

PROJEKT WYKONAWCZY

BRANŻA KONSTRUKCYJNA

NAZWA ZAMIERZENIA BUDOWLANEGO	Budowa budynku Zespołu Szkolno-Przedszkolnego wraz z niezbędną infrastrukturą towarzyszącą (wiaty rowerowe, instalacje kanalizacji sanitarnej i deszczowej, instalacja zewnętrzna wody deszczowej do nawadniania, instalacja zewnętrzna gazu, instalacja elektryczna i linia kablowa oświetlenia) Kategoria obiektu: IX
ADRES INWESTYCJI:	Ul. Wiedzy, 55-003 Nadolice Wielkie Jednostka ewidencyjna: 220301_2.0011 Nazwa i nr obrębu ewidencyjnego: 0011, Nadolice Wielkie Numer działki ewidencyjnej: dz. nr 309/1026; 309/1027
INWESTOR:	Gmina Czernica ul. Kolejowa 3, 55-003 Czernica
DATA OPRACOWANIA:	09.2024

Niniejsza koncepcja wielobranżowa wraz z całością dokumentacji **stanowi tajemnicę przedsiębiorstwa BCM Architekci Sp. z o.o.** w rozumieniu ustawy z dnia 16 kwietnia 1993 r. o zwalczaniu nieuczciwej konkurencji (tj. Dz. U. z 2020 r. poz. 1913 z późn. zm.) i znajdują do niego zastosowanie ograniczenia wynikające z art. 2 w zw. z art. 5 ust. 2 Ustawa z dnia 6 września 2001 r. o dostępie do informacji publicznej (tj. Dz. U. z 2020 r. poz. 2176 z późn. zm.).

BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

PROJEKT WYKONAWCZY	
1.OPIS TECHNICZNY – KONSTRUKCJ.....	3
1.1.PRZEDMIOT OPRACOWANIA.....	3
1.1.1 ETAPOWANIE	3
1.2.ZAKRES OPRACOWANIA.....	3
1.3. PODSTAWA OPRACOWANIA	3
1.4.WARUNKI GEOLOGICZNO-INŻYNIERSKIE.....	4
1.4.1. WARUNKI HYDROGEOLOGICZNE.....	4
1.4.2. WPŁYW EKSPLOATACJI GÓRNICZEJ.....	5
1.4.3.KATEGORIA GEOTECHNICZNA.....	5
1.5.CHARAKTERYSTYKA OGÓLNA KONSTRUKCJI OBIEKTU BUDOWLANEGO	5
1.6.UKŁAD KONSTRUKCYJNY – ZASTOSOWANE SCHEMATY STATYCZNE.....	6
1.7.ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ:.....	7
1.7.1 Obciążenia stałe.....	7
1.7.2 Obciążenia zmienne.....	8
1.8.Wyciąg z obliczeń statycznych wybranych elementów konstrukcji.....	9
1.8.1 Rama główna hali sportowej.....	9
1.8.2 Strop nad partem osie A-E/Z ; 3-18.....	15
1.8.3 Belki żelbetowe.....	19
1.8.4 Słupy żelbetowe.....	30
1.8.5 Fundamenty.....	33
1.9.Rozwiązania budowlane konstrukcyjno-materiałowe.....	43
1.10.MATERIAŁY KONSTRUKCYJNE.....	45
1.11.WYTYCZNE REALIZACJI.....	46
1.12.PLAN BEZPIECZEŃSTWA I OCHRONY ZDROWIA.....	46
1.13.ZABEZPIECZENIE ANTYKOROZYJNE KONSTRUKCJI BETONOWYCH.....	46
1.14.UWAGI I ZALECENIA OGÓLNE.....	47
2. OGÓLNE ZASADY WYKONYWANIA ROBÓT BUDOWLANYCH.....	47
3.ZGODNOŚĆ ROBÓT Z DOKUMENTACJĄ.....	79

1. OPIS TECHNICZNY – CZĘŚĆ KONSTRUKCYJNA

1.1 PRZEDMIOT OPRACOWANIA

Przedmiotem opracowania jest część konstrukcyjna Projektu Wykonawczego budowy zespołu szkolno-przedszkolnego w Nadolicach Wielkich, ul. Wiedzy, 55-003 Nadolice Wielkie, działki nr: 309/1026, 309/1027; AM-01; Nadolice Wielkie

1.1.1 ETAPOWANIE

Ze względu na obszerność inwestycji obiekt oraz projekt został podzielony na etapy realizacji. Wyróżniono trzy etapy:

Etap 1 – obejmuje budynek przedszkolny -oś 19- do P8, część komunikacyjną i stołówkową - oś 2 do P8, A' do Z', część hali sportowej – oś 2 do 6, oś O do E oraz część budynku szkoły w osiach W do Z / 13 do 18.

Etap 2 – obejmuje część dwukondygnacyjną między osiami E1 do E8 / A' do osi EA

Etap 3 – obejmuje hale sportową między osiami 1 do 2 / B do O

1.2 ZAKRES OPRACOWANIA I CHARAKTERYSTYKA PROJEKTOWANEGO OBIEKTU.

W ramach opracowania wykonano obliczenia elementów konstrukcyjnych budynku wraz dobraniem przekrojów elementów nośnych i usztywniających. Wykonano rzuty konstrukcyjne. Obliczenia w archiwum Projektanta.

1.3 PODSTAWA OPRACOWANIA

1. Dokumentacja architektoniczna wg BCM ARCHITEKCI, ul. Purkyniego 1, p.413; 50-155 Wrocław
2. Projekt Geotechniczny dla projektowanego zespołu szkolno-przedszkolnego bez podpiwniczenia Nadolice Wielkie na działkach nr 309/1026, 309/1027. wykonana przez PWB Geo ul. Owsiana 16 56-400 Oleśnica,
Dokumentacja Wyników Badań Podłoża Budowlanego projektowanego zespołu szkolno-przedszkolnego bez podpiwniczenia Nadolice Wielkie na działkach nr 309/1026, 309/1027, wykonana przez PWB Geo ul. Owsiana 16 56-400 Oleśnic
3. Uzgodnienia i wytyczne branżowe
4. Obowiązujące polskie normy i przepisy prawa budowlanego:
 - PN-EN 1990:2004 Eurokod - Podstawy projektowania konstrukcji Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości,
 - PN-EN 1991-1-1:2004 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje - Część 1-1: Oddziaływania ogólne - Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach,
 - PN-EN 1991-1-6:2007 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje - Część 1-6: Oddziaływania ogólne - Oddziaływania w czasie wykonywania konstrukcji
 - PN-EN 1991-1-3:2005 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje - Część 1-3: Oddziaływania ogólne - Obciążenie śniegiem,
 - PN-EN 1991-1-4:2008 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje - Część 1-4: Oddziaływania ogólne - Oddziaływania wiatru,
 - PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne - Część 1: Zasady ogólne,
 - PN-EN 1991-1-5:2005 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje - Część 1-5: Oddziaływania ogólne Oddziaływania termiczne,
 - PN-EN 1990:2004 Eurokod - Podstawy projektowania konstrukcji,

BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

- PN-EN 1993-1-1:2006 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków,
- PN-EN 1993-1-8:2008 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 1-8: Projektowanie węzłów,
- PN-EN 1993-1-3:2008 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 1-3: Reguły ogólne - Reguły uzupełniające dla konstrukcji z kształtowników i blach profilowanych na zimno,
- PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1-1: Reguły ogólne i reguły
- PN-EN 1995-1-1:2010 Eurokod 5: Projektowanie konstrukcji drewnianych - Część 1-1: Postanowienia ogólne – Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków,
- PN-EN 1996-1-1:2010 Eurokod 6 - Projektowanie konstrukcji murowych - Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych,
- PN-EN 1996-2:2010 Eurokod 6 - Projektowanie konstrukcji projektowe, dobór materiałów i wykonanie murów,
- PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne - Część 1: Zasady ogólne,

1.4 WARUNKI GEOLOGICZNO-INŻYNIERSKIE

W wyniku prac dokumentacyjnych w podłożu projektowanej inwestycji do głębokości rozpoznania, tj. 8,0 m p.p.t. stwierdzono występowanie gruntów o mało zróżnicowanej litologii, pochodzenia rzeczno i lodowcowego przy poziomym układzie warstw.

Przypowierzchniowo stwierdzono grunty organiczne gleby do głębokości około 0,4 m pod nimi grunty niespoiste piaski i żwiry rzeczne o maksymalnej miąższości do 5,8 m p.p.t. Pod rzecznoimi paskami znajduje się pakiet gruntów spoistych twardoplastycznych glin lodowcowych.. Zostały one zaliczone do gruntów spoistych konsolidacji geologicznej „B”. Docelowa miąższość pakietu gruntów pochodzenia lodowcowego nie została określona.

Występujące w podłożu projektowanego budynku grunty rodzime sklasyfikowano zgodnie z Normą PN-81/B-03020 do 7 warstw geotechnicznych, jednorodnych pod względem genetycznym oraz cech fizycznych i mechanicznych gruntów. Grunty niespoiste zaklasyfikowano do 4 warstw, spoiste do 3 warstw.

Warstwa B1

Do warstwy tej zaliczono gliny, o uśrednionym stopniu plastyczności $IL=0,10$, stan twardoplastyczny.

Warstwa B2

Do warstwy tej zaliczono gliny, o uśrednionym stopniu plastyczności $IL=0,20$, stan twardoplastyczny.

Parametry geotechniczne:

Warstwa B3

Do warstwy tej zaliczono gliny, o uśrednionym stopniu plastyczności $IL=0,55$, stan miękkooplastyczny.

Warstwa I

Do warstwy tej zaliczono piaski drobne o uśrednionym stopniu zagęszczenia $ID=0,55$, stan średnio zagęszczony.

Warstwa II

Do warstwy tej zaliczono piaski średnie o uśrednionym stopniu zagęszczenia $ID=0,55$, stan średnio zagęszczony.

Warstwa Ia

Do warstwy tej zaliczono piaski drobne o uśrednionym stopniu zagęszczenia $ID=0,70$, stan zagęszczony.

Warstwa IIa

BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

Do warstwy tej zaliczono piaski średnie o uśrednionym stopniu zagęszczenia $ID=0,70$, stan zagęszczony.

1.4.1. WARUNKI HYDROGEOLOGICZNE

Wodę gruntową nawiercono tuż pod warstwą gleby ma to związek z porą roku, a także z roztopami śniegu. Wody podziemne w formie warstwy wodonośnej o zwierciadle swobodnym stwierdzono we wszystkich otworach w obrębie piasków drobnych. Zwierciadło wody zostało nawiercone na głębokości od 1,5 do 0,5 m p.p.t., a stabilizowało się na głębokości 0,3 m p.p.t. co należy uznać za wartość wysoką.

1.4.2. WPŁYW EKSPLOATACJI GÓRNICZEJ

Nie występuje

1.4.3. KATEGORIA GEOTECHNICZNA

Zgodnie z Rozporządzenia Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 25 kwietnia 2012 r. (Dz. U. 2012, poz. 463) w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych, dla planowanej inwestycji przyjmuje się **II kategorię geotechniczną** obiektu budowlanego **w prostych** warunkach gruntowo-wodnych.

1.5. CHARAKTERYSTYKA OGÓLNA KONSTRUKCJI OBIEKTU BUDOWLANEGO

Budynek szkoły projektuje się jako jedno oraz dwukondygnacyjny, niepodpiwniczony, posadowiony na ławach i stopach fundamentowych o gr. 40 cm. Od góry zamknięty stropodachami płaskimi. Na planie konstrukcyjnym można wyodrębnić cztery części składowe obiektu połączone częścią wspólną. Część wspólna to przede wszystkim przestrzeń komunikacyjna – obszerne klatki schodowe, szerokie korytarze oraz winda.

Zachodnią część obiektu szkoły stanowi obszerna hala sportowa na rzucie prostokąta o wymiarach 26x47 m, o wysokości do góry attyki około 11,3 m. Konstrukcję hali sportowej stanowią słupy wspornikowo zamocowane w stopach, słupy połączone są wieńcami ze ścianami murowanymi-obwodowymi, tworząc układ tarczowy zapewniając sztywność na kierunku przebiegu ścian. Od góry hala sportowa przykryta jest dachem z płyt warstwowych typu sandwich. Płyty oparte są na płatwiach z drewna klejonego w rozstawie co 2 m. W płaszczyźnie dachu zaprojektowano stężenia stalowe typu „X”. Główną konstrukcję nośną dachu stanowią dźwigary z drewna klejonego o przekroju 28x165 cm i rozpiętości 26,5 m. Podparcie dla dźwigarów stanowią słupy żelbetowe o wymiarach 40x60 zaopatrzone w powiększone górne głowice. Dźwigary są rozmieszczone w rozstawie co 6 m. W hali sportowej zaprojektowano trybuny dla widzów powyżej poziomu +3,26 m. Będą to trybuny prefabrykowane, podparcie dla trybun stanowią niskie ścianki murowane na stropie, ścianki od góry zamknięte wieńcami żelbetowymi.

Hala sportowa jest połączona z częścią dwukondygnacyjną obiektu także przeznaczoną na cele sportowe. W tej części znajduje się mniejsza sala sportowa o wymiarach około 16x20 m przykryta stropem z płyt kanałowych opartych na ścianach żelbetowych. Nad mniejszą salą sportową projektowane jest boisko sportowe.

Pozostała część szkoły jest projektowana w konstrukcji mieszanej - ścianowo – stropowej oraz słupowo - belkowej. Stropy w głównej mierze są prefabrykowane typu filigran o grubościach od 22 do 28cm. Nad obszarami o rozpiętościach powyżej 8m zaprojektowano stropy z płyt kanałowych o grubościach 40 i 50cm. W miejscach newralgicznych stropy wzmocnione są podciągami monolitycznymi. Nad oknami, drzwiami i przebiciami instalacyjnymi zaprojektowano nadproża wylwane, dla przebić o mniejszych rozpiętościach przewidziano nadproża prefabrykowane typu L19. Ściany zaprojektowano z bloczków silikatowych, w miejscach koncentracji obciążeń wzmocniono trzpieniami żelbetowymi, filarki międzyokienne wykonano jako żelbetowe lub murowane wzmocnione trzpieniem żelbetowym.

Od góry budynki są przykryte stropodachami zaopatrzonymi w attyki żelbetowe. Na część stropodachów przewidziano powierzchnię przystosowaną konstrukcyjnie pod ustawienie urządzeń wentylacyjnych oraz innych instalacji. Podkonstrukcje pod urządzenia o znacznych masach zaprojektowano jako systemowe rozwiązania w konstrukcji stalowej, także podkonstrukcje pod kanały wentylacyjne w hali sportowej są jako systemowe konstrukcje stalowe.

Komunikację pionową dla obiektu stanowi siedem klatek schodowych oraz dwa dźwigi osobowe. Biegi schodowe oraz spoczniki zaprojektowano jako prefabrykowane. Trzony szybów windowych są zaplanowane jako monolityczne.

Nad wejściami do budynku szkoły zaprojektowano zadaszienia monolityczne prefabrykowane na łącznikach termoizolacyjnych.

Wokół budynku szkoły zaprojektowano elementy małej architektury oraz oprawy oświetleniowe na fundamentach prefabrykowanych. Także fundamenty dla masztów 14-metrowych pod oświetlenie boiska zaprojektowano jako systemowe – prefabrykowane.

Wiaty śmietnikowe oraz wiaty na rowery są w konstrukcji stalowej z kształtowników zamkniętych oraz dwuteowych, fundamenty stanowią stopy i ławy. Poziom posadowienia fundamentów dla tych obiektów znajduje się poniżej poziomu przemarzania.

1.6 . UKŁAD KONSTRUKCYJNY – ZASTOSOWANE SCHEMATY STATYCZNE

Budynek posadowiono na ławach i stopach fundamentowych. Konstrukcja zaprojektowana została jako układ płytowo/ścianowy. Trzpień żelbetowy monolityczny zaprojektowano jako usztywnienie ścian nośnych murowanych. Ściany nośne zlokalizowano w układzie mieszanym. Na ścianach i belkach żelbetowych oparto stropy żelbetowe grubości 20,22 i 28cm cm a także stropy z płyt kanałowych gr.50 i 40 cm. Stropy kanałowe wg Projektu dostawcy. Otworowanie płyt kanałowych powinno być uzgodnione z dostawcą płyt . Klatkę schodową zaprojektowano jako murowaną wzmocnianą trzpieniami Biegi schodowe żelbetowe prefabrykowane.

Elementami nośnymi hali sportowej są dźwigary z drewna klejonego jedno przęsłowe, połączenie ze słupami żelbetowymi przegubowo w kierunku osi głównej elementu. Dźwigary dachowe jako elementy z drewna klejonego GI32h. Słupy żelbetowe w rozstawie 6m projektuje się o wymiarach 40x60cm słupy utwierdzone w stopie fundamentowej. W głowicy słupa umieścić marki pod montaż dźwigarów. Ściany szczytowe hali zaprojektowano jako murowane usztywnione trzpieniami żelbetowymi oraz wieńcami. Ściany posadowione na ławach fundamentowych.

SCHEMAT STATYCZNY ŁAW/STÓP FUNDAMENTOWYCH

Przyjęto schemat statyczny ław i stóp jako wspornikowy tzn. wspornikowe zamocowanie względem ściany/słupa. Wymiary ław przyjęto w taki sposób aby naprężenia nie przekraczały nośności podłoża gruntowego. Sprawdzono warunek na przebiecie.

SCHEMATY STATYCZNE STROPÓW

Stropy zaprojektowano jako żelbetowe typ żelbetowy typu FILGRAN oraz kanałowe typ HCU, o schematach statycznych belek wieloprzęsłowych i krzyżowo zbrojonych opartych przegubowo na ścianach wewnętrznych i zewnętrznych nośnych. Przy projektowaniu żelbetowych płyt uwzględniono wpływ zarysowania na wartości użytkowe ugięć (zgodnie z PN-B-03264:2002).

SCHEMATY STATYCZNE BELEK

Jako schematy statyczne belek przyjęto belki jednoprzęsłowe, dwu i trzyprzęsłowe. Rozpiętość przęseł wynika z układu podparć elementu w osiach. Obciążenia elementów przyjęto zgodnie z wyznaczonymi reakcjami. Obciążenie równomiernie rozłożone na belce w szczególnych przypadkach występują siły skupione.

SCHEMATY STATYCZNE TRZPIENI/SŁUPÓW

Jako schematy statyczne trzpieni/słupów przyjęto trzpienie/słupy jednokondygnacyjne, połączone przegubowo z fundamentem. W poziomie stropów usztywnienie poziome. Obciążenie stanowią reakcje z belek lub ścian.

SCHEMATY STATYCZNE NADPROŻY

Jako schematy statyczne nadproży przyjęto belki jednoprzęsłowe. Rozpiętość przęseł wynika z układu podparć elementu w osiach. Obciążenia elementów przyjęto zgodnie z wyznaczonymi reakcjami.

SCHEMATY STATYCZNE SŁUPÓW HALI SPORTOWEJ

Jako schematy statyczne słupów przyjęto słupy jednokondygnacyjne utwierdzone w stopach fundamentowych. Obciążenie stanowią reakcje z dźwigarów dachowych oraz obciążenia atmosferyczne.

SCHEMATY STATYCZNE DŹWIGARÓW DACHOWYCH HALI SPORTOWEJ

Jako schematy statyczne dźwigarów dachowych przyjęto belki jednoprzęsłowe, połączone ze słupami żelbetowymi przegubowo w kierunku osi głównej elementu. Rozpiętość 26,76m w osiach.

1.7 ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ:

Obciążenia konstrukcji zostały przyjęte zgodnie z obowiązującymi normami. Obciążenia stałe wynikają z warstw wykończeniowych stropów i stropodachów, uwzględniają one również elementy podwieszone do stropu. Obciążenia zmienne wynikają z przeznaczenia poszczególnych pomieszczeń budynku.

1.7.1 Obciążenia stałe

Obciążenia stałe warstwami wykończeniowymi zostały dobrane indywidualnie do każdej z przegród według przekroi architektonicznych .

Rodzaj obciążeń stałych	Wartość charakterystyczna	Współczynnik obliczeniowy
-------------------------	---------------------------	---------------------------

BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

Wykończenie stropu A	2,10 kN/m ²	1,3
Wykończenie stropu B/B1	2,10 kN/m ²	1,3
Wykończenie stropu C	2,20 kN/m ²	1,3
Wykończenie stropu D	2,80 kN/m ²	1,3
Wykończenie stropu D1	3,50 kN/m ²	1,3
Wykończenie stropu D2	1,20 kN/m ²	1,3
Wykończenie stropu D3	3,10 kN/m ²	1,3
Wykończenie stropu D4	2,70 kN/m ²	1,3
Wykończenie stropu D5	7,70 kN/m ²	1,3
Wykończenie stropu D6	1,40 kN/m ²	1,3

1.7.2 Obciążenia zmienne

Obciążenie śniegiem

Założono standardowe obciążenie śniegiem, zgodnie z zaleceniami normowymi

Przyjęto I strefę śniegową

Obciążenie śniegiem wg PN-EN 1991-1-3:2005 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje - Część 1-3: Oddziaływania ogólne - Obciążenie śniegiem

(strefa 1, A=123,10m n.p.m. -> $Q_k=0,7 \text{ kN/m}^2$, $C_e=1,0$, $u_1=0,8$) Częściowy współczynnik bezpieczeństwa $\gamma_f=1,5$.

$S_k=0,70 \text{ kN/m}^2 \times 1 \times 0,8 = 0,56 \text{ kN/m}^2$ - charakterystyczne obciążenie śniegiem

$S=0,56 \text{ kN/m}^2 \times 1,5 = 0,84 \text{ kN/m}^2$ - obliczeniowe obciążenie śniegiem

Obciążenie wiatrem

Założono standardowe obciążenie wiatrem, zgodnie z zaleceniami normowymi.

Przyjęto I strefę wiatrową

Obciążenie wiatrem dachu budynku wg PN-EN 1991-1-4:2008 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje -

Część 1-4: Oddziaływania ogólne - Oddziaływania wiatru

strefa 1, H=123,10m n.p.m., kategoria terenu II -> $q_b=0,30 \text{ kN/m}^2$,

Częściowy współczynnik bezpieczeństwa $\gamma_f=1,5$.

budowla zamknięta, Z=9m -> wsp. aerodyn. $C_e=2,24$,

$q_p(z)=0,30 \text{ kN/m}^2 \times 2,24=0,67 \text{ kN/m}^2$ -wartość charakterystyczna

$q_p(z) \times \gamma_f = 0,67 \text{ kN/m}^2 \times 1,5=1,01 \text{ kN/m}^2$ -wartość obliczeniowa

Obciążenie użytkowe w zależności od funkcji obiektu wg:

Rodzaj obciążeń zmiennych technologicznych	Wartość charakterystyczna	Współczynnik obliczeniowy
Obciążenie stropu A	3,00 kN/m ²	1,50
Obciążenie stropu B	4,00 kN/m ²	1,50
Obciążenie stropu B1	5,00 kN/m ²	1,50

BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

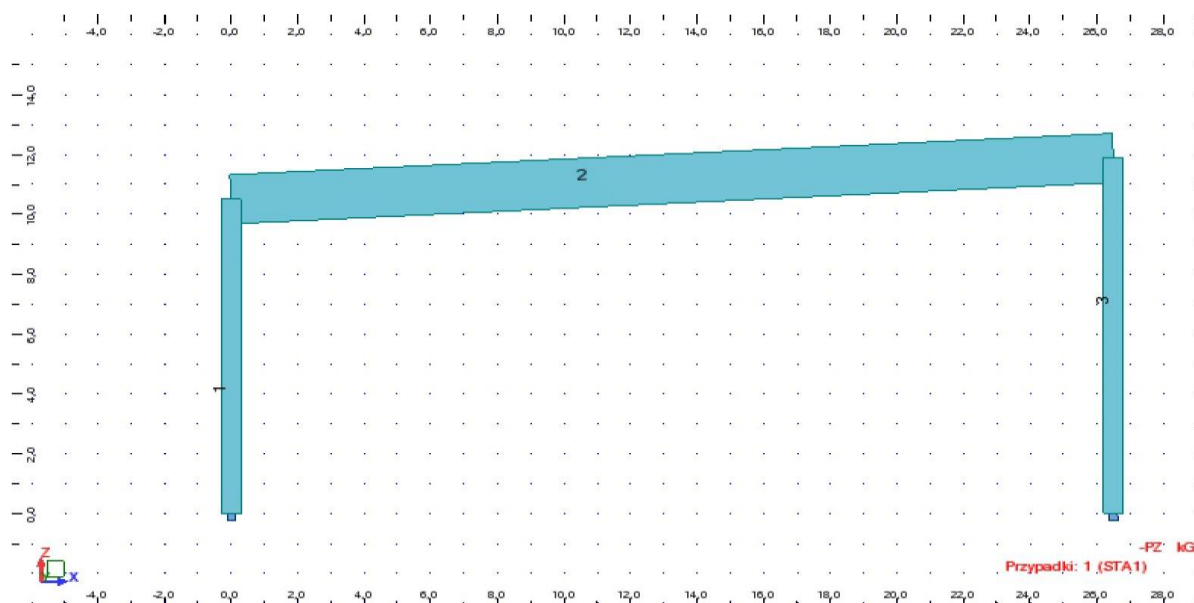
www.bcmarchitekci.pl

Obciążenie stropu C	5,00 kN/m ²	1,50
Obciążenie stropu D	3,00 kN/m ²	1,50
Obciążenie stropu D1	3,00 kN/m ²	1,50
Obciążenie stropu D2	5,00 kN/m ²	1,50
Obciążenie stropu D3	1,00 kN/m ²	1,50
Obciążenie stropu D4	5,00 kN/m ²	1,50
Obciążenie stropu D5	2,00 kN/m ²	1,50
Obciążenie stropu D6	1,00 kN/m ²	1,50
Obciążenie zastępcze od ścianek działowych	1,25 kN/m ²	1,50

1.8 WYCIĄG Z OBLICZEŃ STATYCZNYCH WYBRANYCH ELEMENTÓW KONSTRUKCJI

1.8.1 Rama główna hali sportowej

Model konstrukcji



Pręt	Węzeł 1	Węzeł 2	Przekrój	Materiał	Długość (m)	Gamma (Deg)	Typ
1	1	2	S 40x60	B37	10,50	0,0	Słup żelbetowy
2	2	3	PROST_2	GL32h	26,54	0,0	Belka drewniana
3	3	4	S 40x60	B37	11,89	0,0	Słup żelbetowy

BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

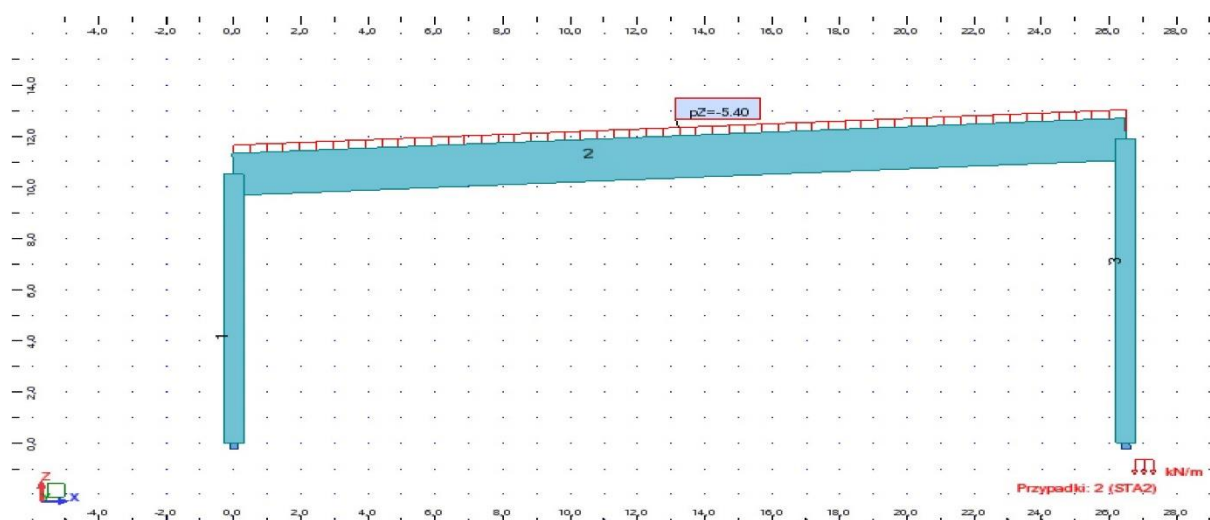
Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89
tel. kom: +48 600 908 900

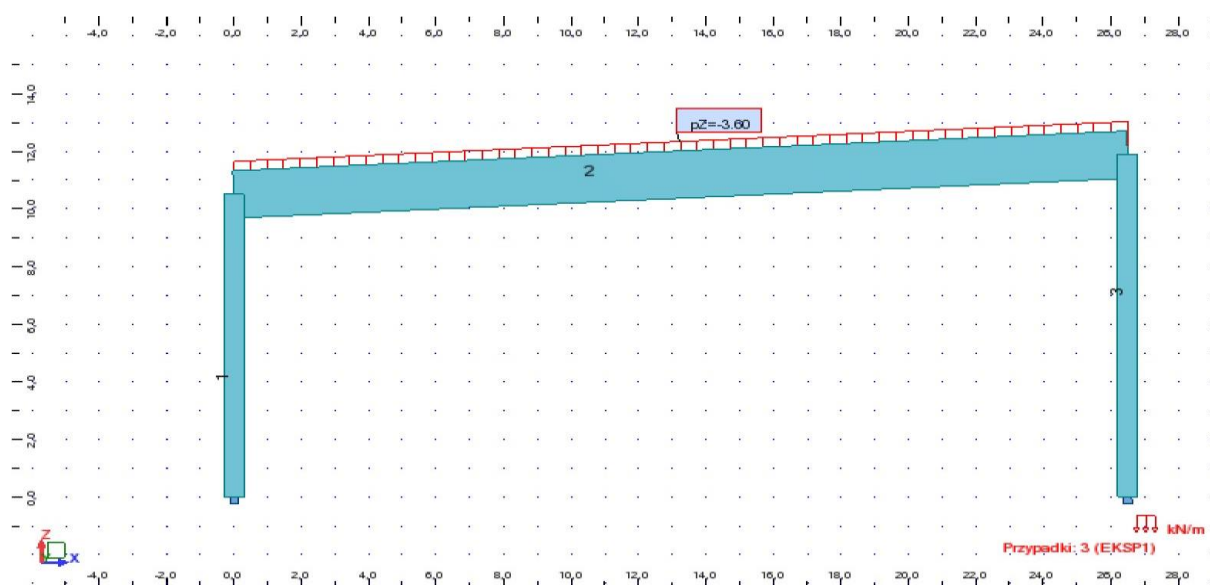
biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

Obciążenia stałe



Obciążenia zmienne



BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

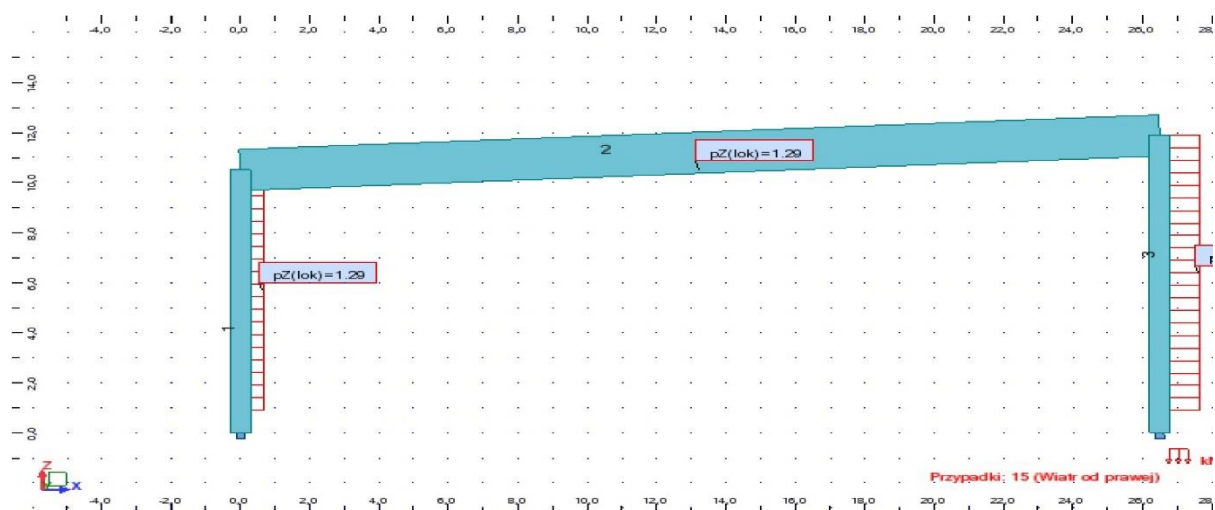
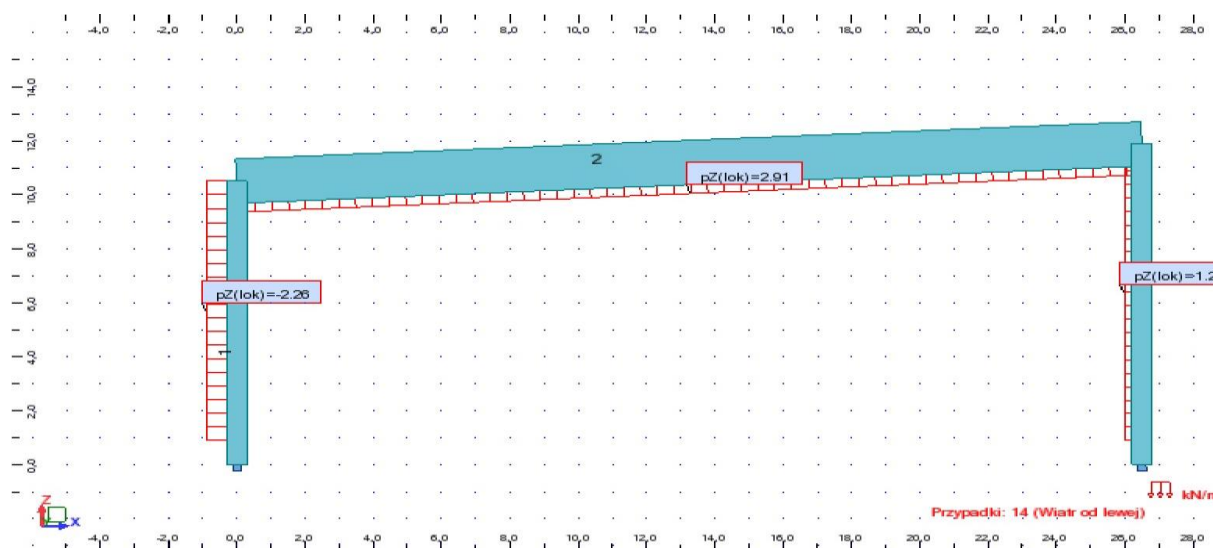
tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

Obciążenia wiatrem



BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

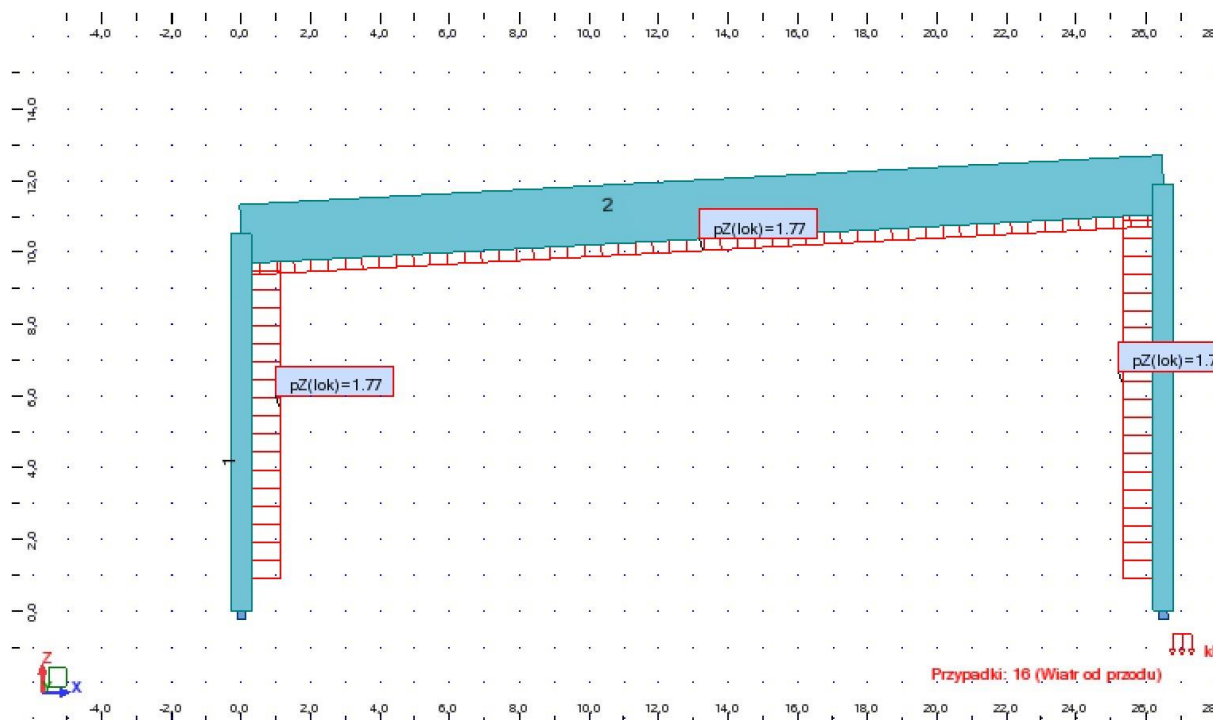
Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89

