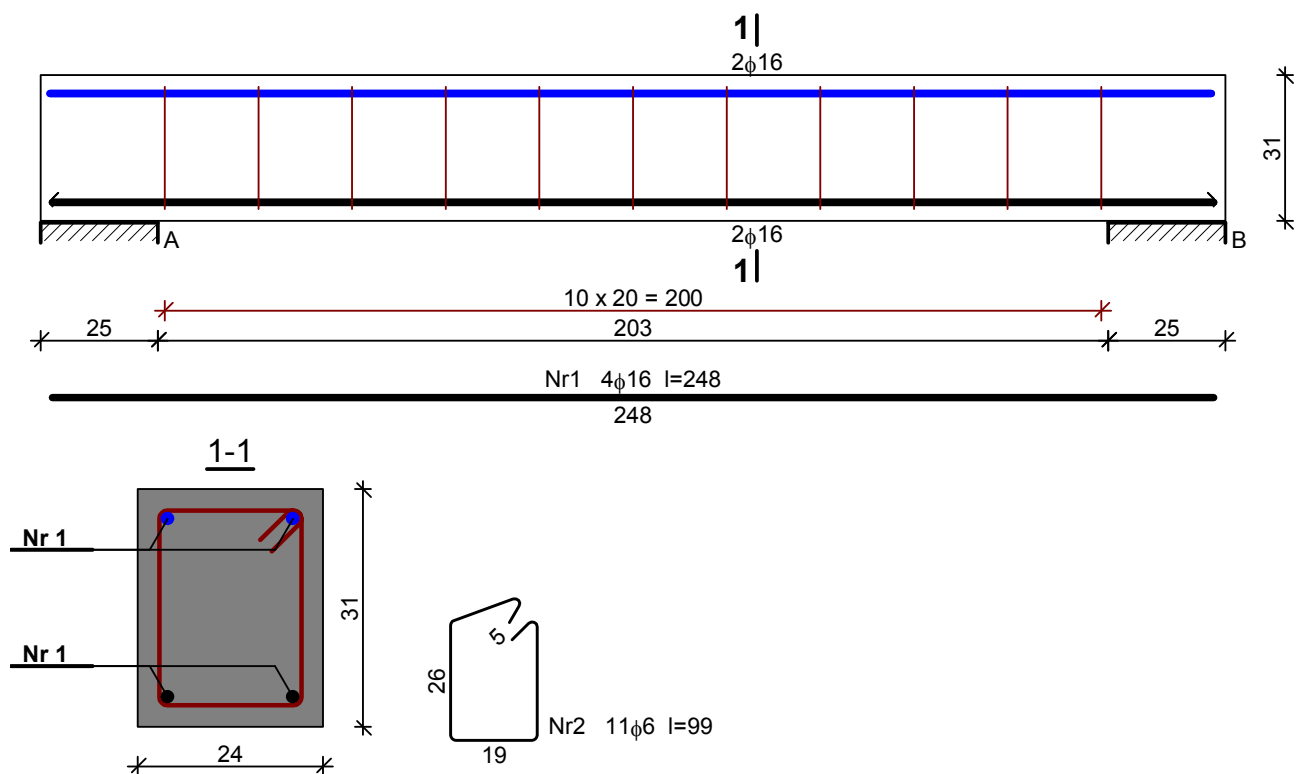
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,072 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (23,9%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 1,31 \text{ mm} < a_{lim} = 2280/200 = 11,40 \text{ mm}$ (11,5%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 18,29 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

SZKIC ZBROJENIA:

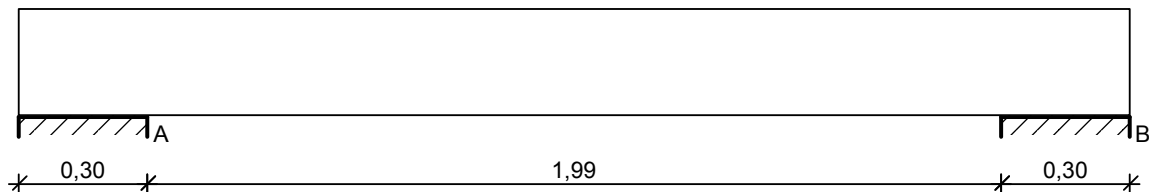


Wykaz zbrojenia

Nr	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość ogólna [m]	
				St0S-b	34GS
1.	16	248	4	φ6	φ16
2.	6	99	11	10,89	
Długość ogólna wg średnic [m]				10,9	10,0
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	1,578
Masa prętów wg średnic [kg]				2,4	15,8
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				2,4	15,8
Masa całkowita [kg]				19	

2.3.10 Belka B10

SZKIC BELKI

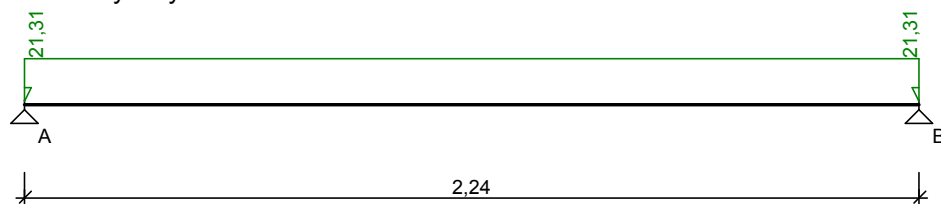


OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Reakcja z jętek	19,66	1,00	--	19,66	cała belka
2.	Ciężar własny belki [0,24m·0,25m·25,0kN/m3]	1,50	1,10	--	1,65	cała belka
Σ:		21,16	1,01		21,31	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

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

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

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

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,11$

Stal zbrojeniowa główna A-III (**34GS**) $\rightarrow f_{yk} = 410 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 500 \text{ MPa}$

Stal zbrojeniowa strzemion A-0 (**St0S-b**) $\rightarrow f_{yk} = 220 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 190 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 260 \text{ MPa}$

Stal zbrojeniowa montażowa A-III (34GS)

Sytuacja obliczeniowa: trwała

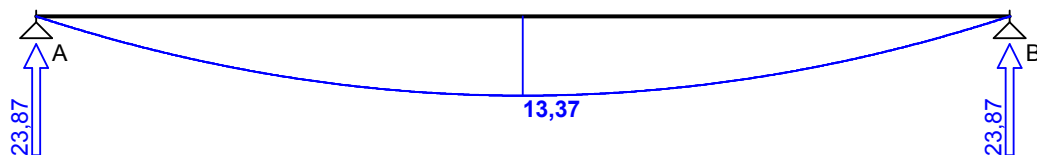
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$

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

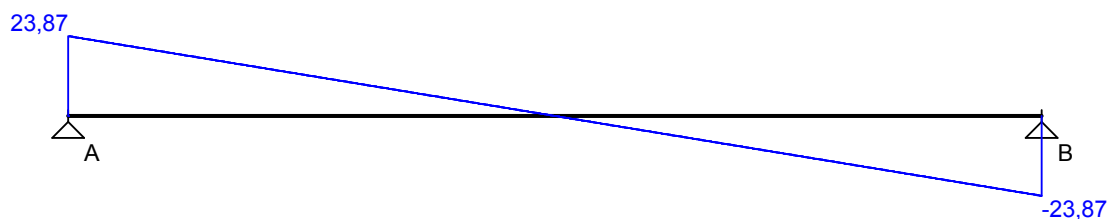
Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

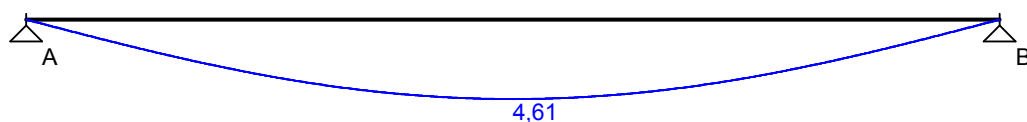
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:

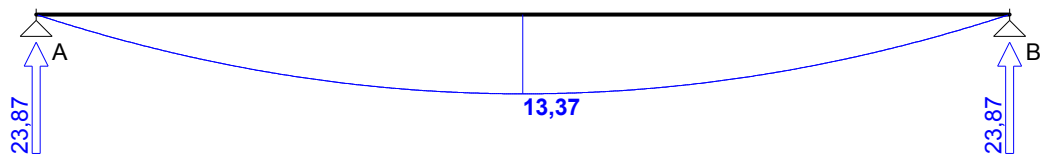


Ugięcia [mm]:

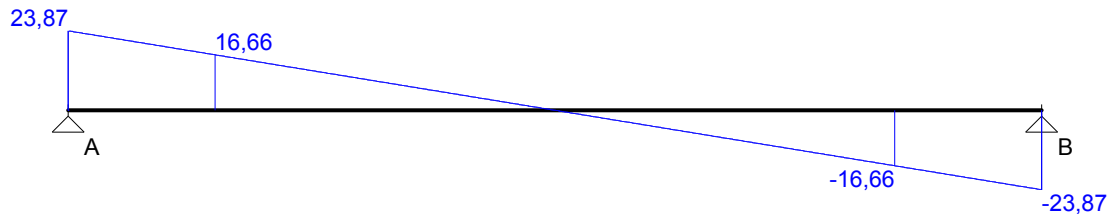


Obwiednia sił wewnętrznych

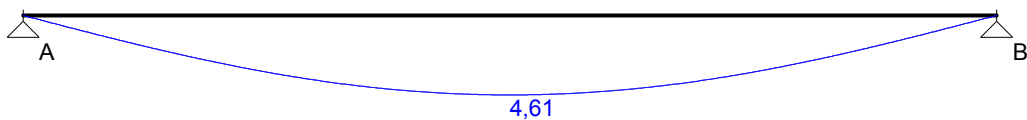
Momenty zginające [kNm]:



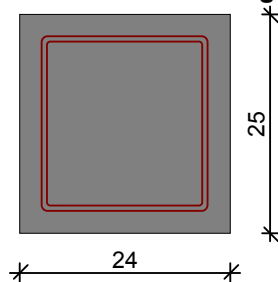
Siły poprzeczne [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 24,0 \text{ cm}$, $h = 25,0 \text{ cm}$

otulina zbrojenia $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 13,37 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,88 \text{ cm}^2$. Przyjęto $3\phi 12$ o $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,66\%$)

(decyduje warunek dopuszczalnej szerokości rys prostopadłych)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 13,37 \text{ kNm} < M_{Rd} = 23,09 \text{ kNm}$ (57,9%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)16,66 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 150 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)16,66 \text{ kN} < V_{Rd1} = 36,37 \text{ kN}$ (45,8%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 13,27 \text{ kNm}$

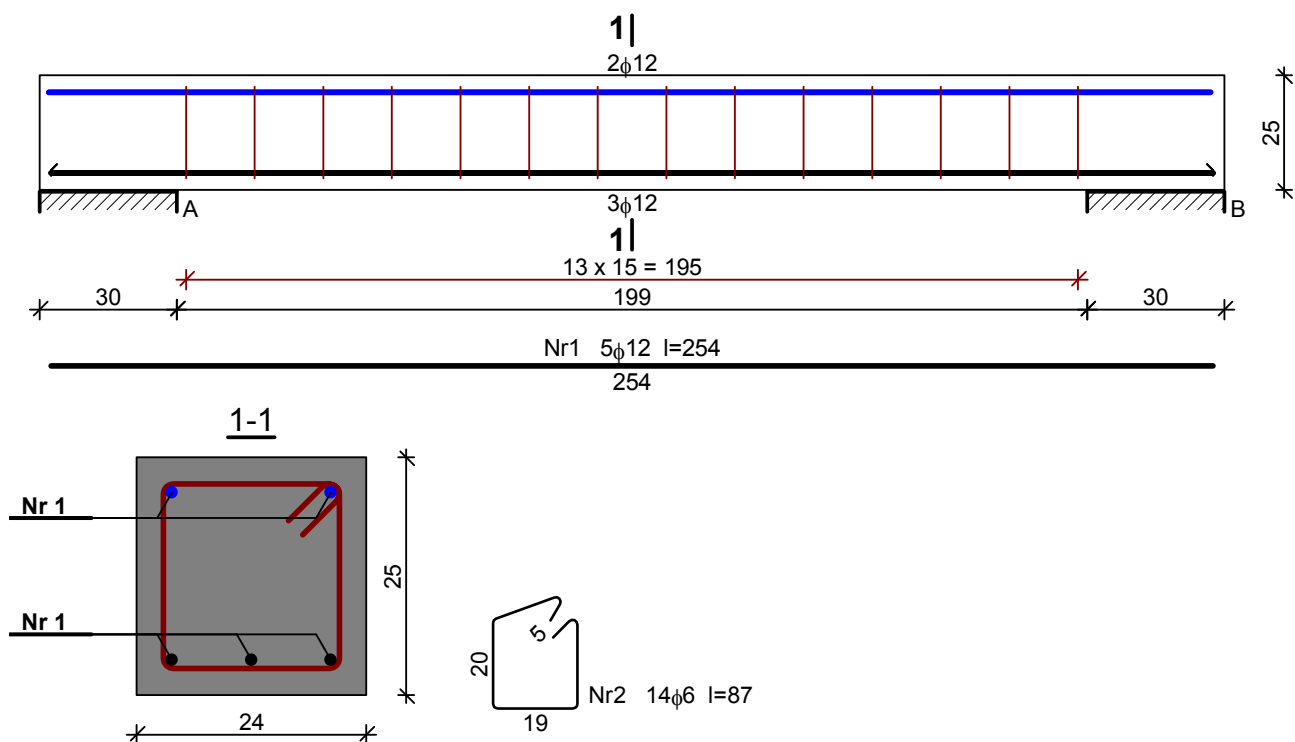
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,216 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (71,9%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 4,61 \text{ mm} < a_{lim} = 2240/200 = 11,20 \text{ mm}$ (41,1%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 21,05 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

SZKIC ZBROJENIA:



Wykaz zbrojenia

Nr	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość ogólna [m]	
				St0S-b	34GS
1.	12	254	5	φ6	φ12
2.	6	87	14	12,18	12,70
Długość ogólna wg średnic [m]				12,2	12,7
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,888
Masa prętów wg średnic [kg]				2,7	11,3
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				2,7	11,3
Masa całkowita [kg]				14	

2.4 PŁYTY ŻELBETOWE

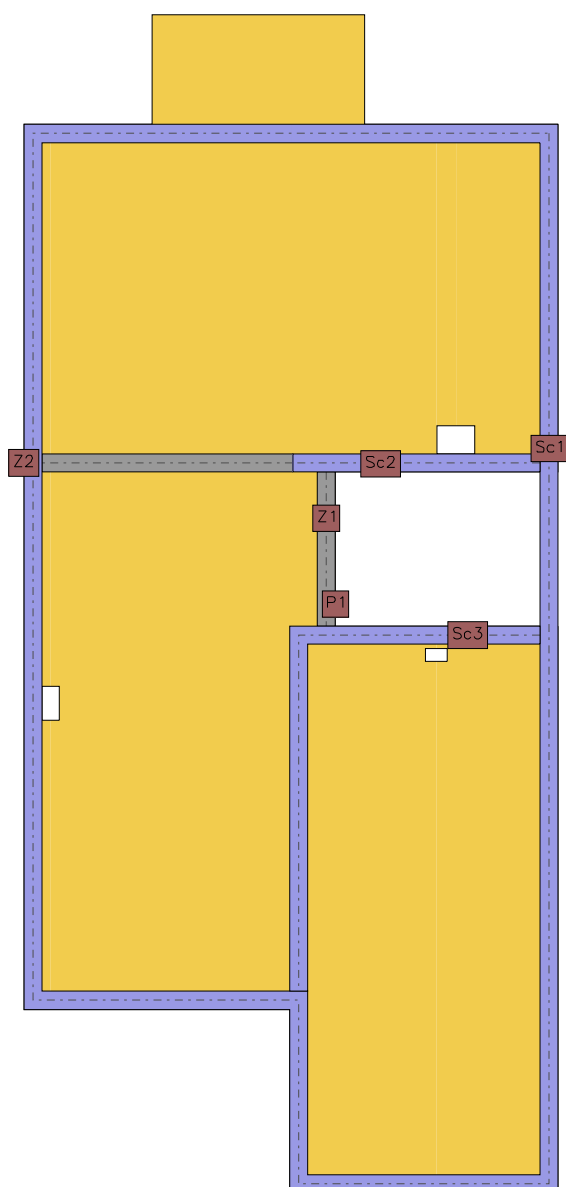
2.4.1 Płyta żelbetowa PL 1.1

1. Dane konstrukcji

1.1. Dane płyt

Symbol	Grubość	Pole powierzchni	Poziom pł. środk.	Materiał
1	160mm	88,56m ²	0,00m	B25

1.2. Model konstrukcyjny



1.3. Lista materiałów

beton B20

Wytrzymałość gwarantowana na ściskanie	$f_{c,cube}^G =$	20 MPa
Wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	$f_{cd} =$	10,6 MPa
Moduł Younga	$E =$	29 GPa
Współczynnik Poissona	$\nu =$	0,20
Współczynnik rozszerzalności term.	$\alpha_T =$	0,000010 1/K
Gęstość	$\rho =$	2500 kg/m ³

beton B25

Wytrzymałość gwarantowana na ściskanie	$f_{c,cube}^G =$	25 MPa
Wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	$f_{cd} =$	13,3 MPa
Moduł Younga	$E =$	30 GPa
Współczynnik Poissona	$\nu =$	0,20

Współczynnik rozszerzalności term. $\alpha_T = 0,000010 \text{ 1/K}$

Gęstość $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

stal A-III

Obliczeniowa granica plastyczności $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$

Moduł Younga $E = 200 \text{ GPa}$

Gęstość $\rho = 7810 \text{ kg/m}^3$

1.4. Grupy obciążeń

Symbol	Nazwa	Rodzaj	Znaczenie	γ_{f1}	γ_{f2}	Ψ_d
c.w.	ciężar własny	stałe		1,1	1	1
A	Stałe	stałe		1,3	0,9	1
B	Użytkowe	zmienne	1	1,4		1
C	Użytkowe taras/balkon	zmienne	1	1,3		1
D	Reakcja z wieżby	stałe		1	1	1

