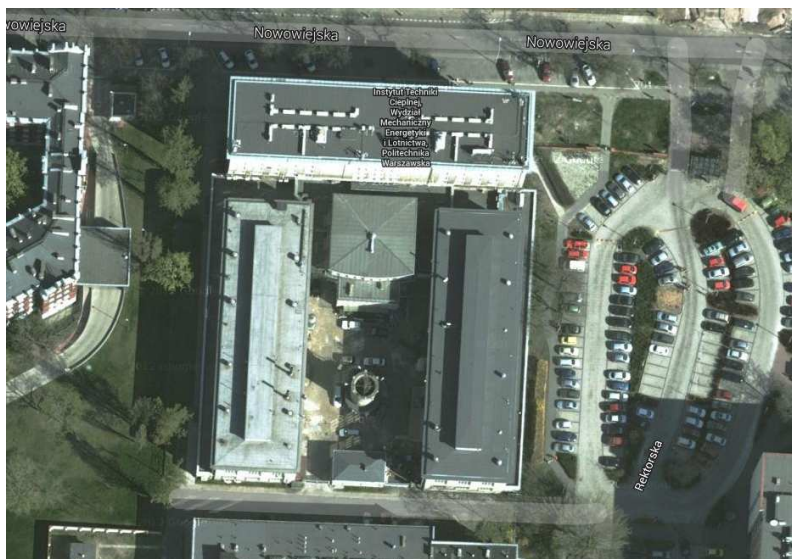


OPINIA KONSTRUKCYJNA DOTYCZĄCA MOŻLIWOŚCI REALIZACJI PLANOWANEJ PRZEBUDOWY I ROZBUDOWY OBIEKTÓW WYDZIAŁU MECHANICZNEGO ENERGETYKI I LOTNICTWA POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ.

ZAŁĄCZNIK DO PROGRAMU FUNKCJONALNO UŻYTKOWEGO PRZEBUDOWY I ROZBUDOWY
OBIEKTÓW WYDZIAŁU MECHANICZNEGO ENERGETYKI I LOTNICTWA POLITECHNIKI
WARSZAWSKIEJ W CELU POWIEKSZENIA POWIERZCHNI UŻYTKOWEJ DLA POTRZEB
NOWOCZESNEGO KSZTAŁCENIA.



ZAMAWIAJĄCY:

Politechnika Warszawska – Wydział Mechaniczny Energetyki i Lotnictwa
ulica Nowowiejska 24, 00-665 Warszawa

OPRACOWAŁ:

mgr inż. Piotr Szczepański
upr. bud. St-535/84;
rzecznik bud. nr rej. GUNB 318/96

inż. Maciej Tereszkiewicz

WARSZAWA 08.12.2014

SPIS TREŚCI

Oświadczenie autora opracowania

I CZĘŚĆ OPISOWA

II OBLICZENIA STATYCZNE SPRAWDZAJĄCE

III SERWIS FOTOGRAFICZNY

IV CZĘŚĆ RYSUNKOWA

Rys. K - 1	Sytuacja	1:500
Rys. K - 2	Rzut piwnic oraz stropu nad piwnicami	1:100
Rys. K - 3	Rzut parteru oraz stropu nad parterem	1:100
Rys. K - 4	Rzut I p. oraz stropu nad I p.	1:100
Rys. K - 5	Rzut II p. oraz stropu nad II p.	1:100

V DZIENNIK BADAŃ SKLEROMETRYCZNYCH BETONU SŁUPA RAMY W HALI D

VI UPRAWNIENIA AUTORA OPRACOWANIA

Warszawa, dnia 08.12.2014 r.

OŚWIADCZENIE

Zgodnie z artykułem 20 ust. 4 Ustawy z dnia 16 kwietnia 2004 r. o zmianie ustawy – Prawo Budowlane (Dz. U. nr 93, poz. 888, z 30 kwietnia 2004 r.), oświadczam, iż dokumentacja – OPINIA BUDOWLANO- KONSTRUKCYJNA DOTYCZĄCA MOŻLIWOŚCI REALIZACJI PLANOWANEJ PRZEBUDOWY I ROZBUDOWY OBIEKTÓW WYDZIAŁU MECHANICZNEGO ENERGETYKI I LOTNICTWA POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ PRZY UL. NOWOWIEJSKIEJ 21/25 W WARSZAWIE

wykonana została zgodnie z zasadami wiedzy technicznej, obowiązującymi przepisami oraz normami, a w swej formie jest kompletna z punktu widzenia celu, któremu ma służyć i nie narusza praw autorskich osób trzecich.