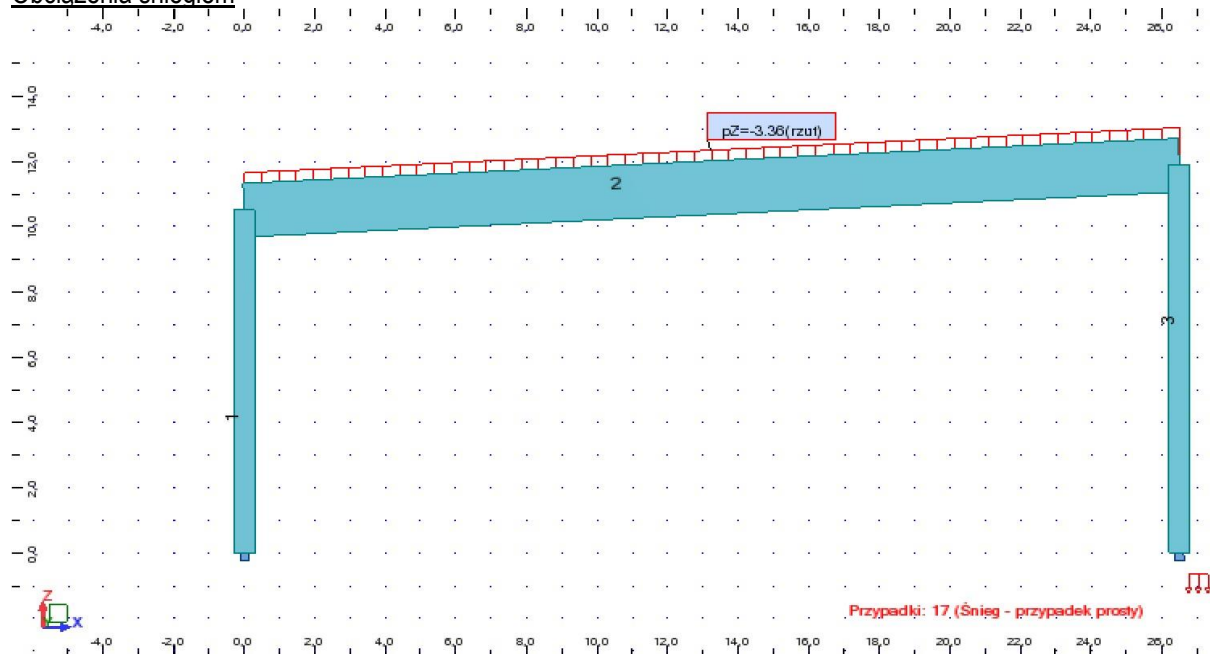
tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

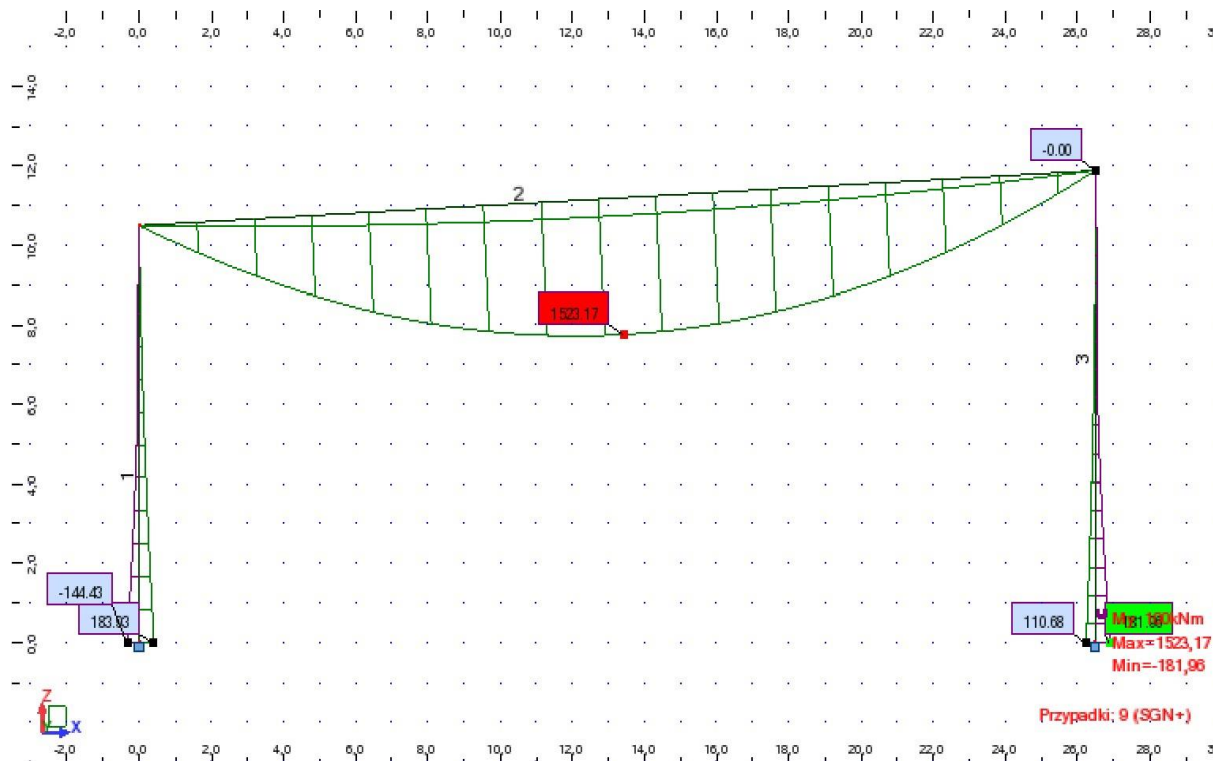
www.bcmarchitekci.pl



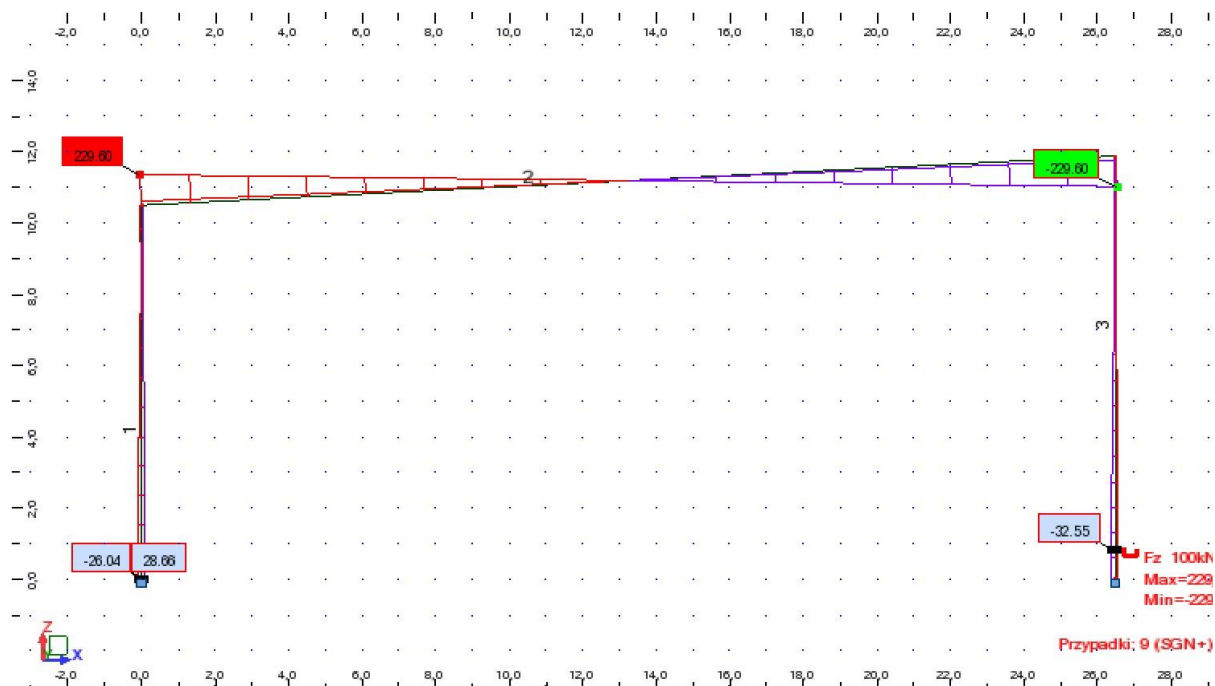
Obciążenia śniegiem



Momenty zginające M_y



Siły tnące F_z



BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Pułkownika 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

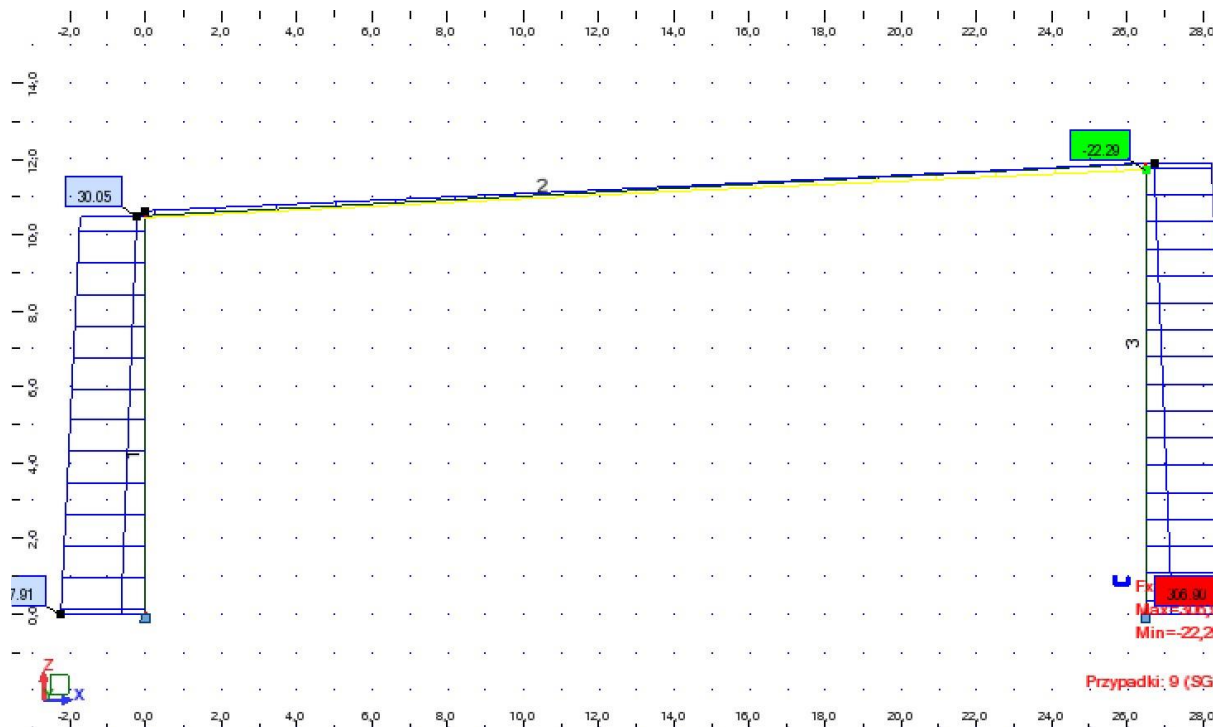
Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89
tel. kom: +48 600 908 900

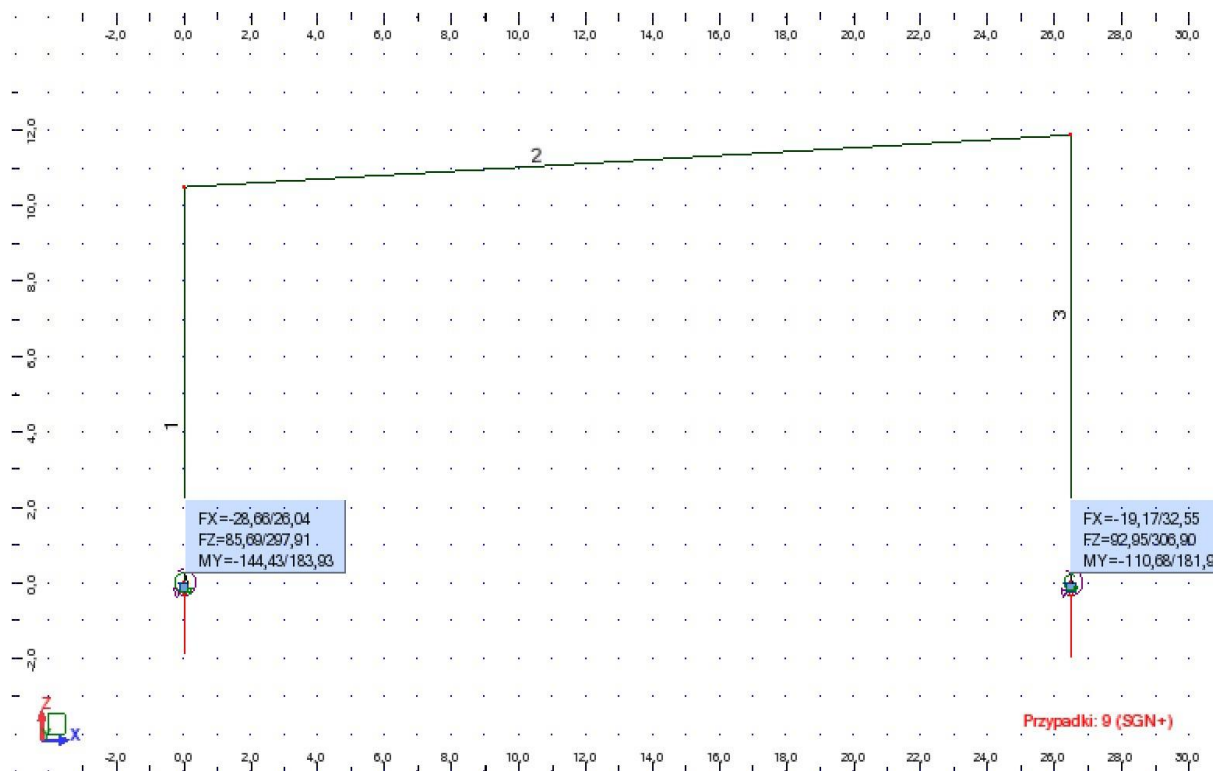
biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

Sily osiowe Fx



Reakcje



BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

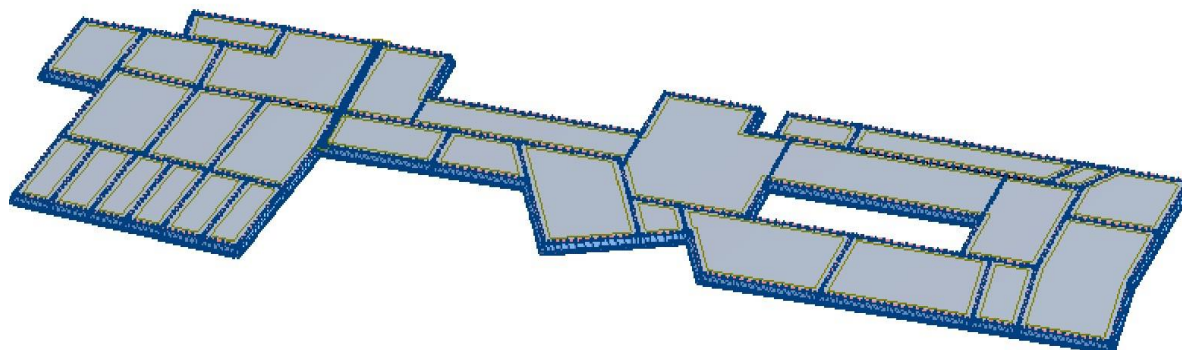
tel.: +48 71 342 38 89
tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

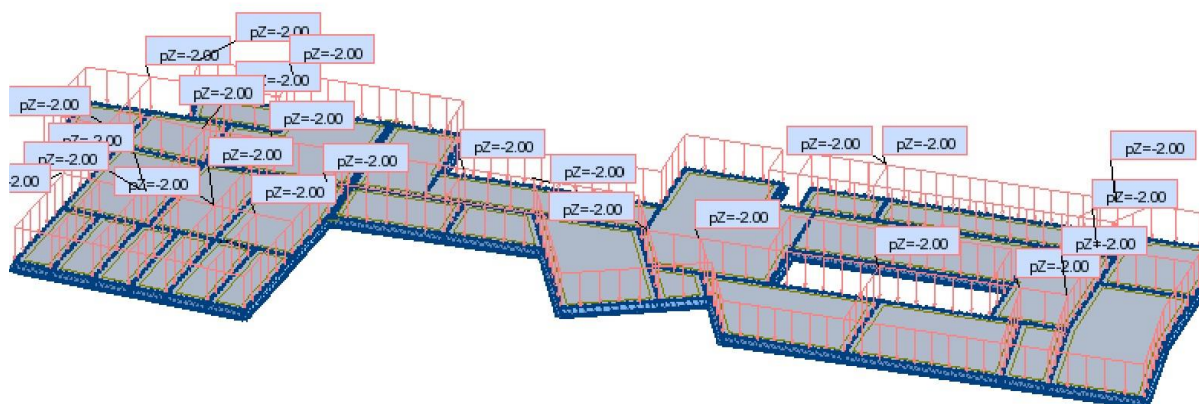
1.8.2 Strop nad partem osie A-E/Z ; 3-18

Model obliczeniowy



-PZ kG
Przypadki: 1 (STA1)

Obciążenie stałe



kPa
Przypadki: 2 (STA2)

BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

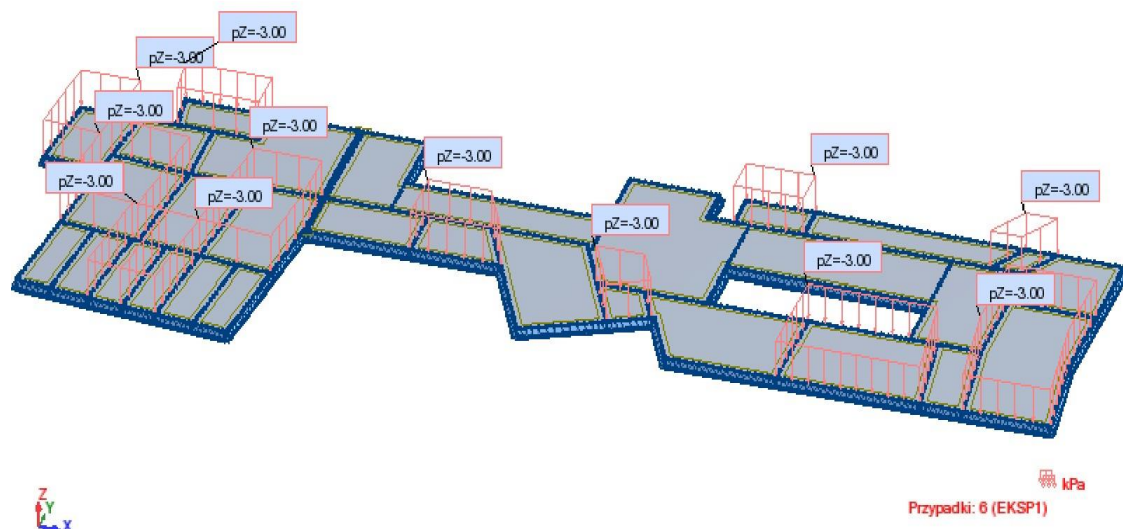
tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

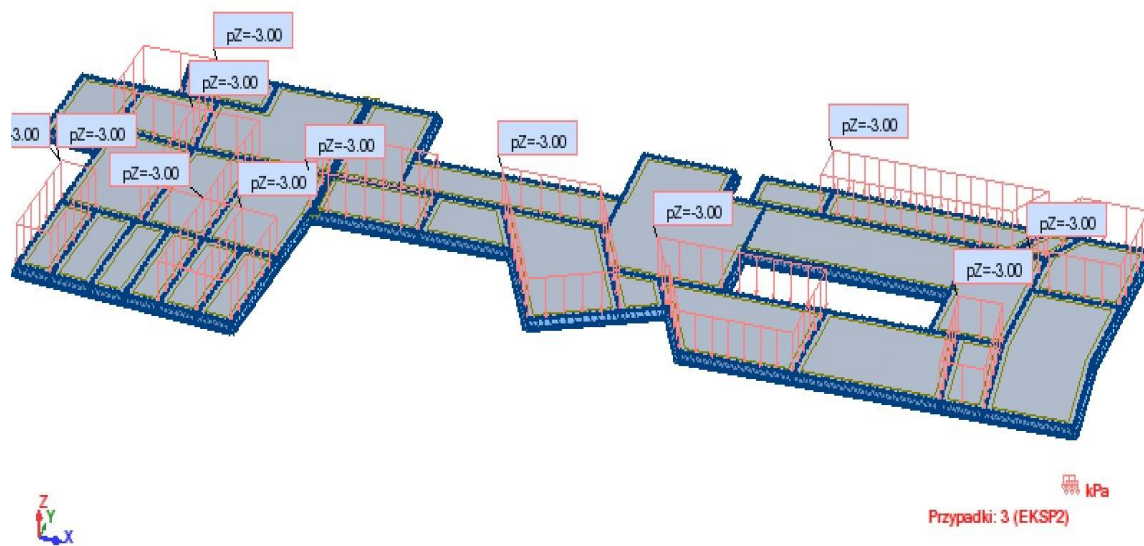
biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

Obciążenie zmienne 1



Obciążenie zmienne 2



BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

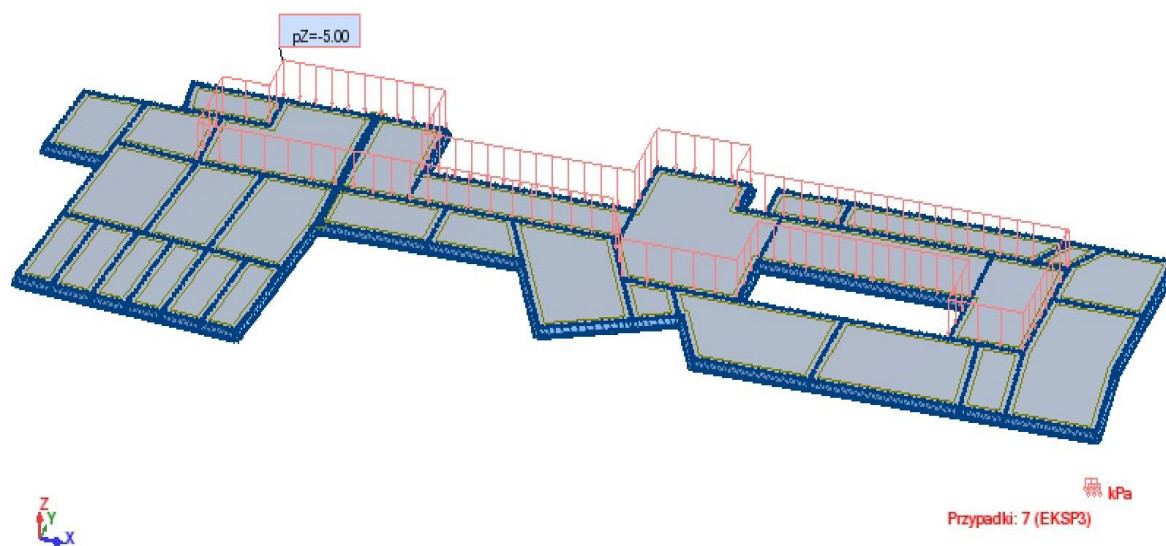
Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89
tel. kom: +48 600 908 900

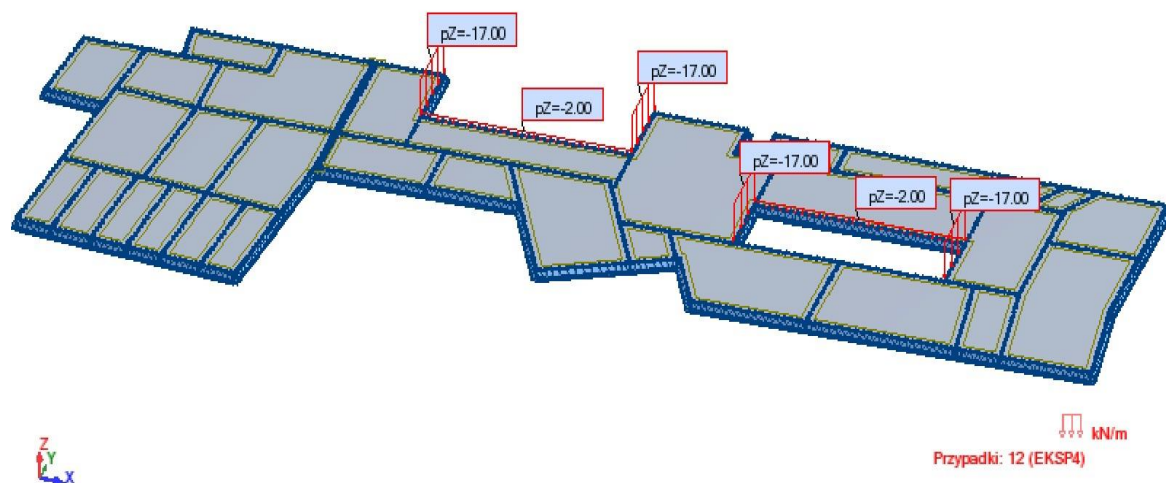
biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

Obciążenie zmienne 3



Obciążenie zmienne 4



BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

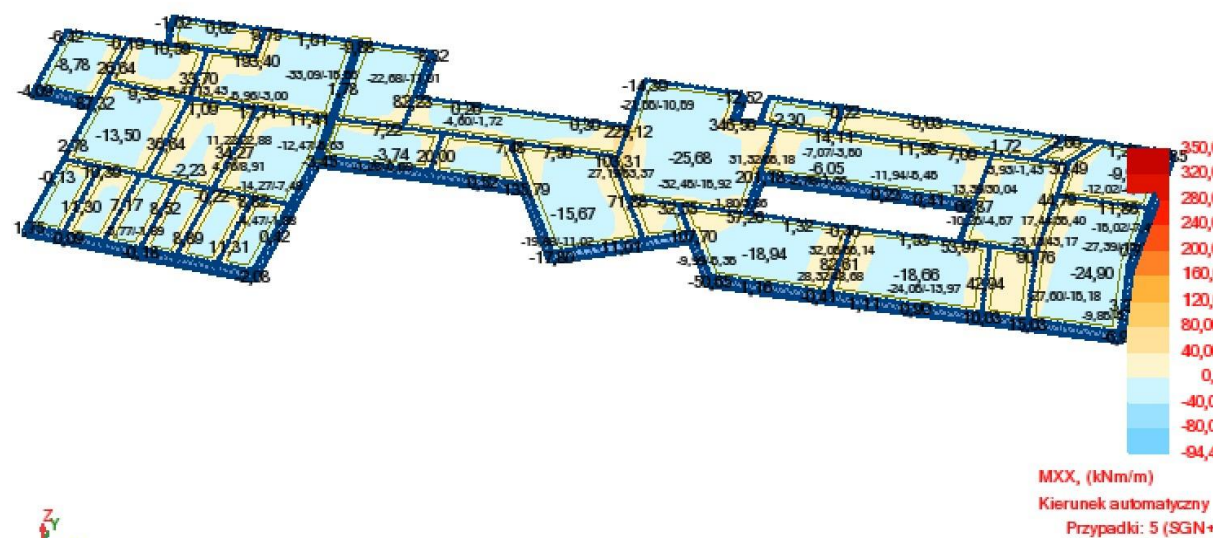
Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89
tel. kom: +48 600 908 900

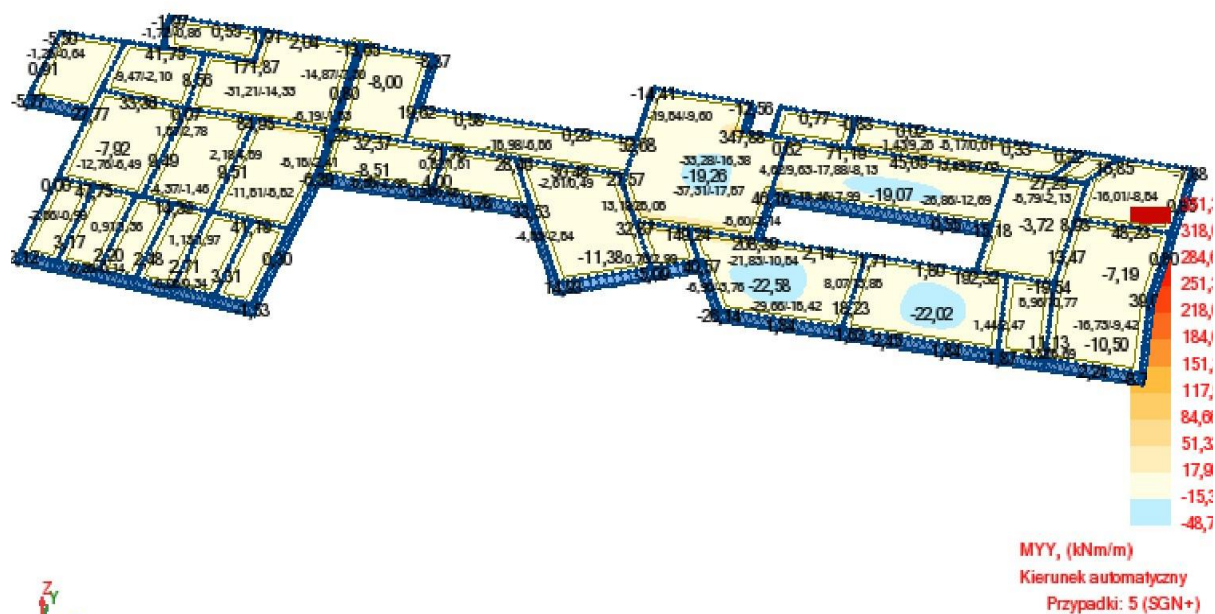
biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

Momenty zginające Mxx



Momenty zginające Myy



BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

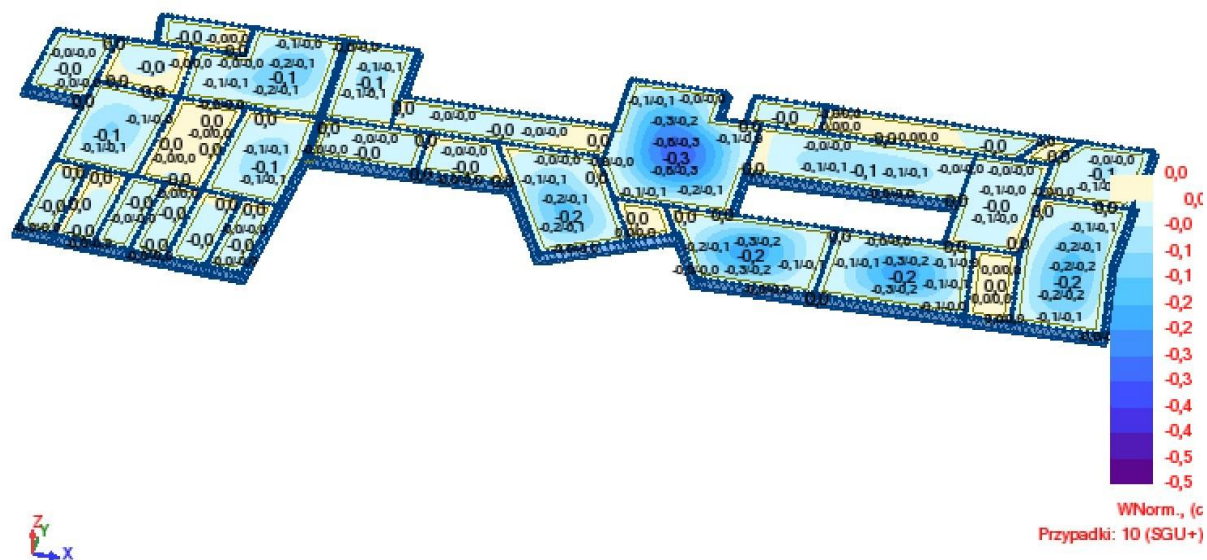
tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

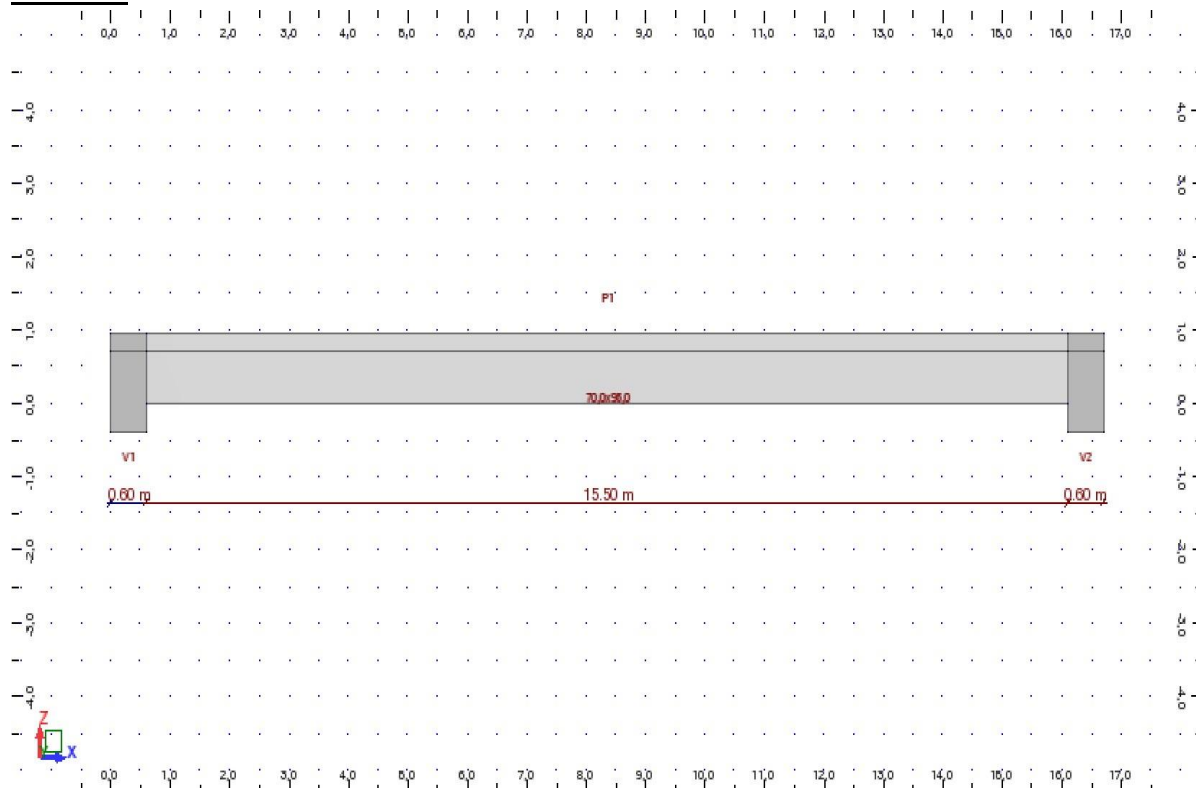
www.bcmarchitekci.pl

Ugięcia



1.8.3 Belki żelbetowe

Belka Bz-1



BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

Charakterystyki materiałów:

- Beton : B45 $f_{cd} = 23,33$ (MPa) ciężar objętościowy = 2501,36 (kG/m³)
- Zbrojenie podłużne : A-IIIN (RB500) typ A-IIIN (RB500) $f_{yk} = 500,00$ (MPa)
- Zbrojenie poprzeczne : A-IIIN (RB500) typ A-IIIN (RB500) $f_{yk} = 500,00$ (MPa)

Geometria:

Przęsło	Pozycja	Pl (m)	L (m)	Pp (m)
P1	Przęsło	0,60	15,50	0,60
Rozpiętość obliczeniowa: $L_0 = 16,10$ (m)				
Przekrój od 0,00 do 15,50 (m)				
70,0 x 95,0 (cm)				

Obciążenia:

2.4.1 Ciągłe:										
Typ	Natura	Poz.	Przęsło	gf	X0	Pz0	X1	Pz1	X2	Pz2
				(m)	(kN/m)	(m)	(kN/m)	(m)	(kN/m)	(m)
ciężar własny	stałe	-	1	1,10	-	-	-	-	-	-
rozłożone	stałe	górze	1	1,10	0,00	25,00	16,10	-	-	-
rozłożone	zmienne	górze	1	1,50	0,00	15,00	16,10	-	-	-

gf- współczynnik obciążenia

Wyniki obliczeniowe:

Reakcje

Podpora V1
Przypadek

	Fx (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)
	-	148,59	-	0,00
	-	201,25	-	0,00
	-	120,75	-	0,00
Obwiednia max:	-	541,80	-	0,00
Obwiednia min:	-	314,86	-	0,00

Podpora V2
Przypadek

	Fx (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)
	-	148,59	-	0,00
	-	201,25	-	0,00
	-	120,75	-	0,00
Obwiednia max:	-	541,80	-	0,00
Obwiednia min:	-	314,86	-	0,00

Oddziaływania w SGN

BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

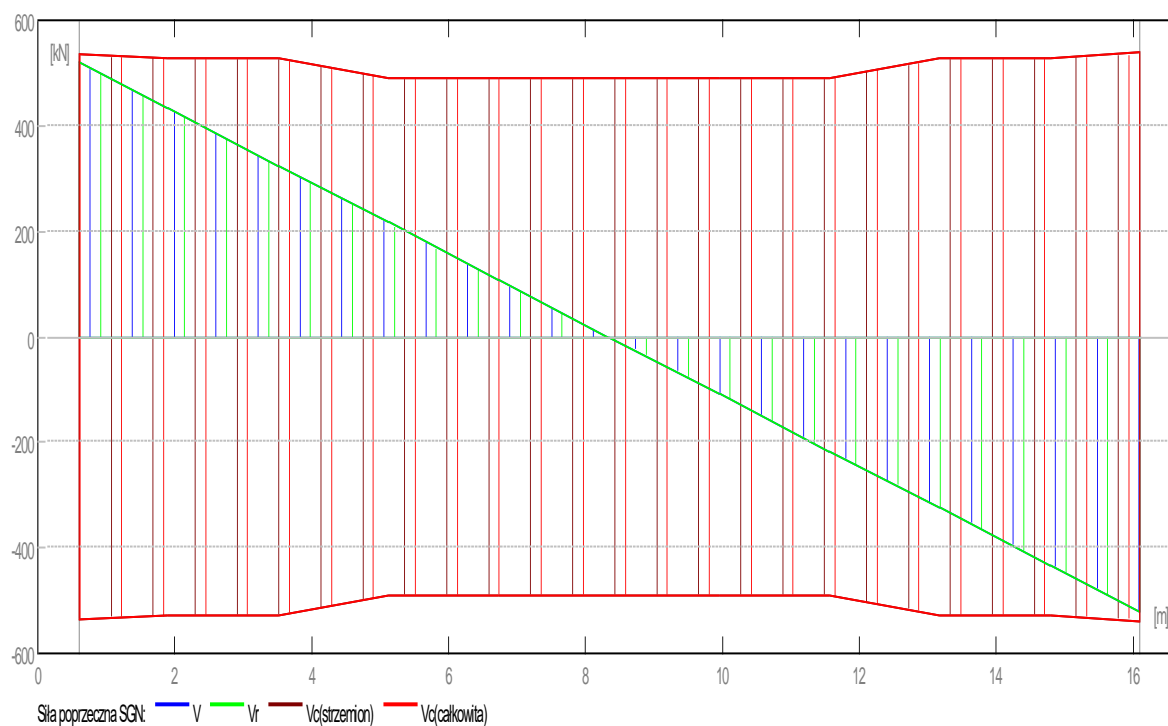
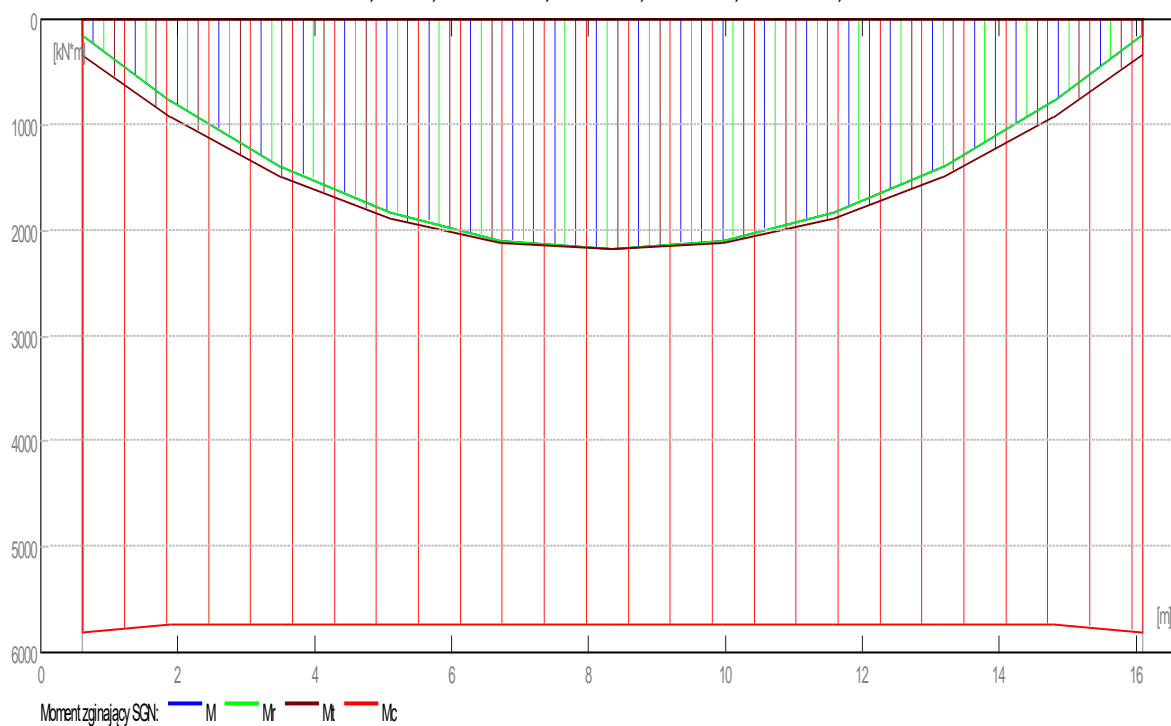
tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

Przęsło	Mtmaks (kN*m)	Mtmin (kN*m)	MI (kN*m)	Mp (kN*m)	QI (kN)	Qp (kN)
P1	2180,76	-0,00	333,90	333,90	521,61	-521,61


BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

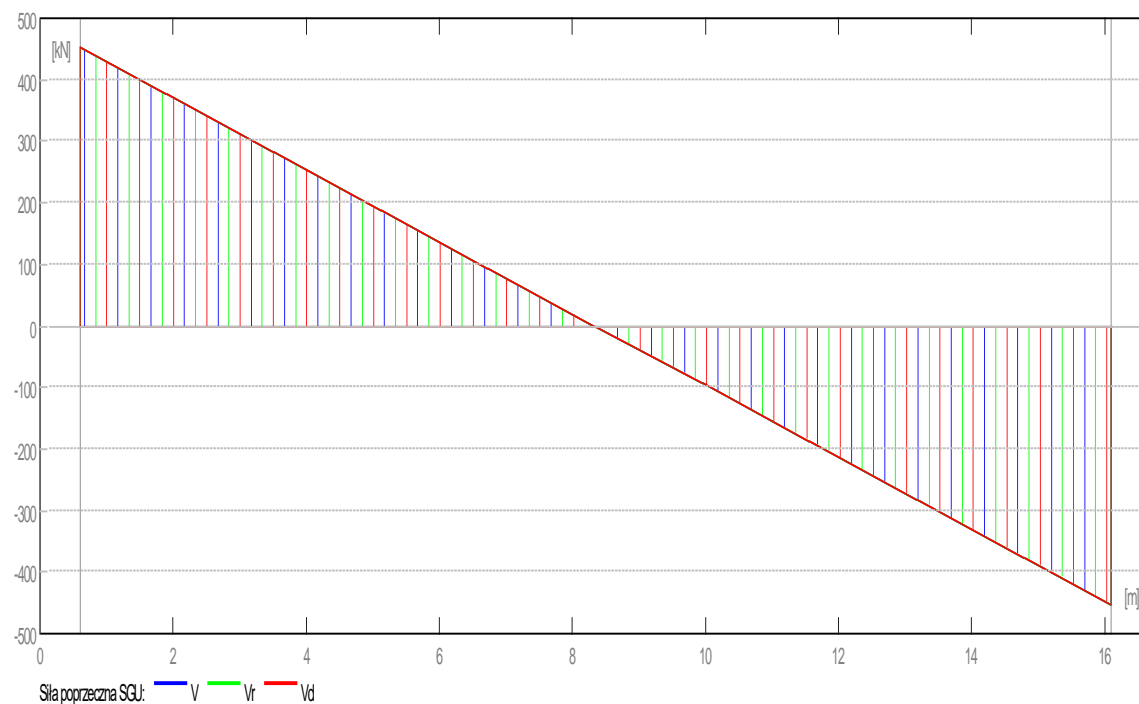
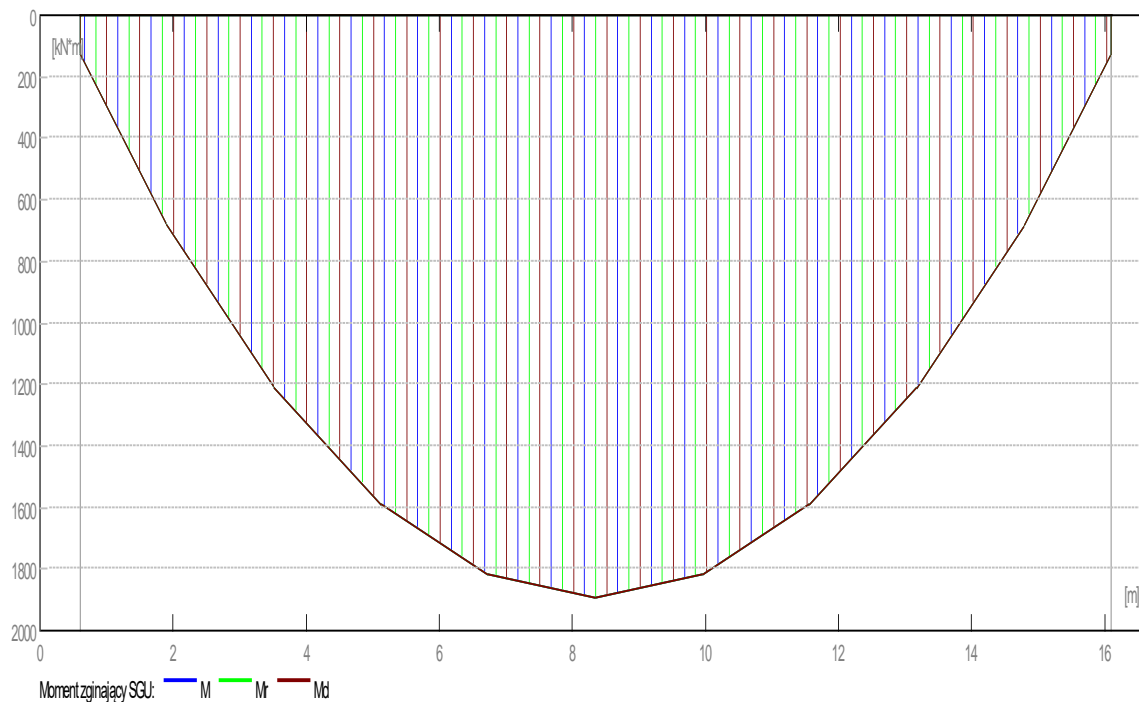
 Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
 0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

 tel.: +48 71 342 38 89
 tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl
www.bcmarchitekci.pl

Oddziaływania w SGU

Przęsło	Mtmaks (kN*m)	Mtmin (kN*m)	MI (kN*m)	Mp (kN*m)	QI (kN)	Qp (kN)
P1	1894,14	0,00	127,06	127,06	453,06	-453,06

**BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.**

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

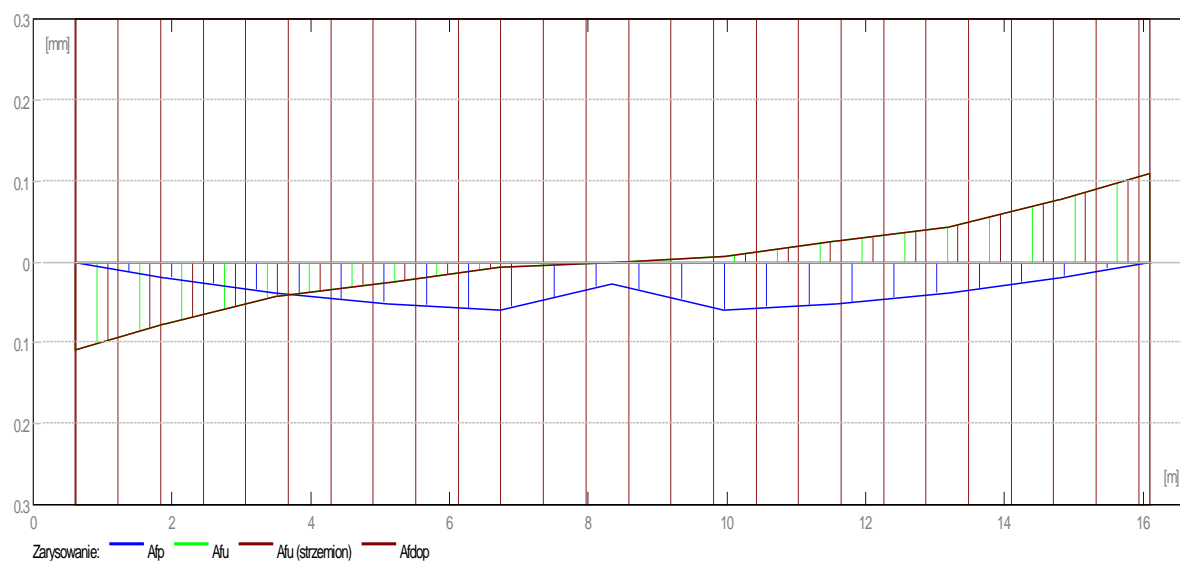
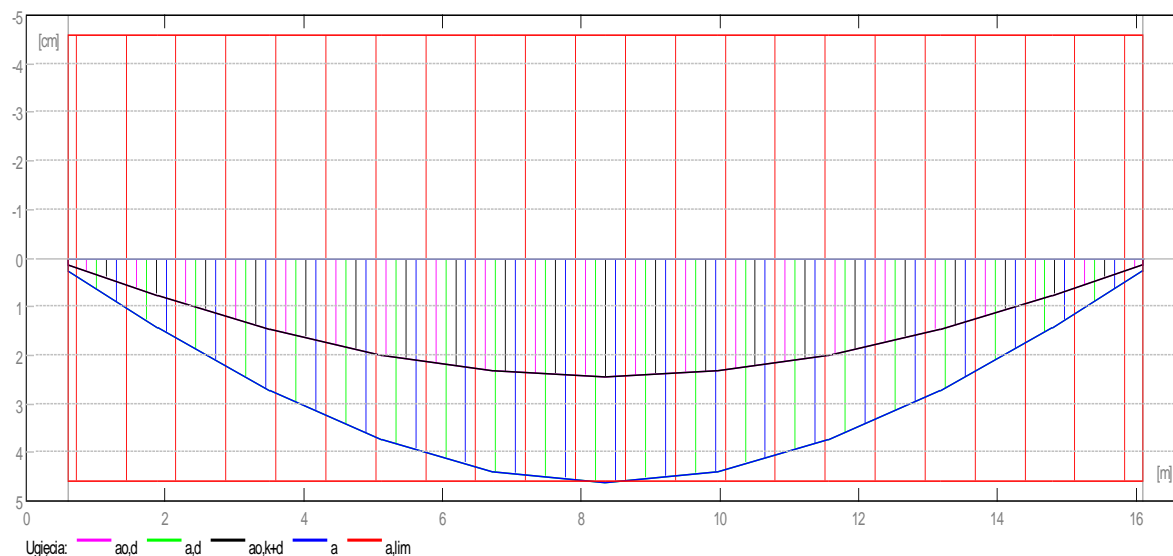
www.bcmarchitekci.pl

Ugięcie i zarysowanie

- ao,k+d - ugięcie początkowe od obciążenia całkowitego
 ao,d - ugięcie początkowe od obciążenia długotrwałego
 a,d - ugięcie długotrwałe od obciążenia długotrwałego
 a - ugięcie całkowite
 a,lim - ugięcie dopuszczalne

 afp - szerokość rozwarcia rysy prostopadłej do osi elementu
 afu - szerokość rozwarcia rysy ukośnej

Przęsło (mm)	ao,k+d (cm)	ao,d (cm)	a,d (cm)	a (cm)	a,lim (cm)	afp (mm)	afu
P1 0,11	2,4	2,4	4,6	4,6=(L0/349)	4,6	0,06	



Wyniki teoretyczne - szczegółowe:

P1 : Przęsło od 0,60 do 16,10 (m)							
SGN				SGU			
Odcięta (m)	M maks (kN*m)	M min (kN*m)		M maks (kN*m)	M min (kN*m)	A górne (cm ²)	A dolne (cm ²)
0,60	333,90	-0,00		127,06	0,00	0,00	8,91
1,91	930,99	-0,00		681,89	0,00	0,00	25,24
3,52	1499,91	-0,00		1212,25	0,00	0,00	41,31
5,13	1894,37	-0,00		1591,08	0,00	0,00	52,77
6,74	2114,37	-0,00		1818,37	0,00	0,00	59,28
8,35	2180,76	0,00		1894,14	0,00	0,00	61,27
9,96	2114,37	-0,00		1818,37	0,00	0,00	59,28
11,57	1894,37	-0,00		1591,08	0,00	0,00	52,77
13,18	1499,91	-0,00		1212,25	0,00	0,00	41,31
14,79	930,99	-0,00		681,89	0,00	0,00	25,24

BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89
tel. kom: +48 600 908 900

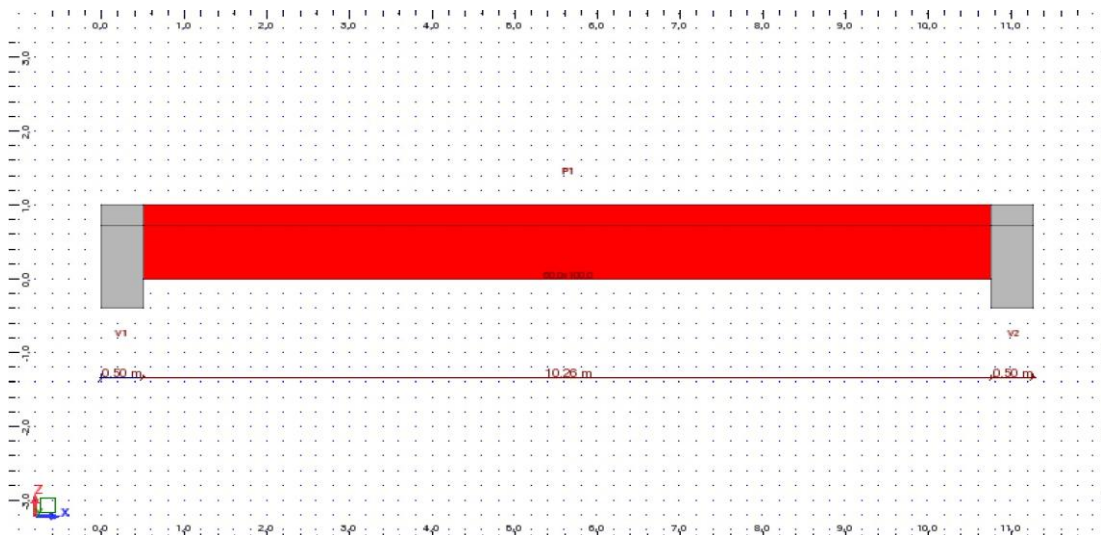
biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

16,10 333,90 -0,00 127,06 0,00 0,00 8,91

Odcięta (m)	SGN		SGU		Vrd1 (kN)	Vrd2 (kN)	Vrd3 (kN)	A zszywające (cm ² /m)
	Q maks (kN)	Q maks (kN)	afp (mm)	afu (mm)				
0,60	521,61	453,06	0,00	0,11	496,77	3208,47	535,80	0,00
1,91	433,44	376,47	0,02	0,08	491,06	3171,62	529,65	0,00
3,52	325,08	282,36	0,04	0,04	491,06	3171,62	529,65	0,00
5,13	216,72	188,24	0,05	0,03	491,06	3171,62	453,98	0,00
6,74	108,36	94,12	0,06	0,01	491,06	3171,62	453,98	0,00
8,35	0,00	0,00	0,03	0,00	491,06	3171,62	453,98	0,00
9,96	-108,36	-94,12	0,06	0,01	491,06	3171,62	453,98	0,00
11,57	-216,72	-188,24	0,05	0,03	491,06	3171,62	453,98	0,00
13,18	-325,08	-282,36	0,04	0,04	491,06	3171,62	529,65	0,00
14,79	-433,44	-376,47	0,02	0,08	491,06	3171,62	529,65	0,00
16,10	-521,61	-453,06	0,00	0,11	496,77	3208,47	537,56	0,00

Belka Bz-2



Charakterystyki materiałów:

- Beton : B45 $f_{cd} = 23,33$ (MPa) ciężar objętościowy = 2501,36 (kG/m³)
- Zbrojenie podłużne : A-IIIN (RB500) typ A-IIIN (RB500) $f_{yk} = 500,00$ (MPa)
- Zbrojenie poprzeczne : A-IIIN (RB500) typ A-IIIN (RB500) $f_{yk} = 500,00$ (MPa)

Geometria:

Przęsło	Pozycja	PI (m)	L (m)	Pp (m)
P1	Przęsło	0,50	10,26	0,50
Rozpiętość obliczeniowa: $L_0 = 10,76$ (m)				
Przekrój od 0,00 do 10,26 (m)				
60,0 x 100,0 (cm)				
Lewa płyta 28,0 (cm)				
Prawa płyta 28,0 (cm)				

Obciążenia:

BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

Ciągłe:

Typ	Natura	Poz.	Przęsło	gf (m)	X0 (kN/m)	Pz0 (m)	X1 (kN/m)	Pz1 (m)	X2 (kN/m)	Pz2 (m)
ciężar własny	stałe	-	1	1,10	-	-	-	-	-	-
rozłożone	stałe	góra	1	1,10	0,00	110,00	5,00	-	-	-
rozłożone	zmienne	góra	1	1,50	0,00	55,00	5,00	-	-	-
rozłożone	stałe	góra	1	1,10	5,00	40,00	10,26	-	-	-
rozłożone	zmienne	góra	1	1,50	5,00	20,00	10,26	-	-	-

Skupione:

Typ	Natura	Poz.	Przęsło	gf	X1 (m)	Fz (kN)	Fx (kN)	My (kN*m)	n	X2 (m)
siła skupiona	stałe	góra	1	1,10	5,00	270,00	-	-	1	0,00
siła skupiona	zmienne	góra	1	1,50	5,00	140,00	-	-	1	0,00

gf- współczynnik obciążenia

Wyniki obliczeniowe:

Reakcje

Podpora V1

Przypadek

	Fx (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)
G1	-	110,59	-	0,00
G2	-	422,21	-	-0,00
Q1	-	211,11	-	-0,00
G3	-	61,20	-	0,00
Q2	-	30,60	-	0,00
G4	-	144,54	-	0,00
Q3	-	74,94	-	0,00
Obwiednia max:	-	1224,04	-	-0,00
Obwiednia min:	-	664,69	-	-0,00

Podpora V2

Przypadek

	Fx (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)
G1	-	110,59	-	-0,00
G2	-	127,79	-	-0,00
Q1	-	63,89	-	-0,00
G3	-	149,20	-	0,00
Q2	-	74,60	-	0,00
G4	-	125,46	-	0,00
Q3	-	65,06	-	0,00
Obwiednia max:	-	828,96	-	-0,00
Obwiednia min:	-	461,74	-	-0,00

Oddziaływania w SGN

BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

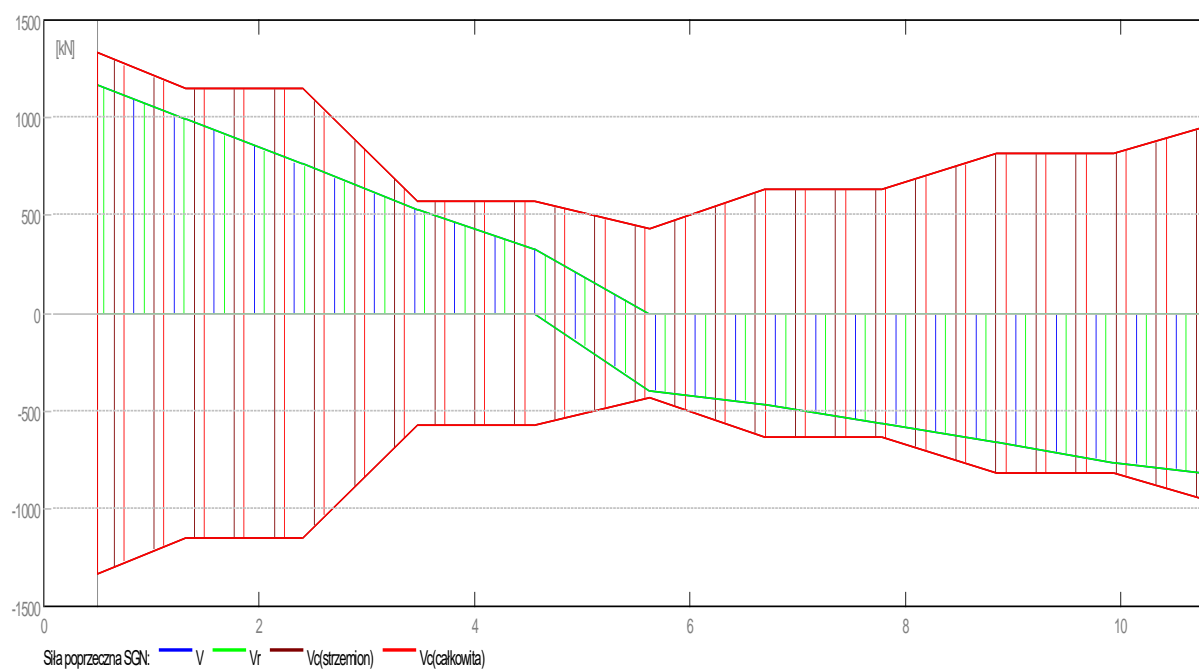
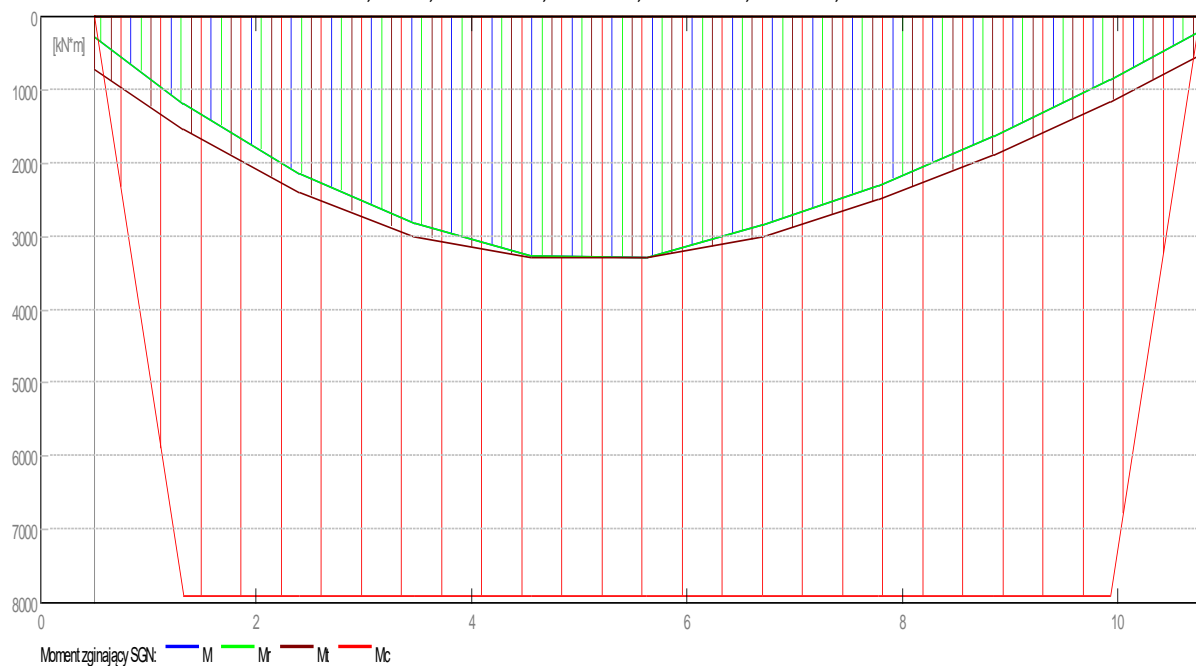
tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

Przęsło	Mtnaks	Mtmin	MI	Mp	QI	Qp
(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
P1	3299,05	-0,00	725,95	527,93	1170,27	-813,94



BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

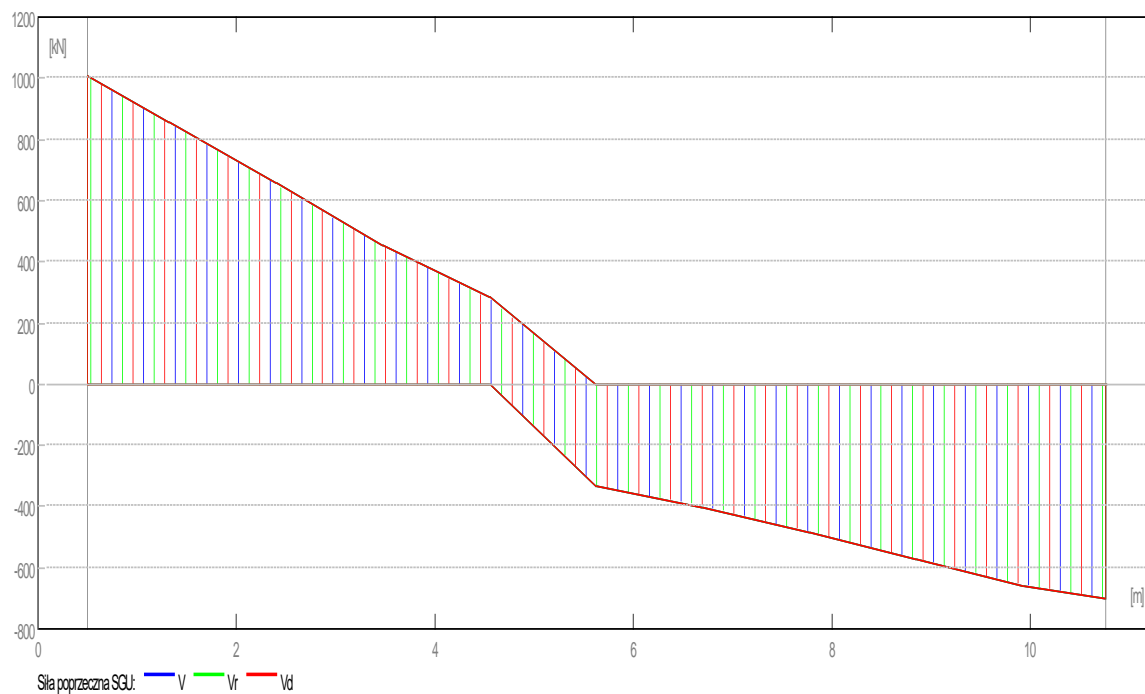
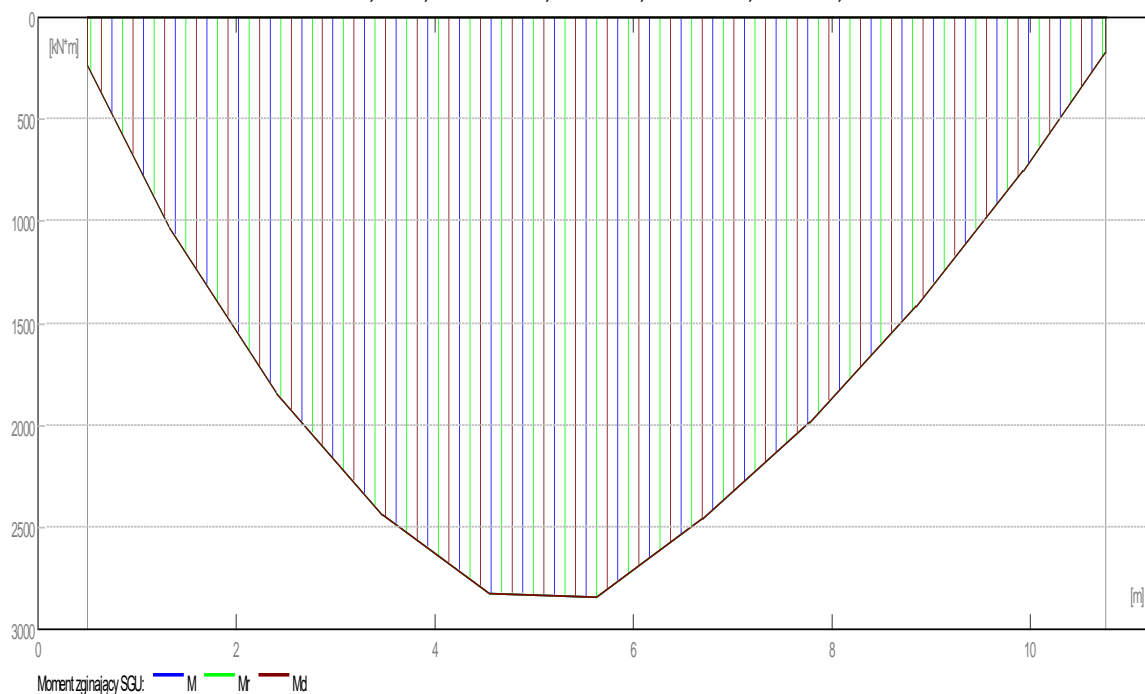
Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89
tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl
www.bcmarchitekci.pl

Oddziaływania w SGU

Przęsło	Mtmaks (kN*m)	Mtmin (kN*m)	MI (kN*m)	Mp (kN*m)	QI (kN)	Qp (kN)
P1	2843,32	0,00	238,84	174,07	1008,81	-703,42

**BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.**

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLNtel.: +48 71 342 38 89
tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

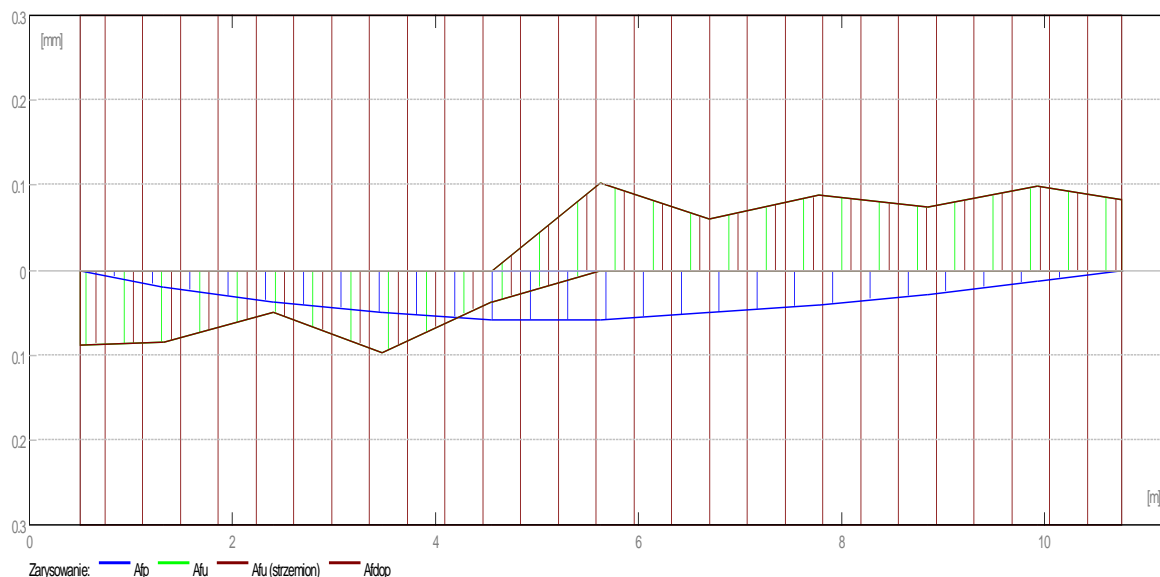
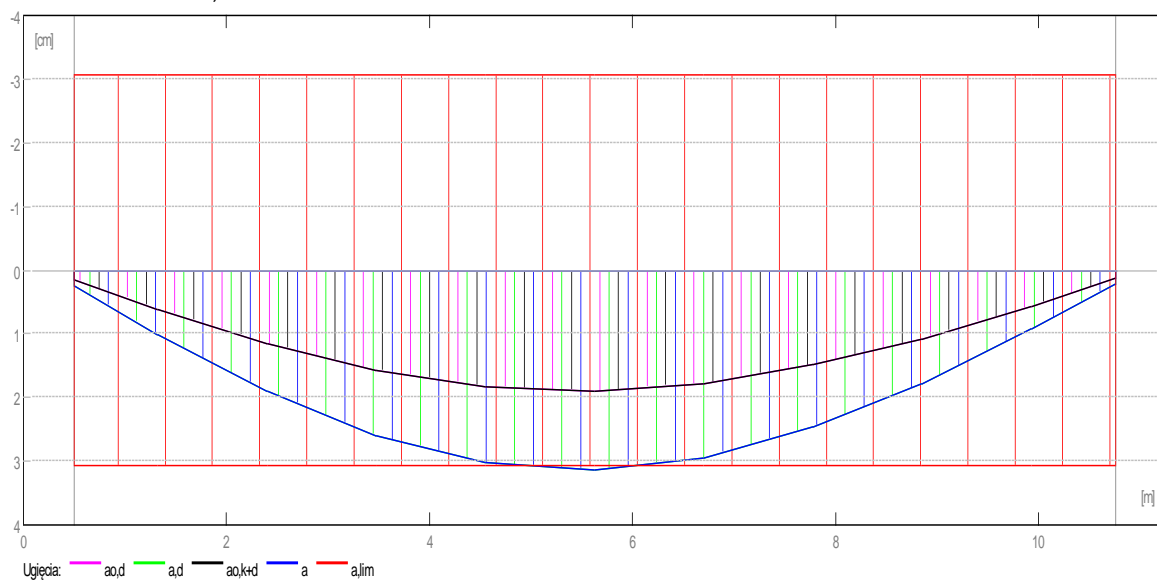
www.bcmarchitekci.pl