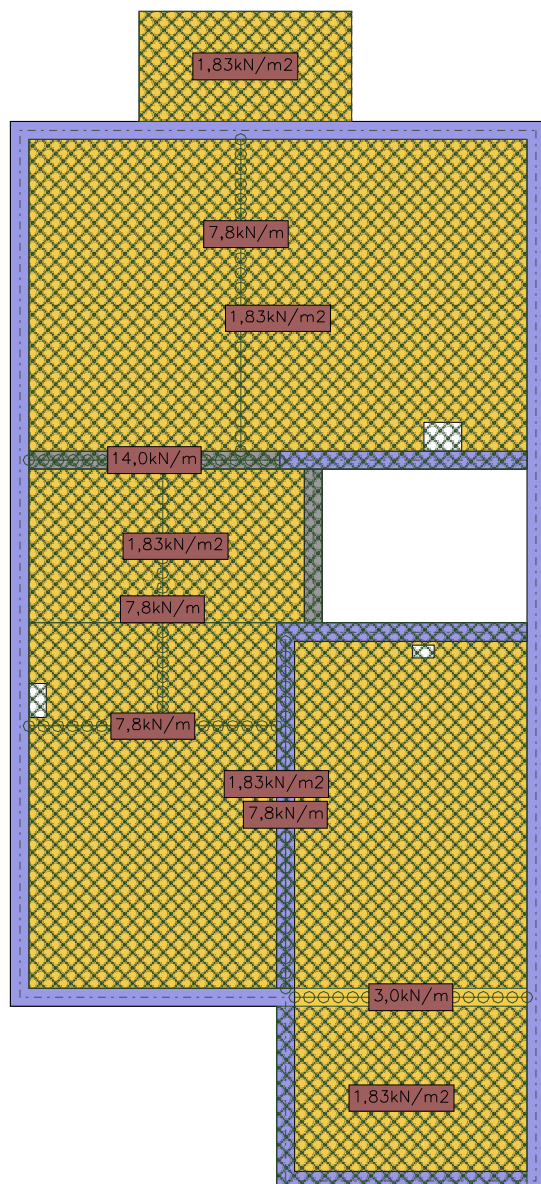
1.5. Lista obciążeń

Lp.	Grupa	Rodzaj	γ_{f1}	γ_{f2}	Wartość obc.	Współrzędne
1	A	nóż	1,3	0,9	7,8kN/m	(2,64; 8,40)
					7,8kN/m	(5,90; 8,40)
2	A	nóż	1,3	0,9	3,0kN/m	(6,14; 4,82)
					3,0kN/m	(9,20; 4,82)
3	A	nóż	1,3	0,9	7,8kN/m	(5,43; 16,14)
					7,8kN/m	(5,43; 12,03)
4	A	nóż	1,3	0,9	14,0kN/m	(5,95; 11,91)
					14,0kN/m	(2,64; 11,91)
5	A	nóż	1,3	0,9	7,8kN/m	(6,02; 9,52)
					7,8kN/m	(6,02; 4,94)
6	A	nóż	1,3	0,9	7,8kN/m	(4,40; 11,79)
					7,8kN/m	(4,40; 8,46)
7	A	pole	1,3	0,9	1,83kN/m ²	(2,64; 9,76)
					1,83kN/m ²	(2,64; 4,94)
					1,83kN/m ²	(9,20; 4,94)
					1,83kN/m ²	(9,20; 9,76)
8	A	pole	1,3	0,9	1,83kN/m ²	(5,90; 2,28)
					1,83kN/m ²	(9,20; 2,28)
					1,83kN/m ²	(9,20; 4,70)
					1,83kN/m ²	(5,90; 4,70)
9	A	pole	1,3	0,9	1,83kN/m ²	(4,09; 17,83)
					1,83kN/m ²	(4,09; 16,38)
					1,83kN/m ²	(6,89; 16,38)
					1,83kN/m ²	(6,89; 17,83)
10	A	pole	1,3	0,9	1,83kN/m ²	(2,64; 9,76)
					1,83kN/m ²	(6,50; 9,76)

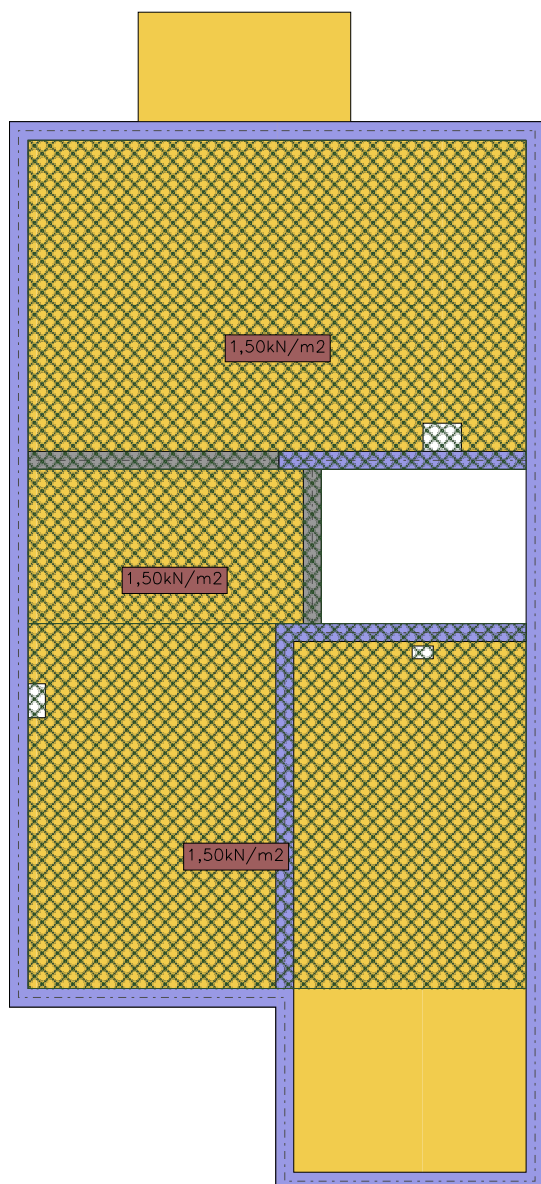
					1,83kN/m ²	(6,50; 11,79)
					1,83kN/m ²	(2,64; 11,79)
11	A	pole	1,3	0,9	1,83kN/m ²	(2,64; 11,79)
					1,83kN/m ²	(9,20; 11,79)
					1,83kN/m ²	(9,20; 16,14)
					1,83kN/m ²	(2,64; 16,14)
12	B	pole	1,4	1	1,50kN/m ²	(2,64; 4,94)
					1,50kN/m ²	(9,20; 4,94)
					1,50kN/m ²	(9,20; 9,76)
					1,50kN/m ²	(2,64; 9,76)
13	B	pole	1,4	1	1,50kN/m ²	(6,50; 11,79)
					1,50kN/m ²	(2,64; 11,79)
					1,50kN/m ²	(2,64; 9,76)
					1,50kN/m ²	(6,50; 9,76)
14	B	pole	1,4	1	1,50kN/m ²	(9,20; 11,79)
					1,50kN/m ²	(9,20; 16,14)
					1,50kN/m ²	(2,64; 16,14)
					1,50kN/m ²	(2,64; 11,79)
15	C	pole	1,3	1	5,00kN/m ²	(5,90; 2,28)
					5,00kN/m ²	(9,20; 2,28)
					5,00kN/m ²	(9,20; 4,70)
					5,00kN/m ²	(5,90; 4,70)
16	C	pole	1,3	1	5,00kN/m ²	(4,09; 16,38)
					5,00kN/m ²	(6,89; 16,38)
					5,00kN/m ²	(6,89; 17,83)
					5,00kN/m ²	(4,09; 17,83)
17	D	siła	1	1	20,0kN	(5,43; 14,29)
18	D	nóż	1	1	20,0kN/m	(2,52; 4,82)
					20,0kN/m	(9,44; 4,82)