mgr inż. Piotr Szczepański

I CZĘŚĆ OPISOWA

1. Dane formalno-prawne.

1.1. Przedmiot, zakres i cel opracowania.

Przedmiotem niniejszego opracowania jest opinia budowlano-konstrukcyjna dotycząca możliwości realizacji planowanej przebudowy i rozbudowy obiektów Wydziału Mechanicznego Energetyki i Lotnictwa Politechniki Warszawskiej przy ul. Nowowiejskiej 21/25 w Warszawie.

Opinia obejmuje swoim zakresem ocenę konstrukcji ścian, filarów na poziomie piwnic, parteru, I-II pięter oraz stropów nad w/w kondygnacjami w halach C, D, Auli oraz w łącznikach, budynku pracowni radiologicznej. Rozpoznano również fundamenty obiektów w kilku charakterystycznych miejscach. Konstrukcja urządzeń technologicznych wewnątrz hal, które wg koncepcji przeznaczone są do rozbiórki, nie wchodzi w zakres opinii.

Celem opracowania jest ocena stanu technicznego elementów konstrukcji w w/w kubaturach, schematy których mogą ulec zmianom, jak również dociążeniom wynikającym z aktualnie opracowywanego programu funkcjonalno-użytkowego w zakresie planowanej przebudowy i rozbudowy hal, auli oraz zadaszania podwórza.

1.2. Podstawa formalna opracowania.

Podstawą formalną opracowania niniejszej opinii jest zlecenie firmy Gorek Restaurow S.C., ul. Ruskowy Bród 79A, 03-289 Warszawa dla Biura Bezpieczeństwa Konstrukcyjnego Piotr Szczepański, ul. Czerniakowska 155 m. 50, 00-453 Warszawa na sporządzenie opinii konstrukcyjno-budowlanej jak w p.1.1

1.3. Podstawa merytoryczna opracowania.

1.3.1. Inwentaryzacja architektoniczna Gmachu Instytutu Techniki Ciepłej PW, opracował E. Szulc, 1973r.

1.3.2. Inwentaryzacja architektoniczno-budowlana hal i auli z łącznikami w Instytucie Techniki Ciepłej PW opracowana przez pracownię „Kaprint”, 11.2014r.

1.3.3. Ekspertyza techniczna w sprawie możliwości dociążenia nowoprojektowanymi stropami konstrukcji nośnej hali „D” budynku ITC PW, w obrębie pomieszczenia 42 (laboratorium) przy ul. Nowowiejskiej 21/25 w Warszawie, autor mgr inż. Andrzej Pol, 01.2005r.

1.3.4. Koncepcja architektoniczna podziału powierzchni użytkowej (PW, gmach ITC), opracował mgr inż. Grzegorz Filip, 12.2004r.

1.3.5. Program funkcjonalno-użytkowy do budowy windy w Gmachu ITC PW, opracowanie Grass Kancelaria Architektoniczna, 03.2011r.

1.3.6. Projekt budowlano-wykonawczy budowy szybu windowego z dźwigiem dla osób niepełnosprawnych w łączniku pomiędzy budynkiem głównym a Aulą w Gmachu ITC PW, opracowanie Pracownia Projektowa Jolanta Sułtan, 09.2011r.

1.3.7. Pomiary wykonane w ramach niniejszego opracowania w październiku-listopadzie 2014r. za pomocą dalmierza laserowego HILTI PD30, suwmiarki, taśmy stalowej (20m)

1.3.8. Odkrywki zbrojenia w słupach, podciągach oraz stropach wykonane w ramach niniejszego opracowania

1.3.9. Badania sklerometryczne jednego ze słupów ramy żelbetowej w hali D

1.3.10. Zeszyt 1 - Obliczenia statyczne do Hali „C” i „D” Zakładu Techniki Ciepłej P.W., opracowanie Miastoprojekt Północ- Wschód, Oddział w Warszawie, 12.02.1954r.

1.3.11. Opinia geotechniczna podłoża gruntowego dla potrzeb optymalizacji przestrzennej istniejącej infrastruktury budowlanej gmachu ITC przy ul. Nowowiejskiej 21/25 w Warszawie, opracowana przez firmę ”Wiercenia studzienne i geologiczne, Stanisław Purzycki”, 11.2014r.