Ugięcie i zarysowanie

$a_{0,k+d}$ - ugięcie początkowe od obciążenia całkowitego
 $a_{0,d}$ - ugięcie początkowe od obciążenia długotrwałego
 $a_{d,d}$ - ugięcie długotrwałe od obciążenia długotrwałego
 a - ugięcie całkowite
 a_{lim} - ugięcie dopuszczalne

a_{fp} - szerokość rozwarcia rysy prostopadłej do osi elementu
 a_{fu} - szerokość rozwarcia rysy ukośnej

Przęsło (mm)	$a_{0,k+d}$ (cm)	$a_{0,d}$ (cm)	$a_{d,d}$ (cm)	a (cm)	a_{lim} (cm)	a_{fp} (mm)	a_{fu}
P1 0,10	1,9	1,9	3,1	$3,1=(L_0/342)$	3,1	0,06	



BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89
tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

Wyniki teoretyczne - szczegółowe:

P1 : Przęsło od 0,50 do 10,76 (m)								
SGN			SGU					
Odcięta (m)	M maks (kN*m)	M min (kN*m)	M maks (kN*m)	M min (kN*m)	A górne (cm ²)	A dolne (cm ²)		
0,50	725,95	-0,00	238,84	0,00	0,00	18,42		
1,33	1547,67	-0,00	1027,97	0,00	0,00	39,83		
2,40	2397,43	-0,00	1841,11	0,00	0,00	62,65		
3,48	2998,13	-0,00	2439,42	0,00	0,00	79,24		
4,55	3284,60	-0,00	2822,90	0,00	0,00	87,30		
5,63	3299,05	-0,00	2843,32	0,00	0,00	87,71		
6,71	3020,22	-0,00	2459,69	0,00	0,00	79,86		
7,78	2506,25	-0,00	1982,79	0,00	0,00	65,63		
8,86	1885,05	-0,00	1412,63	0,00	0,00	48,80		
9,93	1156,62	-0,00	749,20	0,00	0,00	29,56		
10,76	527,93	-0,00	174,07	0,00	0,00	13,35		

SGN		SGU						
Odcięta (m)	Q maks (kN)	Q maks (kN)	afp (mm)	afu (mm)	Vrd1 (kN)	Vrd2 (kN)	Vrd3 (kN)	A zszywające (cm ² /m)
0,50	1170,27	1008,81	0,00	0,09	377,49	3250,80	1330,02	0,00
1,33	992,58	855,54	0,02	0,08	433,86	2802,19	1146,48	0,00
2,40	761,12	655,88	0,04	0,05	433,86	2802,19	1146,48	0,00
3,48	529,66	456,22	0,05	0,10	433,86	2802,19	573,24	0,00
4,55	331,50	282,18	0,06	0,04	433,86	2802,19	573,24	0,00
5,63	-395,61	-336,20	0,06	0,10	433,86	2802,19	409,46	0,00
6,71	-467,28	-401,36	0,05	0,06	433,86	2802,19	636,93	0,00
7,78	-565,01	-486,55	0,04	0,09	433,86	2802,19	636,93	0,00
8,86	-664,66	-573,23	0,03	0,07	433,86	2802,19	818,92	0,00
9,93	-764,31	-659,91	0,01	0,10	433,86	2802,19	818,92	0,00
10,76	-813,94	-703,42	0,00	0,08	377,49	3250,80	950,02	0,00

1.8.4 Słupy żelbetowe

Słup S-1

Charakterystyki materiałów:

- Beton : B37 fcd = 20,00 (MPa) ciężar objętościowy = 2501,36 (kG/m³)
- Zbrojenie podłużne : A-IIIN (RB500) typ A-IIIN (RB500) fyk = 500,00 (MPa)
- Zbrojenie poprzeczne : A-IIIN (RB500) typ A-IIIN (RB500) fyk = 500,00 (MPa)

Geometria:

Prostokąt	60,0 x 50,0 (cm)
Wysokość:	= 4,40 (m)
Grubość płyty	= 0,28 (m)
Wysokość belki	= 1,00 (m)
Otulina zbrojenia	= 4,0 (cm)
Ac	= 3000,00 (cm ²)
Icy	= 625000,0 (cm ⁴)
Icz	= 900000,0 (cm ⁴)
dy	= 44,8 (cm)
dz	= 54,8 (cm)

BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

Obciążenia:

Przypadek	Natura	Grupa gf	N _d /N	N	My _g	My _d	My	Mz _g	Mz _d
	stałe	1	1,10	1,00	(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
				1300,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

g_f - współczynnik obciążenia

Wyniki obliczeniowe:

Analiza SGN

Kombinacja wymiarująca:

Siły przekrojowe:

NS_d = 1430,00 (kN) MS_{dy} = -0,00 (kN*m) MS_{dz} = -0,00 (kN*m)

Siły wymiarujące: przekrój środkowy słupa

NS_d = 1430,00 (kN) NS_d*etotz = 26,72 (kN*m) NS_d*etoty = 30,95 (kN*m)

Mimośród:

	ez (My/N)	ey (Mz/N)
statyczny	ee: -0,0 (cm)	-0,0 (cm)
niezamierzony	ea: 1,7 (cm)	2,0 (cm)
początkowy	e0: 1,7 (cm)	2,0 (cm)
całkowity	etot: 1,9 (cm)	2,2 (cm)

Nośność

$$(e_z * b) / (e_y * h) = 1,39$$

$$m_n = 1,00$$

$$N_{Rdz} = 5911,73 \text{ (kN)}$$

$$N_{Rdy} = 5891,63 \text{ (kN)}$$

$$N_{Rdo} = 6361,91 \text{ (kN)}$$

$$m_n * N_{Sd} = 1430,00 \text{ (kN)}$$

$$N_{Rd} = 1 / ((1 / N_{Rdz}) + (1 / N_{Rdy}) - (1 / N_{Rdo})) = 5503,51 \text{ (kN)}$$

$$N_{Rd} / N_{Sd} = 3,64$$

Słup S-10

Charakterystyki materiałów:

- Beton : B37 fcd = 20,00 (MPa) ciężar objętościowy = 2501,36 (kG/m³)
- Zbrojenie podłużne : A-IIIN (RB500) typ A-IIIN (RB500) f_{yk} = 500,00 (MPa)
- Zbrojenie poprzeczne : A-IIIN (RB500) typ A-IIIN (RB500) f_{yk} = 500,00 (MPa)

Geometria:

Prostokąt	40,0 x 60,0 (cm)
Wysokość:	= 11,89 (m)
Grubość płyty	= 0,00 (m)
Wysokość belki	= 0,00 (m)
Otulina zbrojenia	= 5,0 (cm)
Ac	= 2400,00 (cm ²)
I _{cy}	= 720000,0 (cm ⁴)
I _{cz}	= 320000,0 (cm ⁴)
dy	= 54,9 (cm)
dz	= 34,9 (cm)

BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

Obciążenia:

Przypadek	Natura	Grupa gf	N _d /N	N	My _g	My _d	My	Mz _g	Mz _d
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
STA1	stałe	3	1,10	1,00	95,84	-0,00	-0,00	0,00	0,00
STA2	stałe	3	1,10	1,00	71,65	-0,00	-0,00	0,00	0,00
EKSP1	zmienne	3	1,30	1,00	47,77	0,00	-0,00	0,00	0,00
W_lp	wiatr	3	1,50	0,00	-38,53	-0,00	-73,78	29,25	0,00
W_pl	wiatr	3	1,50	0,00	-17,32	0,00	121,31	-45,98	0,00
W_pt	wiatr	3	1,50	0,00	-23,07	0,00	-23,26	0,00	0,00
SNIE	śnieg	3	1,50	0,00	44,52	0,00	-0,00	0,00	0,00

Wyniki obliczeniowe:

Analiza SGN

Kombinacja wymiarująca: 0.90STA1+0.90STA2+1.50W_pl (B)

Siły przekrojowe:

NSd = 124,76 (kN)

MSdy = 181,96 (kN*m)

MSdz = 0,00 (kN*m)

Siły wymiarujące: węzeł dolny

NSd = 124,76 (kN)

NSd*etotz = 184,45 (kN*m)

NSd*etoty = 2,47 (kN*m)

Mimośród:

statyczny
niezamierzony
początkowy
całkowity

	ez (My/N)	ey (Mz/N)
ee:	145,8 (cm)	0,0 (cm)
ea:	2,0 (cm)	2,0 (cm)
e0:	147,8 (cm)	2,0 (cm)
etot:	147,8 (cm)	2,0 (cm)

Nośność (względem środka ciężkości przekroju betonowego)

Beton:

NRd(b) = 4376,49 (kN)

MRdy(b) = -77,23 (kN*m)

MRdz(b) = 0,00 (kN*m)

Zbrojenie:

NRd(s) = 498,03 (kN)

MRdy(s) = -19,16 (kN*m)

MRdz(s) = 0,00 (kN*m)

NRd = NRd(b) + NRd(s) = 4874,52 (kN)

MRdy = MRdy(b) + MRdy(s) = -96,39 (kN*m)

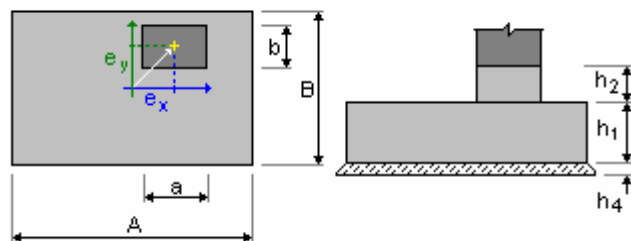
MRdz = MRdz(b) + MRdz(s) = 0,00 (kN*m)

NRd/NSd = 1,10

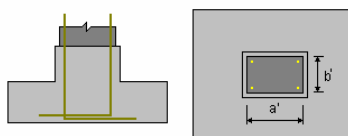
1.8.5 Fundamenty

Stopa Sf-1

Geometria:



A	= 3,60 (m)	a	= 0,60 (m)
B	= 2,40 (m)	b	= 0,40 (m)
h1	= 0,40 (m)	ex	= 0,10 (m)
h2	= 0,00 (m)	ey	= 0,00 (m)
h4	= 0,05 (m)		



a'	= 60,0 (cm)
b'	= 40,0 (cm)
c1	= 5,0 (cm)
c2	= 5,0 (cm)

Materialy

Beton: B30;
 Zbrojenie podłużne: typ A-IIIN (RB500)
 Zbrojenie poprzeczne: typ A-IIIN (RB500)

Obciążenia fundamentu:

Przypadek	Natura	Grupa	N	Fx	Fy	Mx	My
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN*m)	(kN*m)	
STA1 stałe	1	87,66	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00	
STA2 stałe	1	71,65	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00	
EKSP1 zmienne	1	47,77	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00	
W_lp wiatr	1	-38,46	19,11	-0,00	-0,00	96,29	
W_pl wiatr	1	-16,90	-17,36	-0,00	-0,00	-122,61	
W_pt wiatr	1	-23,83	-10,96	-0,00	-0,00	-33,37	
SNIE śnieg	1	44,52	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00	

Wymiarowanie geotechniczne
 Założenia

- Oznaczenie parametrów geotechnicznych metodą: : B
- współczynnik m = 0,81 - do obliczeń nośności

BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
 0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

współczynnik $m = 0,72$ - do obliczeń poślizgu

współczynnik $m = 0,72$ - do obliczeń obrotu

- Wymiarowanie fundamentu na:

Nośność

Osiadanie średnie

- $S_{dop} = 5,0$ (cm)

- czas realizacji budynku: $t_b > 12$ miesięcy

- $I = 1,00$

Przesunięcie

Obrót

Stany graniczne

Obliczenia naprężeń

Rodzaj podłoża pod fundamentem: warstwowe

Kombinacja wymiarująca SGN : 0.90STA1+0.90STA2+1.50W_lp

Współczynniki obciążeniowe: 1.10 * ciężar fundamentu

1.20 * ciężar gruntu

Wyniki obliczeń: na poziomie posadowienia fundamentu

Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $Gr = 93,25$ (kN)

Obciążenie wymiarujące:

$N_r = 178,94$ (kN) $M_x = -0,00$ (kN*m) $M_y = 164,46$ (kN*m)

Mimośród działania obciążenia:

$e_B = 0,92$ (m) $e_L = 0,00$ (m)

Wymiary zastępcze fundamentu: $B_+ = 1,76$ (m) $L_+ = 2,40$ (m)

Głębokość posadowienia: $D_{min} = 0,40$ (m)

Współczynniki nośności:

$N_B = 7.51$

$N_C = 30.08$

$N_D = 18.35$

Współczynniki wpływu nachylenia obciążenia:

$i_B = 0.55$

$i_C = 0.71$

$i_D = 0.75$

Parametry geotechniczne:

$c_u = 0.00$ (MPa)

$f_u = 29,98$

$r_D = 1697.83$ (kG/m³)

$r_B = 1697.83$ (kG/m³)

Graniczny opór podłoża gruntowego: $Q_f = 1226,31$ (kN)

Naprężenie w gruncie: 0.04 (MPa)

Współczynnik bezpieczeństwa: $Q_f * m / N_r = 5.551 > 1$

Osiadanie średnie

Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodne

Kombinacja wymiarująca SGU :

1.00STA1+1.00STA2+1.00EKSP1+1.00SNIE

Współczynniki obciążeniowe: 1.00 * ciężar fundamentu

1.00 * ciężar gruntu

Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $Gr = 84,78$ (kN)

Średnie naprężenie od obciążenia wymiarującego: $q = 0,04$ (MPa)

Miękkość podłoża gruntowego aktywnie osiadającego: $z = 2,10$ (m)

Napężenie na poziomie z:

- dodatkowe: $s_{zd} = 0,01 \text{ (MPa)}$

- wywołane ciężarem gruntu: $s_{zg} = 0,05 \text{ (MPa)}$

Osiadanie:

- pierwotne $s' = 0,0 \text{ (cm)}$

- wtórne $s'' = 0,0 \text{ (cm)}$

- CAŁKOWITE $S = 0,0 \text{ (cm)} < S_{adm} = 5,0 \text{ (cm)}$

Współczynnik bezpieczeństwa: $101,7 > 1$

Przesunięcie

Kombinacja wymiarująca SGN : 0.90STA1+0.90STA2+1.50W_lp

Współczynniki obciążeniowe: 0.90 * ciężar fundamentu

0.90 * ciężar gruntu

Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $Gr = 76,30 \text{ (kN)}$

Obciążenie wymiarujące:

$Nr = 161,98 \text{ (kN)}$ $Mx = -0,00 \text{ (kN*m)}$ $My = 164,46 \text{ (kN*m)}$

Wymiary zastępcze fundamentu: $A_ = 3,60 \text{ (m)}$ $B_ = 2,40 \text{ (m)}$

Współczynnik tarcia fundament - grunt: $m = 0,46$

Kohezja: $C = 0,00 \text{ (MPa)}$

Współczynnik redukcji spójności gruntu $= 0,20$

Wartość siły poślizgu $F = 28,66 \text{ (kN)}$

Wartość siły zapobiegającej poślizgowi fundamentu:

- na poziomie posadowienia: $F(stab) = 74,80 \text{ (kN)}$

Stateczność na przesunięcie: $F(stab) * m / F = 1,879 > 1$

Obrót

Wokół osi OX

Kombinacja wymiarująca SGN : 0.90STA1+0.90STA2+1.50W_lp

Współczynniki obciążeniowe: 0.90 * ciężar fundamentu

0.90 * ciężar gruntu

Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $Gr = 76,30 \text{ (kN)}$

Obciążenie wymiarujące:

$Nr = 161,98 \text{ (kN)}$ $Mx = -0,00 \text{ (kN*m)}$ $My = 164,46 \text{ (kN*m)}$

Moment stabilizujący: $M_{stab} = 194,38 \text{ (kN*m)}$

Moment obracający: $M_{renv} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Stateczność na obrót: $M_{stab} * m / M = A$

Wokół osi OY

Kombinacja wymiarująca: SGN : 0.90STA1+0.90STA2+1.50W_lp

Współczynniki obciążeniowe: 0.90 * ciężar fundamentu

0.90 * ciężar gruntu

Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $Gr = 76,30 \text{ (kN)}$

Obciążenie wymiarujące:

$Nr = 161,98 \text{ (kN)}$ $Mx = -0,00 \text{ (kN*m)}$ $My = 164,46 \text{ (kN*m)}$

Moment stabilizujący: $M_{stab} = 283,00 \text{ (kN*m)}$

Moment obracający: $M_{renv} = 155,89 \text{ (kN*m)}$

Stateczność na obrót: $M_{stab} * m / M = 1,307 > 1$

Wymiarowanie żelbetowe

Założenia

Środowisko : XA1

Analiza przebiecia i ścinania

Ścinanie	
Kombinacja wymiarująca	SGN :
1.10STA1+1.10STA2+1.04EKSP1+1.50W_pl+1.35SNIE	
Współczynniki obciążeniowe:	0.90 * ciężar fundamentu 0.90 * ciężar gruntu
Obciążenie wymiarujące:	
Nr = 335,98 (kN)	Mx = -0,00 (kN*m) My = -168,38 (kN*m)
Długość obwodu krytycznego:	2,40 (m)
Siła ścinająca:	154,73 (kN)
Wysokość użyteczna przekroju	heff = 0,34 (m)
Powierzchnia ścinania:	A = 0,82 (m ²)
f _{ctd} = 1,20 (MPa)	
Stopień zbrojenia:	r = 0.19 %
Współczynnik bezpieczeństwa:	3.548 > 1

Stopa Sf-4

MATERIAŁ:

BETON: klasa B30, ciężar objętościowy = 24,0 (kN/m³)STAL: klasa A-III-N, f_{yd} = 420,00 (MPa)

Oznaczenie parametrów geotechnicznych metodą: B

współczynnik m = 0,81 - do obliczeń nośności

współczynnik m = 0,72 - do obliczeń poślizgu

współczynnik m = 0,72 - do obliczeń obrotu

Wymiarowanie fundamentu na:

Nośność

Osiadanie

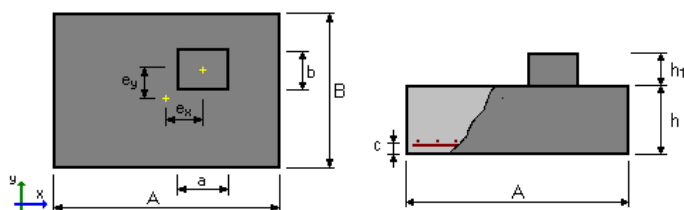
S_{dop} = 7,00 (cm)

Obrót

Poślizg

Przebiecie / ścinanie

Geometria

**BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.**

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

$A = 2,40 \text{ (m)}$ $a = 0,50 \text{ (m)}$
 $B = 2,40 \text{ (m)}$ $b = 0,60 \text{ (m)}$
 $h = 0,40 \text{ (m)}$
 otulina zbrojenia: $c = 0,05 \text{ (m)}$
 poziom posadowienia: $D = 0,85 \text{ (m)}$

Obciążenia

OBLICZENIOWE

Lp.	Nazwa	N	Mx Nd/Nc	My	Fx	Fy
		[kN]	[kN*m]	[kN*m]	[kN]	[kN]
1	L1	1700,00	0,00	0,00	0,00	1,00

Wyniki obliczeniowe

WARUNEK NOŚNOŚCI

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: warstwowe
- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
 $N=1700,00\text{kN}$
- Wyniki obliczeń na poziomie: posadowienia fundamentu
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $G_r = 112,01 \text{ (kN)}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 1812,01\text{kN}$ $M_x = -0,00\text{kN*m}$ $M_y = -1,74\text{kN*m}$
- Zastępcze wymiary fundamentu: $A_ = 2,40 \text{ (m)}$ $B_ = 2,40 \text{ (m)}$
- Współczynniki nośności oraz wpływu nachylenia obciążenia:

$N_B = 7,18$ $i_B = 1,00$
 $N_C = 29,42$ $i_C = 1,00$
 $N_D = 17,78$ $i_D = 1,00$

- Graniczny opór podłoża gruntowego: $Q_f = 4675,01 \text{ (kN)}$
- Współczynnik bezpieczeństwa: $Q_f \cdot m / N_r = 2,09$

OSIADANIE

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: warstwowe
- Kombinacja wymiarująca: L1
 $N=1416,67\text{kN}$
- Charakterystyczna wartość ciężaru fundamentu i nadległego gruntu: $101,83 \text{ (kN)}$
- Obciążenie charakterystyczne, jednostkowe od obciążeń całkowitych: $q = 264 \text{ (kPa)}$
- Mięszość podłoża gruntowego aktywnie osiadającego: $z = 5,8 \text{ (m)}$
- Naprężenie na poziomie z:
 - dodatkowe: $\sigma_{zd} = 22 \text{ (kPa)}$
 - wywołane ciężarem gruntu: $\sigma_{\gamma} = 132 \text{ (kPa)}$
- Osiadanie:
 - pierwotne: $s' = 0,59 \text{ (cm)}$
 - wtórne: $s'' = 0,03 \text{ (cm)}$
 - CAŁKOWITE: $S = 0,62 \text{ (cm)} < S_{dop} = 7,00 \text{ (cm)}$

OBRÓT

BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
N=1700,00kN
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 91,64 (kN)
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 1791,64kN Mx = -0,00kN*m My = -1,42kN*m
- Moment zapobiegający obrotowi fundamentu:
 - Mx(stab) = 2149,97 (kN*m)
 - My(stab) = 2148,55 (kN*m)
- Współczynnik bezpieczeństwa: M(stab) * m / M = +INF

POŚLIZG

- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
N=1700,00kN
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 91,64 (kN)
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 1791,64kN Mx = -0,00kN*m My = -1,42kN*m
- Zastępcze wymiary fundamentu: A_ = 2,40 (m) B_ = 2,40 (m)
- Współczynnik tarcia:
 - fundament grunt: $\mu = 0,46$
- Współczynnik redukcji spójności gruntu = 0,20
- Wartość siły poślizgu: F = 0,00 (kN)
- Wartość siły zapobiegającej poślizgowi fundamentu:
 - w poziomie posadowienia: F(stab) = 822,31 (kN)
- Współczynnik bezpieczeństwa: F(stab) * m / F = +INF

PRZEBICIE

- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
N=1700,00kN
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 1791,64kN Mx = -0,00kN*m My = -1,42kN*m
- Uśredniony obwód krytyczny: up = 3,56 (m)
- Współczynnik bezpieczeństwa: N / Nr = 1,30

Ława Łf-2

MATERIAŁ:

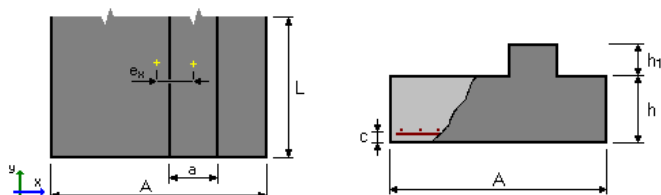
BETON: klasa B30, ciężar objętościowy = 24,0 (kN/m³)

STAL: klasa A-III-N, f_{yd} = 420,00 (MPa)

- Oznaczenie parametrów geotechnicznych metodą: B
 - współczynnik m = 0,81 - do obliczeń nośności
 - współczynnik m = 0,72 - do obliczeń poślizgu
 - współczynnik m = 0,72 - do obliczeń obrotu
- Wymiarowanie fundamentu na:
 - Nośność
 - Osiadanie
 - S_{dop} = 5,00 (cm)
 - czas realizacji budynku: tb > 12 miesięcy
 - współczynnik odprężenia: I = 1,00
 - Obrót
 - Poślizg

Ścinanie

Geometria



$A = 1,40 \text{ (m)}$ $a = 0,50 \text{ (m)}$
 $L = 15,00 \text{ (m)}$
 $h = 0,40 \text{ (m)}$
 $h_1 = 0,50 \text{ (m)}$
 $e_x = 0,00 \text{ (m)}$ objętość betonu fundamentu: $V = 0,810 \text{ (m}^3\text{/m)}$
 otulina zbrojenia: $c = 0,05 \text{ (m)}$
 poziom posadowienia: $D = 0,85 \text{ (m)}$
 minimalny poziom posadowienia: $D_{min} = 0,8 \text{ (m)}$

Obciążenia

OBLICZENIOWE

Lp.	Nazwa	N	My [kN/m]	Fx [kN*m/m]	Nd/Nc [kN/m]
1	L1	280,00	0,00	0,00	1,00

Wyniki obliczeniowe

WARUNEK NOŚNOŚCI

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: warstwowe
- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
 $N=280,00\text{kN/m}$
- Wyniki obliczeń na poziomie: posadowienia fundamentu
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $Gr = 28,71 \text{ (kN/m)}$
- Obciążenie wymiarujące: $Nr = 308,71\text{kN/m}$ $My = 0,00\text{kN*m/m}$
- Zastępczy wymiar fundamentu: $A_ = 1,40 \text{ (m)}$
- Współczynniki nośności oraz wpływu nachylenia obciążenia:

$$N_B = 12,21$$

$$i_B = 1,00$$

$$N_C = 38,63 \quad i_C = 1,00$$

$$N_D = 26,08 \quad i_D = 1,00$$

- Graniczny opór podłoża gruntowego: $Q_f = 737,50$ (kN/m)
- Współczynnik bezpieczeństwa: $Q_f \cdot m / N_r = 1,94$

OSIADANIE

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: warstwowe
- Kombinacja wymiarująca: L1
 $N=233,33\text{kN/m}$
- Charakterystyczna wartość ciężaru fundamentu i nadległego gruntu: 26,10 (kN/m)
- Obciążenie charakterystyczne, jednostkowe od obciążeń całkowitych: $q = 185$ (kPa)
- Miąższość podłoża gruntowego aktywnie osiadającego: $z = 2,8$ (m)
- Naprężenie na poziomie z:
 - dodatkowe: $s_{zd} = 15$ (kPa)
 - wywołane ciężarem gruntu: $s_{zg} = 69$ (kPa)
- Osiadanie:
 - pierwotne: $s' = 0,16$ (cm)
 - wtórne: $s'' = 0,01$ (cm)
 - CAŁKOWITE: $S = 0,17$ (cm) < $S_{dop} = 5,00$ (cm)

OBRÓT

- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
 $N=280,00\text{kN/m}$
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $G_r = 23,49$ (kN/m)
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 303,49\text{kN/m}$ $M_y = 0,00\text{kN}\cdot\text{m/m}$
- Moment zapobiegający obrotowi fundamentu:
 - $M_y(\text{stab}) = 212,44$ (kN \cdot m/m)
- Współczynnik bezpieczeństwa: $M(\text{stab}) \cdot m / M = +\text{INF}$

POŚLIZG

- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
 $N=280,00\text{kN/m}$
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $G_r = 23,49$ (kN/m)
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 303,49\text{kN/m}$ $M_y = 0,00\text{kN}\cdot\text{m/m}$
- Zastępcze wymiary fundamentu: $A_{_} = 1,40$ (m)
- Współczynnik tarcia:
 - fundament grunt: $m = 0,46$
- Współczynnik redukcji spójności gruntu = 0,20
- Wartość siły poślizgu: $F = 0,00$ (kN/m)
- Wartość siły zapobiegającej poślizgowi fundamentu:
 - w poziomie posadowienia: $F(\text{stab}) = 139,29$ (kN/m)
- Współczynnik bezpieczeństwa: $F(\text{stab}) \cdot m / F = +\text{INF}$

ŚCINANIE

- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
 $N=280,00\text{kN/m}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 303,49\text{kN/m}$ $M_y = 0,00\text{kN}\cdot\text{m/m}$
- Współczynnik bezpieczeństwa: $Q / Q_r = 11,86$

Ława Łf-1

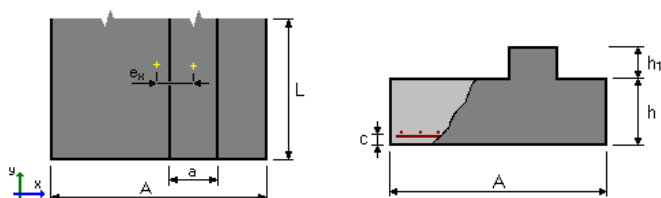
MATERIAŁ:

BETON: klasa B30, ciężar objętościowy = $24,0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

STAL: klasa A-III-N, $f_{yd} = 420,00 \text{ (MPa)}$

- Oznaczenie parametrów geotechnicznych metodą: B
 współczynnik $m = 0,81$ - do obliczeń nośności
 współczynnik $m = 0,72$ - do obliczeń poślizgu
 współczynnik $m = 0,72$ - do obliczeń obrotu
- Wymiarowanie fundamentu na:
 - Nośność
 - Osiadanie
 - $S_{dop} = 5,00 \text{ (cm)}$
 - czas realizacji budynku: $t_b > 12 \text{ miesięcy}$
 - współczynnik odprężenia: $\lambda = 1,00$
 - Obrót
 - Poślizg
 - Ścinanie

Geometria



$$\begin{aligned}
 A &= 1,20 \text{ (m)} & a &= 0,50 \text{ (m)} \\
 L &= 15,00 \text{ (m)} \\
 h &= 0,40 \text{ (m)} \\
 h_1 &= 0,50 \text{ (m)} \\
 e_x &= 0,00 \text{ (m)} & \text{objętość betonu fundamentu: } V &= 0,730 \text{ (m}^3\text{/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{otulina zbrojenia:} & & c &= 0,05 \text{ (m)} \\
 \text{poziom posadowienia:} & & D &= 0,8 \text{ (m)} \\
 \text{minimalny poziom posadowienia:} & & D_{\min} &= 0,8 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

Obciążenia

OBLICZENIOWE

Lp.	Nazwa	N	My [kN/m]	Fx [kN*m/m]	Nd/Nc [kN/m]
1	L1	190,00	0,00	0,00	1,00

Wyniki obliczeniowe

WARUNEK NOŚNOŚCI

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: warstwowe
- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
 $N=190,00\text{ kN/m}$
- Wyniki obliczeń na poziomie: posadowienia fundamentu
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $Gr = 24,97\text{ (kN/m)}$
- Obciążenie wymiarujące: $Nr = 214,97\text{ kN/m}$ $My = 0,00\text{ kN*m/m}$
- Zastępczy wymiar fundamentu: $A_ = 1,20\text{ (m)}$
- Współczynniki nośności oraz wpływu nachylenia obciążenia:

$$\begin{aligned} N_B &= 12,21 & i_B &= 1,00 \\ N_C &= 38,63 & i_C &= 1,00 \\ N_D &= 26,08 & i_D &= 1,00 \end{aligned}$$

- Graniczny opór podłoża gruntowego: $Q_f = 591,47\text{ (kN/m)}$
- Współczynnik bezpieczeństwa: $Q_f * m / Nr = 2,23$

OSIADANIE

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: warstwowe
- Kombinacja wymiarująca: L1
 $N=158,33\text{ kN/m}$
- Charakterystyczna wartość ciężaru fundamentu i nadległego gruntu: $22,70\text{ (kN/m)}$
- Obciążenie charakterystyczne, jednostkowe od obciążeń całkowitych: $q = 151\text{ (kPa)}$
- Miękkość podłoża gruntowego aktywnie osiadającego: $z = 2,3\text{ (m)}$
- Napężenie na poziomie z:
 - dodatkowe: $\sigma_{zd} = 16\text{ (kPa)}$
 - wywołane ciężarem gruntu: $\sigma_{z\gamma} = 58\text{ (kPa)}$
- Osiadanie:
 - pierwotne: $s' = 0,11\text{ (cm)}$
 - wtórne: $s'' = 0,01\text{ (cm)}$
 - CAŁKOWITE: $S = 0,12\text{ (cm)} < S_{dop} = 5,00\text{ (cm)}$

OBRÓT

- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
 $N=190,00\text{ kN/m}$
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $Gr = 20,43\text{ (kN/m)}$
- Obciążenie wymiarujące: $Nr = 210,43\text{ kN/m}$ $My = 0,00\text{ kN*m/m}$
- Moment zapobiegający obrotowi fundamentu:
 - $My(\text{stab}) = 126,26\text{ (kN*m/m)}$

BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

- Współczynnik bezpieczeństwa: $M(\text{stab}) * m / M = +\text{INF}$

POŚLIZG

- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
 $N=190,00\text{kN/m}$
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $Gr = 20,43 \text{ (kN/m)}$
- Obciążenie wymiarujące: $Nr = 210,43\text{kN/m}$ $My = 0,00\text{kN*m/m}$
- Zastępcze wymiary fundamentu: $A_ = 1,20 \text{ (m)}$
- Współczynnik tarcia:
- fundament grunt: $\mu = 0,46$
- Współczynnik redukcji spójności gruntu = 0,20
- Wartość siły poślizgu: $F = 0,00 \text{ (kN/m)}$
- Wartość siły zapobiegającej poślizgowi fundamentu:
- w poziomie posadowienia: $F(\text{stab}) = 96,58 \text{ (kN/m)}$
- Współczynnik bezpieczeństwa: $F(\text{stab}) * m / F = +\text{IN}$

ŚCINANIE

- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
 $N=190,00\text{kN/m}$
- Obciążenie wymiarujące: $Nr = 210,43\text{kN/m}$ $My = 0,00\text{kN*m/m}$
- Współczynnik bezpieczeństwa: $Q / Qr = 165,73$

1.9 ROZWIĄZANIA BUDOWLANE KONSTRUKCYJNO-MATERIAŁOWE.

Fundamenty (Etap 1 , Etap 2 , Etap 3)

Projektuje się fundamenty jako ławy fundamentowe, stopy fundamentowe oraz płyty fundamentowe w rejonie szybów windowych, o grubości 40cm . Fundamenty zaprojektowano z betonu klasy C25/30 (B30), zbrojone stalą A-IIIIN. Pod wszystkimi fundamentami należy wykonać 10cm podłewkę z chudego betonu. Posadowienie będzie realizowane na nasypach budowlanych o odpowiednich parametrach fizyko-mechanicznych. Nasypy budowlane piaskowo- żwirowe o stopniu zagęszczenia $IS=0,96$. Przed wykonaniem nasypów budowlanych należy bezwzględnie usunąć warstwę gleby w obrębie ław, stóp i płyt fundamentowych. Ze względu na ukształtowanie terenu, głębokość przemarzania i wyniki obliczeń statycznych zaprojektowano podstawowy poziom posadowienia fundamentów dla budynku na poziomie -0,87m, pomiędzy osiami 1-2/C-O zaprojektowano obniżenie fundamentów do poziomu -0,92m.

Posadzki zaprojektowano jako płyty na gruncie grubości 15 cm. Otulina zbrojenia fundamentów minimum 50 mm. Izolacja wg projektu Architektury. Po wykonaniu wykopów pod fundamenty na żadaną głębokość sprawdzić parametry geotechniczne podłoża w wykopie i w przypadku niezgodności z założeniami projektowymi bezzwłocznie poinformować projektanta konstrukcji w celu dokonania weryfikacji przyjętych rozwiązań. Z uwagi na możliwość rozmoczenia i upłynnienia gruntów pod fundamentem należy bezzwzględnie zabezpieczyć przed zalaniem wodą opadową.