1.6. Schematy obciążeń dla poszczególnych grup

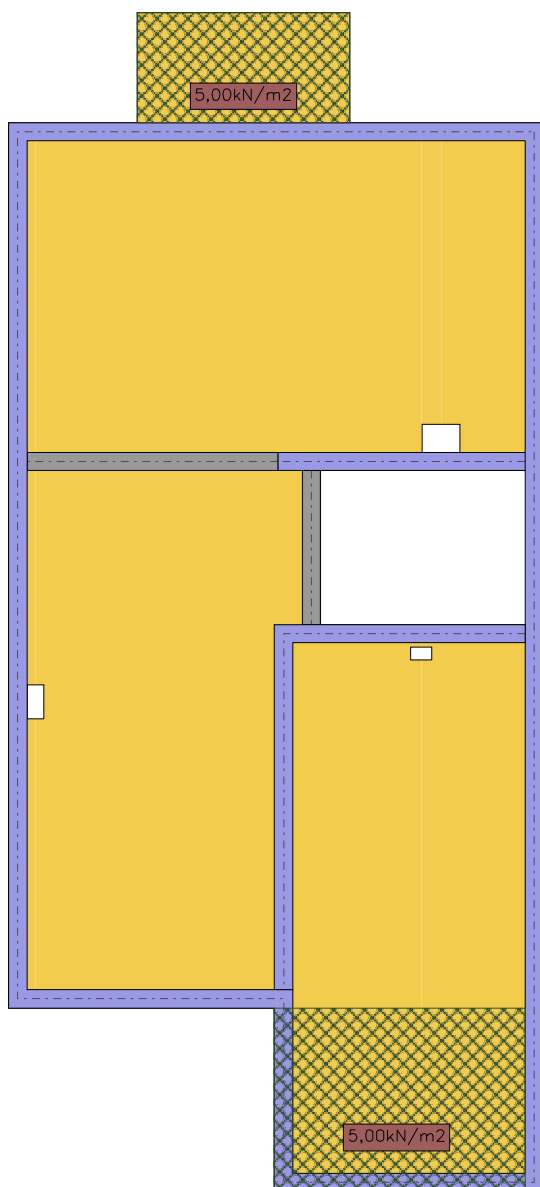
Grupa A



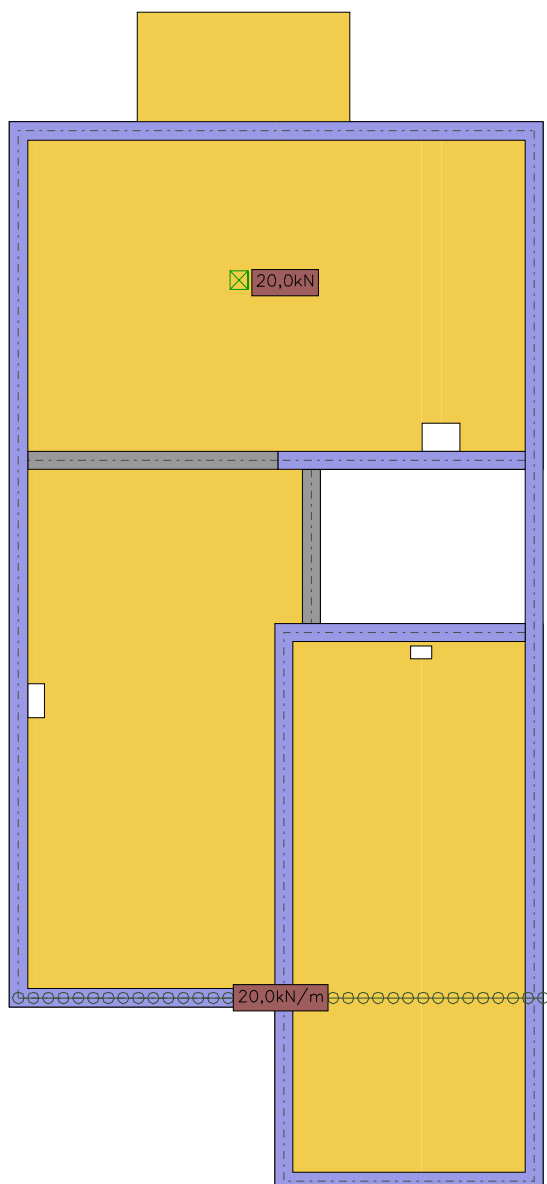
Grupa B



Grupa C



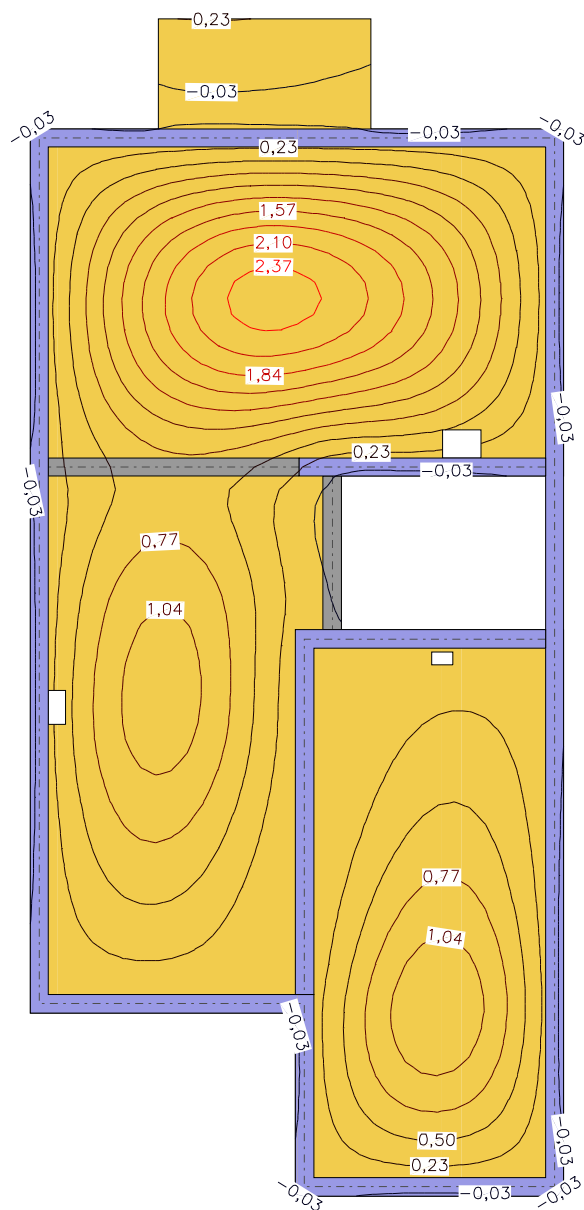
Grupa D



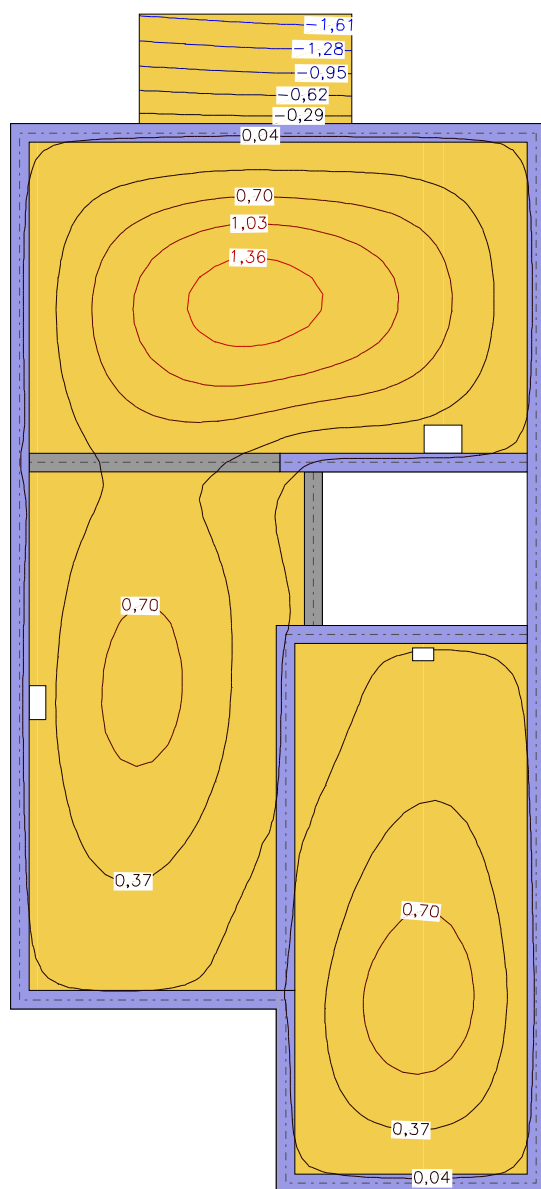
2. Analiza

2.1. Płyty - przemieszczenia w

Wartości maksymalne [mm] - (obc. obliczeniowe) Skala rys. 1:100

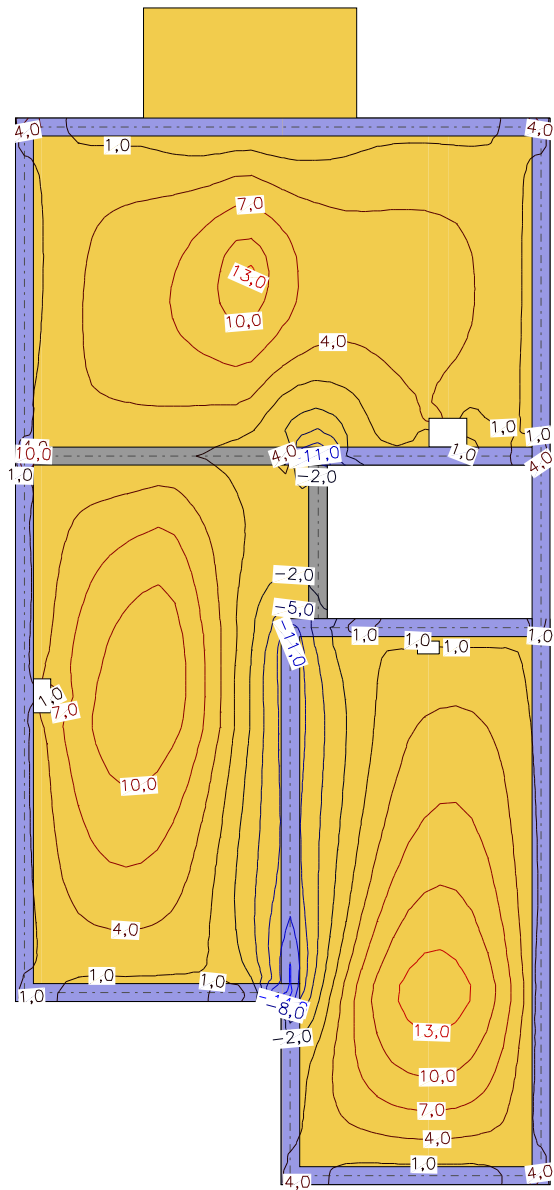


Wartości minimalne [mm] - (obc. obliczeniowe) Skala rys. 1:100



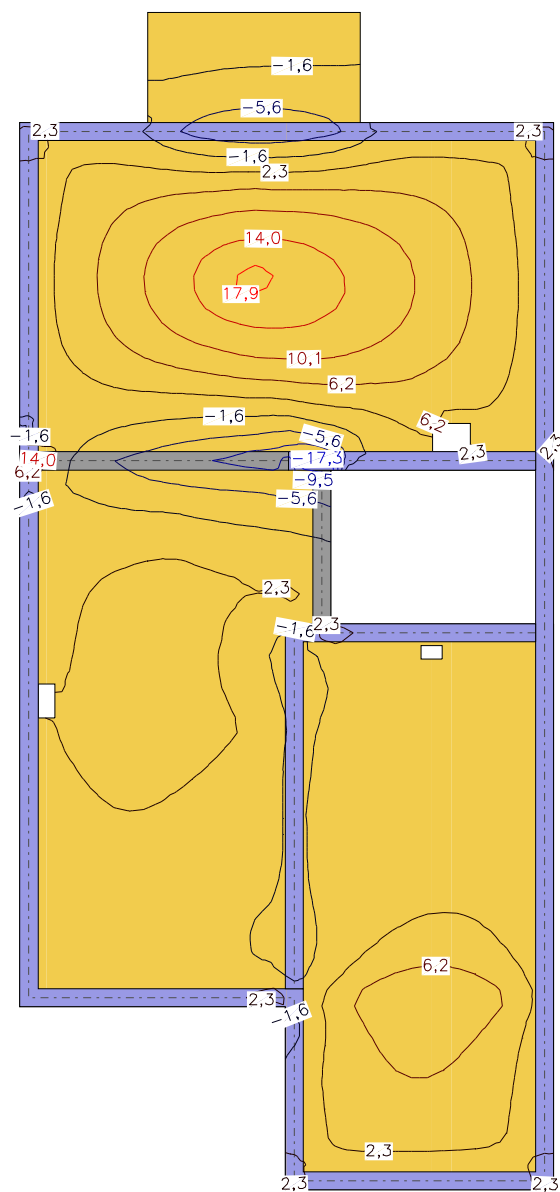
2.2. Płyty - momenty zginające M_x

Wartości maksymalne [kNm/m] - (obc. obliczeniowe) Skala rys. 1:100

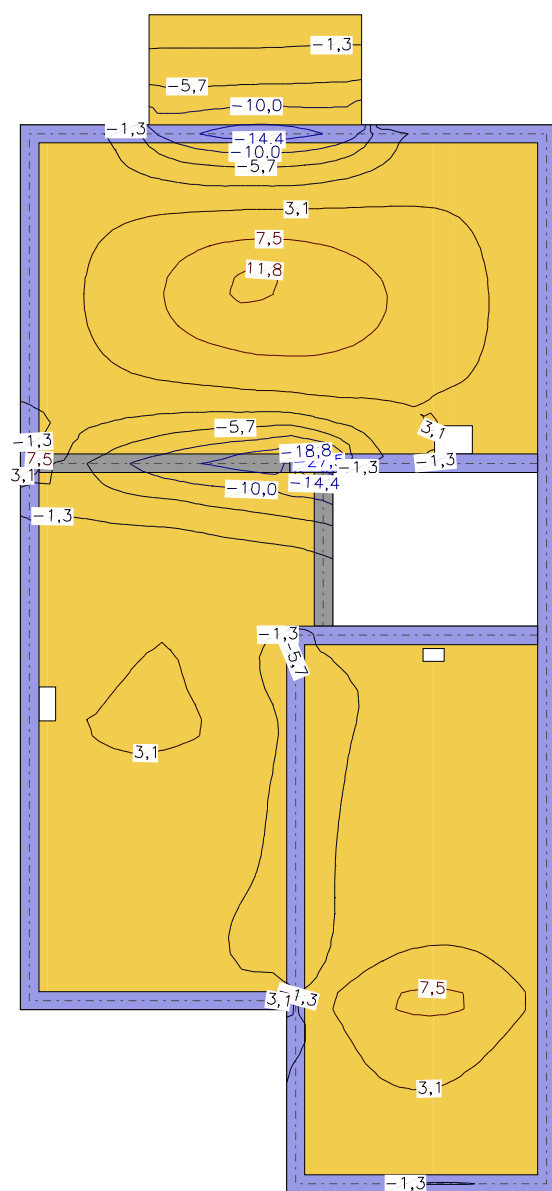


2.3. Płyty - momenty zginające M_y

Wartości maksymalne [kNm/m] - (obc. obliczeniowe) Skala rys. 1:100

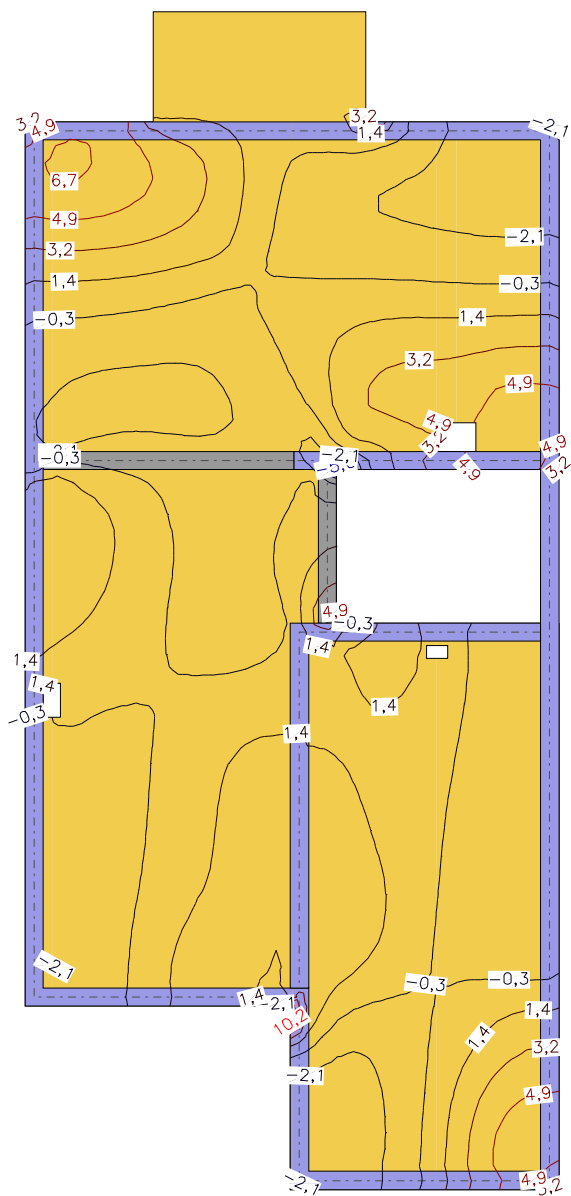


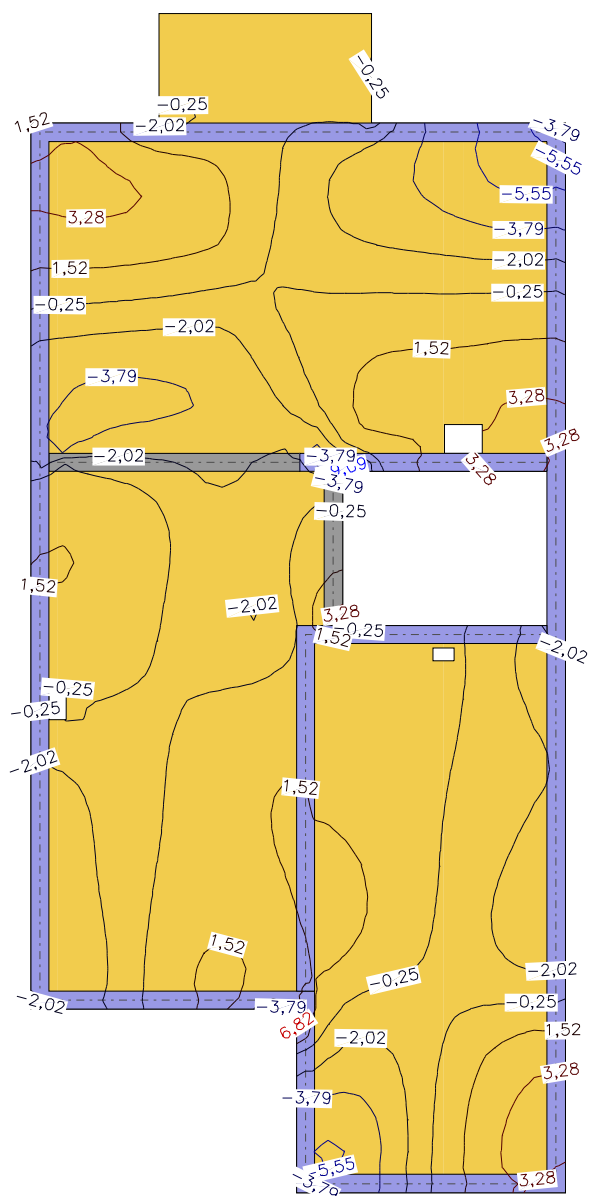
Wartości minimalne [kNm/m] - (obc. obliczeniowe) Skala rys. 1:100



2.4. Płyty - momenty skręcające M_{xy}

Wartości maksymalne [kNm/m] - (obc. obliczeniowe) Skala rys. 1:100

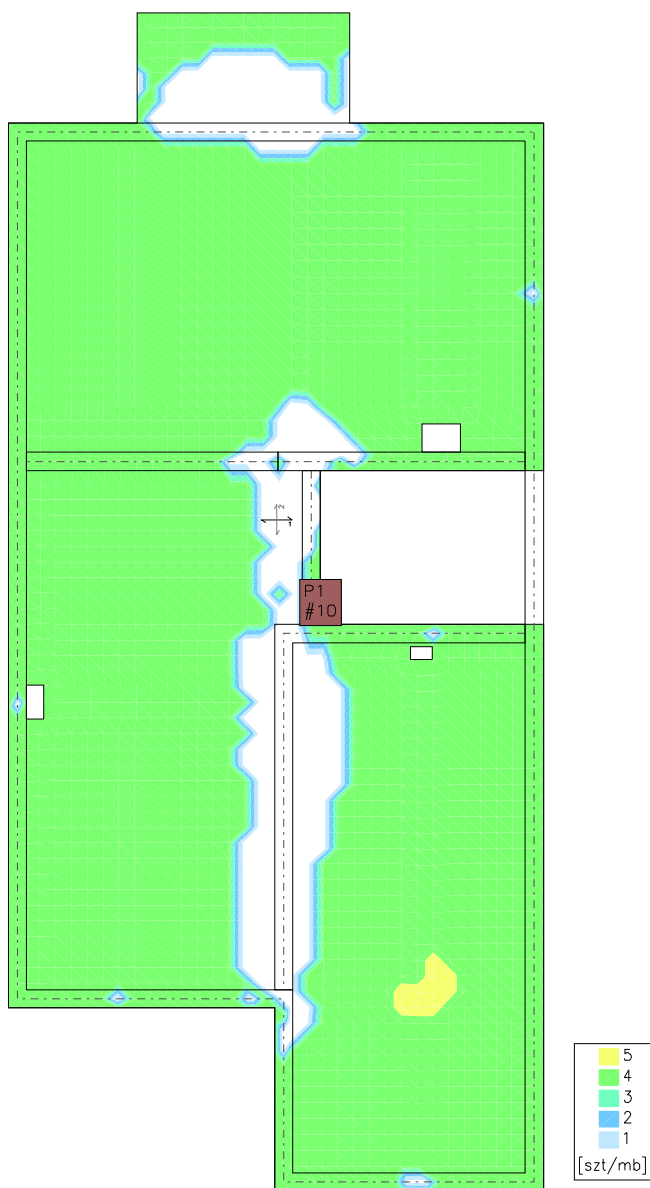




3. Wymiarowanie (wg PN-B-03264:2002)

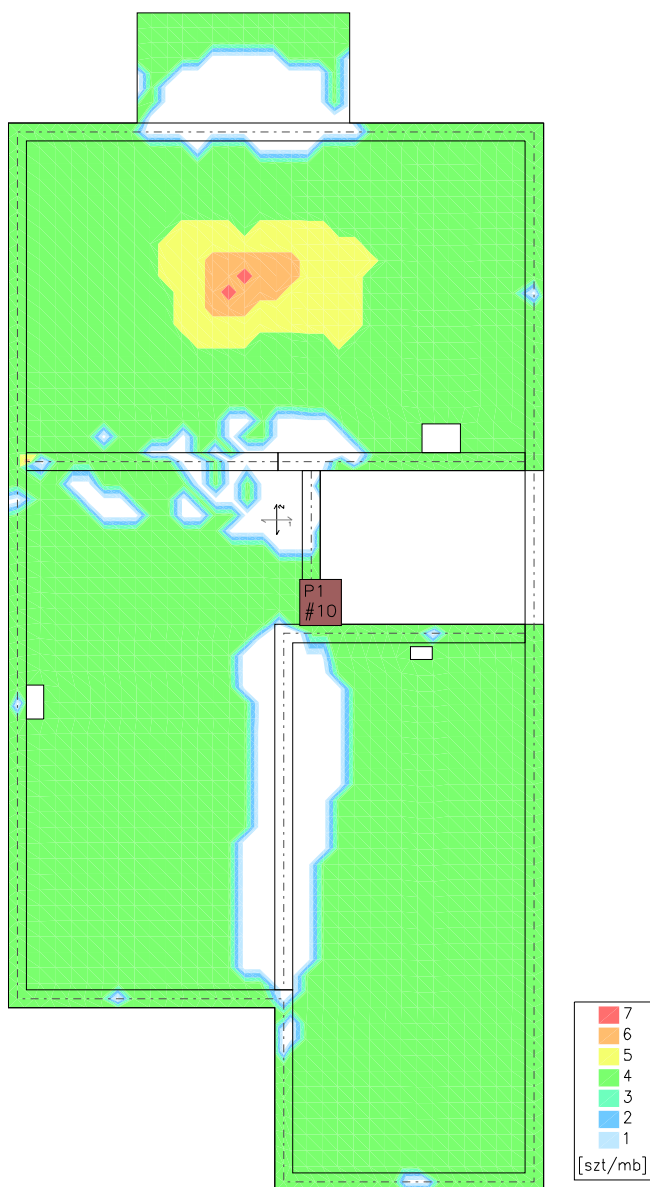
3.1. Zbrojenie obliczone w płytach

Zbrojenie dolne - kierunek 1 [szt/mb] Skala rys. 1:100

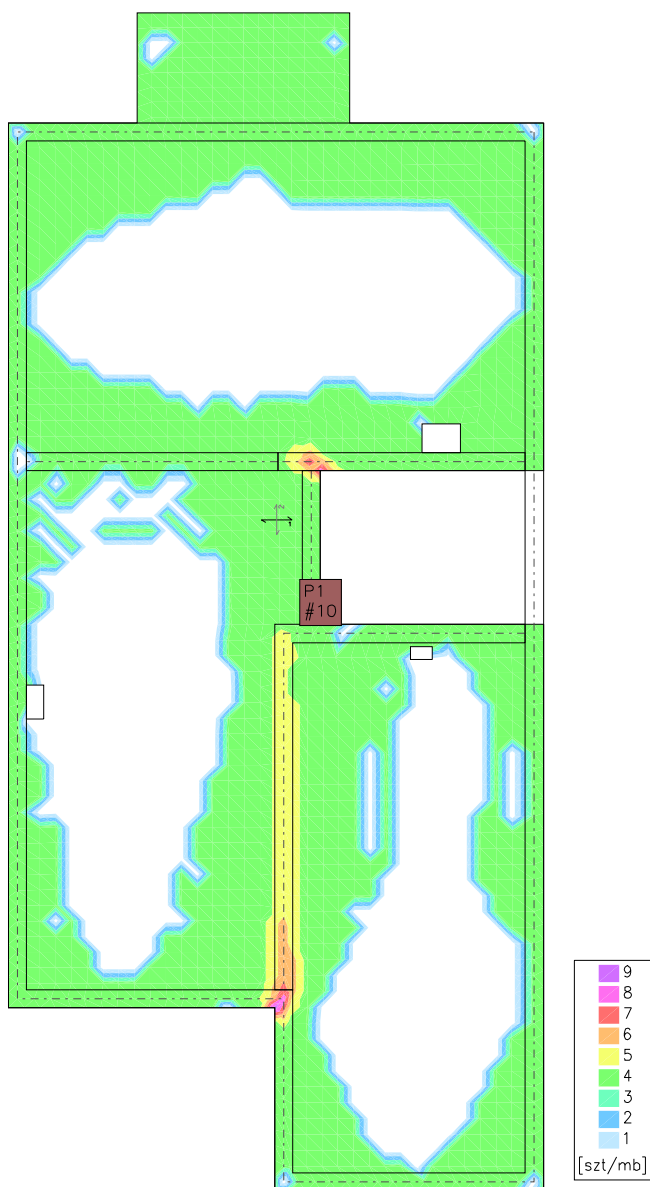


Zbrojenie dolne - kierunek 2 [szt/mb]

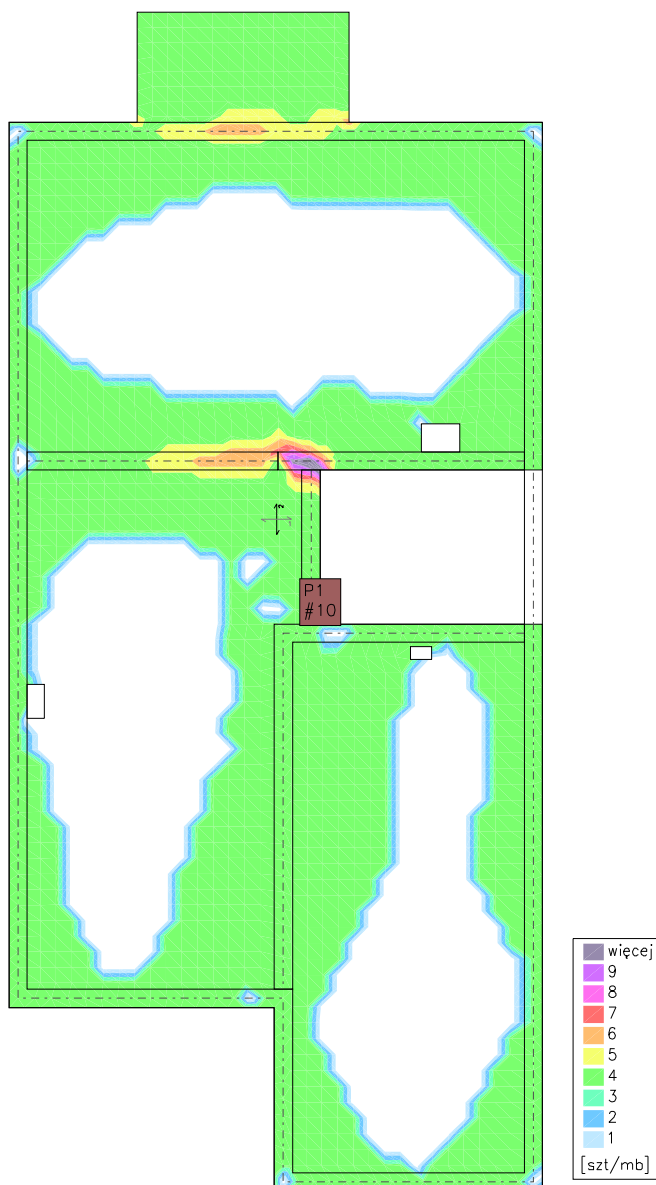
Skala rys. 1:100



Zbrojenie górne - kierunek 1 [szt/mb] Skala rys. 1:100



Zbrojenie górne - kierunek 2 [szt/mb] Skala rys. 1:100



3.2. Zbrojenie zadane w płytach

Zbrojenie dolne

Symbol	Stal	Pręty na kier.1	Pręty na kier.2	Otulina	Kąt	Pole pow.
1	A-III	#10/150	#10/250	20mm	0,00°	8,57m ²
2	A-III	#10/150	#10/250	20mm	0,00°	35,62m ²
3	A-III	#10/150	#10/150	20mm	0,00°	32,31m ²
4	A-III	#10/150	#10/250	20mm	0,00°	8,33m ²
5	A-III	#10/250	#10/150	20mm	0,00°	4,06m ²