1.3.12. Ustawa Prawo budowlane z dnia 7 lipca 1994 r. (Dz.U. Nr 89, poz. 414), tekst jednolity z dnia 12 listopada 2010 r. (Dz.U. Nr 243, poz. 1623) wraz z późn. zmianami

1.3.13. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie z dnia 12 kwietnia 2002 r. (Dz.U. Nr 75, poz. 690)

2. Dane o obiekcie i konstrukcji.

2.1. Dane ogólne.

Pomysłodawcą, organizatorem i fundatorem Instytutu Techniki Ciepłej był Profesor Bohdan Stefanowski. Autorem projektu był architekt Józef Ufnalewski. Prace budowlane zaczęto w 1951 r., a w 1954 r. pracownicy katedr związanych z techniką ciepłą rozpoczęli przeprowadzkę do nowego budynku. Budowa Gmachu ITC trwała 4 lata. ITC realizuje zadania zarówno badawcze, jak i dydaktyczne, będąc aktualnie jednym z dwóch instytutów tworzących Wydział MEiL.

Obiekt składa się z części frontowej (od ulicy Nowowiejskiej), 2-ch prostopadłych do niej skrzydeł (hal C i D), usytuowanych w układzie symetrycznym, Auli z częścią biurową, łącznika usytuowanego między wszystkimi w/w kubaturami, wolno stojącej pracowni radiologicznej i chłodni kominowej.

2.2. Aula.

Budynek Auli jest obiektem 2-kondygnacyjnym – piwnice oraz jednoprzestrzenna sala auli, przekryta stropodachem. Do auli od strony południowej przylega aneks biurowo-gospodarczy - kubatura 3-poziomowa (piwnice, parter oraz lp.).

Ściany Auli murowane, z cegły pełnej na zaprawie cementowej; na poziomie piwnic od strony wewnętrznej obłożone bloczkami ze szkła piankowego białego gr. 6,5-8cm. Pod Aulą konstrukcja mieszana, t.j. słupy żelbetowe oraz ściany murowane z cegły. Na słupach opierają się podciąg żelbetowy, na których oraz na ścianach oparte są stropy nad piwnicami - żelbetowe gęstożebrowe typu Akermana, przy użyciu pustaków m.in. wys. 18cm. Nad parterem stropy nad przybudówką biurową od strony południowej również Akermana. Konstrukcja stropodachu nad Aulą nie została odkryta, lecz na podstawie przybrudzonych śladów na suficie z bardzo dużym prawdopodobieństwem można założyć, że została ona wykonana jako ruszt żelbetowy oparty na ścianach zewnętrznych.

Fundamenty wykonano jako ławowe pod ścianami oraz stopowe pod żelbetowymi słupami konstrukcyjnymi. Odkrywki i odwierty kontrolne w zasadzie potwierdziły obrysy fundamentów przedstawione w archiwalnej dokumentacji projektowej.

2.3. Łącznik.

Budynek łącznika jest w pełni oddylatowany od budynku głównego i monolitycznie połączony z budynkiem auli. Jest to kubatura parterowa podpiwniczona na szerokości podwórka. Mury z cegły pełnej ceramicznej. Stropy nad piwnicami wykonano jako żelbetowe gęstożebrowe typu Akermana. Stropodach łącznika żelbetowy monolityczny płytowo-żebrowy z otworami na prostokątne świetliki. W łączniku szyb windy z pylonami żelbetowymi oddylatowany od konstrukcji korpusu głównego oraz łącznika.

2.4. Hala C z przybudówką.

Jest to hala połączona z budynkiem głównym pod kątem prostym, usytuowana od strony wschodniej, o wymiarach $b \times l \times h = 18,06 \times 56,50 \times 17,0\text{m}$ (wraz ze świetlikiem). Od strony zewnętrznej z halą jest powiązana parterowa przybudówka, o tej samej długości co hala.