Przed przystąpieniem do betonowania fundamentów, uzgodnić z projektantem oraz z technologiem odpowiedzialnym za dostawy betonu w wytwórni rozmieszczenie przerw roboczych oraz sposób ich rozwiązania. W miejscach przerw roboczych w betonowaniu fundamentów stosować szalunki tracone w postaci fugi zębatej z siatki stalowej lub inne rozwiązanie systemowe zapewniające szczelność przerwy roboczej.

Pod fundamentami wykonać podbeton o grubości 10 cm z betonu C12/15.

Szczegółowe rozwiązania na rysunkach Wykonawczych

BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

UWAGA: Po wykonaniu wykopów pod fundamenty na żadaną głębokość należy sprawdzić parametry geotechniczne podłoża w wykopie. Przed przystąpieniem do realizacji

Ściany, trzpień, słupy (Etap 1 , Etap 2 , Etap 3)

Zaprojektowano ściany nośne zewnętrzne i wewnętrzne jako murowane gr. 18/24cm z bloczków silikatowych kl.15 na zaprawie cementowo-wapiennej kl. M10 wzmocnione trzpieniami żelbetowymi a także ściany żelbetowe monolitycznie zbrojone z betonu C25/30. Trzpień żelbetowy wylewany na mokro z betonu C20/25, zbrojone stalą A-IIIIN

Ściany działowe dylatowane górą od belek lub płyty stropowej żelbetowej styropianem lub wełną min. 2,5 cm. W ścianach przewidziano trzpień żelbetowy oraz wieńce w poziomie stropów zbrojone stalą A-IIIIN z betonu C25/30. Wieńce należy wykonać w poziomie wszystkich stropów a także w przypadku ścian wysokich wieńce pośrednie wg rzutów konstrukcji(wieńce pośrednie w ścianach pow 4m)

Szczegółowe rozwiązania na rysunkach Wykonawczych.

Trzpień zaprojektowano jako żelbetowy wylewany na budowie, monolitycznie, posadowione na ławach fundamentowych i stopach fundamentowych . Trzpień zbrojony stalą A-IIIIN z betonu C20/25.

Słupy zaprojektowano jako żelbetowe wylewane na budowie, monolitycznie, z betonu C25/30, posadowione na stopach fundamentowych . Dopuszcza się możliwość prefabrykacji słupów.

Szczegółowe rozwiązania na rysunkach Wykonawczych.

Stropy (Etap 1 , Etap 2 , Etap 3)

Stropy zaprojektowano jako stropy kanałowe HCU400 i HCU500 oraz stropy żelbetowe prefabrykowane typu np. Filigran 20,22,24,28 cm jako żelbetowe typu Filigran z betonu C25/30, zbrojone stalą A-IIIIN. Warunki wykonania i montażu i zbrojenia stropów wg wytycznych producenta i dostawcy stropów.

Wieńce, nadproża, podciągi (Etap 1 , Etap 2 , Etap 3)

W projektowanym budynku nadproża w ścianach zewnętrznych i wewnętrznych nośnych projektuje się jako żelbetowe monolityczne, wylewane "na mokro". Nadproża o gabarytach zgodnych z rzutami i rysunkami wykonawczymi. W ścianach zewnętrznych i wewnętrznych do 3,0 m dopuszcza się zastosowanie nadproży prefabrykowanych na miejscu budowy w postaci pełnych elementów. Dla nadproży w ścianach nośnych dopuszcza się zastosowanie częściowej prefabrykacji, tj. zabetonowanie nadproża do wysokości dolnej powierzchni stropu, pozostała część nadproża betonowana wraz ze stropem. Nadproża monolityczne zaprojektowano z betonu C25/30 zbrojonego stalą A-IIIIN.

Na wszystkich ścianach nośnych w poziomach stropów projektuje się wieńce obwodowe z betonu C25/30 zbrojone stalą A-IIIIN. Dla ścian powyżej 4 m wysokości zaprojektowano również wieńce pośrednie.

Belki, podciągi zaprojektowano jako monolityczne z betonu C25/30 w poziomie parteru

Szczegółowe rozwiązania na rysunkach Wykonawczych

Klatka Schodowa (Etap 1 , Etap 2)

Zaprojektowano biegi schodowe żelbetowe, prefabrykowane. Beton klasy C25/30, stal zbrojeniowa klasy A-IIIIN. Ściany klatki schodowej murowane z bloczków silikatowych kl.15 wzmocnionych trzpieniami żelbetowymi

Trybuny hali sportowej (Etap 3)

Zaprojektowano trybuny jako żelbetowe, prefabrykowane. Beton klasy C30/37, stal zbrojeniowa klasy A-IIIIN. Wytyczne oraz warunki wykonania i montażu wg dostawcy prefabrykatów.

Elementy nośne - dach hali sportowej (Etap 3)

Elementami nośnymi hali są dźwigary drewniane jedno przęsłowe rozpiętości w osiach 26,76m, połączenie ze słupami żelbetowymi przegubowo w kierunku osi głównej elementu. Rygle ram jako elementy z drewna klejonego GI32h

Słupy żelbetowe w rozstawie 6m projektuje się o wymiarach 40x60cm słupy utwierdzone w stopie fundamentowej. W głowicy słupa umieścić marki pod montaż dźwigarów. Słupy zaprojektowano jako monolityczne z betonu C25/30 zbrojoną stalą A-IIIIN. Dopuszcza się możliwość prefabrykacji słupów.

Ściany szczytowe hali zaprojektowano jako murowane usztywnione trzpieniami żelbetowymi oraz wieńcami. Ściany posadowione na ławach fundamentowych.

Główną konstrukcję nośną zadaszenia halą sportową tworzą dźwigary z drewna klejonego w osiowym rozstawie co 6,00m oparte przegubowo na słupach żelbetowych. Konstrukcję wsporczą pod warstwy dachowe stanowią płatwie z drewna klejonego rozpięte pomiędzy dźwigarami.

Elementami obudowy dachu jest blacha trapezowa TR60 opiera na płatwiach drewnianych. Płatwie zaprojektowane z drewna klejonego GI32h oparte na dźwigarach dachowych. Płatwie należy montować za pomocą systemowych łączników zgodnie wytycznymi dostawcy.

Konstrukcja stalowa pod urządzenia (Etap 1)

Zaprojektowano podkonstrukcję pod urządzenia z kształtowników zamkniętych RK100x4 oraz Rp100x50x3. Podkonstrukcje pod urządzenia zaprojektowane jako stelaże stalowe.

Przed wykonaniem konstrukcji Wykonawca zobowiązany jest do zamówienia Projektu Warsztatowego konstrukcji stalowej i na jego podstawie realizowanie zadania. Podesty i mniejsze urządzenia posadowione są na stropodachu na konstrukcji systemowej.. Zestawienia stali dla podkonstrukcji pod urządzenia wg zestawień dostawcy elementów

1.10 MATERIAŁY KONSTRUKCYJNE

W projekcie zastosowano następujące materiały:

stal zbrojeniowa: A-IIIIN

beton konstrukcyjny: ławy i stopy fundamentowe :C25/30,

beton konstrukcyjny: trzpień : C25/30,

beton konstrukcyjny: nadproża, wieńce : C25/30

beton konstrukcyjny: belki, podciągi: C25/30,C35/45

beton konstrukcyjny: słupy : C25/30 ,C30/37

beton konstrukcyjny: ściany : C25/30

beton konstrukcyjny: stropy : C25/30 , C30/37

beton konstrukcyjny: prefabrykaty : C30/37

BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

beton podkładowy:	podlewki pod fundamenty C12/15
stal profilowa:	S235
drewno konstrukcyjne:	GI32h
elementy murowe:	błocki silikatowe kl.15 MPa lub inny materiał równoważny

1.11 WYTYCZNE REALIZACJI

Wykopy fundamentowe wymagają odbioru przez geologa.

W przypadku stwierdzenia gruntów wrażliwych na oddziaływanie warunków atmosferycznych nie dopuszczać do nadmiernego zawilgocenia dna wykopu. Zasypkę wykopu na ściany fundamentów także wykonać ręcznie.

Wykopy należy wykonywać na podstawie projektu organizacji robót ziemnych zatwierdzonego przez geologa i konstruktora

Wszystkie elementy żelbetowe należy dokładnie wypełnić betonem z wibrowaniem dobierając odpowiednią frakcję kruszywa oraz konsystencję betonu.

Uziemienie budynku wykonać wg projektu elektrycznego.

W trakcie betonowania elementów monolitycznych należy osadzić łączniki klocki lub skrzynki drewniane w miejscach przejść instalacyjnych wg projektów branżowych. Projekt należy rozpatrywać łącznie z projektem architektonicznym i projektami branżowymi – zwłaszcza pod kątem otworów i przebieg instalacyjnych.

Prace monolityczne wykonać zgodnie z wytycznymi zawartymi w normie żelbetowej i warunkami technicznymi robót budowlano-montażowych.

W przypadku natrafienia na grunty nienośne, grunt wybrać i wymienić. Wykonać nasyp żwirowo - piaskowy zagęszczony do $I_s=0,96$

1.12 PLAN BEZPIECZEŃSTWA I OCHRONY ZDROWIA

Zgodnie z Dziennikiem Ustaw nr 151, poz. 1256, przed przystąpieniem do robót budowlanych kierownik budowy zobowiązany jest do sporządzenia „planu BIOZ”.

1.13 ZABEZPIECZENIE ANTYKOROZYJNE KONSTRUKCJI BETONOWYCH

Fundamenty oraz ściany fundamentowe zostaną uszczelnione izolacją przeciwwodną. Należy zachować najwyższą staranność przy pracach izolacyjnych, wykonywanych ściśle zgodnie z technologią producenta i pod nadzorem przedstawiciela dozoru technicznego dostawcy systemu. Sugeruje się aby roboty izolacyjne zostały potwierdzone wpisem do dziennika budowy lub odrębną notatką przedstawiciela dostawcy systemu, stwierdzającym poprawność wykonanych prac.

1.14. UWAGI I ZALECENIA OGÓLNE

Realizacja inwestycji opracowana będzie na podstawie rysunków oraz opisu technicznego Projektu Wykonawczego, z uwzględnieniem wytycznych przedstawionych w niniejszej dokumentacji oraz w oparciu o Projekt Wykonawczy.

Realizacja podkonstrukcji stalowej pod urządzenia możliwa będzie jedynie po Wykonaniu Projektu Warsztatowego konstrukcji. Wykonawca zobowiązany jest do zamówienia Projektu Warsztatowego

Wykopy fundamentowe należy bezwzględnie zabezpieczyć przed zalaniem wodą opadową.

Podczas etapowania przedsięwzięcia należy zabezpieczyć elementy konstrukcji wrażliwe i narażone na niekorzystne działanie obciążeń środowiskowych w szczególności na parcie i ssanie wiatru. Zabezpieczenie realizować poprzez stężenia i dodatkowe podparcia (ściany tymczasowe) – sposób realizacji zabezpieczeń bezwzględnie skonsultować z projektantem.

Przy wykonywaniu elementów żelbetonowych konstrukcji układany beton należy zagęszczać poprzez wibrowanie, a po związaniu prowadzić pielęgnację betonu.

O wszelkich niejasnościach i wątpliwościach dotyczących rozwiązań przyjętych w projekcie należy poinformować projektanta w celu uniknięcia błędów. Wszelkie niejasności dotyczące niniejszego projektu oraz ewentualnie zmiany zastosowań rozwiązań należy bezwzględnie, na bieżąco, w ramach nadzoru autorskiego konsultować i uzgadniać z jednostką projektową i upoważnionymi przez nią projektantami.

O rozbieżnościach w wynikach badań gruntowych w stosunku do dokumentacji należy na bieżąco informować biuro projektów w celu ewentualnych korekt fundamentowania budynków.

Wszelkie prace budowlane przy wykonywaniu obiektu należy wykonać zgodnie z niniejszym projektem, normami i normatywami PN, sztuką i wiedzą budowlaną, pod właściwym kierownictwem osoby uprawnionej oraz z zachowaniem przepisów BHP.

Wszystkie użyte materiały muszą posiadać atesty dopuszczające do użytkowania w budownictwie

Relacje pomiędzy przyjętymi wymiarami a stanem istniejącym należy sprawdzić przed przystąpieniem do prac budowlanych

Przed przystąpieniem do wykonywania robót zachodzi konieczność wykonania planu BIOZ.

Zaleca się wykonanie na etapie robót ziemnych szczegółowych odbiorów podłoża przez uprawnionego geologa.

Zaleca się wykonanie drenażów wokół fundamentów przyszłych budynków, w celu odprowadzania wody gruntowej,

Nie dopuścić do napływu wód gruntowych bądź powierzchniowych do wykopów.

2. OGÓLNE ZASADY WYKONYWANIA ROBÓT BUDOWLANYCH.

Jeżeli w opisie do projektu lub uwagach na rysunkach konstrukcyjnych nie podano szczegółowych wytycznych wykonania robót, prace należy wykonywać zgodnie z normami, technologią robót określoną przez producenta materiałów, lub sztuką budowlaną, przy zachowaniu zaleceń opisanych poniżej.

Roboty ziemne

Wstępne warunki wykonania robót ziemnych :

BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

Roboty ziemne oraz roboty przygotowawcze i towarzyszące powinny być wykonywane według organizacyjnego projektu robót ziemnych. W przypadku niewielkich obiektów, dla których roboty ziemne mogą być bezpiecznie wykonane na podstawie projektu budowlanego, można nie sporządzać projektu robót ziemnych. Projekt robót ziemnych powinien mieć taki zakres, aby rozwiązywał wszystkie problemy warunkujące prawidłowe i bezpieczne wykonanie robót ziemnych, fundamentów i budowli ziemnych. Powinien też zapewniać bezpieczeństwo projektowanej konstrukcji lub budowli ziemnej oraz konstrukcji i urządzeń istniejących. W projekcie organizacji robót ziemnych należy rozważyć takie zagadnienia, jak warunki odwodnienia, urabianie materiałów w złożu, transport i układanie materiałów w nasypie oraz transport i odkład gruntu z wykopów oraz bilans mas ziemnych. Projekt organizacji robót ziemnych powinien być opracowany przez kierownika robót przed ich rozpoczęciem i zatwierdzony przez konstruktora obiektu. Podstawą opracowani w/w projektu jest projekt konstrukcyjny inwestycji oraz opracowanie geologiczne dla przedmiotowej inwestycji.

Warunki geologiczne i hydrogeologiczne terenu robót ziemnych :

Warunki geologiczne, hydrologiczne, hydrogeologiczne i geotechniczne na terenie, na którym mają być wykonywane roboty ziemne (także na terenie złoża), oraz na terenach sąsiednich, na które te roboty mogą wpływać, powinny być rozpoznane w stopniu umożliwiającym Wykonawcy bezpieczne wykonanie robót. Warunki te należy przeanalizować także pod względem ich wpływu na posadowienie konstrukcji lub pracę budowli ziemnych i urządzeń istniejących w sąsiedztwie. Szczególnej uwagi wymagają tereny, na których występują szkody górnicze, czynne lub potencjalne osuwiska oraz obszary, na których możliwe jest wystąpienie krasu czy innych zjawisk geodynamicznych. Informacje dotyczące wód powierzchniowych i podziemnych powinny być wystarczające do zaprojektowania efektywnego systemu odprowadzenia wód powierzchniowych bądź regulacji cieków oraz systemu odwodnienia podłoża gruntowego i wykopów fundamentowych.

Rozpoznanie geotechniczne na terenie robót ziemnych i na terenach sąsiednich, które mogą podlegać oddziaływaniu tych robót powinno obejmować:

a) rodzaj i stan gruntów w podłożu, b) uwarstwienie podłoża, c) poziom wód gruntowych i powierzchniowych oraz ich okresowe wahania, d) właściwości fizyko-mechaniczne gruntów i ich zmienność, e) kategorie urabialności gruntów, f) posadowienie istniejących konstrukcji.

Podczas wykonywania robót ziemnych i, następnie, użytkowania konstrukcji lub budowli ziemnej podłoże gruntowe w całej strefie oddziaływania robót nie powinno nadmiernie osiadać. Jeśli prognozowane osiadania są większe niż dopuszczalne, to należy zastosować odpowiednie środki techniczne w celu redukcji osiadań (np. wzmocnienie podłoża). Jeżeli wskutek braku urządzeń odwadniających lub ich niewłaściwego działania grunt w poziomie posadowienia obiektu został poruszony na skutek działania wody, to grunt taki należy usunąć i zastąpić go innym, odpowiednim rodzajem gruntu.

Przy wykonywaniu robót ziemnych, tak w wykopach, jak i w nasypach, należy uwzględniać zdolność niektórych rodzajów gruntów do tworzenia wysadzin. Gdy w podłożu, na którym ma być posadowiony obiekt budowlany, występują grunty wysadzinowe, a w projekcie nie przewidziano przykrycia ich warstwą zabezpieczającą przed przemarzaniem, należy je usunąć co najmniej do głębokości przemarzania gruntu. Podłoże gruntowe, na którym ma być posadowiona konstrukcja, powinno być przedmiotem odbioru częściowego dokonanego przez geologa i konstruktora.

Roboty przygotowawcze i towarzyszące robotom ziemnym :

Roboty geodezyjne:

Roboty geodezyjne przed przystąpieniem do robót ziemnych powinny obejmować między innymi:

a) wytyczenie i stabilizację w terenie, w nawiązaniu do stałej osnowy, nowej lub uzupełnionej roboczej osnowy realizacyjnej, dostosowanej do kształtu obiektu i poszczególnych jego elementów, jeśli istniejąca osnowa geodezyjna nie jest wystarczająca lub wymaga zmian, b) wytyczenie, w nawiązaniu do stałej lub realizacyjnej osnowy geodezyjnej,

punktów głównych i punktów charakterystycznych obiektu, przebiegu osi, obrysów, krawędzi, załamań itp., w zakresie umożliwiającym wytyczenie zarówno konturów robót ziemnych, jak i elementów konstrukcji obiektu (np. ścian konstrukcyjnych), c) wyznaczenie na terenie budowy i w bezpośrednim jej sąsiedztwie odpowiedniej liczby punktów wysokościowych (reperów), dowiązanych do geodezyjnej osnowy wysokościowej; repery należy wyznaczyć nie rzadziej niż co 250 m dla trasy robót liniowych, a także obok każdego projektowanego obiektu.

Poszczególne elementy geometryczne obiektu lub jego części powinny być wyznaczone w taki sposób, aby istniała możliwość pełnego korzystania z wyznaczonych punktów podczas wykonywania robót budowlanych. Z uwagi na roboty i transport technologiczny geodezyjne wyznaczenie osi i obrysów elementów obiektu wymaga wyznaczenia bocznych odnośników usytuowanych poza bezpośrednią strefą robót, nie narażonych na zniszczenie i umożliwiających szybkie odtworzenie uszkodzonych punktów. Miejsca punktów wysokościowych należy lokalizować poza granicami projektowanego obiektu, a rzędne ich określić z dokładnością do 0,5 cm. Punkty wysokościowe powinny być wyznaczone na trwałym elemencie wkopanym w grunt w taki sposób, aby nie zmienił on swego położenia, i chronione przed działaniem czynników atmosferycznych. Roboty geodezyjne w trakcie wykonywania robót ziemnych powinny, jeśli to konieczne, obejmować między innymi:

- a) wyznaczenie oraz kontrolę wymaganych spadków, poziomów oraz nachylenia skarp, b) wykonywanie pomiarów inwentaryzacyjnych urządzeń i elementów zakończonych, robót zanikających lub podlegających zakryciu oraz sporządzanie planów sytuacyjno-wysokościowych budowli i ich aktualizację. Pomiar inwentaryzacyjny budowli lub jej części należy wykonać zanim stanie się ona niedostępna. Po zakończeniu robót (lub ich etapu albo odcinka) należy sporządzić powykonawczą dokumentację geodezyjną obejmującą: mapy, szkice i operaty obsługi realizacyjnej, sprawozdanie techniczne z podaniem stosownych dokładności itp. Dokładność pomiarów geodezyjnych powinna być dostosowana do wymagań realizacyjnych obiektu w poszczególnych etapach czy fragmentach.

Oczyszczenie i przygotowanie terenu :

Oczyszczenie i przygotowanie terenu robót ziemnych powinno być wykonane na podstawie projektu, po dokładnym rozpoznaniu istniejących na terenie obiektów i związanych z nimi instalacji i urządzeń oraz roślinności, i powinno obejmować:

- zabezpieczenie lub usunięcie istniejących w terenie obiektów i urządzeń (resztki konstrukcji, studnie, drenaże, przewody rurowe, kable i inne), - usunięcie lub zabezpieczenie przed uszkodzeniem drzew i krzewów, - usunięcie rumowisk, wysypisk odpadów jeśli projekt nie przewiduje inaczej) oraz gleby zanieczyszczonej związkami chemicznymi; czynności te powinny być wykonane z uwzględnieniem wymogów ochrony środowiska, - zabezpieczenie obiektów chronionych prawem (pomniki przyrody, pomniki kultury, wykopaliska archeologiczne), - zabezpieczenie rzek i kanałów przed zakłóceniem przepływu lub zanieczyszczeniem wód, - usunięcie wierzchniej warstwy gleby (humus).

Jeżeli położenie przewodów, kabli, drenów, oznaczeń granic terenu oraz innych urządzeń lub przeszkód nie może być ustalone przed rozpoczęciem robót, to należy je rozpoznać w trakcie robót. Drzewa i krzewy znajdujące się na terenie, na którym ma być wykonany nasyp lub wykop, należy przed rozpoczęciem robót przesadzić lub ścinać i pnie wykarczować.

Jeśli projekt nie przewiduje inaczej, karczowanie pni drzew powinno być dokonane na powierzchni odpowiadającej obrysowi zewnętrznemu obiektu, powiększonemu o 3,0 m z każdej strony. Doły po karczowaniu pni powinny być wypełnione zagęszczonym gruntem tego samego rodzaju co grunt podłoża, a w odległości powyżej 1,0 m poza obrysem przykryte warstwą humusową. Usuwanie wierzchniej warstwy gleby (humusu) należy przeprowadzić przed rozpoczęciem właściwych robót ziemnych.

BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

Przy niwelacyjnych robotach ziemnych wykonywanych poza obiektem budowlanym darń i wierzchnią warstwę gleby można pozostawić w przypadkach, gdy nasyp ma mieć wysokość większą niż 1,0 m. Usunięcie wierzchniej warstwy gleby należy wykonać na powierzchni odpowiadającej obrysowi zewnętrznemu konstrukcji lub budowli ziemnej, powiększonemu o około 0,5 m do 1,0 m z każdej strony. W przypadku gdy darń ma być ponownie wykorzystana, należy jej płyty układać w stosy o wysokości do 1,0 m. Przygotowanie dróg dojazdowych Przed przystąpieniem do wykonania robót ziemnych należy wykonać niezbędne drogi dojazdowe do terenu i na terenie budowy oraz, ewentualnie, wyznaczyć objazdy dla ruchu drogowego. Drogi dojazdowe należy oznakować jak miejsca niebezpieczne, wymagające szczególnej ostrożności.

Odwodnienie terenu :

Wykonywane roboty ziemne i budowlane oraz obiekty budowlane należy zabezpieczyć przed destrukcyjnym działaniem wody. Należy wykonać ujęcia i odprowadzenie wód powierzchniowych napływających w miejsce wykonywanych robót oraz, jeśli to potrzebne, odwodnienie wgłębne podłoża gruntowego . Istniejące na terenie robót ziemnych zbiorniki i ciekły wodne powinny być osuszone, przełożone lub uregulowane przed przystąpieniem do robót podstawowych zgodnie z odrębnym projektem. Jeżeli konieczne jest obniżenie zwierciadła wody gruntowej, (np. gdy jego poziom utrudnia posadowienie projektowanych konstrukcji i urządzeń lub wykonanie wykopu stosowanymi na budowie maszynami) to należy je przeprowadzić w taki sposób, aby nie została naruszona struktura gruntu w podłożu wykonywanej konstrukcji, a także w podłożu sąsiednich obiektów, i aby na skutek wytworzonej depresji nie wystąpiły nadmierne osiadania podłoża istniejących w sąsiedztwie budowli. System odwodnienia powinien spełniać następujące warunki:

- utrzymanie bez znaczących wahań poziomów wody i ciśnień w porach gruntu przewidzianych w projekcie;
- zapewnienie stałego odpływu określonej ilości wody;
- całkowite wydalenie wody usuwanej z wykopu poza obszar wykopów;
- zapewnienie niezawodności odwodnienia.

Odwodnienie wgłębne podłoża gruntowego, tymczasowe lub stałe, powinno być wykonane na podstawie odrębnego projektu. Urządzenia do odprowadzenia wód powierzchniowych (rowy odwadniające opaskowe, stokowe itd.) lub osuszenie terenu należy wykonać przed rozpoczęciem właściwych robót ziemnych. Wybór systemu odwodnienia i jego niezbędną wydajność należy ustalać na podstawie obliczeń. Efektywność odwodnienia należy sprawdzać przez monitorowanie poziomu wody gruntowej, ciśnień w porach gruntu i przemieszczeń podłoża gruntowego. Zgromadzone dane powinny być analizowane i interpretowane w celu określenia wpływu odwodnienia na warunki na budowie i na zachowanie realizowanych oraz pobliskich konstrukcji. Urządzenia odwadniające powinny być kontrolowane i konserwowane przez cały czas trwania ich pracy. Odwodnienia wgłębne przewidziane jako stałe, powinny mieć urządzenia do automatycznej sygnalizacji przerw w działaniu, pompy rezerwowe oraz dwa niezależne źródła zasilania w energię.

Odprowadzenie wód powierzchniowych powinno obejmować:

- a) wykonanie rowów opaskowych lub podłużnych oraz, ewentualnie, rowów stokowych lub poprzecznych (w podłożu pod budowlą) o przekroju i spadku zapewniającym odprowadzenie wód przesączających się i wód opadowych, b) nadanie spadku powierzchni podłoża w kierunku rowów (w granicach od 0 % do 1,0 %), zależnie od rodzaju gruntu; mniejszy spadek w przypadku gruntów bardziej przepuszczalnych, c) w razie potrzeby - wypełnienie rowów poprzecznych pospółką lub drobnym żwirem, d) ewentualne wykonanie zbiorczego odprowadzenia wód.

UWAGA - W przypadkach szczególnych odwodnienie robocze może być wykonane również innymi metodami.

W przypadku gdy dno wykopu znajduje się poniżej poziomu posadowienia fundamentów istniejących budowli, przy odwadnianiu wykopu należy zachować szczególną ostrożność.

Odległość w planie między krawędzią dna rowu odwadniającego a krawędzią dna wykopu lub obiektu powinna być obliczona, lecz nie powinna być mniejsza niż 1,20 m.

Rowy stokowe, wykonywane w celu np. ochrony skarp wykopów lub stoków przed erozją spowodowaną przez wody powierzchniowe, uniknięcia nadmiernego zawilgocenia skarp oraz zapobiegania spływowi gruntu, powinny być:

- możliwie płytkie (głębokość rowów nie powinna przekraczać 40 cm), - dostosowane do przejmowania wód opadowych,
- szczelne, w celu ograniczenia infiltracji wód przez dno i skarpy rowu, - odsunięte od korony skarpy wykopu lub nasypu o co najmniej 3,0 m w gruntach suchych i zwartych i o 4,0 m w gruntach wilgotnych i luźnych, lecz nie mniej niż o wysokość skarpy, - starannie wykonane i okresowo oczyszczane.

Rowów stokowych nie należy łączyć z innymi rowami, a woda powinna być odprowadzana z nich w sposób nie powodujący zagrożenia wykonywanych robót ziemnych lub wykonywanych obiektów.

W przypadku wykonywania rowów odwadniających w gruntach o wskaźniku osiadania zapadowego $imp > 0,02$, dno i skarpy rowów powinny być zagęszczone przez ubicie oraz umocnione np. przez odarniowanie. Odprowadzenie wody z rowów do studzienek zbiorczych w wykopie można wykonać tylko w miejscach odpowiednio zabezpieczonych przed rozmyciem. Przy wykonywaniu rowów odwadniających należy sprawdzić, czy nie staną się one przyczyną niekorzystnego dla robót ziemnych nawodnienia gruntu w miejscach, w których występują grunty przepuszczalne nie nawodnione, albo czy nie spowodują powstania szkód na terenach sąsiednich. Spadek podłużny dna rowu powinien być dostosowany do rodzaju gruntu lub umocnienia rowu oraz do chronionych robót ziemnych lub obiektów i nie powinien być mniejszy niż 0,2 %.

Kształtowanie terenu:

Roboty związane z niwelacją terenu należy prowadzić w takiej kolejności, aby w każdej fazie robót był zapewniony łatwy odpływ powierzchniowy wód opadowych. W celu ochrony wykopów przed niekontrolowanym napływem wód opadowych, powierzchnia otaczającego terenu powinna być wyprofilowana ze spadkami umożliwiającymi odpływ wody poza teren robót. W przypadku, gdy w górnej części podłoża występują grunty o współczynniku filtracji $k_{10} \sim 10^{-5}$ m/s powierzchnię podłoża należy ukształtować ze spadkami poprzecznymi od 3 % do 5 %. W razie potrzeby, od strony spadku terenu należy wykonać rowy ochronne zlokalizowane poza prawdopodobnym klinem odlamu skarpy wykopu. W przypadku wykonywania nasypu na zboczu o nachyleniu większym niż 1 :5, w celu zabezpieczenia nasypu przed zsuwaniem się należy wyciąć w zboczu stopnie o wysokości od 0,5 m do 1,0 m i szerokości od 1 m do 2,5 m, ze spadkiem górnej powierzchni około 4 % w kierunku zgodnym ze spadkiem zbocza w gruntach mało przepuszczalnych lub przeciwnym do spadku zbocza w gruntach o dużej przepuszczalności (co najmniej piaskach średnioziarnistych).

W przypadkach poszerzania istniejących nasypów należy wykonać stopnie w skarpie nasypu.

- Postępowanie w okolicznościach nieprzewidzianych

Jeżeli na terenie robót ziemnych napotyka się nie przewidziane w dokumentacji obiekty podziemne lub materiały, takie jak - urządzenia i przewody instalacyjne (wodociągowe, kanalizacyjne, ciepłne, gazowe, elektryczne, telekomunikacyjne itp.), - kanały, dreny, - resztki konstrukcji, - materiały nadające się do dalszego użytku (pokłady kamienia, żwiru, piasku), wówczas roboty należy przerwać do czasu uzgodnienia sposobu dalszego postępowania. W przypadku, gdy w wykonywanym wykopie, na głębokości posadowienia fundamentu, znajduje się grunt o nośności mniejszej od przewidzianej w projekcie lub grunt silnie nawodniony, roboty ziemne należy przerwać do czasu ustalenia sposobu postępowania.

W przypadku wystąpienia osuwisk lub przebiegów hydraulicznych zagrażających stateczności budowli, do czasu ustalenia sposobu dalszego postępowania należy:

- a) wstrzymać wykonywanie robót w sąsiedztwie zaobserwowanego zjawiska i zabezpieczyć obszar zagrożony ruchami gruntu przed dostępem ludzi, b) zabezpieczyć miejsce, w którym nastąpiło przebicie, przed dalszym naruszeniem struktury gruntu.

W przypadku odkrycia wykopalisk archeologicznych lub niewypałów i innych pozostałości wojennych, należy przerwać roboty, zawiadomić odpowiednie władze administracyjne, a miejsca odkryć i zabezpieczyć przed dostępem ludzi i zwierząt.

Wykopy

Ogólne zasady wykonywania wykopów :

Metoda wykonywania wykopów powinna być dobrana do zakresu robót, rodzaju, rozmiarów i głębokości wykopów, ukształtowania terenu, rodzaju gruntu oraz posiadanego sprzętu mechanicznego. Przed przystąpieniem do wykonywania wykopów należy sprawdzić poziom wody gruntowej w miejscu wykonywania robót i uwzględnić ciśnienie spływowe, które może powodować utrudnienie robót i naruszenie równowagi skarp wykopu lub zbocza. Wykopy tymczasowe powinny być wykonywane bezpośrednio przed wykonaniem przewidzianych w nich robót i szybko zlikwidowane przez zasypianie. Szczególną uwagę należy zwrócić na występowanie w podłożu gruntów ekspansywnych. Źródła wody odsłonięte przy wykonywaniu wykopów należy ująć za pomocą rowów lub drenów i odprowadzić rowami poza teren robót.

W przypadku, gdy przewiduje się obniżenie zwierciadła wody gruntowej poniżej dna i wykop wykonywany pod wodą stanowi wstępną fazę robót, należy go wykonać do głębokości o ok. 50 cm mniejszej niż projektowana głębokość dna i dokończyć oraz wykonać ewentualne zabezpieczenia dopiero przy obniżonym zwierciadle wody gruntowej. W przypadku lokalizacji drogi wzdłuż wykopu, w zasięgu klina odłamu gruntu, należy przeprowadzić obliczenia z uwzględnieniem najniekorzystniejszego oddziaływania parcia gruntu przy obciążonym naziemiu na obudowę wykopu. W przypadku wykonywania wykopów sprzętem przekazującym drgania na podłoże gruntowe należy ocenić wpływ tych drgań na istniejące konstrukcje. Dno i skarpy lub ściany wykopów stałych należy trwale umocnić.

Kategorie urabialności gruntów Grunty i skały podzielono na siedem kategorii w zależności od specyfiki i stopnia trudności urabiania w złożu.

Kategoria 1: Gleba Wierzchnia warstwa gruntu zawierająca oprócz materiałów nieorganicznych: żwiru, piasku, pyłu, łu, również części organiczne: próchnicę (humus) oraz organizmy żywe.

Kategoria 2: Grunty płynne Grunty w stanie płynnym, trudno oddające wodę.

Kategoria 3: Grunty łatwo urabialne a) grunty niespoiste i mało spoiste: grunty frakcji żwirowej lub piaskowej oraz ich mieszaniny, z domieszką do 15 % cząstek frakcji pyłowej i łuwej, zawierające mniej niż 30 % kamieni i głazów o objętości do 0,01 m³ (co odpowiada kuli o średnicy 0,30 m), b) grunty organiczne o małej zawartości wody, dobrze rozłożone, słabo skonsolidowane.

Kategoria 4: Grunty średnio urabialne a) mieszaniny frakcji żwirowej, piaskowej, pyłowej i łuwej, zawierające więcej niż 15 % cząstek frakcji pyłowej i łuwej, b) grunty spoiste o wskaźniku plastyczności I_p: 15 %, w stanie od plastycznego do półzwałowego, zawierające nie więcej niż 30 % kamieni i głazów o objętości do 0,01 m³, c) grunty organiczne skonsolidowane ze szczątkami drzew.

Kategoria 5: Grunty trudno urabialne a) grunty jak w kategorii 3 i 4, lecz zawierające więcej niż 30 % kamieni i głazów o objętości do 0,01 m³, b) grunty niespoiste i spoiste zawierające mniej niż 30% głazów o objętości od 0,01 m³ do 0,1 m³ (objętość 0,1 m³ odpowiada kuli o średnicy 0,60 m), c) grunty bardzo spoiste (W_L: 70 %), w stanie od plastycznego do półzwałowego (0,50 > I_L: 0).

Kategoria 6: Skały łatwo urabialne i porównywalne rodzaje gruntu a) skały mające wewnętrzną cementację ziarn, lecz mocno spękaną, łamliwą, kruchą, łupkowatą, miękką lub zwietrzałą, b) porównywalne grunty zwarte lub zestalone (np. przez wyschnięcie, zamrożenie, związanie chemiczne), spoiste lub niespoiste, c) grunty niespoiste i spoiste zawierające więcej niż 30 % głazów o objętości od 0,01 m³ do 0,1 m³.

Kategoria 7: Skały trudno urabialne a) skały mające wewnętrzną cementację ziarn i dużą wytrzymałość strukturalną, lecz spękaną lub zwietrzałą, b) zwarte, nie zwietrzałe łupki ilaste, warstwy zlepieńców, hutnicze hałdy żużlowe itp. c) głazy o objętości powyżej 0,1 m³.

Wymiary wykopów :

Wymiary wykopów w planie powinny być dostosowane do:

- wymiarów fundamentów w planie lub średnicy przewodu, - głębokości wykopu, - zakresu i technologii robót, które mają być wykonywane w wykopie, - rodzaju gruntu i sposobu zabezpieczenia ścian wykopu (obudowa, bezpieczne nachylenie skarp), - szerokości potrzebnej przestrzeni roboczej. Szerokość przestrzeni roboczej w wykopach

obudowanych nie powinna być mniejsza niż 0,50 m, a w przypadku gdy na ścianach konstrukcji ma być wykonywana izolacja - nie mniejsza niż 0,80 m. Minimalna szerokość dna wykopu dla przewodów podziemnych o głębokości od 1,0 m do 1,25 m bez przestrzeni roboczej powinna wynosić 0,60 m, a w przypadku układania rurociągów i drenaży co najmniej po 0,30 m z każdej strony.