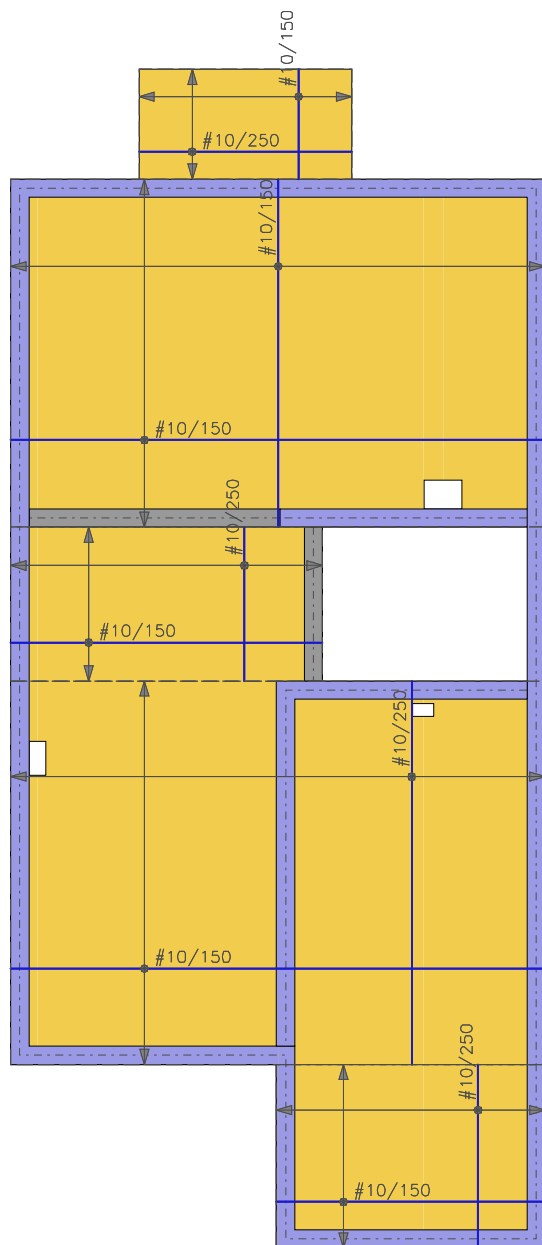
Zbrojenie górne

Symbol	Stal	Pręty na kier.1	Pręty na kier.2	Otulina	Kąt	Pole pow.
6	A-III	#10/150	#10/200	20mm	0,00°	35,62m ²
7	A-III	#10/150	#10/200	20mm	0,00°	9,42m ²
8	A-III	#10/200	#10/200	20mm	0,00°	32,31m ²

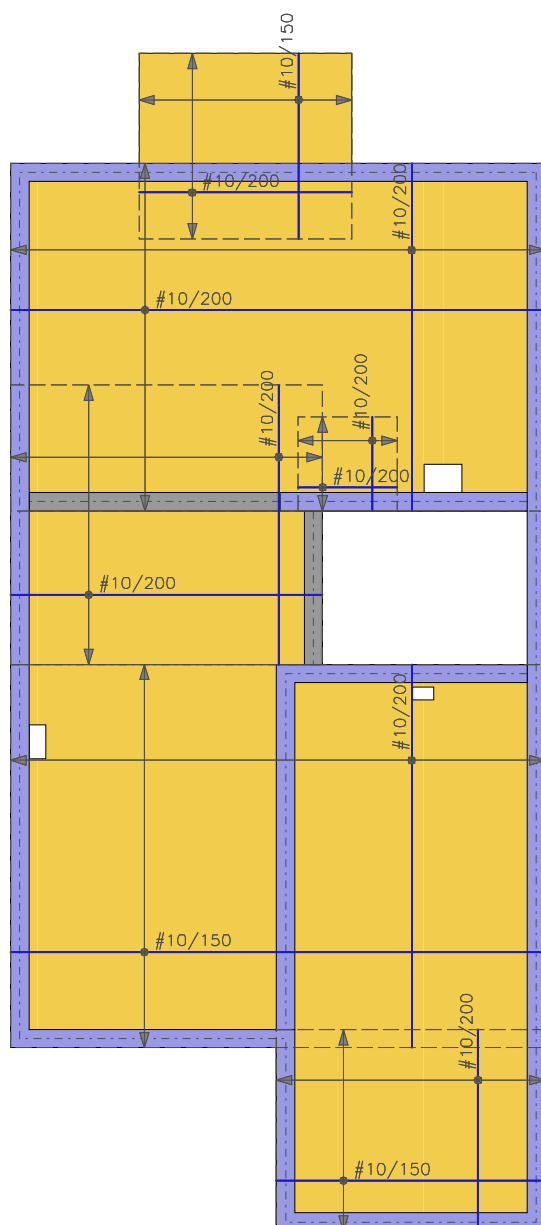
9	A-III	#10/200	#10/150	20mm	0,00°	6,86m ²
10	A-III	#10/200	#10/200	20mm	0,00°	15,15m ²
11	A-III	#10/200	#10/200	20mm	0,00°	1,62m ²

3.3. Schemat rozmieszczenia zbrojenia zadanego w płytach

Zbrojenie dolne



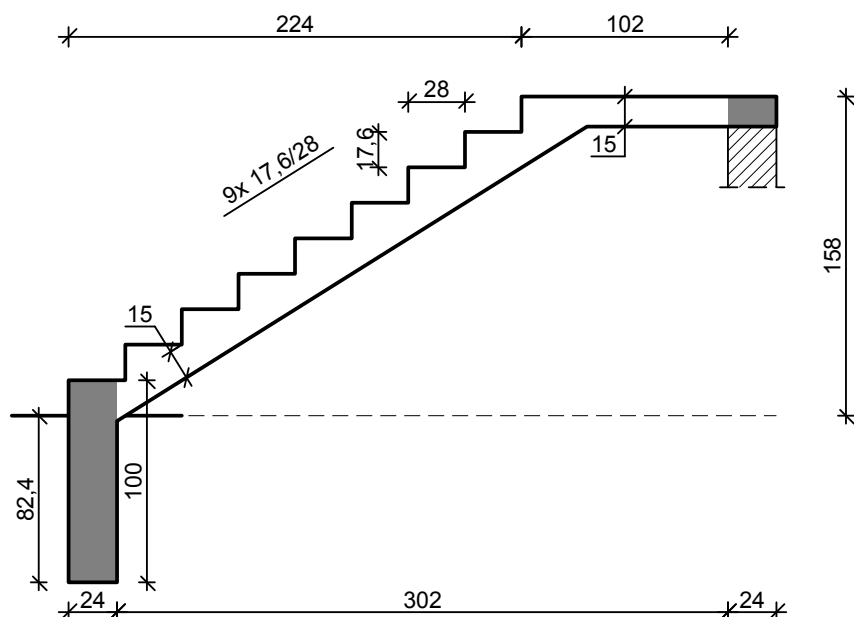
Zbrojenie górne



2.5 Schody żelbetowe

SCHODY NR 1 BIEG 1

SZKIC SCHODÓW



GEOMETRIA SCHODÓW

Wymiary schodów :

Długość biegu $l_n = 2,24$ m

Różnica poziomów spoczników $h = 1,58$ m

Liczba stopni w biegu $n = 9$ szt.

Grubość płyty $t = 15,0$ cm

Długość górnego spocznika $l_{s,g} = 1,02$ m

Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu $0,98$ m

- Schody jednobiegowe

Oparcia : (szerokość / wysokość)

Podwalina podpierająca bieg schodowy $b = 24,0$ cm, $h = 100,0$ cm

Wieniec ściany podpierającej spocznik górny $b = 24,0$ cm, $h = 15,0$ cm

Oparcie belek:

Długość podpory lewej $t_L = 20,0$ cm

Długość podpory prawej $t_P = 20,0$ cm

DANE MATERIAŁOWE

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

Ciężar objętościowy betonu $\rho = 25,00$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mm

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,08$

Stal zbrojeniowa **A-III (34GS)** $\rightarrow f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 500$ MPa

Średnica prętów $\phi = 12$ mm

Otulina zbrojenia $c_{nom} = 25$ mm

Stal zbrojeniowa konstrukcyjna **34GS**

Średnica prętów konstrukcyjnych $\phi = 8$ mm

Maksymalny rozstaw prętów konstr. 30 cm

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

Obciążenia zmienne [kN/m^2]:

Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (wszelkiego rodzaju budynki mieszkalne, szpitalne, więzienia) [$3,0\text{kN/m}^2$]	3,00	1,30	0,35	3,90

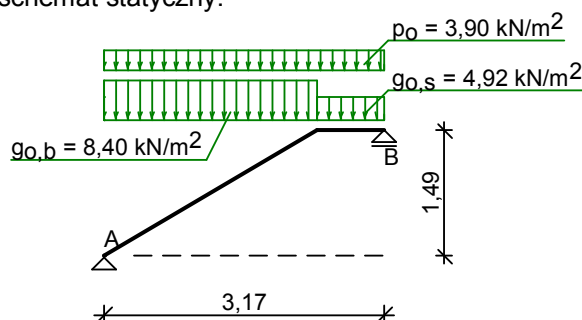
Obciążenia stałe na biegu schodowym [kN/m^2]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 3 cm [$0,320\text{kN/m}^2$; $0,03\text{m}$]) grub. 3 cm $0,57 \cdot (1 + 17,6/28,0)$	0,52	1,30	0,68
2.	Płyta żelbetowa biegu grub. 15 cm + schody 17,6/28	6,62	1,10	7,28
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna [$19,0\text{kN/m}^3$] grub. 1,5 cm)	0,34	1,30	0,44
Σ :		7,48	1,12	8,40

Obciążenia stałe na spoczniku [kN/m^2]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 3 cm [$0,320\text{kN/m}^2$; $0,03\text{m}$]) grub. 3 cm	0,32	1,30	0,42
2.	Płyta żelbetowa spocznika 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
Σ :		4,36	1,13	4,91

Przyjęty schemat statyczny:



ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:

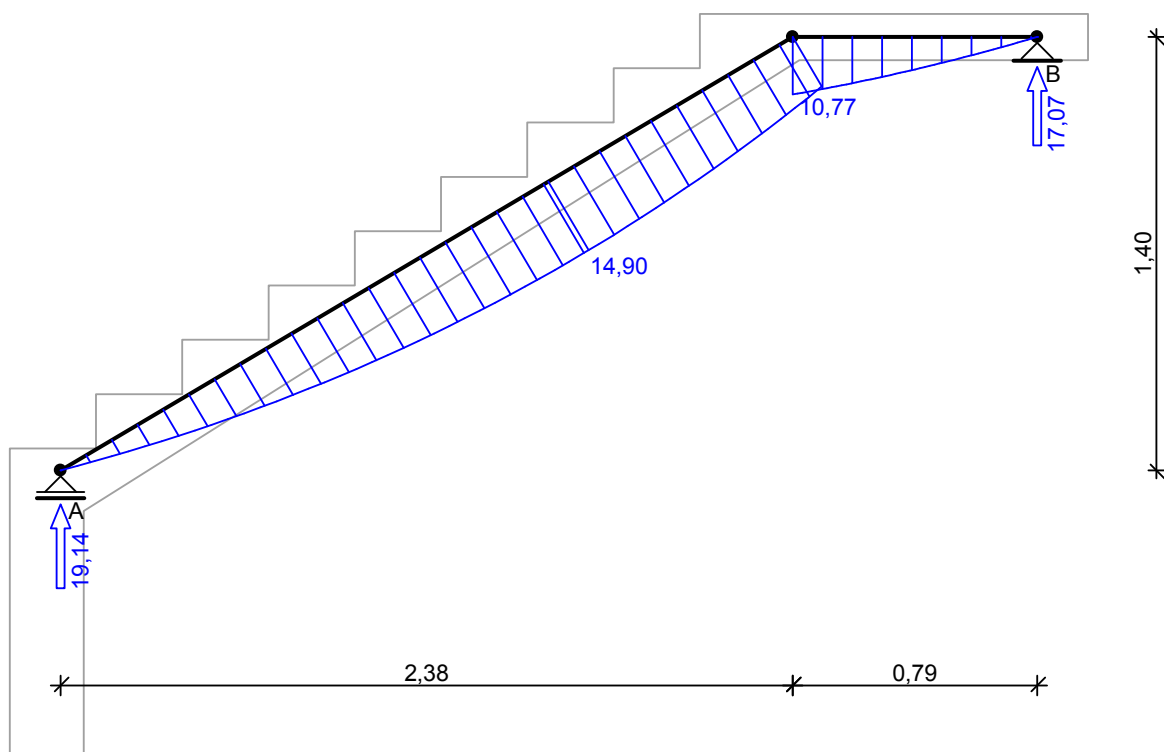
Sytuacja obliczeniowa: trwała
 Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$
 Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (tablica 8)}$

WYNIKI:

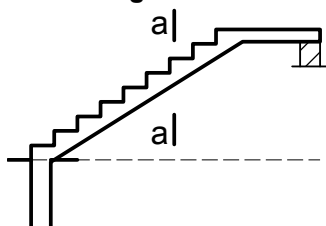
Wyniki obliczeń statycznych:

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy $M_{Sd} = 14,90 \text{ kNm/mb}$
 Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,A} = 19,14 \text{ kN/mb}$
 Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,B} = 17,07 \text{ kN/mb}$

Obwiednia momentów zginających:



Wymiarowanie wg PN-B-03264:2002 :



Zginanie: (przekrój **a-a**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 14,90 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 3,73 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12 \text{ co } 18,0 \text{ cm}$ o $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,53\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 14,90 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 24,36 \text{ kNm/mb}$ (61,2%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 18,22 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 18,22 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 87,05 \text{ kN/mb}$ (20,9%)

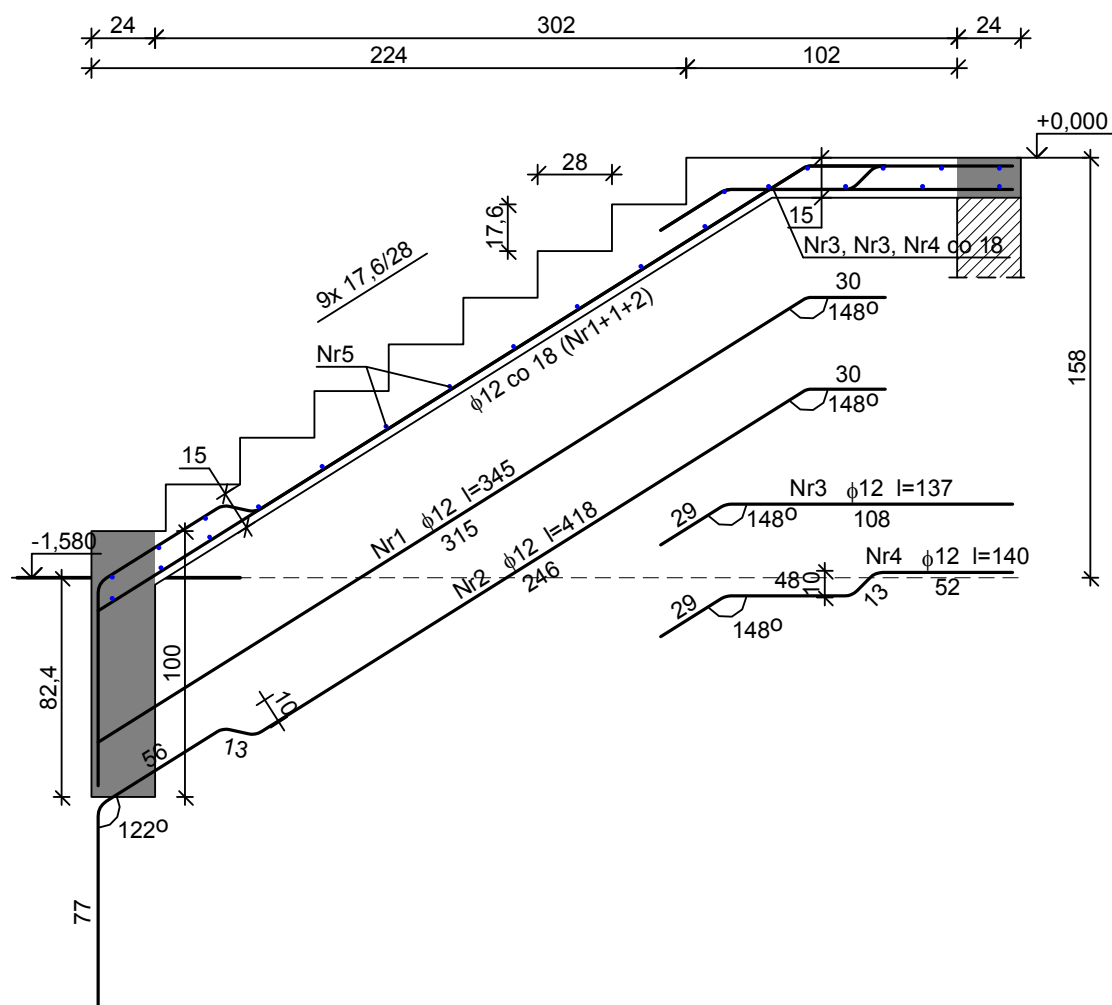
SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 10,33 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,106 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (35,4%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 9,60 \text{ mm} < a_{lim} = 15,85 \text{ mm}$ (60,6%)