Konstrukcja hali żelbetowa monolityczna (ramy) oraz tradycyjna, t.j. stropy międzykondygnacyjne Kleina na belkach stalowych opartych na podciągach stalowych i ścianach murowanych. Zasadniczą konstrukcję stanowią poprzeczne ramy monolityczne żelbetowe, bezprzegubowe, usytuowane w rozstawach co 5m, oraz żelbetowe słupy w płaszczyźnie ścian szczytowych. Konstrukcję uzupełniają zewnętrzne ściany murowane oraz wewnętrzna ściana poprzeczna z pilastrami z cegły pełnej ceramicznej, zastępując w jednej osi konstrukcyjnej ramę żelbetową. W zewnętrznych ścianach nadziemnej części hali wykonane są nad i pod wysokimi oknami żelbetowe wieńce-belki, które, w zamierzeniu projektanta miały przenosić całość obciążenia ścian (pionowego i poziomego) na słupy hali.

Ramy składają się ze słupów i z rygli. Słupy w dolnej części, na poziomie parteru mają przekrój 65 x 80cm, wyżej od 65 x 80 do 65 x 120cm. Rygle są o wymiarach 65x 140 do 65 x 170cm w środku rozpiętości. W górnej części w słupach występują wsporniki żelbetowe pod zaprojektowaną, lecz niezrealizowaną suwnicę.

Słupy wewnętrzne stalowe dwugałęzienne z ceowników stalowych; na poziomie parteru są to 2 C 220, wyżej 2 C180, połączone przewiązkami z płaskownikami spawanymi do ceowników. Na słupach w kierunku podłużnym opierają się podciąg z dwuteowników I 425, które z jednej strony stanowią oparcie dla belek szeregowych stropów nad parterem i lp., a z drugiej podporami są ściany oraz wymiany przyokienne. W traktach szczytowych (1 trakt od północy oraz 3 od południa) szeregowo belki opierają się w kierunku wzdłuż hali. W osiach c1-c4 słupy na parterze z 2-ch ceowników C 260, wyżej – z podwójnych C200. Wysokość belek dwuteowych jest zróżnicowana w zależności od tego, czy belka stanowi oparcie dla wymianu przyokiennego, czy opiera się na w/w wymianie. Na belkach są oparte płyty ceramiczne Kleina typu ciężkiego, a belki są obetonowane w strefach pomiędzy dolną stopką a spodem płyty Kleina.

Antresole na poziomach + 10,15, + 10.14, +10.21, +10.50, +13.34. Konstrukcja antresol zróżnicowana, większość wykonana ze stali; 2 antresole prawdopodobnie stalowo-żelbetowe. Klatki schodowe oraz schody prowadzące na antresole w konstrukcji stalowej, przeważnie jako blacha stalowa oparta na belkach policzkowych z ceowników stalowych.

Przy osi c10 winda obsługująca wszystkie 3 poziomy, z maszynownią górną. Konstrukcja obudowy windy stalowa niezależna od konstrukcji hali.

Dach hali stanowi żelbetowa płyta monolityczna gr. 8cm z żebrami opartymi na ryglach rozpiętych pomiędzy ramami i na ścianach. Płyta opiera się i jest monolitycznie powiązana z żebrami o przekrojach 20x 50(h) cm. Żebra narożne przy szczytach o wymiarach 34x55(h)cm. W kalenicy dachu ciągle świetlik prostokątny, zakończony przed szczytowymi przęsłami hali. Stropodach świetlika również wykonano jako płytę żelbetową monolityczną gr.10cm opartą na ścianach świetlika oraz na żebrach rozpiętych w osi hali opartych na ryglach ram.

Do wschodniej ściany hali przylega parterowa przybudówka o szer. ok.3m, której konstrukcja stropodachu została wykonana jako płyta żelbetowa gęstożebrowa typu Akermana, która opiera się na ścianie hali oraz na własnej zewnętrznej ścianie.

Fundamenty wykonano jako ławowe pod ścianami oraz stopowe pod żelbetowymi słupami konstrukcyjnymi stanowiącymi część układów ramowych oraz pod słupami w ścianach szczytowych i wewnątrz hali.

2.5. Hala D z przybudówką.

Jest to hala połączona z budynkiem głównym pod kątem prostym, usytuowana od strony zachodniej, o wymiarach $b \times l \times h = 18,06 \times 56,50 \times 17,0\text{m}$ (wraz ze świetlikiem). Od strony zewnętrznej z halą jest powiązana parterowa przybudówka, o tej samej długości co hala.