Nienaruszalność struktury gruntu w dnie wykopu :

W celu ochrony struktury gruntu w dnie wykopu należy wykonywać wykopy do głębokości mniejszej od projektowanej co najmniej o 20 cm, a w wykopach wykonywanych mechanicznie o 30 cm do 60 cm w zależności od rodzaju gruntu. Pozostawiona warstwa powinna być usunięta bezpośrednio przed wykonaniem fundamentów lub ułożeniem urządzeń instalacyjnych. W przypadku wykonania wykopu o głębokości większej niż przewidywana, należy zastosować odpowiednie środki zapewniające wymaganą nośność podłoża w poziomie posadowienia konstrukcji (np. odpowiednio zagęszczona lub stabilizowana spoiwem podsypka piaskowo-żwirowa, albo warstwa chudego betonu).

Składowanie ukopanego gruntu :

Ukopany grunt powinien być niezwłocznie przetransportowany na miejsce przeznaczenia lub na odkład przewidziany do zasypania wykopu po jego zabudowaniu. Składowanie ukopanego gruntu bezpośrednio przy wykonywanym wykopie jest dozwolone tylko w przypadku wykopu obudowanego, gdy obudowa została obliczona na dodatkowe obciążenie odkładem gruntu. Odkłady gruntu powinny być wykonywane w postaci nasypów o wysokości do 2 m, o nachyleniu skarp 1:1,5 i spadku korony 2 do 5 %.

Zabezpieczanie skarp wykopów stałych W przypadku wykopów stałych należy zapewnić:

- stałe odwodnienie wykopu, - zabezpieczenie przed rozmyciem terenu u podnóża i ponad skarpą w pasie o szerokości równej głębokości wykopu, jeśli projekt nie przewiduje inaczej, - zabezpieczenie skarp przed erozją.

Zasypywanie wykopów :

Jeśli w projekcie nie ustalono inaczej, zaleca się zasypać wykop gruntem uprzednio wydobytym z tego wykopu; materiał zasypki nie powinien być zmarznięty ani zawierać zanieczyszczeń (np. torfu, darniny, korzeni, odpadków budowlanych itp. materiałów).

Zasypywanie wykopu należy wykonywać warstwami, które po ułożeniu powinny być zagęszczone; miąższość warstw zasypki powinna być wybrana w zależności od przyjętej metody zagęszczania. Nasypywanie warstw gruntu i ich zagęszczanie w pobliżu ścian obiektów powinno być dokonywane w taki sposób, aby nie spowodowało uszkodzenia ściany lub izolacji wodochronnej albo przeciwwilgociowej, jeśli taka została wykonana.

Jeżeli w zasypywanym wykopie znajduje się przewód lub rurociąg, to użyty materiał i sposób zasypania nie powinien spowodować uszkodzenia lub przemieszczenia przewodu ani uszkodzenia izolacji (wodochronnej, przeciwwilgociowej, cieplnej).

Nasypy

Ogólne zasady budowy nasypów

Materiał w nasypie należy układać i zagęszczać warstwami. Poszczególne warstwy materiału w nasypie powinny mieć stałą miąższość na całej szerokości, jeśli to możliwe. Warstwy materiału powinny być układane w zasadzie poziomo. Jednak w celu ułatwienia odprowadzenia wód opadowych warstwy z gruntów spoistych o małej przepuszczalności ($k_{10} \leq 10^{-5}$ m/s) powinny mieć nachylenie górnej powierzchni w kierunku podłużnym do 1 0%, a w kierunku poprzecznym około 4 do 5 %.

Miąższość warstw nasypu należy ustalać w zależności od rodzaju materiału, od wymaganego zagęszczenia oraz od rodzaju sprzętu zagęszczającego. Każda wykonana warstwa nasypu musi być poddana procedurze odbioru częściowego. Następna, wyżej położona warstwa może być układana dopiero po osiągnięciu wymaganego zagęszczenia warstwy poprzedniej, potwierdzonym w trakcie odbioru. W kształcie nasypu: nachyleniu i liniach skarp oraz szerokości i rzędnych korony, należy uwzględnić poprawki na osiadanie podłoża i korpusu nasypu. Grunty spoiste na skarpach i na koronie nasypu powinny być przykryte warstwą ochronną z gruntów sypkich o grubości nie mniejszej

niż 0,5 m. Jeżeli w układanym materiale znajdują się głazy, kamienie albo bryły gruntu, to należy je tak rozmieścić w nasypie, aby nie powodowały powstawania szkodliwych pustek. Nasypy należy zagęszczać od zewnątrz ku środkowi. Materiały, a szczególnie grunty spoiste, należy zagęszczać bezpośrednio po ułożeniu warstwy. Gdy po zagęszczeniu gruntów spoistych otrzymuje się gładką powierzchnię warstwy (np. przy zastosowaniu walców gładkich), należy ją na krótko przed ułożeniem warstwy następnej spulchnić na głębokość około 5 cm i, ewentualnie, zrosić wodą w celu lepszego połączenia warstw. W przypadku gdy nadmierne zagęszczenie nasypu nie jest dopuszczalne, musi być ustalona górna granica zagęszczenia. Urządzenia odwadniające podłoże gruntowe powinny zapewniać poprawienie warunków wykonania nasypu (np. przez wykonanie rowów opaskowych oraz rowów poprzecznych w podłożu pod nasypem) oraz warunków pracy podłoża w czasie eksploatacji nasypu. Należy zapobiegać przedostawaniu się wody w głąb nasypu przez wykonanie np. rowów bocznych, oddzielonych od podnóża skarpy ochronną odsadzką gruntu, oraz przez odpowiednie ukształtowanie podłoża.

Jeżeli przewiduje się umieszczenie w nasypie konstrukcji i urządzeń, to powinny one być wykonane wcześniej niż nasyp, chyba że w projekcie ustalono inaczej. Zagłębienia powierzchni terenu w miejscu posadowienia nasypu lub konstrukcji należy wypełnić odpowiednim gruntem tak zagęszczonym, aby miał takie same właściwości jak grunt przyległy. Jeżeli to konieczne, wierzchnią warstwę podłoża nasypu należy zagęścić według wymagań dla nasypu, a następnie powierzchniowo (na głębokość od 5 cm do 10 cm) spulchnić w celu lepszego związania z nasypem. Grunty słabe (np. torfy, namuły organiczne itp.) i glebę, zalegające w podłożu nasypu, jeśli w projekcie nie ustalono inaczej, należy usunąć i zastąpić nasypem z odpowiedniego materiału. Jeśli obecność słabych gruntów ujawniono dopiero w fazie wykonywania robót ziemnych, roboty należy przerwać do czasu ustalenia sposobu dalszego postępowania. Jeśli projekt przewiduje pozostawienie gruntów słabych w podłożu nasypu, należy wykonać odpowiednie zabiegi, zapewniające wymaganą nośność podłoża. Urządzenia pomiarowe, które zostały wbudowane w nasyp w celu obserwacji osiadania, przesunąć itp. należy chronić przed uszkodzeniem i zmianą położenia. W przypadku wbudowywania gruntów o bardzo zróżnicowanym uziarnieniu należy zapobiegać ich rozsegregowaniu się podczas wyladowywania ze środków transportowych. Rozsegregowany materiał nie może być wbudowany w strefy styku z innymi gruntami, z podłożem oraz konstrukcjami betonowymi.

Dobór materiałów na nasyp:

Do budowy nasypów należy stosować materiały ziarniste o możliwie najbardziej zróżnicowanym uziarnieniu.

Można stosować:

- grunty ziarniste, - grunty spoiste i organiczne, - materiały przemysłowe i odpadowe.

Bez ograniczeń można stosować grunty z twardych gatunków skał: głazy, kamienie oraz żwiry, piaski i piaski gliniaste. Grunty spoiste i organiczne oraz materiały przemysłowe, takie jak lekkie kruszywa, lub odpadowe, takie jak selekcionowane odpady z kopalni węgla i sproszkowane popioły z elektrowni, można stosować w określonych warunkach, przy spełnieniu specjalnych wymagań ustanowionych dla tych materiałów. Wymiar ziaren gruntu stosowanego do budowy korpusu nasypu w zasadzie nie powinien przekraczać 200 mm.

Stosowanie gruntów o wymiarze ziaren do 500 mm dopuszcza się pod warunkiem wypełnienia przestrzeni między nimi gruntem o drobniejszym uziarnieniu.

W dolnej części nasypu mogą być pozostawione pojedyncze głazy i bloki skalne o wymiarach większych niż 500 mm, gdy miąższość warstwy nasypu ponad nimi wynosi co najmniej 2 m i gdy możliwe jest zagęszczenie gruntu wypełniającego puste przestrzenie między nimi. Należy wówczas ustalić specjalne zabiegi umożliwiające zagęszczenie gruntu. Jeśli miejscowe materiały w stanie naturalnym nie są odpowiednie do budowy nasypu, należy rozważyć możliwość polepszenia ich właściwości i zagęszczalności. Do wykonania nasypów nie należy stosować bez specjalnych zabiegów - gruntów pęczniących i rozpuszczalnych w wodzie, - ilów i glin zwięzłych o granicy płynności WL powyżej 65 %, - gruntów z domieszkami rozpuszczalnymi w wodzie, - gruntów zanieczyszczonych (zawierających odpadki, gruz, części roślinne, karcze drzew, śnieg, lód lub torf itp.), - gruntów zamarzniętych.

Grunty organiczne (namuły, torfy, gytie) i materiały o gęstości objętościowej szkieletu gruntowego poniżej 1,6 g/cm³ można stosować tylko w szczególnych przypadkach, np. do budowy nasypów na słabych gruntach.

Rozmieszczenie gruntów w nasypie

Rozmieszczenie gruntów w nasypie zależy od przeznaczenia i funkcji nasypu, warunków terenowych i klimatycznych, możliwości wyboru materiałów oraz od innych ewentualnych czynników. Gdy projekt nie określa rozmieszczenia różnych gruntów w nasypie, należy przestrzegać następujących reguł:

- do głębokości przemarzania nasypu zaleca się stosowanie gruntów niewysadzinowych (grunty wątpliwe pod tym względem można stosować tylko w korzystnych warunkach wodnych), - grunty spoiste o wilgotności naturalnej bliskiej wilgotności optymalnej, które nie wymagają dodatkowych zabiegów w celu uzyskania wymaganego wskaźnika zagęszczenia, można wbudowywać na dowolnym poziomie nasypu, ale zaleca się wbudowywanie ich poniżej głębokości przemarzania, - grunty o różnych właściwościach, jeśli to możliwe, powinny być układane jednolitymi warstwami na całej szerokości nasypu, - jeśli warstwy nie są jednolite, to grunty mniej przepuszczalne powinny być układane w środkowej części nasypu, a grunty bardziej przepuszczalne bliżej skarp, - w celu zapewnienia odpływu wody przez skarpy, warstwy gruntów bardziej przepuszczalnych powinny być układane poziomo na całej szerokości nasypu, - skład jednolitych warstw w nasypach z różnych materiałów należy tak ustalać, aby nie dochodziło do zmieszania gruntów, jeśli to jest niepożądane; warstwy gruntów o różnych właściwościach, które nie powinny się ze sobą mieszać, należy oddzielić, - grunty ułożone obok siebie w nasypie powinny mieć takie uziarnienie, aby na skutek filtracji nie powstawały kawerny lub rozmycia, - grunty znajdujące się w nasypie nie powinny tworzyć soczewek, gniazd lub warstw ułatwiających poślizg bądź filtrację wody; aby uniknąć powstawania w nasypie gniazd i soczewek gruntowych bardziej nawodnionych i zatrzymujących wodę, nie należy dopuszczać do przemieszczania się w bryle nasypu gruntów o różnej przepuszczalności.

Dobór technologii układania i zagęszczania nasypu :

Procedury układania i zagęszczania nasypu powinny zapewniać stateczność nasypu podczas całego okresu budowy i nie wywierać niekorzystnego wpływu na naturalne podłoże pod nasypem bądź na konstrukcje i urządzenia umieszczone w nasypie.

Kryteria zagęszczenia należy ustalać dla każdej strefy lub warstwy, w zależności od przeznaczenia nasypu i wymagań co do jego zachowania. W celu opracowania właściwej procedury zagęszczania i ustalenia kryteriów kontroli należy wykonywać próbne zagęszczanie (próbny test polowy zagęszczania) z użyciem materiału, który ma być zastosowany, oraz sprzętu, którym materiał będzie zagęszczany w nasypie.

Zagęszczanie nasypów :

Przy zagęszczaniu nasypów należy przestrzegać następujących zasad:

- a) każda warstwa materiału w nasypach lub zasypkach powinna być zagęszczona mechanicznie lub ręcznie;
- b) ułożona warstwa powinna być równomiernie zagęszczona na całej szerokości nasypu, przy czym liczba przejazdów maszyn zagęszczających powinna zapewnić wymagane zagęszczenie; ślady przejazdu maszyny zagęszczającej powinny pokrywać na szerokości do 25 cm ślady poprzednie;
- c) miąższość warstwy zagęszczanego materiału zaleca się ustalać doświadczalnie, na podstawie próbnego zagęszczania;
- d) miąższość warstwy gruntu przy zagęszczaniu ręcznym nie powinna być większa niż 15 cm;
- e) zagęszczenie materiału ocenia się na podstawie wskaźnika zagęszczenia I_s lub stopnia zagęszczenia I_D (w przypadku gruntów niespoistych), modułów odkształcenia (w przypadku gruntu zawierającego kamienie) bądź innych wybranych parametrów;
- f) wymaganą wartość parametru zagęszczenia należy ustalać w zależności od przeznaczenia nasypu, poziomu zalegania warstwy gruntu w nasypie i możliwości prowadzenia kontroli zagęszczenia;
- g) zagęszczanie warstwy gruntu powinno być dokonywane możliwie szybko, tak aby nie nastąpiło nadmierne przesuszenie lub nawilgocenie gruntu;

h) czas pomiędzy zakończeniem procesu zagęszczania warstwy gruntu spoistego a ułożeniem warstwy następnej powinien być jak najkrótszy. Gdy ten warunek nie może być spełniony, zagęszczoną warstwę gruntu należy zabezpieczyć przed wpływami atmosferycznymi;

i) w czasie opadów atmosferycznych zagęszczanie gruntów należy przerwać.

Wilgotność gruntu w czasie zagęszczania powinna być zbliżona do wilgotności optymalnej.

Zaleca się, aby wilgotność gruntów spoistych wynosiła $W_n = W_{opt} \pm 2\%$, z wyjątkiem gliniastych pospółek, żwirów i rumoszy, dla których zaleca się $W_n = 0,7 W_{opt}$ (górna granica wilgotności zależy od rodzaju maszyn zagęszczających). W przypadku gdy grunt spoisty ma wilgotność naturalną znacznie wyższą lub niższą od dopuszczalnej, przed wbudowaniem należy go przesuszyć na odkładzie lub nawilżyć przez zraszanie wodą. Podczas wykonywania nasypu powinna być przestrzegana równomierność zagęszczenia każdej warstwy gruntu. Wskaźnik zagęszczenia nasypów, na których mają być posadowione fundamenty konstrukcji, nie powinien być mniejszy niż 0,97. Należy też wykluczyć wystąpienie nadmiernych różnic osiadań w obrębie nasypu. Przy wstępnym ustalaniu miąższości warstw i liczby przejazdów maszyny zagęszczającej można korzystać z informacji podanych w załączniku B normy PN „Roboty ziemne”

Zabezpieczenie budowli ziemnych i robót

Budowle ziemne należy trwale zabezpieczyć. Skarpy oraz dno wykopu lub koronę nasypu należy umocnić bezpośrednio po wykonaniu. Umocnienie można wykonywać odcinkami.

W przypadku gdy trwale zabezpieczenie nie jest od razu możliwe, do chwili wykonania właściwego umocnienia należy tymczasowo zabezpieczyć skarpy oraz dno wykopów lub koronę nasypów przed działaniem wpływów atmosferycznych oraz przed uszkodzeniami mechanicznymi. Dotyczy to również dłuższych przerw roboczych.

W przypadku uszkodzenia warstwy, gdy zabezpieczenia nie wykonano lub okazało się ono mało skuteczne, należy ją usunąć.

Po długiej przerwie roboczej przed wykonaniem umocnień konieczne jest sprawdzenie jakości nasypu i przywrócenie mu stanu i wymiarów zgodnych z projektem.

Roboty ziemne w okresie mrozów

W okresie mrozów można wykonywać tylko nasypy z gruntów niespoistych, przy zachowaniu warunków specjalnych, determinujących prawidłowe wykonanie nasypu o wymaganym zagęszczeniu.

W okresie mrozów grunt należy odspajać w sposób ciągły, aby nie przemarzał. W przypadkach dłuższych przerw (ponad 2 h) odsłonięte powierzchnie robocze powinny być przykryte odpowiednim materiałem ochronnym lub pozostawioną albo nasypaną warstwą spulchnionego gruntu.

Teren, na którym przewiduje się wykonanie wykopów w okresie mrozów, powinien być zabezpieczony przed przemarzaniem.

W okresie mrozów nie powinno być wykonywane wyrównanie skarp i dna wykopu w gruntach spoistych.

Tolerancje geometryczne

Tolerancje projektowanych wymiarów liniowych oraz rzędnych dla robót i budowli ziemnych powinny być określone w projekcie. Jeśli projekt nie zawiera tego rodzaju danych, to odchylenia od wartości projektowanych nie powinny być większe niż:

$\pm 0,02\%$, $\pm 0,05\%$, $\pm 4\text{ cm}$, $\pm 5\text{ cm}$, $\pm 3\text{ cm}$, $\pm 5\text{ cm}$, ± 2 , $\pm 5\text{ cm}$, $\pm 5\text{ cm}$, $\pm 15\text{ cm}$, $\pm 5\text{ cm} + 10\text{ cm}$, $\pm 10\%$, $\pm 5\%$, $\pm 10\%$, $\pm 5\text{ cm}$, $\pm 15\text{ cm}$

dla spadków terenu, dla spadków rowów odwadniających, dla rzędnych w siatce kwadratów $40\text{ m} \times 40\text{ m}$, dla rzędnych dna wykopu fundamentowego, dla rzędnych dna wykopu dla rurociągów w gruntach spoistych, dla rzędnych dna wykopu dla rurociągów w gruntach wymagających wzmocnienia, dla rzędnych korony nasypu budowlanego, dla wymiarów w planie wykopów rozpartych i dla pozostałych wykopów o szerokości dna poniżej $1,5\text{ m}$, dla wymiarów w planie wykopów o szerokości dna większej niż $1,5\text{ m}$, dla odległości krawędzi dna od ustalonej w planie osi wykopów dla przewodów podziemnych, dla wymiarów w pionie wykopów dla przewodów podziemnych, dla nachylenia skarp

wykopów fundamentowych, dla nachylenia skarp wykopów dla przewodów podziemnych, dla nachylenia skarp stałego odkładu, dla szerokości korony nasypu budowlanego, dla szerokości podstawy nasypu budowlanego.

- Kontrola i badania robót ziemnych

Kontrolne badania geotechniczne

Badania podłoża gruntowego Przed przystąpieniem do robót ziemnych należy zweryfikować rozpoznanie geotechniczne podłoża gruntowego w celu określenia rodzaju i miąższości warstw gruntów zalegających w miejscu robót ziemnych oraz ustalenia rzeczywistych warunków wodno-gruntowych w podłożu w momencie rozpoczynania robót.

Wyniki kontrolnych badań podłoża gruntowego należy porównać z dokumentacją geotechniczną, która stanowiła podstawę projektu budowlanego i projektu robót ziemnych, i z projektem robót ziemnych.

Badania gruntów w wykopach Badania gruntów w wykopach powinny być wykonywane w celu sprawdzenia zgodności rzeczywistego rodzaju i stanu gruntu z przyjętymi w projekcie, a także, jeśli to potrzebne, dla oceny zagęszczenia gruntu w dnie i skarpach wykopu.

Zakres badań gruntów w dnie wykopu zależy od rodzaju, rozmiarów i kategorii geotechnicznej budowli ziemnej lub konstrukcji, która ma być posadowiona w wykopie. Badania zagęszczenia nasypów Zagęszczenie należy badać na podstawie pomiarów gęstości objętościowej szkieletu gruntowego i, jeśli wymaga tego projekt, pomiarów wilgotności lub na podstawie pomiarów takich właściwości, jak opór penetracji, moduł odkształcenia itp. (pomiaru mogą być niemiarodajne do oceny zagęszczenia gruntów spoistych).

Wartości maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu gruntowego oraz wilgotności optymalnej zaleca się oznaczać metodą I i II według PN-88/B-04481.

Wartości wtórnych modułów odkształcenia należy oznaczać przy powtórnym obciążeniu statycznym płytą. Jako dodatkowe kryterium oceny wymaganego zagęszczenia można przyjmować wartość stosunku modułów odkształcenia wtórnego do odkształcenia pierwotnego.

W przypadku niektórych mieszanek materiałów (np. nasypów skalnych lub nasypów zawierających dużą ilość głazów i kamieni, dla których użycie metody Proctora do testowania zagęszczenia nie jest odpowiednie) i niektórych procedur zagęszczania, badania po zagęszczeniu można przeprowadzić metodami sejsmicznymi lub zastąpić sprawdzeniem czy zagęszczenie przeprowadzono zgodnie z procedurą ustaloną na podstawie próbnego zagęszczania lub porównywalnego doświadczenia albo czy dodatkowe osiadanie, spowodowane dodatkowym przejściem sprzętu zagęszczającego, jest mniejsze niż określona wartość. Badania specjalne W celu sprawdzenia stanu i prawidłowości zachowania budowli ziemnej w czasie jej wykonywania, w zależności od potrzeby powinny być prowadzone pomiary zwierciadła wody gruntowej w podłożu gruntowym i pomiary ciśnienia wody w porach gruntu, badania parametrów wytrzymałościowych gruntów, pomiary osiadania lub przemieszczeń poziomych podłoża i nasypu itp.

Zakres i sposób prowadzenia pomiarów powinien być określony w projekcie.

Kontrola wykonania robót ziemnych

Sprawdzenie dokumentacji technicznej Przed przystąpieniem do robót ziemnych należy sprawdzić dokumentację techniczną i stwierdzić, czy na jej podstawie można wykonać projektowane roboty ziemne lub budowlę ziemną.

Kontrola robót przygotowawczych

Przed przystąpieniem do robót ziemnych należy sprawdzić, czy prace przygotowawcze zostały wykonane zgodnie z projektem i wytycznymi określonymi dla robót przygotowawczych.

Kontrola wykonania wykopów i ukopów

Należy sprawdzić zgodność wykonania wykopów i ukopów z projektem i wymaganiami podanymi w specyfikacji dla wykopów i ukopów, ze szczególnym zwróceniem uwagi na:

- zabezpieczenie skarp wykopów, - obudowę ścian wykopów, - prawidłowość odwodnienia wykopu, - dokładność wykonania wykopu (usytuowanie, wykończenie, wymiary, rzędne, naruszenie naturalnej struktury gruntu w dnie wykopu itp.).

W przypadku sprawdzania ukopu należy ocenić:

- zgodność rodzaju gruntu w ukopie z dokumentacją geotechniczną, - stan równowagi skarp i zboczy, - stan odwodnienia, - uporządkowanie terenu wokół ukopu.

Kontrola materiałów w złożu

Przed przystąpieniem do budowy nasypu należy przeprowadzić kontrolne badania złóż, z których materiały mają być pobierane.

Badania powinny być przeprowadzone co najmniej 1 raz w każdej partii materiału pochodzącej z nowego źródła i nie rzadziej niż raz na każde 1 000 m³ objętości materiału. Próbkę do badań należy wybierać na podstawie oceny wizualnej i analizy makroskopowej.

Kontrola wykonania nasypów

Należy sprawdzić zgodność wykonania nasypów z projektem i z wymaganiami podanymi w niniejszej specyfikacji, a przede wszystkim:

- jakość materiałów wbudowanych w nasyp i ich przydatność do wykonania nasypu, - prawidłowość rozmieszczenia poszczególnych gruntów w nasypie, - prawidłowość wykonania poszczególnych warstw gruntu: jakość i dokładność zagęszczania oraz odwodnienie poszczególnych warstw, - dokładność wykonania nasypu.

Kontrola jakości zagęszczenia nasypu powinna prowadzić do ustalenia wartości odpowiedniego w danym przypadku parametru zagęszczenia warstw we wznoszonej budowlu ziemnej, a w niektórych przypadkach, przy zastosowaniu właściwej interpretacji, także do wyznaczenia wartości uogólnionego parametru zagęszczenia dla całej budowli lub jej części.

Zakres i częstość kontroli jakości układanego gruntu oraz zagęszczenia nasypu powinien zależeć od rodzaju i właściwości materiału oraz od przeznaczenia, funkcji i rozmiarów nasypu. Jeśli projekt nie przewiduje inaczej, częstość badań zagęszczenia nasypu nie powinna być mniejsza niż: 1 test na 1 000 m³ objętości nasypu oraz 3 testy w każdej jednorodnej warstwie nasypu, lecz nie rzadziej niż 1 test na 500 m² jednorodnej warstwy. Liczba testów zagęszczenia zasypki nie powinna być mniejsza niż: 3 testy na 500 m³ objętości zasypki, lecz nie rzadziej niż 1 test co 30 m długości ściany konstrukcji oraz 50 m długości wykopu dla przewodów.

Kontrolę jakości zagęszczenia należy prowadzić:

a) bieżąco (kontrola bieżąca) - w celu sprawdzenia, czy zostało osiągnięte wymagane zagęszczenie danej warstwy, b) po wykonaniu całej budowli lub jej części (kontrola powykonawcza) - w celu uzyskania informacji o zagęszczeniu gruntów w całej budowli lub jej częściach (w tym przypadku wyniki powinny być opracowane statystycznie) bądź w celu wykrycia miejsc słabych, kawern (pustek) lub innych miejsc zagrażających bezpieczeństwu;

c) w trakcie użytkowania istniejących obiektów (kontrola eksploatacyjna) - zwykle gdy powstają obawy o ich bezpieczeństwo lub trwałość, które wiązać można z niedostatecznym zagęszczeniem gruntu. Należy uwzględnić fakt, że wiarygodność kontroli powykonawczej i eksploatacyjnej może być zmniejszona wskutek ograniczonych możliwości badania zagęszczenia na dużych głębokościach lub z innych możliwych przyczyn. Zakres i termin przeprowadzania kontroli podczas wykonywania robót ziemnych powinna być przeprowadzona w takim zakresie, aby istniała możliwość oceny stanu, jakości i prawidłowości wykonania robót przy odbiorze końcowym.

Termin przeprowadzenia określonej kontroli powinien być ustalony w projekcie. Jeżeli w projekcie nie ustalono inaczej, terminy przeprowadzania kontroli robót można przyjmować orientacyjnie wg tablicy C.1 podanej w załączniku C do PN „Roboty ziemne”. Odstępstwo od projektu Wszelkie odstępstwa od projektu przy wykonywaniu robót ziemnych i przygotowawczych muszą być opisane, wyjaśnione i uzasadnione.

Odbiór robót ziemnych

Odbiór materiałów

Odbiór materiałów przeznaczonych do wykonania danego rodzaju robót ziemnych powinien być dokonany na podstawie wyników rozpoznania geotechnicznego lub geologiczno-inżynierskiego i badania kontrolnego przeprowadzonego przed rozpoczęciem eksploatacji złoża lub jego części, a najpóźniej przed ich wbudowaniem.

W przypadku gdy materiał złoza został uznany za nieprzydatny do wykonania danego rodzaju robót ziemnych, można go użyć tylko wówczas, gdy istnieje możliwość poprawienia jego właściwości zgodnie z wymaganiami.

Odbiór częściowy robót Odbiór częściowy powinien być przeprowadzony w przypadku robót ulegających zakryciu (np. przygotowanie terenu, podłoże gruntowe pod fundamenty konstrukcji lub nasyp, zagęszczenie poszczególnych warstw gruntów w nasypie, urządzenia odwadniające znajdujące się w nasypie, itp.) przed przystąpieniem do następnej fazy (części) robót, uniemożliwiającej dokonanie odbioru robót poprzednio wykonanych w terminach późniejszych. Odbioru należy dokonać na podstawie wyników odpowiednich badań i kontroli.

Odbiór końcowy robót Odbiór końcowy robót ziemnych powinien być przeprowadzony po ich zakończeniu i powinien być dokonywany na podstawie dokumentacji robót ziemnych, łącznie z protokołami z odbiorów częściowych i oceną aktualnego stanu wykonanych robót.

W razie gdy to jest konieczne, przy odbiorze końcowym mogą być przeprowadzane dodatkowe badania.

Należy sporządzić dokumentację powykonawczą.

Ocena wyników odbioru :

Jeżeli wszystkie przewidziane powyżej badania, kontrole i odbiory częściowe robót oraz odbiór końcowy wykazują, że zostały spełnione wymagania określone w projekcie i w niniejszej normie, to wykonane roboty ziemne należy uznać za zgodne z wymaganiami.

W przypadku gdy choćby jedno badanie, jedna kontrola lub jeden z odbiorów dał wynik negatywny i nie zostały dokonane poprawki doprowadzające stan robót ziemnych do ustalonych wymagań oraz gdy dokonany odbiór końcowy robót jest negatywny, wykonane roboty należy uznać za niezgodne z wymaganiami. Roboty uznane przy odbiorze za niezgodne z projektem i normami należy poprawić w ustalonym terminie.

Roboty, które po wykonaniu poprawek nadal wykazują brak zgodności z wymaganiami, należy ocenić pod względem bezpieczeństwa konstrukcji, trwałości i jakości i albo rozebrać, a następnie wykonać ponownie, albo uznać za mające obniżoną jakość i uwzględnić skutki tego obniżenia dla konstrukcji. W przypadku wykopów oraz podłoży, których ocena wykazała różnicę rzeczywistych warunków wodno-gruntowych w stosunku do przyjętych w projekcie, odbiór może być dokonany po uwzględnieniu tej różnicy zarówno w projekcie robót ziemnych, jak i w projekcie konstrukcji, która ma być posadowiona na ocenianym podłożu, i po przedstawieniu oceny skutków zmian dla robót lub konstrukcji. Deskowania konstrukcji monolitycznych.

Deskowanie i związane z nim rusztowanie powinny w czasie ich eksploatacji zapewnić sztywność i niezmienność układu oraz bezpieczeństwo konstrukcji. W przypadkach stosowania nietypowych deskowań i związanych z nim rusztowań, projekt ich powinien być każdorazowo oparty na obliczeniach statycznych, odpowiadających warunkom PN-64/B-03150 i PN-62/B-03200. Ustalona konstrukcja deskowań powinna być sprawdzona na siły wywołane parciem świeżej masy betonowej i uderzenia przy jej wylewaniu z pojemników z uwzględnieniem szybkości betonowania, sposobu zagęszczania i obciążania pomostami roboczymi. Konstrukcja deskowań powinna umożliwiać łatwy ich montaż i demontaż oraz wielokrotność ich użycia. Tarcze deskowań dla betonów ciekłych powinny być tak szczelne, aby zabezpieczały przed wyciekaniem zaprawy z masy betonowej. Deskowanie belek i rozpiętości ponad 3,0 m powinny być wykonane ze strzałką roboczą skierowaną w odwrotnym kierunku od ich ugięcia, przy czym wielkość tej strzałki nie może być mniejsza od maksymalnego przewidywanego ugięcia tych belek przy obciążeniu całkowitym.

Deskowania powinny być wykonane ściśle wg. ich dokumentacji technicznej i przed wypełnieniem ich masą betonową dokładnie sprawdzone, aby wykluczały możliwość jakichkolwiek zniekształceń lub odchyłeń w wymiarach betonowej konstrukcji. Prawdliwość wykonania deskowań i związanych z nim rusztowań powinna być stwierdzona przez kontrolę techniczną. Deskowania nieimpregnowane przed wypełnieniem ich masą betonową powinny być obficie zlewane wodą. Dopuszcza się następujące typy deskowania :

Deskowania indywidualne (zwykłe) wykonane całkowicie z drewna lub częściowym użyciem materiałów drewnopochodnych bezpośrednio na miejscu wykonania robót betonowych, żelbetowych, konstrukcji specjalnych

niepowtarzalnych; stosowanie deskowań indywidualnych (zwykłych) w innych przypadkach wymaga uzasadnienia koniecznością techniczną lub celowością gospodarczą.

Deskowania z gotowych elementów z materiałów jak wyżej lub metalowe o możliwości wielokrotnego użycia dla określonych elementów, belki, słupy, płyty, oraz do wykonania powtarzalnych układów konstrukcji betonowych lub żelbetowych, deskowania już z gotowych elementów dzielą się na:

☐ deskowania przestawne

☐ deskowania ślizgowe

☐ deskowania przesuwne

Deskowania z gotowych elementów przestawne mogą być wykonane jako :

- Deskowania z tarcz średniowymiarowych ☐ deskowanie z tarcz, których ciężar nie może być większy niż 60 kg , dostosowanych do przestawiania ręcznego i wykonania powtarzających się elementów jednakowych lub podobnych układów konstrukcyjnych, przy ewentualnym przystosowaniu tylko niektórych tarcz. Układ tarcz tych deskowań w rozwinięciu powinien być ustalony przed rozpoczęciem montażu deskowań.

Deskowania przestawne z tarcz średniowymiarowych stosuje się w dwóch układach:

W układzie tarcz pionowym☐ do wykonania budynków o jednakowej wysokości powtarzalnych kondygnacji

W układzie tarcz poziomym☐ do wykonania budynków o powtarzalnych rzutach , lecz różnych wysokościach kondygnacji.

Szerokość tarcz deskowania układu pionowego oraz długość tarcz układu poziomego powinny odpowiadać zasadom kondygnacji modularnej projektowania budynków.

Wysokość tarcz układu pionowego powinna odpowiadać wysokości betonowych ścian, szerokość tarcz układu poziomego powinna być podzielnikiem wysokości betonowej ściany.

- Deskowania z elementów wielkowymiarowych☐ deskowania z elementów dostosowanych całkowicie do układu i wymiarów poszczególnych elementów budowli i przewidzianych do przestawiania za pomocą urządzeń mechanicznych; dokumentacja tych deskowań powinna stanowić część projektu budowlanego.

Materiały do deskowań przestawnych. Pokrycie tarcz powinny być wykonane z desek sosnowych, świerkowych lub jodłowych o grubości 25 mm jednostronnie struganych klasy IV oraz materiałów drewnopochodnych, jak sklejka wodoodporna bakelityzowana o cienkich słojach i płyty pilśniowe odpowiadające PN-69/7122-11, o grubości zapewniającej całkowitą sztywność poszycia po wypełnieniu deskowań masą betonową. Drewniane ramy tarcz i poszycie z desek powinny być impregnowane. Tarcze stalowe deskowań przestawnych powinny być wykonane jako kraty spawane ze stali walcowanej profilowej i przyspawanego do nich poszycia z blachy stalowej grubości min. 1 mm. Kraty powinny odpowiadać następującym warunkom:

Zapewniać całkowitą sztywność tarczy i poszycia oraz szczelność na stykach tarcz sąsiednich.

Całkowity ciężar tarczy stalowej przewidzianej do przestawiania ręcznego nie powinny przekraczać 60 kg.

Sposób łączenia poszczególnych tarcz powinien zapewniać sztywność całego deskowania oraz wykluczać deskowanie śrub ze względu na nieuniknione zalewanie gwintów mlekiem cementowym i trudność ich czyszczenia.

Wymagania techniczne dla zestawu tarcz deskowania przestawnego. Konstrukcja zmontowanego zestawu tarcz deskowania przestawnego powinna być dostatecznie sztywna i wytrzymała dla ułożenia na niej prefabrykowanych belek stropowych w celu wykorzystania ich jako konstrukcji nośnej pomostu roboczego przy betonowaniu ścian. Po całkowitym zmontowaniu deskowań przestawnych przed przystąpieniem do betonowania ścian powinna być sprawdzona dokładność wykonania połączeń wszystkich tarcz oraz prawidłowość ustalenia płaszczyzn deskowań w pionie. Wszystkie tarcze deskowania powinny być ponumerowane. W przypadku powtarzalnych układów ścian na wyższych kondygnacjach układ tarcz przestawnych deskowań powinien być zachowany. Urządzenia regulujące odstęp między przeciwnymi tarczami powinny umożliwiać wykonanie różnych grubości ścian betonowych przewidzianych w dokumentacji technicznej budynków. Poza tym powinny zabezpieczać wzajemną

niezmiennosc zmontowanego zestawu tarcz deskowania. Zmontowane zestawy deskowań powinny być usztywnione podporami zabezpieczającymi je bądź przed przesunięciem lub odchyleniem od pionu, bądź zwichrowaniem deskowań w stosunku do wytrasowanej linii ścian.