SZKIC ZBROJENIA

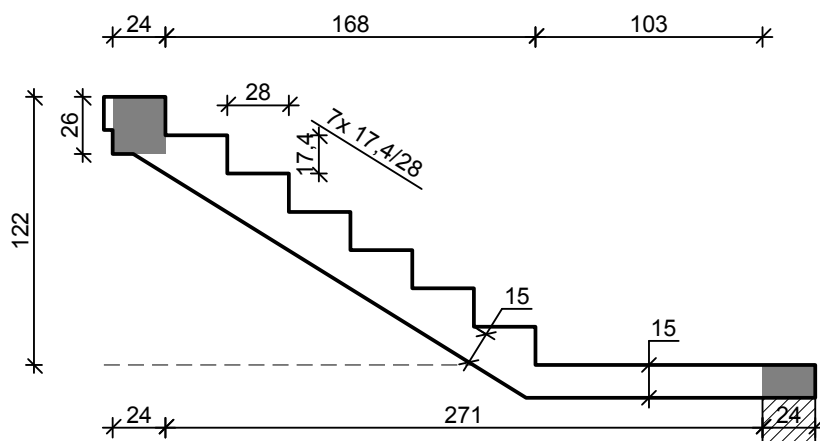


Wykaz zbrojenia dla płyty l = 0,98 m

Nr	Średnica [mm]	Długość [mm]	Liczba [szt.]	Długość ogólna [m]	
				34GS	
				φ8	φ12
1	12	3445	4		13,78
2	12	4177	2		8,35
3	12	1369	4		5,48
4	12	1399	2		2,80
5	8	930	23	21,39	
Długość ogólna wg średnic [m]				21,4	30,5
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,395	0,888
Masa prętów wg średnic [kg]				8,5	27,1
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				35,6	
Masa całkowita [kg]				36	

SCHODY NR 1 BIEG 2

SZKIC SCHODÓW



GEOMETRIA SCHODÓW

Wymiary schodów :

Długość dolnego spocznika $l_{s,d} = 1,03 \text{ m}$

Długość biegu $l_n = 1,68 \text{ m}$

Różnica poziomów spoczników $h = 1,22 \text{ m}$

Liczba stopni w biegu $n = 7 \text{ szt.}$

Grubość płyty $t = 15,0 \text{ cm}$

Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu $1,00 \text{ m}$

- Schody jednobiegowe

Oparcia : (szerokość / wysokość)

Wieniec ściany podpierającej spocznik dolny $b = 24,0 \text{ cm}, h = 15,0 \text{ cm}$

Belka górna podpierająca bieg schodowy $b = 24,0 \text{ cm}, h = 26,0 \text{ cm}$

Oparcie belek:

Długość podpory lewej $t_L = 24,0 \text{ cm}$

Długość podpory prawej $t_P = 24,0 \text{ cm}$

DANE MATERIAŁOWE

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 $\rho = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,08$

Stal zbrojeniowa A-III (**34GS**) $\rightarrow f_{yk} = 410 \text{ MPa}, f_{yd} = 350 \text{ MPa}, f_{tk} = 500 \text{ MPa}$

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

Otulina zbrojenia $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

Stal zbrojeniowa konstrukcyjna **34GS**

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

Maksymalny rozstaw prętów konstr. 30 cm

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

Płyta

Obciążenia zmienne $[\text{kN/m}^2]$:

Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (wszelkiego rodzaju budynki)	3,00	1,30	0,35	3,90

mieszkalne, szpitalne, więzienia) $[3,0\text{kN/m}^2]$

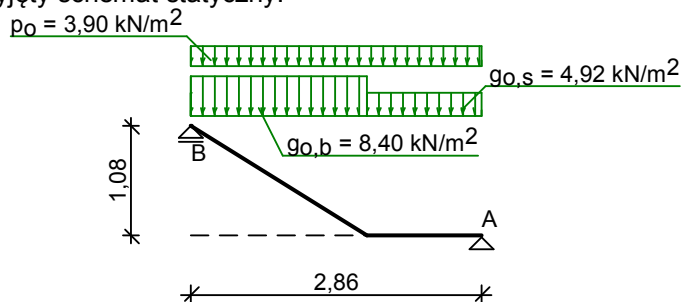
Obciążenia stałe na spoczniku $[\text{kN/m}^2]$:

Lp.	Opis obciążenia	Ubc.char.	γ_f	Ubc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 3 cm $[0,320\text{kN/m}^2:0,03\text{m}]$) grub.3 cm	0,32	1,30	0,42
2.	Płyta żelbetowa spocznika 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
Σ :		4,36	1,13	4,91

Obciążenia stałe na biegu schodowym $[\text{kN/m}^2]$:

Lp.	Opis obciążenia	Ubc.char.	γ_f	Ubc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 3 cm $[0,320\text{kN/m}^2:0,03\text{m}]$) grub.3 cm $0,57 \cdot (1+17,4/28,0)$	0,52	1,30	0,67
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.15 cm + schody 17,4/28	6,60	1,10	7,26
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna $[19,0\text{kN/m}^3]$) grub.1,5 cm	0,34	1,30	0,44
Σ :		7,45	1,12	8,37

Przyjęty schemat statyczny:

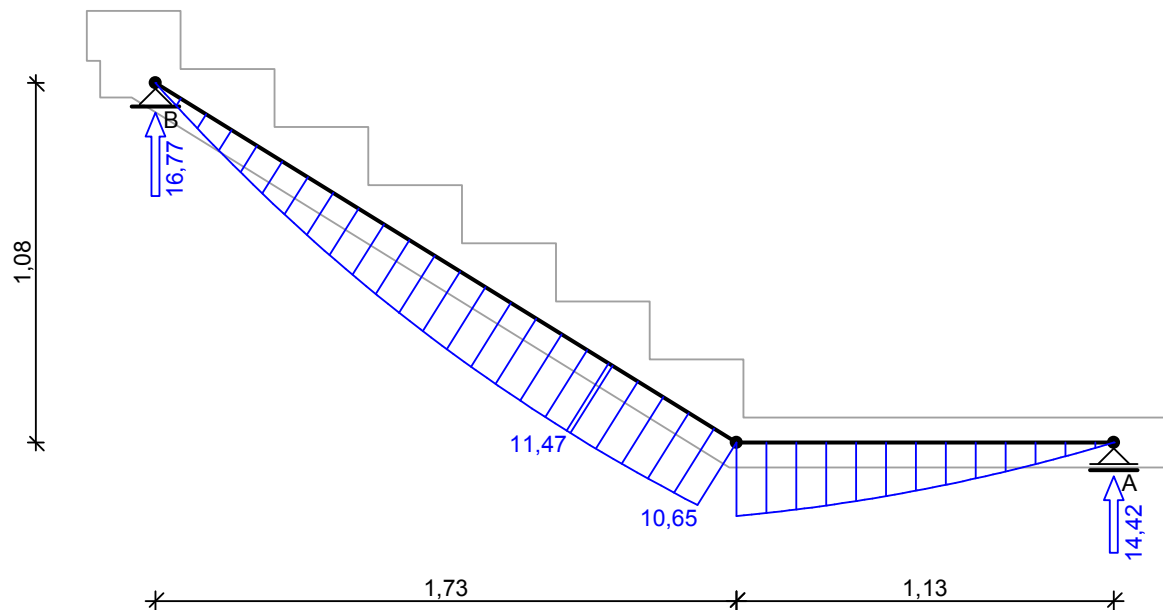


WYNIKI - PŁYTA:

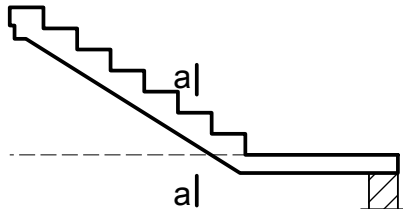
Wyniki obliczeń statycznych:

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy $M_{Sd} = 11,47 \text{ kNm/mb}$
 Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,A} = 14,42 \text{ kN/mb}$
 Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,B} = 16,77 \text{ kN/mb}$

Obwiednia momentów zginających:



Wymiarowanie wg PN-B-03264:2002 :



Zginanie: (przekrój **a-a**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 11,47 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,84 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12 \text{ co } 18,0 \text{ cm}$ o $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,53\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 11,47 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 24,36 \text{ kNm/mb}$ (47,1%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 15,85 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 15,85 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 87,05 \text{ kN/mb}$ (18,2%)

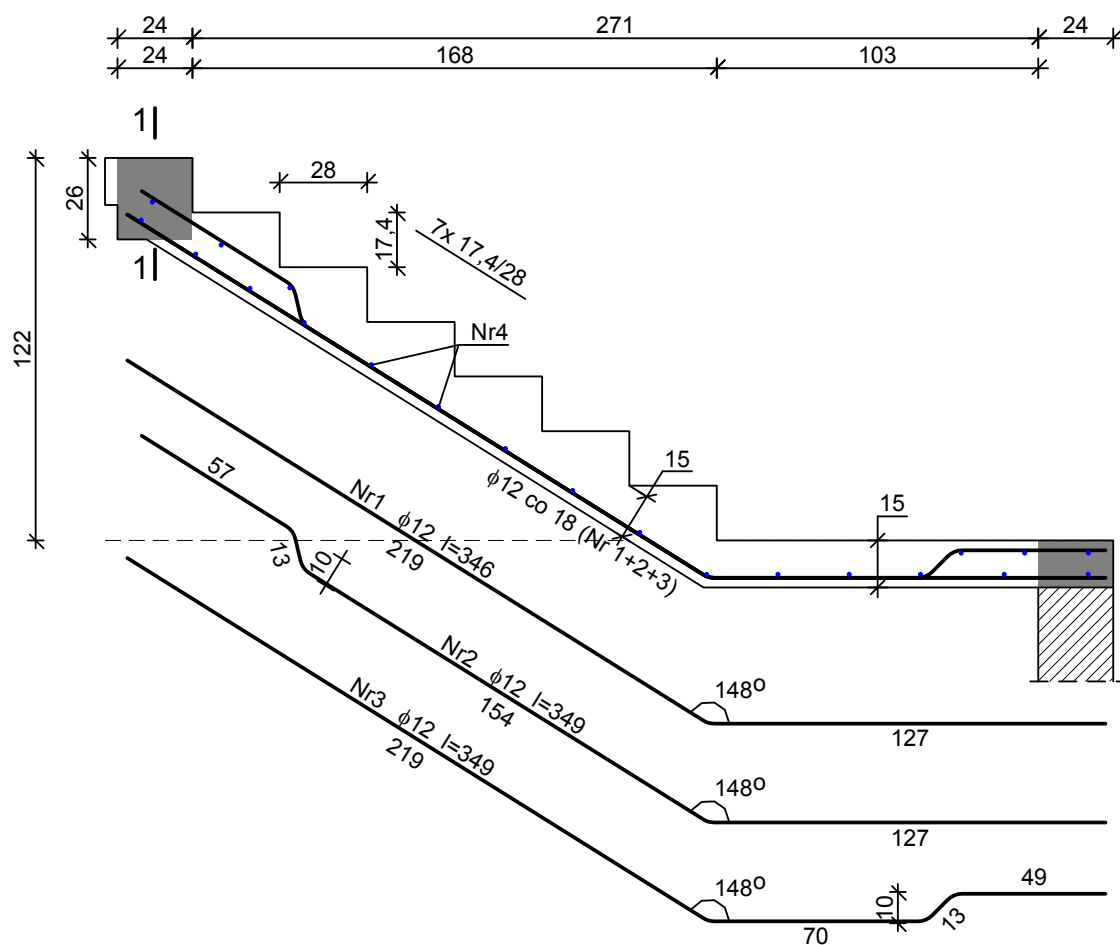
SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 7,95 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,060 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (20,0%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 2,93 \text{ mm} < a_{lim} = 14,30 \text{ mm}$ (20,5%)

SZKIC ZBROJENIA

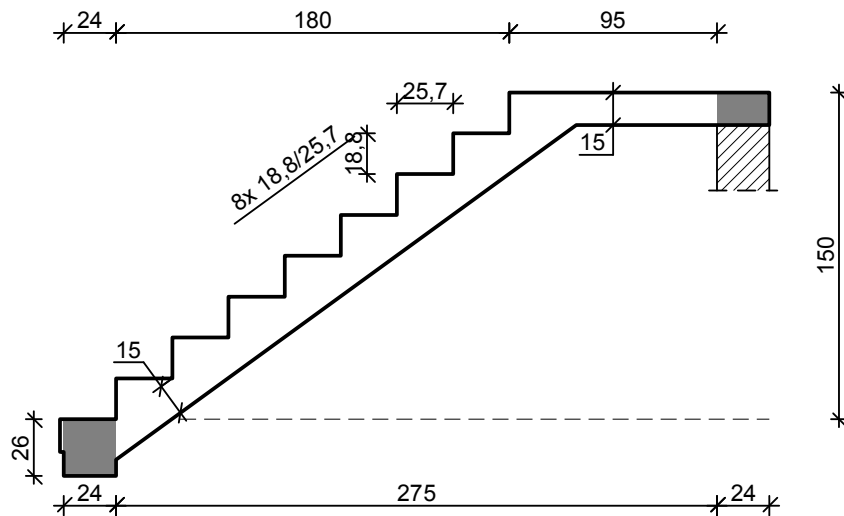


Wykaz zbrojenia dla płyty l = 1,00 m

Nr	Średnica [mm]	Długość [mm]	Liczba [szt.]	Długość ogólna [m]	
				34GS	
				φ8	φ12
1	12	3464	2		6,93
2	12	3495	2		6,99
3	12	3495	2		6,99
4	8	950	21	19,95	
Długość ogólna wg średnic [m]				20,0	21,0
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,395	0,888
Masa prętów wg średnic [kg]				7,9	18,6
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				26,5	
Masa całkowita [kg]				27	

SCHODY NR 2 BIEG 1

SZKIC SCHODÓW



GEOMETRIA SCHODÓW

Wymiary schodów :

Długość biegu $l_n = 1,80 \text{ m}$

Różnica poziomów spoczników $h = 1,50 \text{ m}$

Liczba stopni w biegu $n = 8 \text{ szt.}$

Grubość płyty $t = 15,0 \text{ cm}$

Długość górnego spocznika $l_{s,g} = 0,95 \text{ m}$

Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu $0,98 \text{ m}$

- Schody jednobiegowe

Oparcia : (szerokość / wysokość)

Belka dolna podpierająca bieg schodowy $b = 24,0 \text{ cm}, h = 26,0 \text{ cm}$

Wieniec ściany podpierającej spocznik górny $b = 24,0 \text{ cm}, h = 15,0 \text{ cm}$

Oparcie belek:

Długość podpory lewej $t_L = 24,0 \text{ cm}$

Długość podpory prawej $t_P = 24,0 \text{ cm}$

DANE MATERIAŁOWE

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 $\rho = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,08$

Stal zbrojeniowa **A-III (34GS)** $\rightarrow f_{yk} = 410 \text{ MPa}, f_{yd} = 350 \text{ MPa}, f_{tk} = 500 \text{ MPa}$

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

Otulina zbrojenia $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

Stal zbrojeniowa konstrukcyjna **34GS**

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

Maksymalny rozstaw prętów konstr. 30 cm

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

Płyta

Obciążenia zmienne [kN/m^2]:

Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (wszelkiego rodzaju budynki mieszkalne, szpitalne, więzienia) [$3,0\text{kN/m}^2$]	3,00	1,30	0,35	3,90

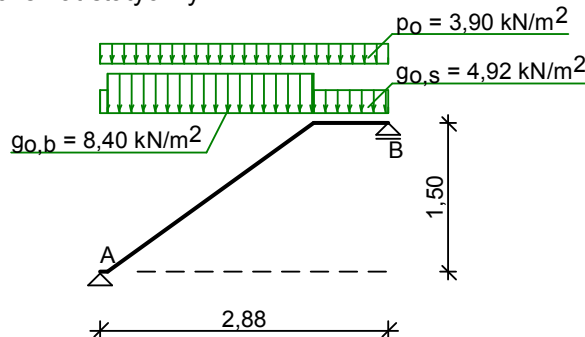
Obciążenia stałe na biegu schodowym [kN/m^2]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 3 cm [$0,320\text{kN/m}^2$; $0,03\text{m}$]) grub. 3 cm $0,57 \cdot (1 + 18,8/25,7)$	0,55	1,30	0,72
2.	Płyta żelbetowa biegu grub. 15 cm + schody 18,8/25,7	6,98	1,10	7,68
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna [$19,0\text{kN/m}^3$] grub. 1,5 cm)	0,35	1,30	0,46
Σ :		7,89	1,12	8,86

Obciążenia stałe na spoczniku [kN/m^2]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 3 cm [$0,320\text{kN/m}^2$; $0,03\text{m}$]) grub. 3 cm	0,32	1,30	0,42
2.	Płyta żelbetowa spocznika 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
Σ :		4,36	1,13	4,91

Przyjęty schemat statyczny:



WYNIKI - PŁYTA:

Wyniki obliczeń statycznych:

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy

$$M_{Sd} = 12,64 \text{ kNm/mb}$$

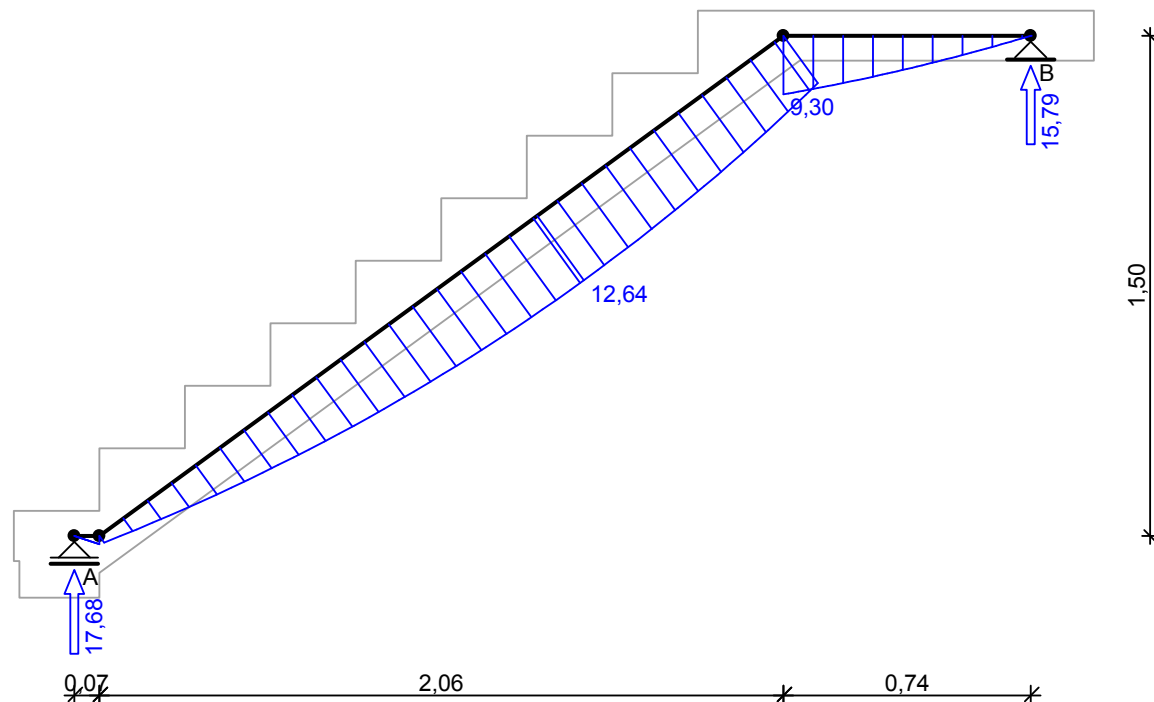
Reakcja obliczeniowa

$$R_{Sd,A} = 17,68 \text{ kN/mb}$$

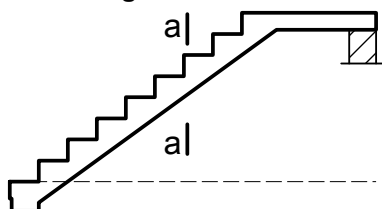
Reakcja obliczeniowa

$$R_{Sd,B} = 15,79 \text{ kN/mb}$$

Obwiednia momentów zginających:



Wymiarowanie wg PN-B-03264:2002 :



Zginanie: (przekrój **a-a**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 12,64 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12 \text{ co } 18,0 \text{ cm}$ o $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,53\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 12,64 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 24,36 \text{ kNm/mb}$ (51,9%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 17,17 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 17,17 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 87,05 \text{ kN/mb}$ (19,7%)

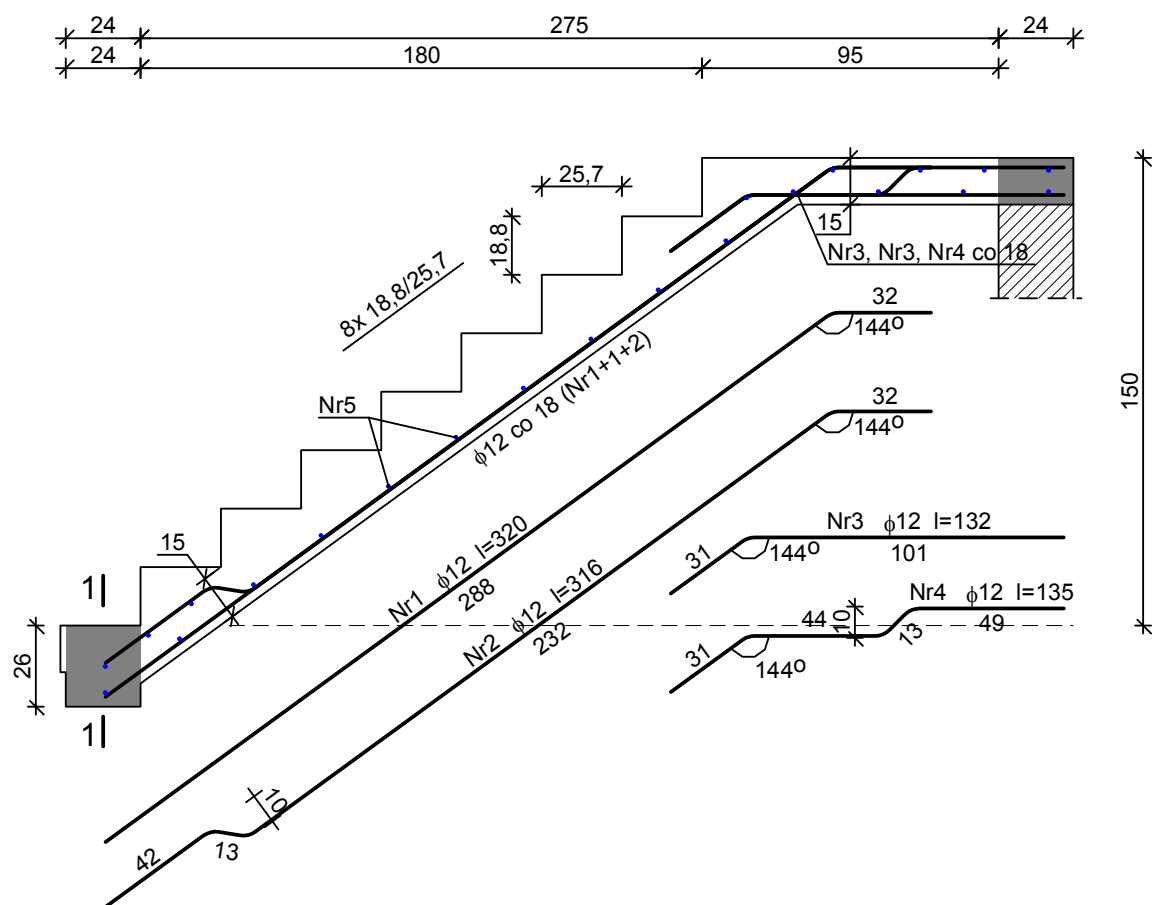
SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 8,86 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,076 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (25,2%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 6,18 \text{ mm} < a_{lim} = 14,38 \text{ mm}$ (43,0%)

SZKIC ZBROJENIA

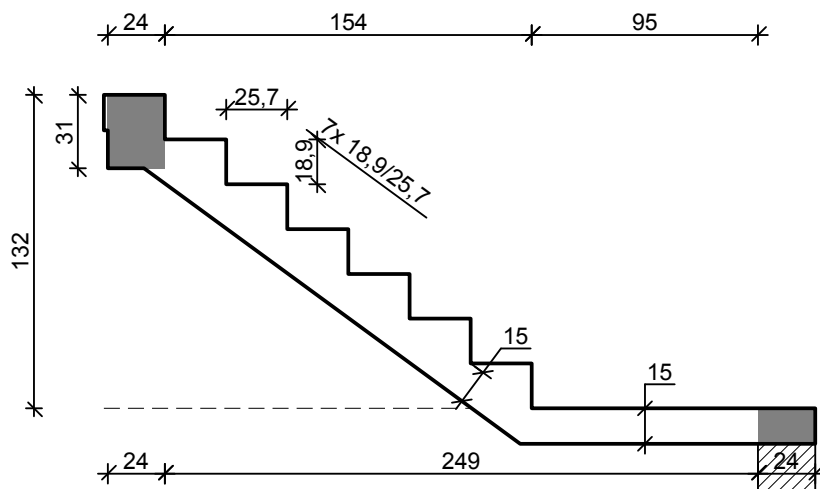


Wykaz zbrojenia dla płyty l = 0,98 m

Nr	Średnica [mm]	Długość [mm]	Liczba [szt.]	Długość ogólna [m]	
				34GS	
				φ8	φ12
1	12	3198	4		12,79
2	12	3165	2		6,33
3	12	1316	4		5,26
4	12	1347	2		2,69
5	8	930	22	20,46	
Długość ogólna wg średnic [m]				20,5	27,1
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,395	0,888
Masa prętów wg średnic [kg]				8,1	24,1
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				32,2	
Masa całkowita [kg]				33	

SCHODY NR 2 BIEG 2

SZKIC SCHODÓW



GEOMETRIA SCHODÓW

Wymiary schodów :

Długość dolnego spocznika $l_{s,d} = 0,95 \text{ m}$

Długość biegu $l_n = 1,54 \text{ m}$

Różnica poziomów spoczników $h = 1,32 \text{ m}$

Liczba stopni w biegu $n = 7 \text{ szt.}$

Grubość płyty $t = 15,0 \text{ cm}$

Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu $1,00 \text{ m}$

- Schody jednobiegowe

Oparcia : (szerokość / wysokość)

Wieniec ściany podpierającej spocznik dolny $b = 24,0 \text{ cm}, h = 15,0 \text{ cm}$

Belka górna podpierająca bieg schodowy $b = 24,0 \text{ cm}, h = 31,0 \text{ cm}$

Oparcie belek:

Długość podpory lewej $t_L = 24,0 \text{ cm}$

Długość podpory prawej $t_P = 24,0 \text{ cm}$

DANE MATERIAŁOWE

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

Ciężar objętościowy betonu $\rho = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,08$

Stal zbrojeniowa A-III (**34GS**) $\rightarrow f_{yk} = 410 \text{ MPa}, f_{yd} = 350 \text{ MPa}, f_{tk} = 500 \text{ MPa}$

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

Otulina zbrojenia $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

Stal zbrojeniowa konstrukcyjna **34GS**

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

Maksymalny rozstaw prętów konstr. 30 cm

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ**Płyta**Obciążenia zmienne [kN/m²]:

Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (wszelkiego rodzaju budynki mieszkalne, szpitalne, więzienia) [3,0kN/m ²]	3,00	1,30	0,35	3,90

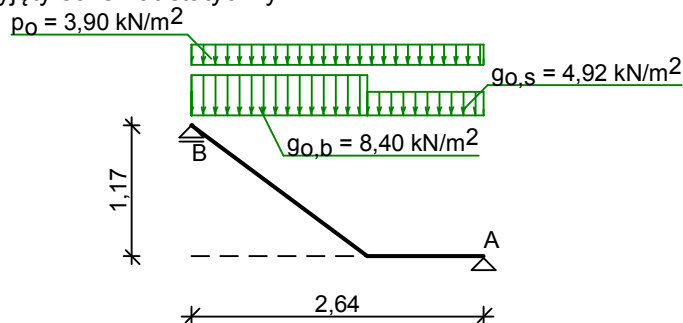
Obciążenia stałe na spoczniku [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 3 cm [0,320kN/m ² :0,03m]) grub.3 cm	0,32	1,30	0,42
2.	Płyta żelbetowa spocznika grub.15 cm	3,75	1,10	4,13
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³] grub.1,5 cm	0,28	1,30	0,37
Σ :		4,36	1,13	4,91

Obciążenia stałe na biegu schodowym [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 3 cm [0,320kN/m ² :0,03m]) grub.3 cm 0,57·(1+18,9/25,7)	0,56	1,30	0,72
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.15 cm + schody 18,9/25,7	7,01	1,10	7,71
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³] grub.1,5 cm	0,35	1,30	0,46
Σ :		7,92	1,12	8,89

Przyjęty schemat statyczny:

**WYNIKI - PŁYTA:****Wyniki obliczeń statycznych:**

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy

$M_{Sd} = 10,07 \text{ kNm/mb}$

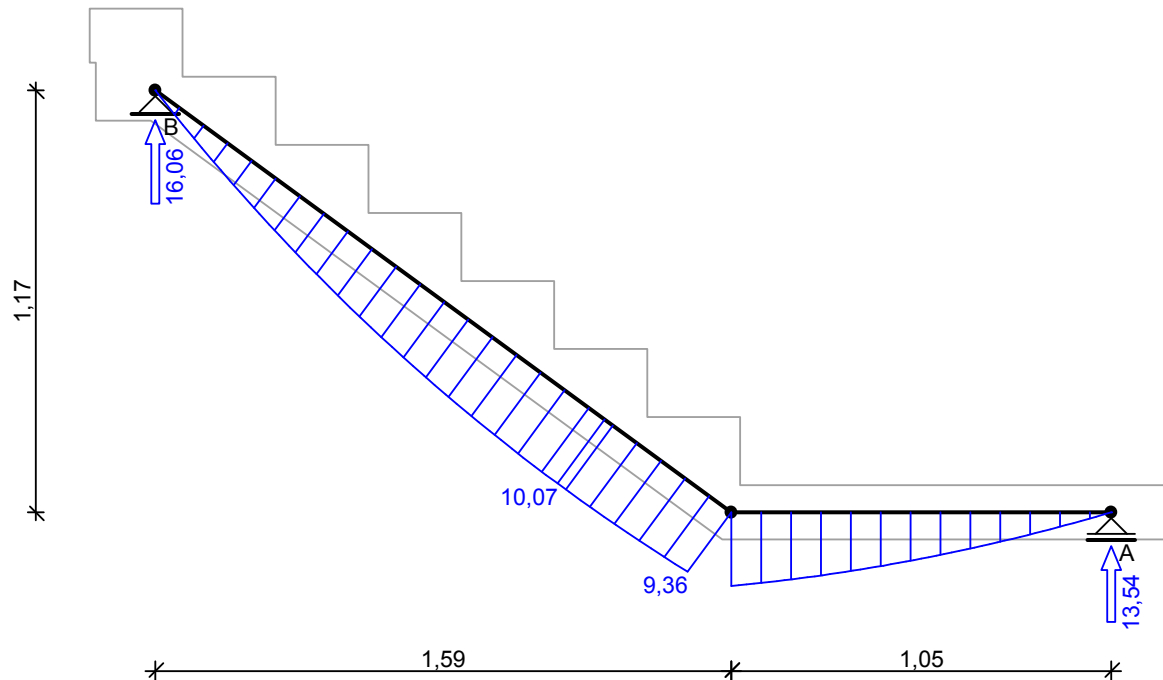
Reakcja obliczeniowa

$R_{Sd,A} = 13,54 \text{ kN/mb}$

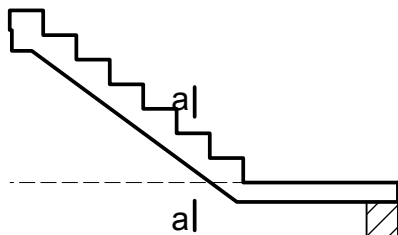
Reakcja obliczeniowa

$R_{Sd,B} = 16,06 \text{ kN/mb}$

Obwiednia momentów zginających:



Wymiarowanie wg PN-B-03264:2002 :



Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 10,07 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,49 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12$ co $18,0 \text{ cm}$ o $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,53\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 10,07 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 24,36 \text{ kNm/mb}$ (41,4%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 15,10 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 15,10 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 87,05 \text{ kN/mb}$ (17,3%)

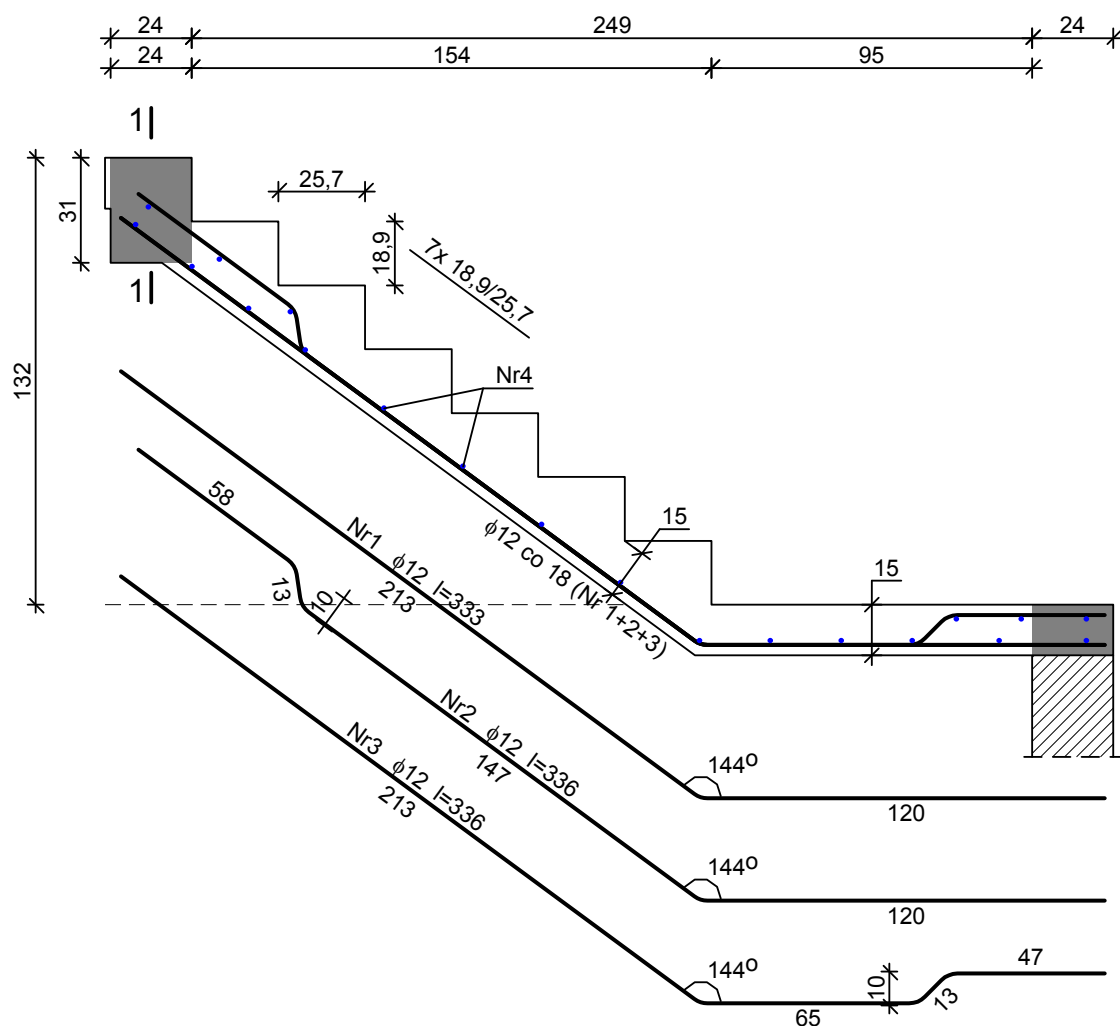
SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 7,06 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,053 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (17,7%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 2,22 \text{ mm} < a_{lim} = 13,20 \text{ mm}$ (16,8%)

SZKIC ZBROJENIA



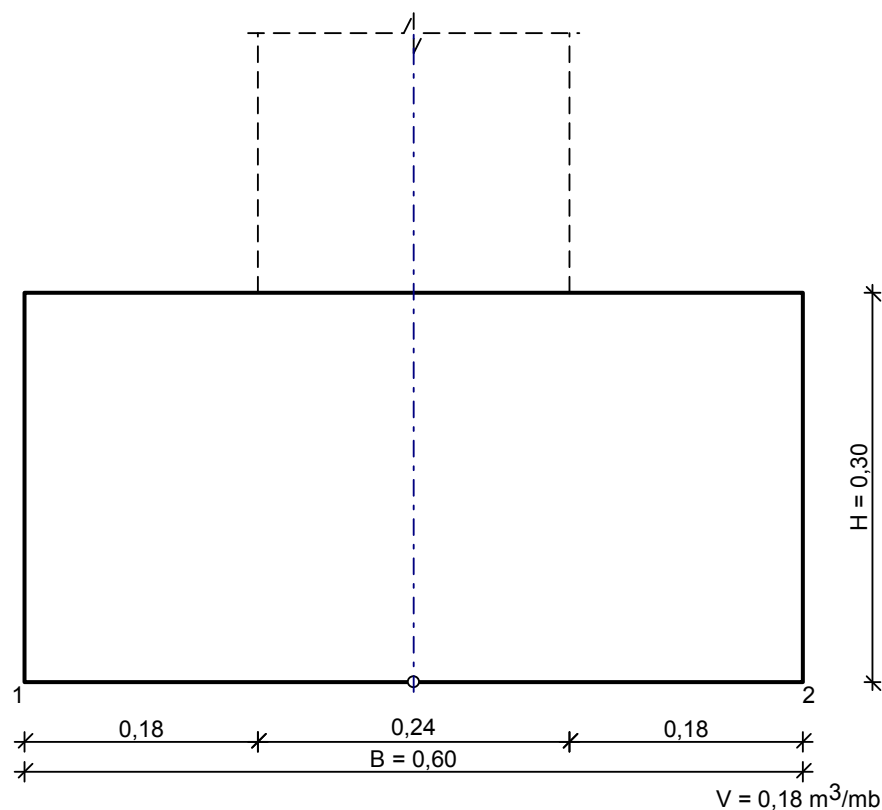
Wykaz zbrojenia dla płyty l = 1,00 m

Nr	Średnica [mm]	Długość [mm]	Liczba [szt.]	Długość ogólna [m]
				34GS φ12
1	12	3326	2	6,65
2	12	3356	2	6,71
3	12	3356	2	6,71
4	12	950	20	19,00
Długość ogólna wg średnic [m]				39,1
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,888
Masa prętów wg średnic [kg]				34,7
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				34,7
Masa całkowita [kg]				35