Konstrukcja hali żelbetowa monolityczna (ramy) oraz tradycyjna, t.j. stropy międzykondygnacyjne Kleina na belkach stalowych opartych na słupach stalowych i ścianach murowanych. Zasadniczą konstrukcję stanowią poprzeczne ramy monolityczne

żelbetowe, bezprzegubowe, usytuowane co 5m, oraz żelbetowe słupy w płaszczyźnie ścian szczytowych. Konstrukcję uzupełniają zewnętrzne ściany murowane oraz 2 wewnętrzne ściany poprzeczne z pilastrami z cegły pełnej ceramicznej, zastępując w 2-ch przekrojach żelbetowe ramy. W zewnętrznych ścianach nadziemnej części hali wykonane są nad i pod wysokimi oknami żelbetowe wieńce-belki, które, w zamierzeniu projektanta miały przenosić całość obciążenia ścian (pionowego i poziomego) na słupy hali.

W osiach d3-d9 na poziomach parteru oraz lp. w hali występuje wiele konstrukcji żelbetowych stanowiących głównie fundamenty pod maszyny i urządzenia. Z uwagi na ich planowane rozbiórki nie przeprowadzono szczegółowej inwentaryzacji konstrukcyjnej powyższych konstrukcji.

Ramy składają się ze słupów i z rygli. Słupy w dolnej części, na poziomie parteru mają przekrój 65 x 80cm, wyżej od 65 x 80 do 65 x 120cm. Rygle są o wymiarach 65x 140 do 65 x 170cm w środku rozpiętości. W górnej części w słupach występują wsporniki żelbetowe pod suwnicę, która obsługuje przestrzeń hali w osiach d6-d9.

W osiach d6-d12 słupy wewnętrzne na poziomie parteru stalowe dwugałęziowe z ceowników stalowych 2C180, połączone przewiązkami z płaskowników spawanych do ceowników. Na słupach w kierunku podłużnym opierają się podciąg z dwuteowników o wysokości 445mm, które z jednej strony stanowią oparcie dla belek szeregowych stropów nad parterem, a z drugiej podporami są ściany. Na belkach I 300 są oparte płyty ceramiczne Kleina typu ciężkiego, a belki są obetonowane w strefach pomiędzy dolną stopką a spodem płyty Kleina.

Dach hali stanowi żelbetowa płyta monolityczna gr. 8cm z żebrami opartymi na ryglach rozpiętych pomiędzy ramami i na ścianach. Płyta opiera się i jest monolitycznie powiązana z żebrami o przekrojach 20x 50(h) cm. Żebra narożne przy szczytach o wymiarach 34x55(h)cm. W kalenicy dachu ciągły świetlik prostokątny, zakończony przed szczytowymi przęsłami hali. Stropodach świetlika również wykonano jako płytę żelbetową monolityczną gr.10cm opartą na ścianach świetlika oraz na żebrach rozpiętych w osi hali opartych na ryglach ram.

Nad kotłownią (osie d3-d6) w bocznych przęsłach stropodach na lekkiej konstrukcji drewnianej. W kalenicy dachu ciągły świetlik prostokątny, zakończony przed szczytowymi przęsłami hali.

Antresole i pomosty technologiczne występują w osiach d3-d12. Konstrukcja antresol wykonana ze stali. Schody prowadzące na antresole również w konstrukcji stalowej, przeważnie jako blacha stalowa oparta na belkach policzkowych z ceowników stalowych.

W szczytowym segmencie hali obejmującym 2 pięciometrowe przęsła, w ostatnim dziesięcioleciu dokonano przebudowy, polegającej na wykonaniu żelbetowych stropów w 2-ch poziomach, i klatki schodowej. Stropy płytowe żelbetowe opierają się ruszcie z 8-miu podciągów. Końce podciągów opierają się na zewnętrznych ścianach murowanych

tuż przy słupach ram i słupach ściany szczytowej, na nośnej murowanej ścianie oraz na 2-ch dodatkowych słupach żelbetowych wewnątrz hali. Na podciągach opierają się schody żelbetowe.

Do zachodniej ściany hali przylega parterowa przybudówka o szer. ok.3m, której konstrukcja stropodachu została wykonana jako płyta żelbetowa gęstożebrowa typu Akermana, która opiera się na ścianie hali oraz na własnej zewnętrznej ścianie.

Fundamenty wykonano jako ławowe pod ścianami oraz stopowe pod żelbetowymi słupami konstrukcyjnymi stanowiącymi część układów ramowych oraz pod słupami w ścianach szczytowych i wewnątrz hali.