Odchylenia wymiarowe. Odchylenia w wymiarach poszczególnych tarcz nie powinny przekraczać w szerokości tarczy $\pm 3\text{mm}$, a w długości $\pm 5\text{mm}$. Odchylenia powinny być różnokierunkowe, aby na całej długości budynku różnic ogólnego wymiaru nie przekraczała $\pm 4\text{cm}$. W tym celu należy ściany długie podzielić na odcinki montażowe i w pierwszej kolejności ustawić skrajne tarcze tych odcinków.

- Deskowania ślizgowe z gotowych elementów.- do wykonania konstrukcji żelbetowej w deskowaniu ślizgowym mogą być stosowane dwa typy tych deskowań i rusztowań.

Na podnośnikach śrubowych (podnoszenie ręczne)

b) Na podnośnikach hydraulicznych (podnoszenie mechaniczne)

Dokumentacja robocza deskowań i rusztowań ślizgowych technicznej budynku projektowanego do wykonania tą metodą. Wprowadzenie na budowie jakichkolwiek zmian w tej dokumentacji bez uzgodnienia z właściwym biurem projektowym jest niedopuszczalne. W przypadku stosowania deskowań ślizgowych typowych, używanych już na innych budowach i konieczności wymiany elementów uszkodzonych, elementy zamienne powinny być wykonane ściśle wg. wzoru elementów nieuszkodzonych.

Materiały do deskowań ślizgowych. Konstrukcje ram podnośników śrubowych należy wykonywać z drewna sosnowego tartego kl. III. Poszycie tarcz deskowania należy wykonywać z desek sosnowych kl. III, jednostronnie struganych, pozostałe zaś elementy drewniane tarcz oraz konstrukcja rusztowań i pomostów z drewna tartego sosnowego, jodłowego i świerkowego kl. IV. Tarcze deskowań powinny być impregnowane olejem mineralnym na gorącą. Śruby w złączach poszczególnych elementów deskowań i rusztowań powinny mieć średnicę nie mniejszą niż 16 mm i odpowiadać PN-74/M-82101. Średnica stalowych wieszaków w podwieszonych rusztowaniach nie powinna być mniejsza niż 16mm oraz średnica wieszaków w ramach podnośników i przy tarczach niż 20mm. Pręty niosące podnośników śrubowych powinny być wykonane ze stali St37a o średnicy nie mniejszej niż 24 mm i nie większej niż 28 mm w zależności od ich rozstawu i wielkości obciążeń. Wszystkie nakrętki powinny być wykonane fabrycznie. Wszystkie części stalowe konstrukcji deskowań i rusztowań ślizgowych powinny być powleczone lakierem asfaltowym, z wyjątkiem gwintów, które należy zabezpieczyć smarami lub olejami mineralnymi. Konstrukcje ram podnośników hydraulicznych należy wykonać ze stali walcowanej profilowanej. Konstrukcja ta powinna być dostosowana do łatwego przestawienia jednego słupa ramy wzdłuż jej poprzeczek dla regulacji rozstawu tarcz deskowania w dostosowaniu do grubości betonowanej ściany konstrukcji. Tarcze deskowań mogą być wykonane z desek, jak podano w lub z blachy stalowej o grubości od 1 do 3 mm. W obu przypadkach tarcze powinny być umocowane do słupków w sposób umożliwiający ich łatwy montaż i demontaż. Średnica prętów niosących powinna być dostosowana do średnicy odpowiednich otworów w podnośnikach hydraulicznych, rozstaw podnośników zaś taki aby maksymalne robocze obciążenie prętów niosących nie przekraczało obciążenia dopuszczalnego ustalonego w dokumentacji technicznej tych deskowań.

Montaż deskowań i rusztowań ślizgowych powinien być wykonany w 2 etapach.

Scalanie na przygotowanym w tym celu pomoście przyobiekowym poszczególnych elementów w zespoły odpowiadające warunkom dokumentacji technicznej oraz udźwigowi znajdującego się na budowie sprzętu montażowego.

Montaż zestawów bezpośrednio na obiekcie na podstawie wyjściowej ślizgu.

Poszczególne elementy deskowań i urządzeń ślizgowych oraz ich scalone zestawy powinny być wykonane ściśle wg. dokumentacji roboczej ze sprawdzeniem sztywności wszystkich połączeń. Scalone i sprawdzone zestawy powinny być ponumerowane i do czasu ich zmontowania na podstawie ślizgu, zabezpieczone przed możliwością uszkodzenia lub odkształcenia, w szczególności odkształcenia pionowej zbieżności poszycia, koniecznej dla zmniejszenia tarcia deskowania o beton. Montaż scalonych zestawów na podstawie wyjściowej ślizgu powinien być wykonywany w

kolejności ustalonej w dokumentacji organizacyjnej wykonania budowy tą metodą. Po zmontowaniu deskowań ślizgowych wraz ze wszystkimi urządzeniami powinna być przeprowadzona dokładna kontrola prawidłowości wykonania wszystkich połączeń, poziomego, pionowego ustawienia całej konstrukcji, zamocowania rusztowań podwieszonych oraz w przypadku stosowania podnośników hydraulicznych sprawności działania pompy, silnika, całej instalacji. Takie samo sprawdzenie powinno być przeprowadzone po zabetonowaniu pierwszej warstwy wzdłuż wszystkich ścian i podniesieniu deskowania ślizgowego na wysokość około 0,5m.

Utrzymanie niezmienności układu deskowań i urządzeń ślizgowych w czasie wykonywania robót powinno być zabezpieczone przez:

Ustawienie prętów niosących ściśle pionowo oraz w osi ścian i deskowania.

Równomierny posuw na obwodzie wszystkich ścian budynku na jednakową wysokość (przy podnoszeniu ręcznym posuw tylko na komendę)

Stosowanie na przemian pokręteł prawo- i lewoskrętnych przy podnośnikach śrubowych.

Ścisłe utrzymanie jednakowego poziomu deskowań i rusztowań ślizgowych na całym rzucie budynku, w czasie ich posuwu, warunkuje ich dokładność pionowego wykonania ścian. Urządzenia kontrolne poziomu powinny być stale umocowane przy podnośnikach narożnych wszystkich pólpomostów roboczych, a działanie ich powinno umożliwiać jednoczesne sprawdzenie poziomu oraz wielkości posuwu poślizgu na całym rzucie budynku. Urządzenie to powinno być zabezpieczone przed możliwością przypadkowego zniekształcenia wielkości pomiarów. Dla kontroli pionu budynku, w czasie posuwu poślizgu, powinny być założone co najmniej przy jego narożach stałe repery, a do górnych rygli zewnętrznego deskowania ślizgowego powinny być przymocowane kołowrotki z podwieszonymi do nich na linkach nylonowych ciężkimi pionami, ustabilizowanymi w stosunku do przyjętych stałych punktów na reperach.

Użytkowanie pomostów roboczych może nastąpić po komisyjnym stwierdzeniu prawidłowości ich wykonania. Stan pomostów roboczych w szczególności pomostów podwieszonych, powinien być stale kontrolowany przez cały okres ich użytkowania. Obciążenie pomostów roboczych nie powinno w żadnym przypadku przekraczać norm ustalonych w dokumentacji technicznej i podanych w tablicach w miejscach widocznych na wszystkich pomostach.

Kolejność i sposób przeprowadzenia demontażu ślizgowego po całkowitym zakończeniu robót betonowych powinny być ustalone w jego dokumentacji roboczej, a w przypadku stosowania deskowań typowych – w konstrukcji o ich eksploatacji.

Deskowania przesuwne z gotowych elementów.

deskowania przesuwne stosuje się do monolitycznego wykonania hal przemysłowych powtarzalnych segmentach o przekryciach łupinowych. Konstrukcja tych deskowań może być wykonana z kształtowników lub rur stalowych z podszyciem z blach stalowych lub też jako szkielet z okrągłaków oraz kantówki drewnianej z poszycia desek. W każdym przypadku zastosowania deskowania przesuwnego nietypowego, jego dokumentacja robocza powinna stanowić część dokumentacji technicznej zamierzonej do wykonania hali przemysłowej. Deskowania przesuwne o konstrukcji stalowej powinny być stosowane w przypadkach wykonywania hal nietypowych, zapewniających dużą wielokrotność użycia tych deskowań oraz gdy przewiduje się wykonanie robót betonowych z przyspieszeniem dojrzewania przy użyciu pary. Deskowania przesuwne o konstrukcji drewnianej mogą być stosowane, gdy wyniki analizy techniczno ekonomicznej wskazują na celowość zastosowania przy monolitycznym wykonaniu tej metody hal nietypowych na jednej budowie, lub nawet typowych, lecz o uproszczonej, łatwo rozbieralnej konstrukcji, jak to występuje przy wykonaniu sklepień z prefabrykowanych elementów żelbetowych. Deskowania przesuwne o konstrukcji drewnianej wyklucza możliwość stosowania przyspieszenia dojrzewania betonu za pomocą pary. Wymagania techniczne dla deskowań przesuwnych. Jeżeli deskowanie przesuwne zmontowane jest więcej niż na jednym wózku szynowym, wózki te powinny być sztywno sprzężone w celu zabezpieczenia przed deformacją deskowania w czasie przesuwu; w każdym jednak przypadku po ustawieniu deskowania na nowym stanowisku roboczym powinno ono być starannie skontrolowane, w szczególności wszystkie złącza elementów i wielkości strzałek łuków, wszystkie zaś usterki i błędy usunięte. Po całkowitym zakończeniu robót wykonywanych przy użyciu deskowań przesuwnych na jednym placu budowy, deskowanie typowe

przewidziane do wykorzystania na innych budowach powinno być rozebrane na części łatwe do transportu, staranie oczyszczone, wszystkie uszkodzenia usunięte i po zewidencjonowaniu poszczególnych części magazynowane z zabezpieczeniem przed wpływami atmosferycznymi i możliwością uszkodzenia. Do stemplowania deskowań stropów powinny być stosowane stemple stalowe teleskopowe. Stemple powinny być usztywnione między sobą za pomocą stężeń poziomych z rur i złącz stalowych. Stemple z drewna wg PN-61/D-95016 mogą być stosowane w przypadkach uzasadnionej konieczności. Stemple te powinny być usztywnione deskami o grubości minimum 24 mm, przybitymi krzyżowo w dwóch prostopadłych do siebie kierunkami.

Dźwigarki deskowań bez stemplowych powinny być dostosowane do regulacji ich rozpiętości w granicach 3,5 do 5,5 m, najczęściej występującej rozpiętości stropów.

Ciężar dźwigarów bez stemplowych nie powinien przekraczać 80 kg w celu umożliwienia ich ręcznego podniesienia i ustawienia na oporach.

Konstrukcja dźwigarów bez stemplowych powinna umożliwiać regulację roboczej odwrotnej strzałki ugięcia oraz przeprowadzenia demontażu dźwigarów w 2 etapach: pierwszy etap – częściowe opuszczenie dźwigarów dla zdjęcia deskowań, drugi etap – zdjęcie dźwigarów.

Szerokość górnych półek dźwigarów bez stemplowych nie powinna być mniejsza od 12 cm, tarcze deskowań układane na dźwigarkach powinny mieć przybite od spodu listwy zabezpieczające przed przesunięciem się tarcz na oporach.

Zbrojenie elementów monolitycznych.

Pręty zbrojenia przed ich użyciem do zbrojenia konstrukcji należy oczyścić z zendry, luźnych płatków rdzy, kurzu i błota. Pręty zbrojenia zanieczyszczone tłuszczem (smary, oliwa) lub farbą olejną należy opalać, np. lampami lutowniczymi, aż do całkowitego usunięcia zanieczyszczeń. Pręty użyte do produkcji zbrojenia powinny być proste. Dopuszczalna wielkość miejscowego wykrzywienia nie powinna przekraczać 4 mm. W przypadku stwierdzenia krzywizn w prętach stali zbrojeniowej należy je prostować. Cięcie i gięcie stali zbrojeniowej należy wykonywać mechanicznie. Dopuszczalna różnica długości pręta liczona wzdłuż jego osi od ugięcia do odgięcia w stosunku do podanych na rysunku nie powinna przekraczać ± 10 mm.

Własności mechaniczne stali używanych do zbrojenia betonów powinny odpowiadać postanowieniom PN-56/B-03260. Stal dostarczona na budowę powinna być zaopatrzona w zaświadczenie (atest) stwierdzające jej gatunek. Dostarczoną na budowę stal, która:

- ☐ nie ma zaświadczenia (atestu) oględziny zewnętrzne nasuwają wątpliwości co do jej własności,
- ☐ pęka przy wykonywaniu haków,
- ☐ użyta ma być do specjalnych konstrukcji,

Należy zbadać laboratoryjnie zgodnie z PN-71/H-04310.

Badanie stali na budowie. Ciężar badanej stali na budowie nie powinien przekraczać 60 ton. Z każdej partii należy pobierać 6 próbek do badania do określenia granicy plastyczności. Stal może być przeznaczona do zbrojenia tylko wówczas, jeżeli na próbkach zginanych nie następują pęknięcia lub rozwarstwienia. Jeżeli rzeczywista granica plastyczności jest niższa od stwierdzonej na zaświadczeniu lub żadnej, stal badana może być użyta do zbrojenia konstrukcji pod warunkiem zmiany zaprojektowanego przekroju zbrojenia odpowiednio do rzeczywistej granicy plastyczności ustalonej na podstawie badań.

Haki, odcięcia prętów, złącza, rozmieszczenia zbrojenia należy wykonywać według projektu przy równoczesnym zachowaniu postanowień PN-56/B-03260.

Łączenie prętów należy wykonywać zgodnie z PN-56/B-03260. Do zgrzewania i spawania prętów mogą być dopuszczeni jedynie spawacze wykwalifikowani, mający odpowiednie uprawnienia.

Skrzyżowania prętów należy wiązać drutem miękkim, spawać lub łączyć specjalnymi zaciskami. Skrzyżowania zbrojenia płyt i ścian wiąże się, spawa, łączy:

W dwóch rzędach prętów skrajnych- każde skrzyżowanie.

W pozostałych skrzyżowaniach – co drugie w szachownicę.

BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

W zbrojeniach płyt opartych na wszystkich podporach należy łączyć wszystkie skrzyżowania prętów.

W szkieletach zbrojenia belek i słupów należy łączyć wszystkie skrzyżowania prętów narożnych ze strzemionami. Skrzyżowania prętów z prostymi odcinkami strzemion należy łączyć na przemian.

Końce strzemion należy odginać do wewnątrz słupa lub belki. Długość haków strzemion powinna wynosić przy średnicach do 8 mm co najmniej 60 mm, a przy średnicach od 0 do 12 mm co najmniej 80 mm

Dopuszczalne odchylenie strzemion od linii prostopadłej do zbrojenia podłużnego nie powinno przekraczać 3%. Zamknięcia strzemion należy umieszczać na przemian. Przy stosowaniu spawania skrzyżowań prętów i strzemion styki spawania mogą znajdować się na jednym pręcie.

Siatki i szkielety płaskie zgrzewane lub spawane należy zgrzewać lub spawać w punktach pokazanych w rysunkach roboczych, Siatki i szkielety zgrzewane lub spawane należy wykonywać w prostopadłym układzie prętów głównych i rozdzielczych, chyba że na rysunkach roboczych wskazano inaczej. Długość prętów występujących poza skrajny pręt siatki lub szkieletu płaskiego nie powinna być mniejsza niż 10 mm i nie powinna przekraczać 25 mm. Różnica w wymiarach oczek siatki nie powinna przekraczać ± 3 . Dopuszczalna różnica w wykonaniu siatki na jej długości nie powinna przekraczać ± 25 mm.

Badanie na wytrzymałość siatek i szkieletów płaskich należy przeprowadzać przyjmując za partię ich liczbę o ciężarze nie przekraczającym 10 ton. Liczba badanych siatek lub szkieletów płaskich nie powinna być mniejsza niż 3 na partię. Badanie należy przeprowadzać rozrywając pręty w kierunku prostopadłym do płaszczyzny siatki lub szkieletu na całej siatce, podpierając pręt górny w miejscach łączenia i podwieszając ciężar do pręta dolnego. Badany węzeł powinien wytrzymać obciążenie nie mniejsze od podwójnego ciężaru siatki lub szkieletu płaskiego. Badaniu należy poddawać trzy skrzyżowania prętów, jedno w rzędzie skrajnym i dwa w rzędach środkowych. W przypadku gdy jedno ze skrzyżowań zostanie zerwane, próbom należy poddać co najmniej sześć siatek lub szkieletów płaskich. Jeżeli badanie podwójnej liczby próbek da również wynik ujemny, wówczas partię należy odrzucić.

Liczba uszkodzonych skrzyżowań w dostarczonych na budowę siatkach lub szkieletach płaskich nie powinna przekraczać 4 w stosunku do wszystkich skrzyżowań w siatce lub szkielecie płaskim. Liczba uszkodzonych skrzyżowań nie powinna przekraczać 25% ogólnej ich liczby.

Szkielety przestrzenne należy wykonywać przez łączenie prętów pojedynczych lub szkieletów płaskich. Łączenie powinno odbywać się przez zgrzewanie, spawanie, wiązanie miękkim drutem. Szkielety zbrojenia samonośnego, niosące ciężar własny, ciężar deskowania i ciężar masy betonowej należy wykonywać zgodnie z zasadami montażu konstrukcji stalowych.

Montaż zbrojenia belek bezpośrednio w deskowaniu zaleca się wykonywać tylko w tym przypadku, jeśli deskowanie belki może być montowane po ułożeniu zbrojenia.

Montaż zbrojenia płyt należy wykonywać bezpośrednio na deskowaniu według naznaczonego rozstawu prętów. Dla zachowania właściwej grubości otulenia prętów zbrojenia betonu, należy układać na deskowaniu zbrojenie podpierając podkładkami betonowymi o grubości równej grubości otulenia. Długość zakładu łącz prętów głównych siatek spawanych i szkieletów płaskich spawanych, o jednostronnym ułożeniu prętów podłużnych, powinna wynosić 30 średnic.

Długość zakładu dla siatek spawanych w kierunku prętów roboczych powinna wynosić co najmniej dwukrotną długość oka siatki plus 50 mm licząc między skrajnymi prętami rozdzielczymi, nie mniej jednak niż 250 mm. Złącza siatek należy wykonywać na przemian.

Długość zakładu dla siatek spawanych w kierunku prętów rozdzielczych powinna wynosić co najmniej 0,5 długości oka siatki. Jeżeli element zbrojny siatką jest podparty na podporze skrajnej swobodnie, wówczas skrajny pręt rozdzielczy siatki powinien znajdować się poza krawędzią wewnętrzną podpory. W przypadku gdy warunek ten nie może być spełniony, należy końce prętów głównych zakończyć hakami. Jeżeli belka jest zbrojona szkieletami płaskimi, to skrajny poprzeczny pręt szkieletu należy umieszczać poza wewnętrzną krawędzią podpory, w odległości nie mniejszej niż 20 średnic prętów głównych. Szkielety przestrzenne zbrojenia po ich ustawieniu i ułożeniu w deskowaniu należy łączyć

zgodnie z rysunkami roboczymi przez spawanie. Szkielety ze stali zbrojeniowej o średnicach do 16 mm można łączyć drutem miękkim.

Odbiór zbrojenia przed przystąpieniem do betonowania powinien być dokonany przez inspektora nadzoru (kontrolę techniczną) oraz wpisany do dziennika budowy

Zadanie kontroli technicznej polega na sprawdzeniu zgodności ułożonego w deskowaniu zbrojenia z rysunkami roboczymi konstrukcji żelbetowej i postanowieniami niniejszej normy, zgodności z rysunkami roboczymi liczby prętów w poszczególnych przekrojach, rozstawu strzemion, wykonania haków, złącz i długości zakotwień prętów oraz możliwości dobrego otulenia prętów betonem.

Betonowanie elementów monolitycznych

Skład masy betonowej powinien być ustalony zgodnie z PN-63/B-06250

Wykonanie masy betonowej powinien odbywać się na podstawie recepty roboczej uwzględniającej:

☐ pojemność i rodzaj betoniarki

☐ sposób dozowania składników

☐ zawilgocenie kruszywa

Na receptę roboczej powinny być umieszczone w sposób trwały na tablicy, w odniesieniu do 1 m³ betonu i do jednego zarobu. Tablice powinny być ustawiane w pobliżu miejsca mieszania betonu. Różnice w uziarnieniu mieszanki kruszywa stosowanej do produkcji betonu i mieszanki przyjętej do ustalenia składu betonu nie powinny przekroczyć wartości podanych w tablicy 1.

Tablica 1. Dopuszczalne różnice w uziarnieniu mieszanki kruszywa

Frakcje mieszanki kruszywa	Maksymalna różnica
Frakcje pyłowo – piaskowe od 0 do 0,5 mm	± 10 %
Frakcje piaskowe od 0 do 5 mm	± 10 %
Zawartość poszczególnych frakcji powyżej 5 mm	± 20 %

Jeżeli Różnice przekraczają dopuszczalne wartości w poszczególnych partiach składowanego kruszywa, a średnie jego uziarnienie mieści się w dopuszczalnych granicach, kruszywa można użyć do betonu jedynie po uprzednim ujednoliceniu, np. przez zmieszanie spycharką.

Dokładność dozowania składników. Dokładność dozowania składników mieszanki betonowej nie powinna przekraczać wartości podanych w tablicy 2.

Tablica 2. Dokładność dozowania składników

Sposób dozowania	Cement i domieszki sproszkowane	Kruszywo	Woda i dodatki
Objęściowe	☐	5	2
Ciężarowe z obsługą ręczną	2	3	2
Ciężarowe automatyczne	1	2	1

Przy wykonaniu betonów wyższych marek przeznaczonych do konstrukcji specjalnych dokładność dozowania nie powinna być mniejsza niż dozowanie ciężarowe z obsługą ręczną. Dokładność korekty receptury mieszanki betonowej dokonywanej wskutek zmiennego zawilgocenia kruszywa powinna odpowiadać wartościom podanym w tablicy 2.

Mieszanie masy betonowej powinno odbywać się mechanicznie. Na budowach, których dzienna produkcja betonu nie przekracza 5 m³, dopuszczalne jest również mieszanie ręczne, w tym przypadku należy powiększyć ilość cementu o 5 % w stosunku do ilości przyjętej przy mieszaniu mechanicznym, jeżeli nie prowadzi się badań betonu wg PN-63/B-06250.

Do mieszania masy betonowej konsystencji gęstoplastycznej i wilgotnej zaleca się stosować betoniarki mieszadłowe o wymuszonym mieszanii. Betoniarki te można stosować tylko przy kruszywie o maksymalnej średnicy ziaren do 40 mm. Przy większej średnicy ziaren kruszywa D_{max} należy stosować betoniarki wolnospadowe o pojemności:

- ☐ co najmniej 500 przy $D_{max} = 80$ mm,
- ☐ co najmniej 1000 l przy $D_{max} = 120$ mm,
- ☐ co najmniej 2000 l przy $D_{max} = 160$ mm.

Betony konsystencji plastycznej, półcieńszej i ciekłej można mieszać w dowolnym typie betoniarki. Najkrótszy czas mieszania składników betonów zwykłych podano w tablicy 3.

Tablica 3. Najkrótszy czas mieszania składników

Pojemność betoniarki	W min., przy konsystencji Masy ciekłej i półciekłej	W min., przy konsystencji Masy plastycznej	W min., przy konsystencji masy gęstoplastycznej i wilgotnej
Do 500	1,0	1,5	3,0
Do 1000	1,5	2,0	4,5
Do 2000	2,0	2,5	6,0

Zaleca się aby w większych wytwórniach betonu optymalne czasy mieszania masy betonowej ustalone były doświadczalnie przez laboratoria.

Rzeczywista objętość składników odpowiadająca jednemu zaborowi betoniarki nie powinna różnić się od optymalnej, ustalonej dla danego typu betoniarki więcej niż o 10%.

Zaś czas użycia masy betonowej wymieszanej przy temperaturze ponad +20 °C nie powinien przekraczać 1 godziny od chwili zarobienia, a wymieszanej przy temp. + 20°C -1,5 godziny od chwili zarobienia. W uzasadnionych przypadkach dopuszcza się układanie masy betonowej po dłuższym czasie, niż podano wyżej, jeśli masa ta da się należycie zagęścić, co powinno być stwierdzone doświadczalnie.

Warunki transportu masy betonowej. W zależności od ilości masy betonowej i odległości jej przewozu dopuszcza się stosowanie następujących środków transportowych:

- ☐ taczek przy odległości do 40 m, przerobie zmianowym do 30 m³, wzniesieniu terenu do 40% i spadku do 10%,
- ☐ wózków dwukołowych (japonek) przy odległości do 80 m, przerobie zmianowym do 100m³, przy wzniesieniu i spadku terenu jak powyżej,
- ☐ transportu pompowego przy odległości do 300 m lub wysokości do 35 m i dużych masach betonu przy zapewnionej ciągłości betonowania,
- ☐ przenośników taśmowych przy odległości do 25 m i dużych masach betonu,
- ☐ wywrotek samochodowych przy pobieraniu masy betonowej z centralnej wytwórni i odległości przewozu do 5 km, gdy ilości zmianowego zużycia masy betonowej są stosunkowo nieduże,
- ☐ pojemników mieszarek zainstalowanych na samochodach w warunkach jak w pierwszym, lecz przy odległości do 15 km i małym zmianowym zużyciu masy betonowej.

Środki transportu masy betonowej nie powinny powodować :

- ☐ naruszenia jednorodności masy,
- ☐ zmian w składzie masy w stosunku do stanu początkowego bezpośrednio po wymieszaniu.

Czas trwania transportu i jego organizacja powinny zapewniać dostarczenie do miejsca układania masy betonowej o takim stopniu ciekłości, jaki został ustalony dla danego sposobu zagęszczania i rodzaju konstrukcji.

Dopuszczalne odchylenie badanej po transporcie mieszanki w stosunku do założonej projektem może wynosić ± 1 cm przy stosowaniu stożka opadowego. Dla betonów giętych badanych metodą „Ve-be” różnice nie powinny przekraczać:

- ☐ dla betonów gęstoplastycznych $\pm 4-6$,

☐ dla betonów wilgotnych $\pm 10-15$.

Transport masy betonowej przenośnikami taśmowymi dopuszcza się przy zachowaniu następujących warunków

Masa betonowa powinna być co najmniej konsystencji plastycznej (6 cm wg stożka opadowego),

Szybkość posuwu taśmy nie powinna być większa niż 1m/s,

pochylenia przenośnika nie powinien być większy niż 18 przy transporcie do góry i 12 przy transporcie w dół,

Przenośnik powinien być wyposażony w urządzenie do równomiernego wysypywania masy oraz do zgarniania zaprawy i zaczynu z taśmy przy jej ruchu powrotnym przy czym zgarnięty materiał powinien być stopniowo wprowadzany do dostarczonej masy betonowej.

Transport masy betonowej pompowy lub pneumatyczny powinien odbywać się ściśle wg odpowiednich instrukcji opracowanych dla danego urządzenia.

- Układanie i zagęszczanie masy betonowej

Przed przystąpieniem do betonowania powinna być formalnie stwierdzona prawidłowość wykonania robot przygotowawczych w szczególności:

wykonanie dekowania wykonanie zbrojenia przygotowanie powierzchni betonu poprzednio ułożonego, w miejscu przerwy roboczej lub powierzchni łączonych prefabrykatów, gotowości sprzętu potrzebnego do prowadzenia betonowania.

Wysokość swobodnego zrzucenia masy betonowej o konsystencji wilgotnej i gęstoplastycznej nie powinna przekraczać 3 m. Słupy o przekroju co najmniej 40x40 cm, lecz nie większym niż 0,8 m², bez krzyżującego się zbrojenia, mogą być betonowane od góry z wysokości do 5,0 m. Przy stosowaniu masy betonowej o konsystencji plastycznej lub ciekłej betonowanie słupów od góry może odbywać się z wysokości nie przekraczającej 3,5 m. W przypadku konieczności układania masy betonowej z większych wysokości od wyżej podanych należy stosować ryny, rury teleskopowe elastyczne itp. W przypadku konieczności zastosowania urządzeń pochyłych, należy ich wyloty zaopatrzyć w odpowiednie urządzenia (klapy ruchome), umożliwiające pionowy opad masy betonowej tuż przed miejscem jej ułożenia. Przy układaniu masy betonowej w deskowaniu ślizgowym należy:

masę betonową układać warstwami o grubości 20÷30 cm,

układanie nowej warstwy masy betonowej należy zaczynać po ukończeniu układania warstwy poprzedniej na całym obwodzie deskowania ślizgowego,

szybkość układania masy betonowej w deskowaniu ślizgowym powinna być taka, aby było zapewnione wypełnienie deskowania do wysokości około 60÷70 cm w przeciągu 3÷3,5 godziny,

podnoszenie należy wykonywać tylko po zapelnieniu form do wysokości 60÷70 cm na całym obwodzie; do czasu zapelnienia deskowania na podaną wysokość, deskowanie może być podnoszone z szybkością nie większą niż 60 mm/godzinę,

w okresie podnoszenia deskowania masę betonową powinno się układać w deskowaniu równomiernymi warstwami o grubości 20÷25 cm; rozpoczęciem układania warstwy nowej może nastąpić tylko po ukończeniu układania warstwy poprzedniej; górny poziom układanej masy betonowej powinien znajdować się poniżej poziomu podłogi roboczej nie więcej niż 0,10 m,

podnoszenie deskowania powinno odbywać się z szybkością uniemożliwiającą przywarcie ułożonej masy betonowej do deskowania, przy czym beton wychodzący z deskowania powinien mieć wytrzymałość wymagana projektem; na powierzchni betonu wychodzącego z deskowania mogą mieć najwyżej ślady deskowania dające się łatwo zatrzeć packą; zaleca się ustalenie szybkości posuwu deskowania ślizgowego doświadczalnie. Przy układaniu masy betonowej w deskowaniu przestawnym powinno być przestrzegane równomiernie jej ułożenie warstwami o grubości 30÷40 cm. Rzeczywista szybkość betonowania w deskowaniu przestawnym nie powinna przekraczać szybkości przyjętej przy obliczaniu deskowania na parcie masy betonowej. Przy betonowaniu wysokich ścian słupów szybkość betonowania powinna uwzględniać dopuszczalną wielkość ciśnienia wywieranego przez masę betonową na deskowanie.

Belki i płyty związane monolitycznie ze słupami lub ścianami należy betonować nie wcześniej niż po upływie 1÷2 godzin od zabetonowania tych słupów lub ścian. Belki ciągle i płyty należy betonować jednocześnie. Masę betonową można zagęszczać ręcznie przez wibrowanie oraz środkami specjalnymi. Masa betonowa w czasie zagęszczania nie powinna ulegać rozsegregowaniu, a liczba pustek w betonie po zagęszczeniu nie powinna być większa od dopuszczalnej. Ręczne zagęszczanie masy betonowej może być stosowane tylko do mas betonowych o konsystencji ciekłej lub gdy zbrojenie jest zbyt gęsto rozstawione i nie pozwala na użycie wibratorów wglębnych. Zagęszczanie przez wibrowanie wykonuje się przy użyciu wibratorów wglębnych, powierzchniowych, przyczepnych i prętowych. Wibratory wglębne należy stosować do zagęszczania betonu o konsystencji plastycznej i gęstoplastycznej. Wibratory wglębne o dużej mocy (poniżej 2 KM) należy stosować do konstrukcji betonowych oraz żelbetowych o najmniejszym wymiarze w jednym kierunku 0,80 m i rzadko rozstawionym zbrojeniu, do wibrowania nawierzchni drogowych oraz do wibrowania stropów budynków. Wibratory prętowe należy stosować do zagęszczania betonu w konstrukcji betonowych lub żelbetowych o najmniejszym wymiarze w jednym kierunku 0,80 m i rzadko rozstawionym zbrojeniu, do wibrowania nawierzchni drogowych oraz do wibrowania stropów budynku. Wibratory prętowe należy stosować w przypadku zagęszczania betonu w konstrukcji o bardzo gęstym zbrojeniu, nie pozwalającym na użycie wibratorów wglębnych. Zagęszczenie masy betonowej za pomocą wibratorów powinno odbywać się z zachowaniem następujących warunków: przy stosowaniu wibratorów wglębnych odległość sąsiednich zagłębień wibratora nie powinna być większa niż 1,5 – krotna wielkość skutecznego promienia działania wibratora; grubość warstwy zagęszczonej masy betonowej nie powinna być większa niż 1,25 długości buławy wibratora (roboczej części); wibrator w czasie pracy powinien być zagłębiony na 5÷10 cm w warstwę dolną ułożoną i zagęszczoną, przy stosowaniu wibratorów powierzchniowych płaszczyzny ich działania na kolejnych stanowiskach powinny zachodzić na siebie na odległość 10÷20 cm; grubość zagęszczonej warstwy masy betonowej nie powinna przekraczać 20 cm,

zakres i sposób stosowania wibratorów przyczepnych powinny być ustalone doświadczalnie, czas wibrowania na jednym stanowisku dla wibratorów wglębnych, szybkość posuwu wibratorów powierzchniowych jak i skuteczny promień działania obu typów wibratorów powinny być dla każdego rodzaju masy betonowej ustalone doświadczalnie,

opieranie wibratorów wszelkich typów o pręty zbrojenia jest nie dopuszczalne; wibratory powinny być tak dobierane do rodzaju deskowań, aby nie powodowały ich odkształceń,

wznowienie betonowania po przerwie, w czasie której masa betonowa związała o tyle, że nie ulega uplastycznieniu pod wpływem działania wibratora, jest możliwe dopiero po osiągnięciu przez beton wytrzymałości co najmniej 20 kG/cm².

Zagęszczenie masy betonowej za pomocą odwodnienia urządzeniem, próżniowym powinno być odprowadzone według specjalnych instrukcji opracowanych każdorazowo w zależności od urządzenia i rodzaju robót.

Zagęszczanie ręczne masy betonowej wykonuje się za pomocą tzw. sztychowania każdej ułożonej warstwy prętami stalowymi w taki sposób, aby końce prętów wchodziły na głębokość 5÷10 cm w warstwę poprzednio ułożonego betonu oraz jednoczesnego lekkiego oplukiwania deskowania młotkami drewnianymi.

- Przerwy w betonowaniu.

Przerwy w betonowaniu. Przerwy robocze należy sytuować w miejscach uprzednio przewidzianych i uzgodnionych projektem. Ukształtowanie powierzchni betonu w przerwie roboczej należy przy specjalnych konstrukcjach uprzednio uzgodnić z projektantem. W prostszych przypadkach betonowania należy zakończyć:

w belkach i podciągach w miejscach występowania najmniejszych sił poprzecznych,

w słupach w płaszczyznach stropów, belek lub podciągów,

w płytach na linii prostopadłej do belek lub żeber, na których wspiera się płyta.

Powierzchnia betonu w przerwie roboczej powinna być prostopadła do kierunku naprężeń głównych. Powierzchnia betonu w miejscu przerwania betonowania powinna być starannie przygotowana do połączenia betonu stwardniałego z betonem świeżym przez:

☐ usunięcie z powierzchni betonu stwardniałego luźnych odruchów betonu oraz warstwy powstałego szkliwa cementowego,

☐ bezpośrednio przed ułożeniem świeżej warstwy masy betonowej obfite zwilżenie powierzchni połączenia i narzucenie kilkumilimetrowej warstwy zaprawy cementowej w stosunku zbliżonym do zaprawy w betonie wykonywanym, albo też narzucenie cienkiej warstwy zaczynu cementowego.

Jeżeli nastąpiła przerwa w betonie zagęszczonym przez wibrowanie, wówczas wznowienie betonowania z zagęszczeniem betonu przez wibrowanie nie powinno odbywać się później niż w ciągu 3 godzin lub po całkowitym stwardnieniu betonu. Jeżeli temperatura powietrza jest wyższa niż 20 C to czas trwania przerwy nie powinien przekraczać 2 godzin. Po wznowieniu betonowania należy unikać dotykania wibratorem deskowania, zbrojenia, uprzednio ułożonego betonu.

W przypadku konieczności dokonania przerwy w betonowaniu konstrukcji wykonywanej w deskowaniu ślizgowym na czas dłuższy niż 2,5 godziny, konieczne jest powolne podnoszenie deskowania po zabetonowaniu ostatniej warstwy na niezbędną wysokość.

Pielęgnacja betonu

Ułożony beton należy utrzymywać w stałej wilgoci przez okres co najmniej 3 dni przy stosowaniu cementu glinowego, 7 dni przy stosowaniu cementu portlandzkiego, 14 dni przy stosowaniu cementów hutniczych i starczano – żuźlowych. Polewanie betonu normalnie twardniejącego wodą należy rozpocząć po 24 godzinach od chwili od jego ułożenia. Elementy i konstrukcje należy po zakończeniu obróbki cieplnej doprowadzić do pełnego nawilżenia wodą i w tym stanie utrzymać je najmniej przez 3 dni. Woda użyta do polewania betonów po zakończeniu naparzania powinna mieć odpowiednią temperaturę, dostosowaną do temperatury elementu.

Duże masy betonowe powinny być polewane wodą według specjalnie opracowanych instrukcji.