2.6 Fundamenty

Ława Ł-1

DANE:



Opis fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

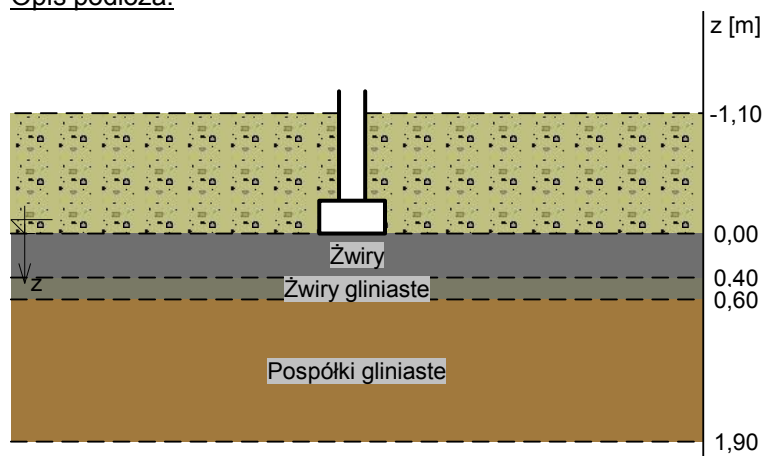
Wymiary:

$B = 0,60 \text{ m}$ $H = 0,30 \text{ m}$
 $B_s = 0,24 \text{ m}$ $e_B = 0,00 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

$D = 1,10 \text{ m}$ $D_{\min} = 1,10 \text{ m}$
 brak wody gruntowej w zasypce

Opis podłoża:



Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawodniona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_u^{(r)}$ [°]	$c_u^{(r)}$ [kPa]	M_0 [kPa]	M [kPa]
1	Żwiry	0,40	nie	1,85	0,90	1,10	36,57	0,00	219672	219672
2	Żwiry gliniaste	0,20	nie	2,10	0,90	1,10	11,60	10,65	19203	32012
3	Pospółki gliniaste	1,30	nie	2,10	0,90	1,10	11,60	10,65	19203	32012

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T_B [kN/m]	M_B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	58,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Materiały:

Zasyпка:

ciężar objętościowy: 20,00 kN/m³

współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,20$

Beton:

klasa betonu: **B20** (C16/20) $\rightarrow f_{cd} = 10,67$ MPa, $f_{ctd} = 0,87$ MPa, $E_{cm} = 29,0$ GPa

ciężar objętościowy: 24,00 kN/m³

współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,10$

Zbrojenie:

klasa stali: A-III (**34GS**) $\rightarrow f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 500$ MPa

otulina zbrojenia $c_{nom} = 50$ mm

Założenia obliczeniowe:

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: $f = 0,26$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50
- przy korekcie nachylenia wypadkowej obciążenia: 1,00

Czas trwania robót: do 1 roku ($\lambda=0,00$)

Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych N_k $N/N_k = 1,20$

WYNIKI-PROJEKTOWANIE:

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA - wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **$z = 0,40$ m**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 129,2$ kN

$N_r = 75,5$ kN < $m \cdot Q_{fN} = 104,6$ kN (72,2%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 17,4$ kN

$T_r = 0,0$ kN < $m \cdot Q_{fT} = 12,6$ kN (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00$ kNm/mb, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 20,12$ kNm/mb

$M_o = 0,00$ kNm/mb < $m \cdot M_u = 14,5$ kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,20$ cm, wtórne $s'' = 0,00$ cm, całkowite $s = 0,20$ cm

$s = 0,20$ cm < $s_{dop} = 7,00$ cm (2,8%)

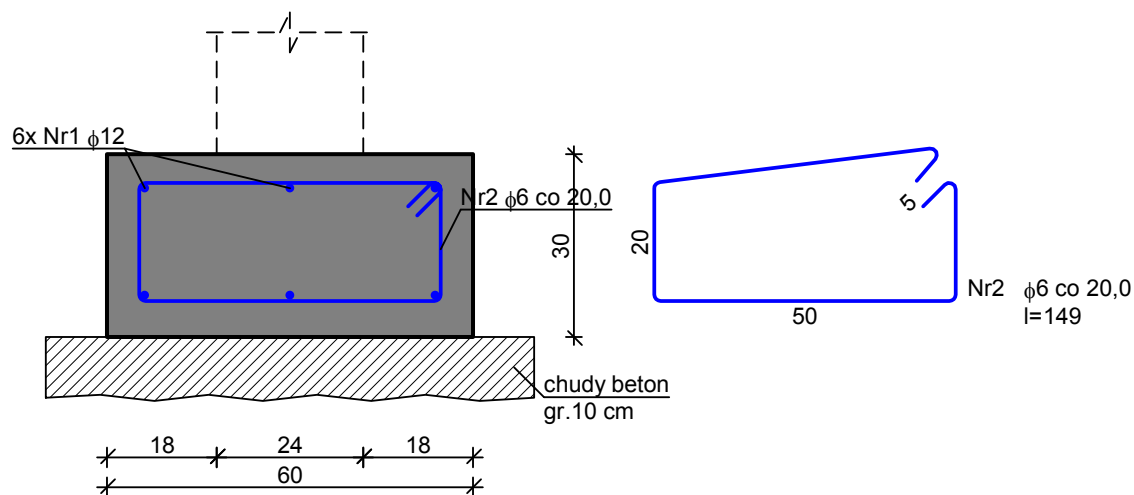
OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU - wg PN-B-03264: 2002

Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

nie zadeklarowano obliczeń zbrojenia

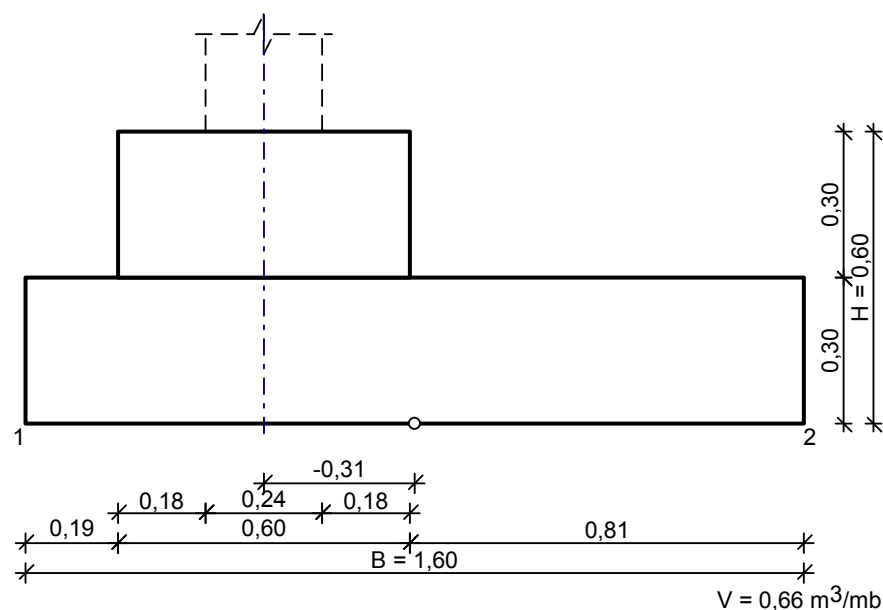


Wykaz zbrojenia dla 1 mb ławy fundamentowej

Nr	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba	Długość ogólna [m]	
				St0S-b φ6	34GS φ12
1	12	105	6		6,30
2	6	149	5	7,45	
Długość ogólna wg średnic [m]				7,5	6,3
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,888
Masa prętów wg średnic [kg]				1,7	5,6
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				1,7	5,6
Masa całkowita [kg]				8	

Ława Ł-2

DANE:



Opis fundamentu :

Typ: **ława schodkowa**

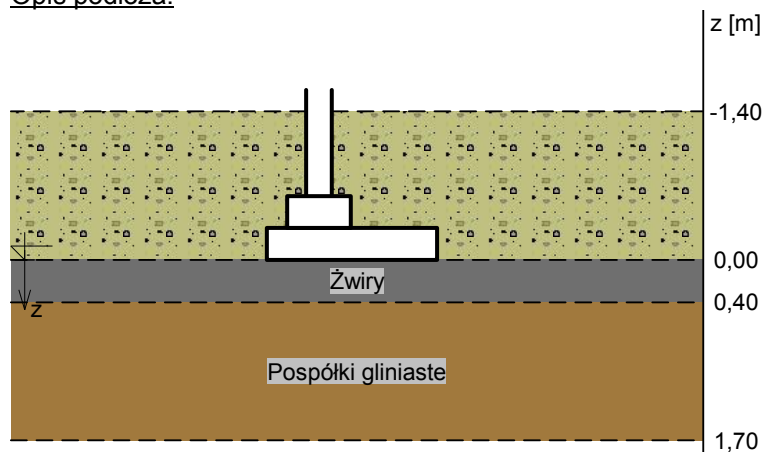
Wymiary:

$B = 1,60 \text{ m}$ $H = 0,60 \text{ m}$ $w = 0,30 \text{ m}$
 $B_g = 0,60 \text{ m}$ $B_t = 0,19 \text{ m}$
 $B_s = 0,24 \text{ m}$ $e_B = -0,31 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

$D = 1,40 \text{ m}$ $D_{\min} = 1,40 \text{ m}$
 brak wody gruntowej w zasypce

Opis podłoża:



N	nazwa gruntu	h [m]	nawodni ona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,\min}$	$\gamma_{f,\max}$	$\phi_u^{(n)}$ [°]	$c_u^{(n)}$ [kPa]	M_0 [kPa]	M [kPa]
1	Żwir	0,40	nie	1,85	0,90	1,10	36,57	0,00	219672	219672
2	Pospółki gliniaste	1,30	nie	2,10	0,90	1,10	11,60	10,65	19203	32012

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

N	typ obc.	N [kN/m]	T_B [kN/m]	M_B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	56,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Materiały :

Zasypka:

ciężar objętościowy: $20,00 \text{ kN/m}^3$
 współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,\min} = 0,90$; $\gamma_{f,\max} = 1,20$

Beton:

klasa betonu: **B20** (C16/20) $\rightarrow f_{cd} = 10,67 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 0,87 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 29,0 \text{ GPa}$
 ciężar objętościowy: $24,00 \text{ kN/m}^3$
 współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,\min} = 0,90$; $\gamma_{f,\max} = 1,10$

Zbrojenie:

klasa stali: A-III (**34GS**) $\rightarrow f_{yk} = 410 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 500 \text{ MPa}$
 otulina zbrojenia $c_{nom} = 50 \text{ mm}$

Założenia obliczeniowe :

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: $f = 0,26$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: $0,50$
- przy korekcie nachylenia wypadkowej obciążenia: $1,00$

Czas trwania robót: do 1 roku ($\lambda=0,00$)

Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych N_k $N/N_k = 1,20$

WYNIKI-PROJEKTOWANIE:

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA - wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **$z = 0,40$ m**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fn} = 272,3$ kN

$N_r = 120,6$ kN < $m \cdot Q_{fn} = 220,6$ kN (54,7%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{ft} = 24,8$ kN

$T_r = 0,0$ kN < $m \cdot Q_{ft} = 17,8$ kN (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00$ kNm/mb, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 92,68$ kNm/mb

$M_o = 0,00$ kNm/mb < $m \cdot M_u = 66,7$ kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,09$ cm, wtórne $s'' = 0,00$ cm, całkowite $s = 0,09$ cm

$s = 0,09$ cm < $s_{dop} = 7,00$ cm (1,3%)

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU - wg PN-B-03264: 2002

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

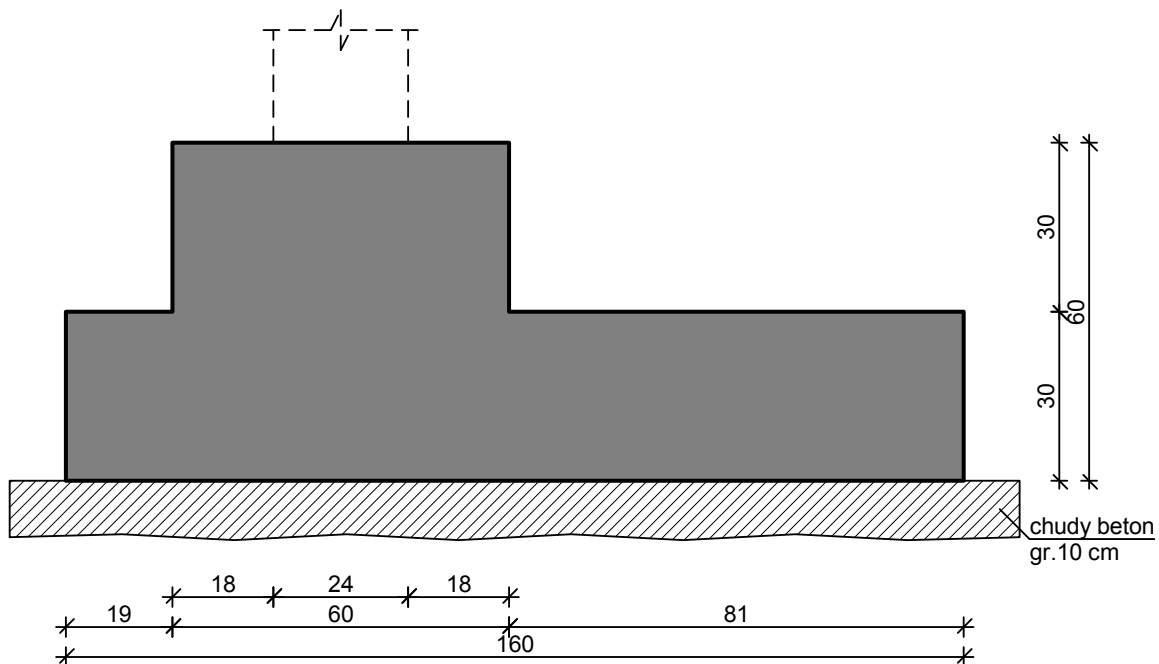
Siła przebijająca $N_{sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 31,5$ kN/mb

Nośność na przebicie $N_{Rd} = f_{ctd} \cdot b_m \cdot d = 211,5$ kN/mb

$N_{sd} = 31,5$ kN/mb < $N_{Rd} = 211,5$ kN/mb (14,9%)

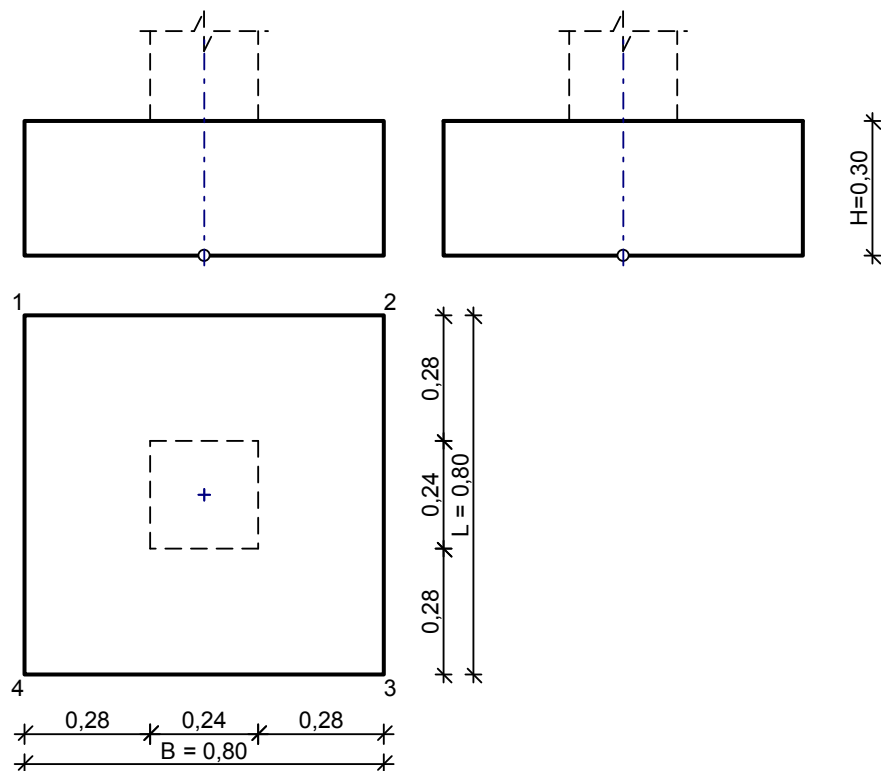
Wymiarowanie zbrojenia:

nie zadeklarowano obliczeń zbrojenia



ST-1

DANE:



$$V = 0,19 \text{ m}^3$$

Opis fundamentu :

Typ: **stopa prostopadłościenna**

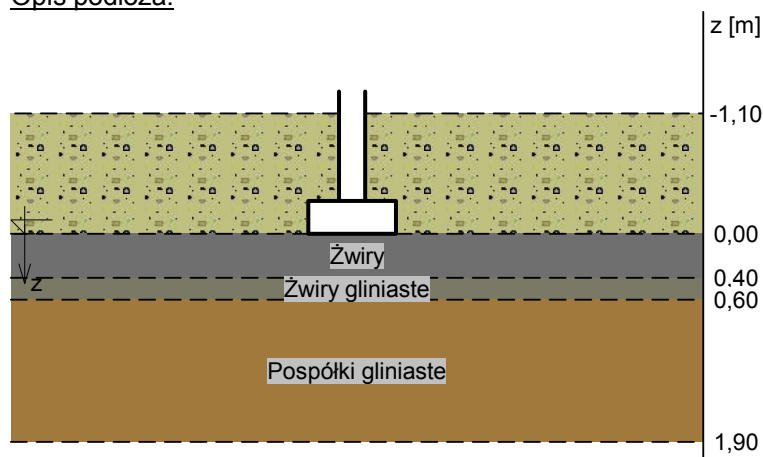
Wymiary:

$B = 0,80 \text{ m}$ $L = 0,80 \text{ m}$ $H = 0,30 \text{ m}$
 $B_s = 0,24 \text{ m}$ $L_s = 0,24 \text{ m}$ $e_B = 0,00 \text{ m}$ $e_L = 0,00 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