2.6. Chłodnia kominowa.

Chłodnia kominowa jest budowlą wolno stojącą o wymiarach gabarytowych $\varnothing 7,45\text{m}$; $h = 10,11\text{m}$ (nad poziomem terenu). Zasadniczą konstrukcję stanowi ścięty stożek pusty w środku. Chłodnia jest zagłębiona na 2,40m poniżej poziomu terenu. W połowie wysokości występuje balkonik, natomiast na szczycie galeryjka zabezpieczona balustradą. Grubość ścian chłodni stanowi 25cm. Całość konstrukcji chłodni została wykonana z żelbetu monolitycznego. Na górze wentylator zamocowany do rusztu z dwuteowych belek stalowych.

2.7. Budynek pracowni radiologicznej.

Pracownia radiologiczna jest budynkiem parterowym, w 80% podpiwniczonym. Konstrukcja pawilonu tradycyjna, t.j. ściany murowane z cegły pełnej ceramicznej, strop nad piwnicami oraz nad parterem żelbetowy gęstożebrowy typu Akermana. Wieżba dachowa tradycyjna, drewniana, płatwiowo-kleszczowa; krokwie opierają się na murłatach oraz na stolcu w osi budynku opartym na 3-ch słupach z 2-ma mieczami. Słupy opierają się na podwalinie ułożonej na stropie nad parterem.

Fundament pawilonu został odkryty z poziomu piwnic, który został rozpoznany jako ława betonowa o niewielkim wysięgu i małym zagłębieniu.

3. Warunki gruntowo-wodne na terenie ITC.

Jak wynika z badań wykonanych w ramach [1.3.11], warunki gruntowe terenu badań są proste. W podłożu gruntowym występują grunty spoiste i nasypowe. Grunty spoiste – gliny piaszczyste występują w stanie plastycznym. Grunty nasypowe to gruz, glina, beton, kostka klinkierowa. Nawiercone gliny są mało wilgotne, wilgotne. W stropie glin piaszczystych występują małe sączenia wody.

4. Założenia projektowe wynikające z opracowywanego programu funkcjonalno-użytkowego w zakresie planowanej przebudowy hal, auli oraz zadaszenia podwórza.

W zakresie konstrukcji opracowywany pfu przewiduje:

- 4.1. Likwidację wszystkich antresol oraz większości konstrukcji pod wyposażenie w halach C i D

- 4.2. Rozbiórkę schodów, pomostów w obu halach oraz galeryjek, wtórnych stropów windy w hali C;
 - 4.3. Rozbiórkę schodów żelbetowych w hali D pomiędzy osiami d2 i d3;
 - 4.4. Rozbiórkę fragmentów ścian murowanych w osi c4 oraz d3 na wszystkich 3-ch poziomach;
 - 4.5. Rozbiórkę łączników w osiach E-F oraz N-O;
 - 4.6. Usunięcie 2-ch słupów stalowych w osi d11 w hali D;
 - 4.7. Likwidację schodów oraz fragmentaryczną rozbiórkę stropów nad piwnicami przy obu wejściach do Auli;
 - 4.8. Rozbiórkę galeryjek na zewnętrznym obwodzie Auli oraz rozbiórkę 1p. części biurowej przy Auli
 - 4.9. Wykonanie 4-ch trójbiegowych żelbetowych klatek schodowych i wind usytuowanych w ich duszach, łączących parter, I i II piętra; po uprzedniej rozbiórce stropów w tych miejscach;
 - 4.10. Wykonanie galeryjek komunikacyjnych na poziomach I i II pięter w osiach c3-c9; C-D w hali C;
 - 4.11. Wylanie stropów żelbetowych na poziomie I i IIp. w miejscu rozbieranych schodów żelbetowych w hali D;
 - 4.12. Wykonanie szeregu nowych słupów wewnątrz hali D w osiach d9, d10 oraz d4, d5 oraz stropów opartych na nich;
 - 4.13. Wykonanie stropodachów w pasmach między halami a Aulą oraz nowej galerii komunikacyjnej na zewnętrznym obwodzie Auli;
 - 4.14. Wykonanie siatki słupów na dziedzińcu, konstrukcji pod salę dydaktyczną, antresol wraz ze schodami prowadzącymi na platformy pracy studenckiej;
 - 4.15. Wykonanie szklanego dachu nad dziedzińcem opartego na lekkiej konstrukcji i wiązarach z drewna klejonego;
 - 4.16. Wykonanie nowych ścian zewnętrznych elewacji wschodniej i zachodniej jako systemowych, szklanych na profilach stalowych, szklone zestawami trzyszybowymi;
 - 4.17. Nową ścianę elewacji południowej zaprojektowano jako częściowo przeszkloną;
 - 4.18. Na dachach świetlików w halach C i D zaplanowano lokalizację modułów fotowoltanicznych, a na szczytowych fragmentach dachów w obu halach kolektorów słonecznych;
 - 4.19. Na dachu Auli będą ustawione urządzenia wentylacji i klimatyzacji, jak również moduły fotowoltaniczne
5. Dane wyjściowe dla oceny stanu technicznego elementów konstrukcji.