Przy prowadzeniu robót betonowych w niskich temperaturach obowiązuje przestrzeganie następujących warunków:

Betony narażone na bezpośrednie działanie wilgoci i mrozu powinny przy obniżeniu się ich temperatury poniżej -1°C wykazywać wytrzymałość na ściskanie równą co najmniej :

- 80 kg/cm² przy $C/W > 1,8$

- 100 kg/cm² przy $C/W < 1,8$

Betony chronione przed zawilgoceniem w czasie działania mrozu powinny w chwili, gdy temperatura ich spada poniżej -1°C , odznaczać się takim stopniem stwardnia, jaki uzyskuje się po upływie 1 doby w temperaturze $+18^{\circ}\text{C}$.

Obciążenie zabetonowanej konstrukcji przez ludzi, środki transportu i deskowanie dopuszcza się po osiągnięciu przez beton wytrzymałości na ściskanie co najmniej 15 kg/cm² pod warunkiem, że odkształcenie nie spowoduje powstania rys i uszkodzeń w niedojrzałym betonie. Nie należy korzystać ze świeżo zabetonowanych stropów schodów co najmniej w ciągu 36 godzin od chwili ich betonowania, przy czym okres ten przy twardnieniu betonu w temperaturze poniżej 10°C powinien ulec odpowiedniemu przedłużeniu. Użytkowanie świeżo zabetonowanych konstrukcji do celów komunikacyjnych może być stosowane pod warunkiem spełnienia wymagań wyżej podanych oraz ułożeniem kładek lub torów z desek o grubości co najmniej 36 mm.

- Przyspieszenie twardnienia betonu

Dla przyspieszenia dojrzewania betonu dopuszczalne jest stosowanie następujących metod:

zastąpienie cementu marki niższej cementem marki wyższej,

stosowanie cementów szybkosprawnych,

dojrzewanie betonu w parze pod normalnym ciśnieniem,

przyspieszenie dojrzewania betonu za pomocą prądu elektrycznego,

dotawianie do betonów specjalnych domieszek chemicznych

Przy zastąpieniu cementu marki niższej cementem marki wyższej należy dodać do przygotowanej masy betonowej taką ilość cementu marki wyższej, która zapewni właściwą wytrzymałość i szczelność. Ilość ta powinna być obliczona, w żadnym przypadku zaś nie powinna być mniejsza od ilości podanych w PN-63?B-06250.

BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

Cementy szybkosprawne należy dodawać do betonów dla przyspieszenia ich dojrzewania tylko wówczas, jeżeli konieczne jest uzyskanie w krótkim czasie jego wysokiej wytrzymałości lub w celu uniknięcia naparzenia.

Do betonów naparzanych mogą być stosowane wszystkie cementy portlandzkie, hutnicze produkowane przez przemysł krajowy. W przypadku stosowania cementów importowanych, należy ich przydatność do tego celu sprawdzić laboratoryjnie.

Warunki obróbki cieplnej powinny być ustalone doświadczalnie przy użyciu tych samych materiałów, które przewiduje się zastosować do wykonania danej konstrukcji.

Wysokość temperatury przy obróbce cieplnej betonu i czas trwania poszczególnych faz cyklu cieplnego powinny być tak dobrane, aby obniżenie wytrzymałości betonu nagrzewanego nie wynosiło więcej niż 20% wytrzymałości betonu twardniejącego w normalnych warunkach, po 28 dniach twardnienia.

W przypadku gdy zachodzi możliwość obniżenia wytrzymałości betonu naparzanego należy skorygować markę betonu albo skład masy betonowej.

Elementy i konstrukcje należy po zakończeniu obróbki cieplnej doprowadzić do pełnego nawilżenia wodą i w tym stanie utrzymać je co najmniej przez 3 dni.

Kontrola wytrzymałości betonu powinna być prowadzona zgodnie z wymaganiami

PN-63/B-06250. Dla kontroli wytrzymałości betonu poddanego obróbce cieplnej należy wykonywać próbki kontrolne, które należy umieścić w takich warunkach cieplnych, w jakich dojrzewać będzie konstrukcja. Zgodność warunków cieplnych dojrzewania betonu w próbkach i w konstrukcji powinna być na początku robót stwierdzona odpowiednimi pomiarami temperatury.

Przyspieszanie dojrzewania za pomocą prądu elektrycznego zmiennego bezpośredniego przewodzonego przez masę betonową może być wykonane tylko na podstawie poprzednio przygotowanej dokumentacji tego procesu określającej, w zależności od marki betonu, rodzaje i gęstości zbrojenia elementów, ich moduły powierzchniowe, temperatury otoczenia i żądane wytrzymałości betonu po nagrzewaniu, rodzaj i rozstaw elektrod, czas nagrzewania masy betonowej, czas nagrzewania izotermicznego i czas stygnięcia.

Nagrzewana przez bezpośrednie działanie prądu elektrycznego masa betonowa nie powinna zawierać żadnych chemicznych środków przyspieszających jej dojrzewanie. Z uwagi na bezpieczeństwo pracy nagrzewanie elektryczne na budowie przeprowadza się obniżonym napięciem sieciowym nie przekraczającym 51V. Stosowanie wyższych napięć dopuszcza się przy stałym nadzorze specjalisty- inżyniera lub technika elektryka

W każdym przypadku i w ciągu całego okresu prowadzenia nagrzewania elektrycznego instalacja powinna być dozorowana przez monter elektryka.

Przyrost temperatury w czasie wstępnego podgrzewania elementu, tj. do temperatury około 30÷35C, nie powinien przekraczać 5C na godzinę.

W okresie stygnięcia spadek temperatury nie powinien przekraczać 8÷10C na godzinę. Usunięcie ocieplenia elementu może nastąpić dopiero wówczas, gdy beton osiągnie właściwą wytrzymałość i gdy różnica temperatur nagrzanej konstrukcji i otoczenia nie przekracza 10÷15 C

Ustalona w dokumentacji charakterystyka nagrzewania powinna być ściśle utrzymana w ciągu całego okresu przebiegu, regulacja temperatury zaś powinna być wykonana wg zasad podanych w instrukcji nagrzewania, stanowiącej integralną część dokumentacji nagrzewania.

Środki chemiczne przyspieszające dojrzewanie betonu należy stosować zgodnie z PN-63/B06250.

Usuwanie deskowania i rusztowania

Całkowite rozmontowanie deskowania konstrukcji może nastąpić po uprzednim ustaleniu rzeczywistej wytrzymałości betonu określonej na próbkach przechowywanych w warunkach najbardziej zbliżonych do warunków dojrzewania betonu w konstrukcji.

Deskowania i rusztowania powinny pozostawać tym dłużej, im większy jest stosunek obciążenia, które przypada na daną część konstrukcji zaraz po usunięciu deskowania, do obciążenia całkowitego, na jakie daną część budowli jest obliczona.

Rusztowanie należy demontować stopniowo, unikając jednoczesnego usunięcia większej liczby podpór. Usuwanie podpór rusztowań należy przeprowadzić w takiej kolejności, aby nie wywołać szkodliwych naprężeń w konstrukcji.

Po prawidłowej pielęgnacji betonu i temperaturze otoczenia powyżej 15 °C można dla betonów z cementów portlandzkich i hutniczych dojrzewających w sposób normalny przewidywać następujące terminy usunięcia deskowań, licząc od dnia ukończenia betonowania.:

2 dni lub $R_w = 25 \text{ kg/cm}^2$ dla usunięcia deskowań, filarów i słupów o powierzchni przekroju do 1600 cm² oraz ścian betonowych wykonywanych w deskowaniach przestawnych,

10 do 12 dni lub 0,7 R_w dla stropów, belek, łuków o rozpiętości 6,0 m 28 dni dla konstrukcji o większych rozpiętościach

Przy stosowaniu betonów z cementów glinowych lub szybkotwardniejących wyżej podane terminy mogą ulec zmniejszeniu, jednak nie więcej niż 0,50% przy niezmienionych wymaganiach dotyczących wytrzymałości betonu.

Gdy średnia temperatura dobową spada poniżej 0°C, wówczas należy uznać, że beton nie twardnieje i takich dób nie należy wliczać do czasu twardnienia betonu.

Orientacyjny termin rozmontowania deskowania konstrukcji można ustalić wg załącznika do PN-63/B-06250, przy czym za temperaturę, w zależności od której określa się Przewidywaną wytrzymałość beton, uważa się średnią temperaturę z całego okresu twardnienia betonu, jako średnią z poszczególnych średnich temperatur dobowych.

Przy usuwaniu deskowań z konstrukcji konieczna jest obecność przedstawicieli kontroli technicznej.

Przy nieustalonej wartości betonu po rozmontowaniu deskowania konstrukcji należy sprawdzić wytrzymałość konstrukcji przez próbne obciążenie.

Optymalny cykl przesuwu deskowań oraz posuwu deskowań ślizgowych powinny być ustalone w dokumentacji technicznej wykonywanego obiektu i sprawdzone wynikami bieżąco prowadzonych badań na budowie.

Ochrona betonu przed szkodliwym działaniem czynników chemicznych.

W przypadku gdy beton w fundamentach, palach, zbiornikach, rurach itp. Może być narażony na szkodliwe działanie chemiczne wody gruntowej lub wody ściekowej, należy każdorazowo przeprowadzić analize wód i stosować odpowiednie środki zaradcze.

Wykonanie murowych ścianek działowych i murów nienośnych

Warunkiem przystąpienia do murowania ścian jest całkowite zakończenie i odebranie

robót ziemnych, fundamentowych i konstrukcji monolitycznej budynku. W ramach odbioru w/w robót należy sprawdzić zgodność ich wykonania z dokumentacją techniczną oraz warunkami technicznymi wykonania i odbioru tych robót.

Ogólne zasady wykonywania murów :

Mury należy wykonywać zgodnie z PN-B-03002 „Konstrukcje murowe niezbrojone” warstwami, z zachowaniem prawidłowego wiązania, grubości spoin pionowych i poziomych, pionowości, odsadzek, wyskoków i otworów zgodnie z dokumentacją techniczną.

W pierwszej kolejności należy całkowicie wykonać mury nośne, słupy, nośne filarki okienne i drzwiowe danej kondygnacji.

Murowane ściany osłonowe, ścianki działowe oraz inne mury nienośne należy murować nie wcześniej niż po uzyskaniu pełnej wytrzymałości przez strop na którym mają być wykonywane oraz całkowity usunięciu szalunków stropu wyższej kondygnacji.

Szybkość wznoszenia murów powinna być taka, aby najkrótszy okres w dobach od rozpoczęcia muru dolnej kondygnacji do rozpoczęcia na tym samym odcinku muru następnej kondygnacji przy wysokości h (w m) muru dolnej kondygnacji i wykonywaniu go w temperaturze nie niższej niż +10°C nie był krótszy niż :

Rodzaj zaprawy	Okres liczony w dobach		
	$h \leq 3,5m$	$3,5m < h \leq 5m$	$5m < h \leq 7m$
wapienna	7	8	9
cementowo-wapienna	5	6	7
cementowa	3	3,5	4

Mury należy wznosić możliwie równomiernie na całej ich długości. Zaleca się, aby wzajemnie prostopadłe i ukośne ściany konstrukcyjne były wznoszone jednocześnie. Różnica poziomów poszczególnych części murów nie powinna przekraczać 4 m dla murów z cegły i 3 m dla murów z pustaków i bloków. W miejscu połączenia murów wykonanych nie jednocześnie należy stosować strzępia końcowe lub łączniki stalowe.

Cegły powinny być dostarczone i układane możliwie suche. Także po ułożeniu należy je chronić przed wilgocią. Zwłaszcza w budynkach wyższych niż 4 kondygnacje do budowy ścian zewnętrznych i wewnętrznych powinno się używać identycznych materiałów, chyba że obliczenia odporności za zarysowanie wykazywały, że różnice odkształceń nie spowodują szkód.

Cegły lub inne elementy układane na zaprawie powinny być czyste i wolne od kurzu. Przy murowaniu ścian ceglami lub blokami suchymi wykonanymi z materiału łatwo chłonnymi wodę / np. cegła ceramiczna sucha / ,zwłaszcza w okresie letnim , należy cegły / bloki/ przed ułożeniem w murze polewać lub moczyć wodą . Przy wykonywaniu murów silnie obciążonych na zaprawie cementowej , konieczne jest moczenie cegły suchej.

Murowane ściany zewnętrzne i wewnętrzne powinny wykazywać możliwie niewielkie różnicę odkształceń spowodowanych obciążeniami i wilgotnością. W celu zmniejszenia tych różnic można ewentualnie do budowy ścian wewnętrznych stosować cegły o wyższej wytrzymałości, niż to wynika z wymagań statycznych, a do budowy ścian zewnętrznych cegły o odpowiednio niższej wytrzymałości. Od wytwórcy należy żądać wiążącego oświadczenia o maksymalnej wartości skurczu dostarczanych materiałów budowlanych.

Nie dopuszczalne jest stosowanie w obrębie jednej ściany cegieł , bloków lub pustaków różnych wymiarów i klasy oraz stosowania wyrobów o różnych wartościach skurczu.

Izolację wodoszczelną poziomą w budynkach murowanych należy zawsze wykonywać na wysokości co najmniej 15 cm nad terenem , niezależnie od poziomej izolacji wodochronnej murów fundamentowych.

Wnęki i bruzdy instalacyjne należy wykonywać jednocześnie ze wznoszeniem murów.

W ścianach należy bruzd poziomych i ukośnych. Jeżeli nie można uniknąć bruzd poziomych i ukośnych , bruzdy zaleca się sytuować w 1/8 wysokości ściany w świetle pod lub nad stropem , a całkowita ich głębokość , łącznie z dowolnym otworem powstałym przy wykonywaniu bruzdy , powinna być mniejsza niż maksymalny wymiar podany w tablicy poniżej. Jeżeli powyższe ograniczenia zostały przekroczone , należy sprawdzić obliczeniowo nośność ściany na ścinanie i zginanie pod obciążeniem normowym. W ścianach o grubości nie większej niż 225 mm bruzdy należy wykonywać mechanicznie za pomocą pił tarczowych lub frezarek. Nie dopuszczalne jest wykonywane w/w ścianach bruzd za pomocą kucia ręcznego lub mechanicznego.

Maksymalne dopuszczalne wymiary bruzd i wnęk pionowych w ścianach

Grubość ściany w {mm}	Bruzdy i wnęki wykonywane w gotowym murze		Bruzdy i wnęki wykonywane w trakcie wznoszenia muru	
	głębokość	szerokość	szerokość	Minimalna grubość ściany w miejscu bruzdy lub wnęki
poniżej 115	30	100	300	70
od 116 do 175	30	125	300	90
od 176 do 225	30	150	300	140

BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

od 226 do 300	30	200	300	215
powyżej 300	30	200	300	215

Przy czym :

1. Wymiary bruzd podano w [mm]
2. Pionowe bruzdy , które nie sięgają więcej niż na 1/3 wysokości ściany ponad stropem , mogą mieć głębokość do 80 mm i szerokość do 120 mm , jeżeli grubość ściany wynosi nie mniej niż 225 mm
3. Zaleca się , aby odległość w kierunku poziomym sąsiednich bruzd lub od bruzdy do wnęki lub otworu była nie mniejsza niż 225 mm
4. Zaleca się , aby odległość w kierunku poziomym między sąsiednimi wnękami , jeżeli występują po tej samej stronie ściany lub po obydwu stronach ściany lub od wnęki do otworu , była nie mniejsza niż dwukrotna szerokość szerszej z dwóch wnęk.
5. Zaleca się , aby łączna szerokość pionowych bruzd i wnęk nie przekraczała 0,13 długości ściany.

Maksymalne dopuszczalne wymiary bruzd poziomych i ukośnych w ścianach

Grubość ściany w [mm]	Maksymalna głębokość bruzdy w [mm]	
poniżej 115	0	0
od 116 do 175	0	15
od 176 do 225	10	20
od 226 do 300	15	25
powyżej 300	20	30

Przy czym :

1. Odległość pozioma między końcem bruzdy a otworem powinna być nie mniejsza niż 500 mm
2. Odległość pozioma między przyległymi bruzdami o ograniczonej długości , niezależnie od tego czy występują po jednej stronie czy po obu stronach ściany , powinna być nie mniejsza niż dwukrotna długość dłuższej bruzdy.
3. W ścianach o grubości większej niż 150 mm, dopuszczalną głębokość bruzdy można zwiększyć o 10 mm , Jeżeli bruzdy wycinane są maszynowo na wymaganą głębokość . Jeżeli maszynowo wycina się bruzdy o głębokości do 10 mm , można wycinać je z obu stron pod warunkiem , że grubość ściany jest nie mniejsza niż 225 mm.
4. Zaleca się , aby szerokość bruzdy nie przekraczała połowy grubości ściany w miejscu bruzdy.

Konstrukcje murowane grubości mniejszej niż 1 cegła / ścianki działowe , sklepienia , gzymsy , kominy itp. / mogą być wykonywane tylko przy temperaturze powyżej 0°C

Wykonywanie konstrukcji murowych grubości 1 cegły i grubszych dopuszcza się w

temperaturze poniżej 0°C , pod warunkiem zastosowania środków umożliwiających wiązanie i twardnienie zaprawy , określonych w wytycznych wykonywania robót budowlano-montażowych w okresie zimowym.

W przypadku przerwania robót na okres zimowy lub z innych przyczyn / ulewne deszcze wierzchnie warstwy murów powinny być zabezpieczone przed szkodliwym działaniem czynników atmosferycznych / na przykład przez przykrycie folią lub papą. / . Przy wznowianiu robót murowych po każdej dłuższej przerwie w robotach należy sprawdzić stan techniczny murów i gdy zajdzie potrzeba , usunąć wszelkie uszkodzenia murów łącznie ze zdjęciem wierzchnich warstw cegieł i uszkodzonej zaprawy.

Elementy murowe / cegły bloki , bloczki / powinny być ułożone na zaprawie zgodnie ze sprawdzoną praktyką . Elementy murowe należy wiązać w kolejnych warstwach tak , aby ściana zachowywała się jako jeden element konstrukcyjny . W

celu należytego wiązania elementy murowe powinny nachodzić na siebie na długość nie mniejszą niż 0,4 wysokości elementu lub 40 mm. Przy czym miarodajna jest wartość większa. W narożach i połączeniach ścian przewiązanie elementów powinno być nie mniejsze niż grubość elementu i aby stosować przycięte elementy, w celu uzyskania wymaganego przewiązania.

Grubość spoin poziomych i pionowych murów wykonywanych przy użyciu zapraw zwykłych lekkich powinna być nie mniejsza niż 8 mm i nie większa niż 15 mm. W przypadku stosowania zapraw do spoin cienkich, grubość spoin powinna być nie mniejsza niż 1 mm i nie większa niż 3 mm.

Ściany wzajemnie prostopadłe lub ukośne należy łączyć ze sobą w sposób zapewniający przekazanie z jednej ściany na drugą obciążeń pionowych i poziomych. Połączenie takie uzyskać można poprzez powiązanie elementów murowych w murze lub poprzez łączniki metalowe lub zbrojenie przechodzące w każdą ze ścian, w sposób zapewniający połączenie równoważne połączeniu poprzez wiązanie elementów murze. Łączniki metalowe powinny być stosowane w każdej spoinie poziomej.

Wytyczne zapobiegania powstawania rys skurczowych i rys pochodzących od odkształceń podłoża:

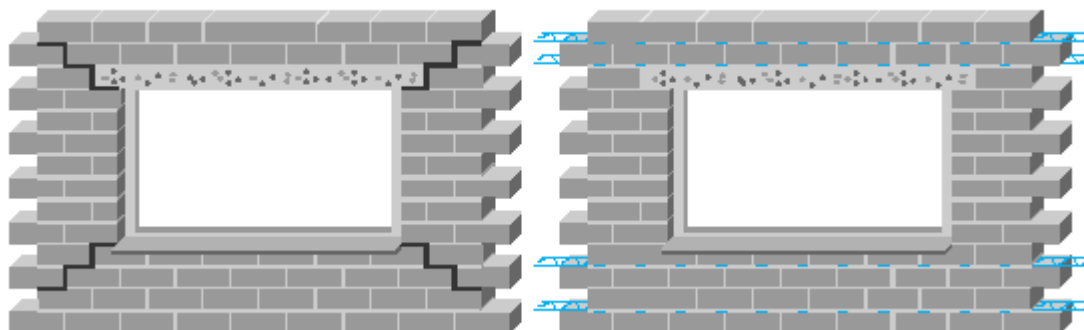
Aby uniknąć rysowania się ścian murowych zarówno nośnych jak i nienośnych zaleca się stosowanie dodatkowych akcesoriów zapobiegających ich powstawaniu a określonych przez poniższe normy branżowe:

1. PN-EN 845-1:2002 Specyfikacja techniczna wyrobów dodatkowych do wznoszenia murów
Część 1: Kotwy, listwy kotwiące, wieszaki i wsporniki
2. PN-EN 845-1:2004 Specyfikacja wyrobów dodatkowych do murów Część 1: Kotwy, listwy kotwiące, wieszaki i wsporniki
3. PN-B-03002:1999/Ap1:2001 Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie
4. PN-B-03002:1999/Az2:2002 Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie (Zmiana Az2)
5. PN-B-03002:1999/Az1:2001 Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie. (Zmiana Az1)
6. PN-B-03340:1999/Az1:2004 Konstrukcje murowe zbrojone Projektowanie i obliczanie
7. PN-B-03340:1999 Konstrukcje murowe zbrojone. Projektowanie i obliczanie

Stosując dodatkowe akcesoria do murów należy przestrzegać zaleceń i wytycznych danego producenta. Poniżej podano jak unikać najczęściej spotykanych zarysowań murów.

Zabezpieczenie ścian przed powstawaniem rys ukośnych:

Ponieważ wokół otworów okiennych i drzwiowych występują często znaczne siły tnące i rozciągające wynikające ze zmiany sztywności ściany, które powodują ukośne pęknięcia i rysy zaleca się dobrojenie tych stref dostępnym na rynku typowym zbrojeniem do spoin. Może to być zbrojenie w postaci belek „Murfor” w ilości 2 szt. nad otworem i dwie sztuki pod otworem. /rysunek nr.1 /



Rys.nr1

Nadproża okienne i drzwiowe:

BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

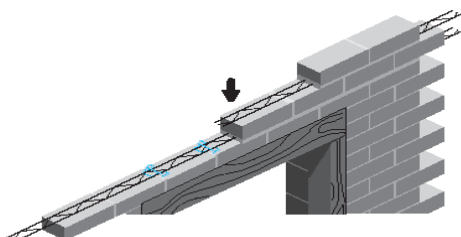
tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

Wszystkie nadproża okienne i drzwiowe należy wykonać z materiału i zgodnie z technologią zalecaną przez dostawcę elementów ściennych z których są wykonywane ściany . W przypadku braku takich rozwiązań nadproża należy wykonać w technologii murowanej z elementów z których jest wykonywana ściana i zbrojonych w systemie „Murfor” . Nie zaleca się stosowania betonowych lub stalowych prefabrykowanych belek nadprożowych ponieważ prowadzi to do powstania rys i spękań na ścianie. Są one wynikiem połączenia materiałów o różnych właściwościach fizycznych / żelbet i cegła / Zasadę wykonania nadproży pokazuje rysunek nr.2

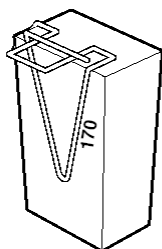


- Zbrojenie nadproża składa się z:
1. Min. dwóch warstw belek Murfor® wkładanych w spoiny poziome.
 2. Strzemion LHK umieszczanych w spoinach pionowych pierwszej warstwy

Rys.nr 2

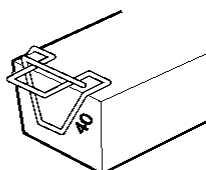
Akcesoria: strzemiona do nadproży

Cegły układane na głowce
(na tzw. rolkę)



LHK/S
170

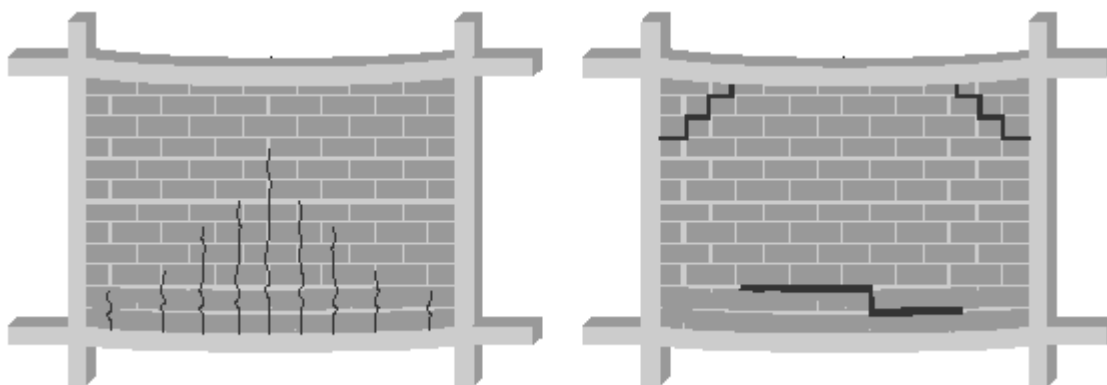
Cegły układane na płask



LHK/S
40

Ściany samonośne i działowe murowane na stropach i belkach :

Wszystkie ściany murowane na uginających się elementach konstrukcyjnych / płyty , belki / są szczególnie podatne na powstawanie rys i pęknięć o charakterze pokazanym na rysunku nr.3



BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

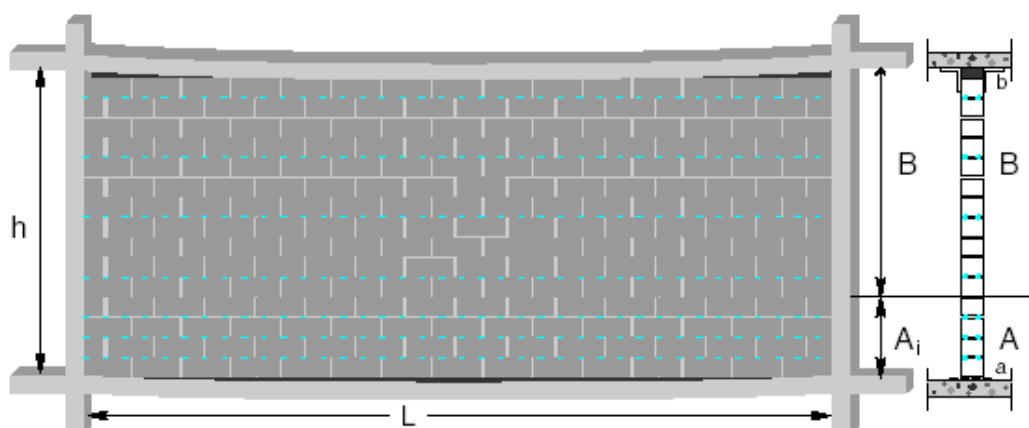
biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

Rys.nr 3

Dlatego aby skutecznie zabezpieczyć ścianę przed ich powstawaniem należy zachować następujący reżim technologiczny :

1. Wykonać połączenie w/w ściany ze ścianami konstrukcyjnymi za pomocą połączeń przegubowych i przegubowo przesuwnych.
2. Ścianę należy ustawiać na stropie na pasku papy termozgrzewalnej ułożonej na nim na sucho
3. Pomiędzy górną krawędzią ściany a stropem lub belką należy umieścić materiał trawle plastyczny niepalny / na przykład pianka lub styropian / o grubości nie mniejszej niż $l/200$ rozpiętości stropu pomiędzy podporami konstrukcyjnymi / dopuszczalna strzałka ugięcia stropu /
4. Nadproża są nieprzerwane podparte przez co najmniej 14 dni od wymurowania / przy temperaturze powyżej $+5^{\circ}\text{C}$
5. Ściany należy murować dopiero po zakończeniu wykonania całości konstrukcji obiektu i rozstępowaniu stropów.
6. Ściany należy dozbroić konstrukcyjnie zbrojeniem zgodnie z rysunkiem nr. 4



- a. przekładka z papy (lub z innego, podobnego materiału)
b. pas izolacji przeciwoogniowej.

Rys.nr 4

Przy czym obszar A należy zazbroić zgodnie z stosowaną technologią akcesoriów murarskich . W przypadku technologii „MURFOR” należy stosować zasadę podaną poniżej :

Ściany działowe lub wypełniające, ale nie pełniące funkcji ścian usztywniających

Cegły ceramiczne

Specyfikacje materiału:

- wytrzymałość elementów murowych na ściskanie ≥ 5 MPa
- wytrzymałość zaprawy na ściskanie ≥ 10 MPa

Wymiary cegły:

$l \times w \times h$ [mm]
288 × 188 × 220

Wymiary cegły:

$l \times w \times h$ [mm]
375 × 250 × 238

Liczba spoin, które należy zazbroić w dolnym obszarze A (rysunek na str. 45).

Uwaga! W obszarze B, zbrojenie pomocnicze co 500 – 600 mm.

długość ścian	wysokość	
	2,5 m	3 m
3 m	1	1
4 m	2	2
5 m	-	3

długość ścian	wysokość	
	2,5 m	3 m
3 m	1	1
4 m	2	2
5 m	-	3

Ściany działowe lub wypełniające, ale nie pełniące funkcji ścian usztywniających

Cegły i bloczki silikatowe

Specyfikacje materiału:

- wytrzymałość elementów murowych na ściskanie ≥ 15 MPa
- wytrzymałość zaprawy na ściskanie ≥ 8 MPa

Wymiary cegły:

$l \times w \times h$ [mm]
340 × 180 × 190
500 × 180 × 220

Wymiary cegły:

$l \times w \times h$ [mm]
340 × 240 × 190
500 × 250 × 220

Liczba spoin, które należy zazbroić w dolnym obszarze A (rysunek na str. 45).

Uwaga! W obszarze B, zbrojenie pomocnicze co 500 – 600 mm.

długość ścian	wysokość	
	2,5 m	3 m
3 m	1	1
4 m	1	2
5 m	-	2

długość ścian	wysokość	
	2,5 m	3 m
3 m	1	1
4 m	2	2
5 m	-	3

Ściany działowe lub wypełniające, ale nie pełniące funkcji ścian usztywniających

Błoczek z betonu komórkowego

Specyfikacje materiału:

- wytrzymałość bloczków na ściskanie $\geq 3,6$ MPa
- wytrzymałość zaprawy na ściskanie ≥ 8 MPa

Wymiary cegły:

$l \times w \times h$ [mm]
590 × 240 × 240

Wymiary cegły:

$l \times w \times h$ [mm]
590 × 360 × 240

Liczba spoin, które należy zbroić w dolnym obszarze A (rysunek na str. 45).
Uwaga! W obszarze B, zbrojenie pomocnicze co 500 – 600 mm.

długość ścian	wysokość	
	2,5 m	3 m
3 m	1	1
4 m	1	1
5 m	-	1

długość ścian	wysokość	
	2,5 m	3 m
3 m	1	1
4 m	1	1
5 m	-	1

Ściany działowe lub wypełniające ale nie pełniące funkcji ścian usztywniających

Cegły i pustaki betonowe

Specyfikacje materiału:

- wytrzymałość cegieł i pustaków na ściskanie ≥ 15 MPa
- wytrzymałość zaprawy na ściskanie ≥ 10 MPa

Wymiary cegły:

$l \times w \times h$ [mm]
390 × 140 × 190

Wymiary cegły:

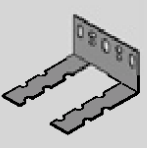
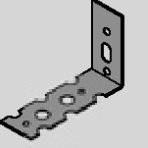
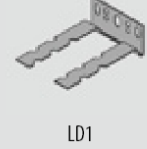
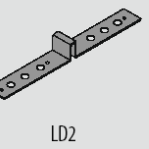
$l \times w \times h$ [mm]
390 × 190 × 190

Liczba spoin, które należy zbroić w dolnym obszarze A (rysunek na str. 45).
Uwaga! W obszarze B, zbrojenie pomocnicze co 500 – 600 mm.

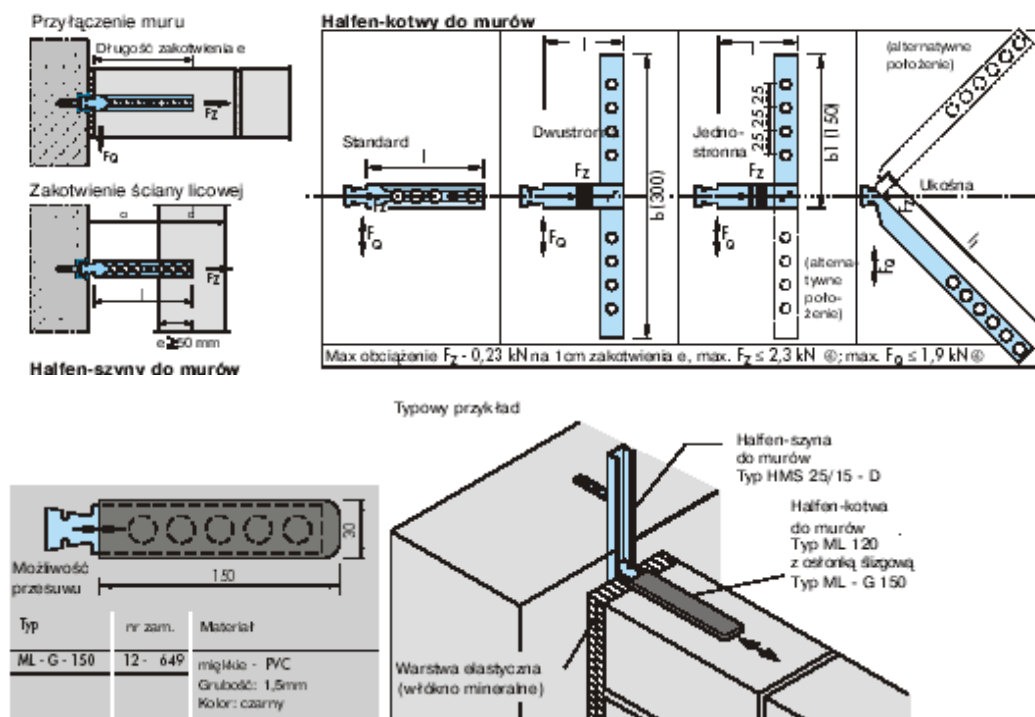
długość ścian	wysokość	
	2,5 m	3 m
3 m	1	1
4 m	1	2
5 m	2	2

długość ścian	wysokość	
	2,5 m	3 m
3 m	1	1
4 m	2	2
5 m	-	2

Połączenie przegubowe ścian należy wykonać w dowolnej technologii akcesoriów murarskich dostępnej na rynku. Na rysunku nr.5 pokazano przykładowo łączniki murarskie firmy „HABE”. Przegubowo-przesuwne systemy połączeń ścian murowanych można wykonać w technologii „Halfen-Deha”. Akcesoria te obrazują rysunek nr. 6

		Połączenia ścian z elementów o różnej wysokości, ścian dostawianych do istniejących konstrukcji murowych, wylewanych lub szkieletowych. Jedna część wchodzi w zaprawę ściany wznoszonej, druga jest mocowana na kolek rozporowych.	LK1 stal A4 lub ocynkowana (40 x 65 60 x 1,25) LK2 stal A4 lub ocynkowana (40 x 68 22 x 1,25)
		Połączenia ścian i konstrukcji z zachowaniem dylatacji.	LD1 stal A4 lub ocynkowana (60 x 1,25) LD2 stal A4 lub ocynkowana (22 x 0,75)

Rys.nr.5



Rys.nr 6

3. ZGODNOŚĆ ROBÓT Z DOKUMENTACJA

Dokumentacja projektowa, kosztorysy oraz dodatkowe dokumenty przekazane przez Inspektora nadzoru Wykonawcy stanowią całość, a wymagania wyszczególnione w choćby jednym z nich są obowiązujące dla wszystkich Wykonawców.

Obowiązkiem Wykonawcy robót jest sprawdzenie całości dokumentacji przed przystąpieniem do wykonywania prac. W przypadku rozbieżności w ustaleniach poszczególnych dokumentów, Wykonawca powinien natychmiast powiadomić Inspektora nadzoru i jednostkę projektową, w celu dokonania odpowiednich zmian i poprawek.

BCM ARCHITEKCI SP. Z O.O.

ul. Purkyniego 1/413, 50-155 Wrocław

NIP: 897-180-51-01, REGON: 360666303

Sąd Rejonowy dla Wrocławia-Fabrycznej, VI Wydział Gospodarczy KRS
0000549986, kapitał zakładowy 6.000 PLN

tel.: +48 71 342 38 89

tel. kom: +48 600 908 900

biuro@bcmarchitekci.pl

www.bcmarchitekci.pl

Wykonawca nie może wykorzystywać błędów lub uproszczeń w dokumentacji dla wykonania robót niezgodnie z zamierzeniami projektowymi.

Projektant
mgr inż. Piotr Ciesielski