$D = 1,10 \text{ m}$ $D_{\min} = 1,10 \text{ m}$
 brak wody gruntowej w zasypce

Opis podłoża:



N	nazwa gruntu	h [m]	nawodni ona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,\min}$	$\gamma_{f,\max}$	$\phi_u^{(r)}$ [°]	$c_u^{(r)}$ [kPa]	M_0 [kPa]	M [kPa]
1	Żwiry	0,40	nie	1,85	0,90	1,10	36,57	0,00	219672	219672
2	Żwiry gliniaste	0,20	nie	2,10	0,90	1,10	11,60	10,65	19203	32012

3	Pospółki gliniaste	1,30	nie	2,10	0,90	1,10	11,60	10,65	19203	32012
---	--------------------	------	-----	------	------	------	-------	-------	-------	-------

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN]	T _B [kN]	M _B [kNm]	T _L [kN]	M _L [kNm]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	141,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Materiały:

Zasyпка:

ciężar objętościowy: 20,00 kN/m³

współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,20$

Beton:

klasa betonu: **B20** (C16/20) → $f_{cd} = 10,67$ MPa, $f_{ctd} = 0,87$ MPa, $E_{cm} = 29,0$ GPa

ciężar objętościowy: 24,00 kN/m³

współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,10$

Zbrojenie:

klasa stali: A-III (**34GS**) → $f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 500$ MPa

otulina zbrojenia $c_{nom} = 50$ mm

Założenia obliczeniowe:

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: $f = 0,26$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50

- przy korekcie nachylenia wypadkowej obciążenia: 1,00

Czas trwania robót: do 1 roku ($\lambda=0,00$)

Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych N_k $N/N_k = 1,20$

WYNIKI-PROJEKTOWANIE:

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA - wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **$z = 0,40$ m**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 277,1$ kN

$N_r = 164,2$ kN < $m \cdot Q_{fN} = 224,5$ kN (73,2%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 39,9$ kN

$T_r = 0,0$ kN < $m \cdot Q_{fT} = 28,7$ kN (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2-3} = 0,00$ kNm, moment utrzymujący $M_{uB,2-3} = 61,41$ kNm

$M_o = 0,00$ kNm < $m \cdot M_u = 44,2$ kNm (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,31$ cm, wtórne $s'' = 0,00$ cm, całkowite $s = 0,31$ cm

$s = 0,31$ cm < $s_{dop} = 7,00$ cm (4,4%)

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU - wg PN-B-03264: 2002

Nośność na przebiecie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

Wzdłuż boku B:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,31 \text{ cm}^2$

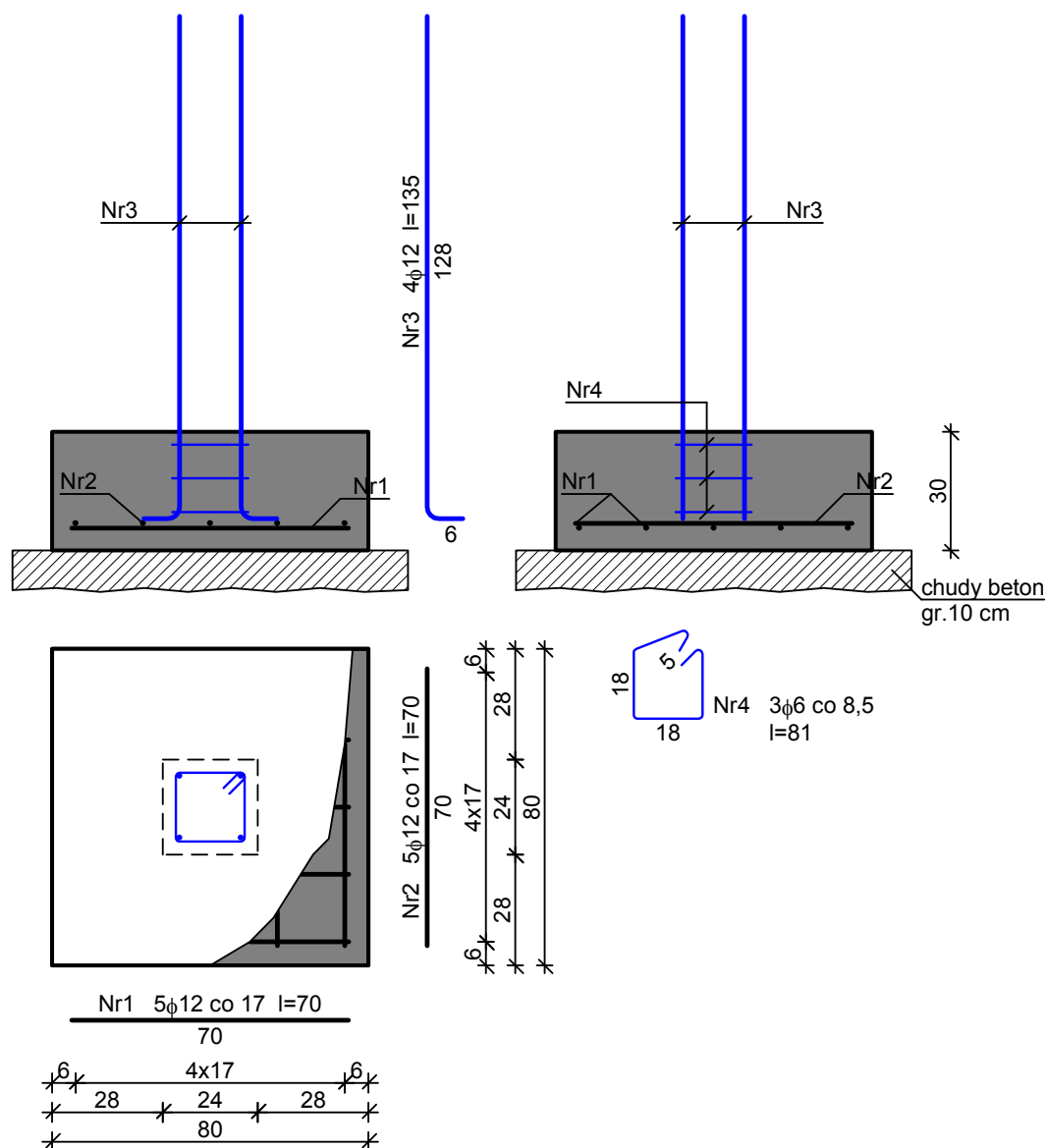
Przyjęto konstrukcyjnie **5 prętów $\phi 12 \text{ mm}$** o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$

Wzdłuż boku L:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,31 \text{ cm}^2$

Przyjęto konstrukcyjnie **5 prętów $\phi 12 \text{ mm}$** o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$



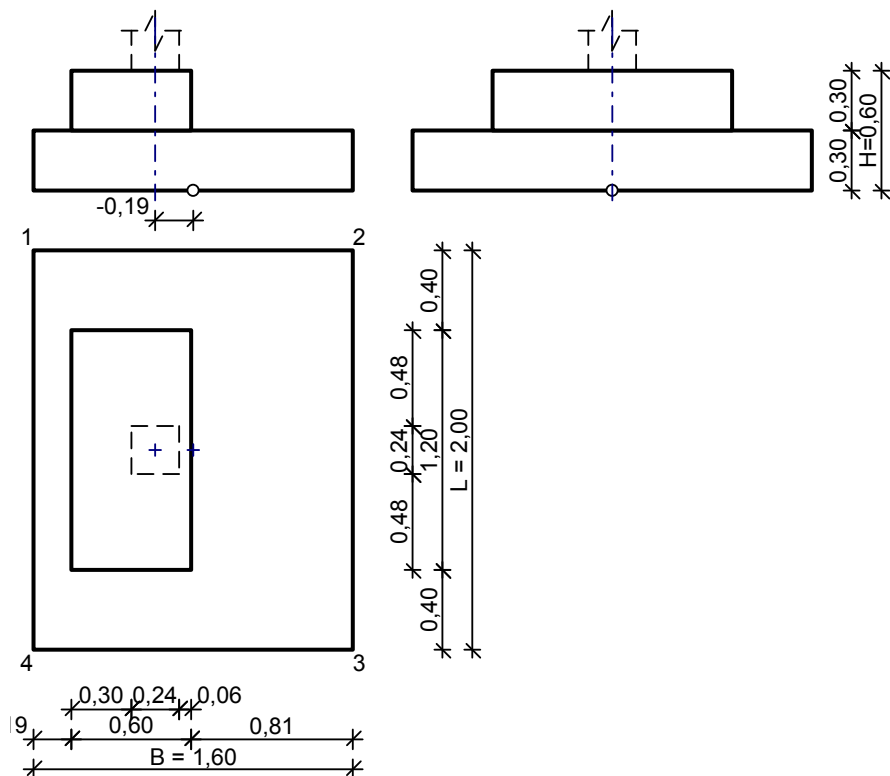
Wykaz zbrojenia dla 1 stopy

Nr	Średnica [mm]	Długość [cm]		Długość ogólna [m]	
				St0S-b $\phi 6$	34GS $\phi 12$
1	12	70	5		3,50
2	12	70	5		3,50
3	12	135	4		5,40
4	6	81	3	2,43	
Długość ogólna wg średnic [m]				2,5	12,5
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,888
Masa prętów wg średnic [kg]				0,6	11,1

Masa prętów wg gatunków stali [kg]	0,6	11,1
Masa całkowita [kg]	12	

ST-2

DANE:



$$V = 1,18 \text{ m}^3$$

Opis fundamentu :

Typ: **stopa schodkowa**

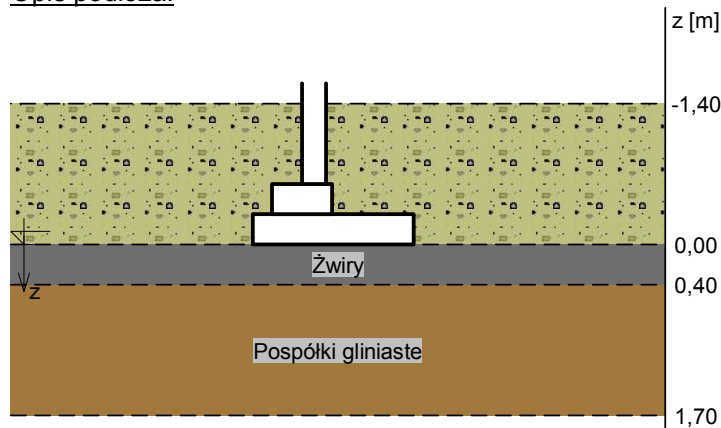
Wymiary:

$B = 1,60 \text{ m}$	$L = 2,00 \text{ m}$	$H = 0,60 \text{ m}$	$w = 0,30 \text{ m}$
$B_g = 0,60 \text{ m}$	$L_g = 1,20 \text{ m}$	$B_t = 0,19 \text{ m}$	$L_t = 0,40 \text{ m}$
$B_s = 0,24 \text{ m}$	$L_s = 0,24 \text{ m}$	$e_B = -0,19 \text{ m}$	$e_L = 0,00 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

$D = 1,40 \text{ m}$ $D_{\min} = 1,40 \text{ m}$
brak wody gruntowej w zasypce

Opis podłoża:



Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawodniona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_u^{(r)}$ [°]	$c_u^{(r)}$ [kPa]	M_0 [kPa]	M [kPa]
1	Żwiry	0,40	nie	1,85	0,90	1,10	36,57	0,00	219672	219672
2	Pospółki gliniaste	1,30	nie	2,10	0,90	1,10	11,60	10,65	19203	32012

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN]	T_B [kN]	M_B [kNm]	T_L [kN]	M_L [kNm]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	141,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Materiały:

Zasyпка:

ciężar objętościowy: 20,00 kN/m³

współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,20$

Beton:

klasa betonu: **B20** (C16/20) → $f_{cd} = 10,67$ MPa, $f_{ctd} = 0,87$ MPa, $E_{cm} = 29,0$ GPa

ciężar objętościowy: 24,00 kN/m³

współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,10$

Zbrojenie:

klasa stali: A-III (**34GS**) → $f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 500$ MPa

otulina zbrojenia $c_{nom} = 50$ mm

Założenia obliczeniowe:

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: $f = 0,26$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50
- przy korekcie nachylenia wypadkowej obciążenia: 1,00

Czas trwania robót: do 1 roku ($\lambda=0,00$)

Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych N_k $N/N_k = 1,20$

WYNIKI-PROJEKTOWANIE:

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA - wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **$z = 0,40$ m**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 995,7$ kN

$N_r = 279,8$ kN < $m \cdot Q_{fN} = 806,5$ kN (34,7%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 58,5$ kN

$T_r = 0,0$ kN < $m \cdot Q_{fT} = 42,1$ kN (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{OB,2-3} = 0,00$ kNm, moment utrzymujący $M_{UB,2-3} = 206,91$

kNm

$M_0 = 0,00$ kNm < $m \cdot M_u = 149,0$ kNm (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,10$ cm, wtórne $s'' = 0,00$ cm, całkowite $s = 0,10$ cm

$s = 0,10$ cm < $s_{dop} = 7,00$ cm (1,4%)

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU - wg PN-B-03264: 2002

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Pole powierzchni wielokąta $A = 1,12 \text{ m}^2$

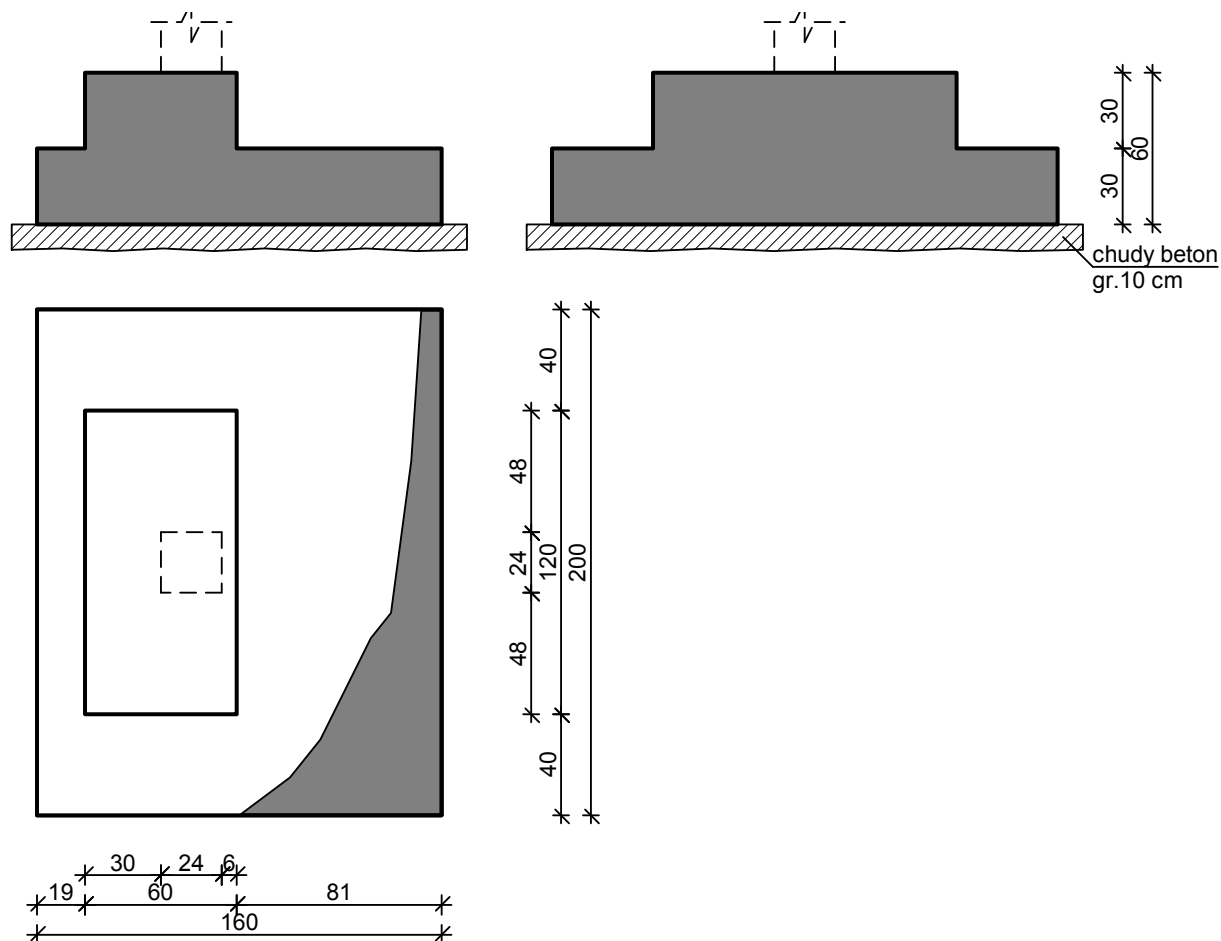
Siła przebijająca $N_{Sd} = (g+q)_{\max} \cdot A = 77,4 \text{ kN}$

Nośność na przebicie $N_{Rd} = 296,6 \text{ kN}$

$N_{Sd} = 77,4 \text{ kN} < N_{Rd} = 296,6 \text{ kN} \quad (26,1\%)$

Wymiarowanie zbrojenia:

nie zadeklarowano obliczeń zbrojenia



Wykaz zbrojenia dla 1 stopy

Nr	Średnica [mm]	Długość [cm]		Długość ogólna [m]	
				St0S-b	34GS
1	12	165	4	φ6	φ12
2	6	65	5	3,25	6,60
Długość ogólna wg średnic [m]				3,3	6,6
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,888
Masa prętów wg średnic [kg]				0,7	5,9
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				0,7	5,9
Masa całkowita [kg]				7	

IV. CZĘŚĆ RYSUNKOWA

<i>Temat rysunku</i>	<i>Skala</i>	<i>Nr rys.</i>
RZUT FUNDAMENTÓW	1:20/1:100	K-1
SZCZEGÓŁ STÓP FUNDAMENTOWYCH	1:20	K-2
RZUT PARTERU	1:20/1:100	K-3
RZUT I PIĘTRA	1:20/1:100	K-4
ZBROJENIE PŁYTY PL. 1.1	1:50	K-5
ZESTAWIENIE STALI ZBROJENIOWEJ PŁYTY PL 1.1	1:50	K-5'
BELKA B2, B3, B4	1:20	K-6
BELKA B5, B6, B7	1:20	K-7
BELKA B8, B9, B10	1:20	K-8
ZBROJENIE SCHODÓW NR 1	1:20	K-9
ZBROJENIE SCHODÓW NR 2	1:20	K-10
KONSTRUKCJA STROPU NAD I PIĘTREM	1:100	K-11
RZUT WIĘŻBY	1:100	K-12

Oświadczam, że niniejszy projekt budowlany został wykonany zgodnie z obowiązującymi przepisami, Polskimi Normami oraz zasadami wiedzy technicznej.