Głównym źródłem informacji n/t zbrojenia i wymiarów przekroji konstrukcji żelbetowych, stalowych i murowych były odkrywki przedstawione na załączonych

rysunkach. Z powodu braku zachowanej rysunkowej dokumentacji projektowej posłużono się danymi zawartymi w archiwalnych obliczeniach statycznych hal C i D.

. Przeprowadzono również badanie wytrzymałości betonu sklerometrem jednego ze słupów w hali D, które potwierdziło klasę betonu założoną w projekcie – B15 (dawne oznaczenie R_w 170), - wyniki badań sklerometrycznych w załączeniu. Badania wytrzymałości betonu wykonano metodą nieniszczącą za pomocą pomiarów sklerometrycznych. W badaniach wykorzystano młotek Schmidta typu N firmy „PROCEQ”. Badanie sklerometrem Schmidta polega na pomiarze odskoku określonej masy uderzającej o powierzchnię betonu ze stałą siłą. Wielkość tego odskoku zależy od twardości powierzchniowej warstwy betonu i nazywana jest liczbą odbicia i oznaczana L . Pomiary liczby odbicia wybranego elementu wykonywano przy pionowym położeniu młotka prostopadłym do badanej powierzchni. W celu zapewnienia miarodajności wyników wybrane elementy zgodnie z PN-74/B-06262 oraz „Instrukcją stosowania młotków Schmidta do nieniszczącej kontroli jakości betonu w konstrukcjach” zbadano w 12 miejscach. W każdym miejscu wykonano po 5 odczytów na odpowiednio wygładzonej powierzchni. Wyniki pomiarów zestawiono w formularzach dziennika badań (patrz załącznik), po czym przeprowadzono statystyczną analizę rozkładu, t.j. określono:

- średnią wartość liczby odbicia :(L)
- średnie odchylenie standardowe:(S_L)
- wskaźnik zmienności liczb odbicia:(V_L)

Z powodu braku możliwości skalowania (metody statystycznej korelacji wyników badania próbek betonowych) przyjęto dobór hipotetycznej krzywej regresji dla danego betonu, uwzględniając współczynniki poprawkowe wg „Instrukcji...” w zależności od wilgotności betonu (1,00) i jego wieku (0,60).

Na podstawie przeprowadzonych badań sklerometrycznych, odkrywek oraz archiwalnych obliczeń statycznych przyjęto następujące założenia do obliczeń sprawdzających:

- Beton klasy B15 (C12/15)
- Stal zbrojeniowa A-0 (okrągła gładka) oraz A-III (o przekroju kwadratowym żebrowana) – przyjęto z obliczeń archiwalnych
- Ze względu na brak danych przyjęto stal profilową o najniższej wytrzymałości, odpowiadającą znakowi St0S
- Cegła pełna ceramiczna kl. 100

6. Ocena istniejących rozwiązań konstrukcyjnych pod względem zgodności z aktualnie obowiązującymi przepisami p.poż.

Generalnie stwierdza się, że elementy żelbetowe spełniają aktualnie obowiązujące wymagania dotyczące ich odporności ogniowej, t.j. wymiary przekrojów, grubość otuliny

zbrojenia wraz z tynkiem cementowym są wystarczające. Nośne mury wewnętrzne oraz zewnętrzne również posiadają normową odporność ogniową.

Natomiast konstrukcje stalowe z których wykonane zostały słupy wewnątrz hal, belki stropowe odsłonięte od spodu i w całości, jak również wszystkie schody, nie spełniają wymagań w zakresie p.poż.

Obiekt powinien posiadać klasę odporności ogniowej „C”, t.j. wobec poszczególnych elementów mają być co najmniej spełnione poniższe wymagania co do nośności, szczelności i izolacyjności ogniowej:

- Słupy stalowe i główna stalowa konstrukcja – R60
- Stropy – REI60
- Konstrukcja dachu R30
- Przekrycie dachu RE15
- Ściany zewnętrzne EI30
- Ściany wewnętrzne EI15

7. Ocena stanu technicznego elementów konstrukcji kubatur stanowiących przedmiot opracowania oraz uwarunkowania konstrukcyjne w zakresie realizacji PFU.

Ogólnie stan techniczny konstrukcji wszystkich obiektów stanowiących przedmiot opracowania ocenia się jako dobry.

Jak wykazały obliczenia statyczne sprawdzające oraz analiza konstrukcji obiektu, prace rozbiórkowe wyszczególnione w p. 3.1- 3.9 są możliwe do wykonania z konstrukcyjnego punktu widzenia, t.j. powyższe rozbiórki nie przyczynią się do naruszenia stabilności całego obiektu oraz jego poszczególnych części, a stany graniczne nośności oraz użytkowania nie zostaną przekroczone. W przypadku p. 4.6. należy wykonać wzmocnienie aktualnie 2-przęsłowych, a po rozebraniu słupów 1-przęsłowych stalowych 2-krotnie dłuższych podciągów, jak również ewentualnie wzmocnienie dociążanych słupów i stóp fundamentowych pod nimi.

Słupy ram żelbetowych hal C i D posiadają znaczny zapas nośności, dlatego istnieje alternatywna możliwość oparcia zewnętrznych przęseł projektowanych wiązarów drewnianych na w/w słupach. W przypadku zaprojektowania nowych słupów wewnątrz dziedzińca usytuowanych bezpośrednio przy słupach ram żelbetowych niezbędne będzie wykonanie fundamentowania nie przekazującego nacisków na stopowe fundamenty słupów ram istniejących.

Wszystkie słupy stalowe ze względów pożarowych należy obetonować lub zabezpieczyć za pomocą malowania pęczniejącymi farbami przeciwpożarowymi. Odkryte belki stalowe również należy zabezpieczyć pod względem p.poż. np. metodą natrysku lub poprzez malowanie farbami p.poż.

Liczne spękania na podniebieniach stropodachów w obu halach należy naprawić poprzez skucie najbardziej spękanych tynków, reprofilacji i systemowych naprawach, po czym wykonać nowe tynki na siatce przymocowanej do konstrukcji żelbetowej.

Drewniane wypełnienie stropodachu w hali D w osiach d3-d6 oraz O-P, R-S wymienić na płyty żelbetowe

W związku z planowanym dociążeniem konstrukcji dachów nad halami poprzez lokalizację na dachach modułów fotowoltanicznych i kolektorów słonecznych niezbędne będzie wzmocnienie rygli ram poprzez np. zastosowanie taśm z włókien węglowych, bowiem obliczenia statyczne sprawdzające wykazały znaczne przekroczenie nośności w ryglach.

Pod urządzenia wentylacji i klimatyzacji, jak również moduły fotowoltaniczne projektowane na dachu Auli wykonać niezależną lekką konstrukcję stalową przekazującą reakcje bezpośrednio na ściany auli.

8. Uwagi końcowe.

- 8.1. Pomiary i badania wykonane w ramach niniejszego opracowania były prowadzone w miesiącach 10 - 11.2014r. (podczas roku szkolnego i zajęć ze studentami). W tym okresie nie wszystkie elementy konstrukcji mogły zostać odkryte i rozpoznane. Dlatego po ostatecznym doprecyzowaniu zamierzeń projektowych wynikających z PFU zastrzega się konieczność przeprowadzenia dodatkowych odkrywek i badań, które mogą stanowić część ekspertyzy stanu technicznego obiektu niezbędnej do złożenia PB do urzędu zgodnie z §206, pkt 2 Rozporządzenia Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie z dnia 12 kwietnia 2002 r. (Dz.U. Nr 75, poz. 690).
- 8.2. Niniejsza opinia nie stanowi dokumentacji projektowej. Załączone obliczenia statyczne kilku wybranych elementów konstrukcyjnych mają charakter orientacyjny. Dla zrealizowania założeń przeanalizowanych w opinii oraz zawartych w niej wytycznych projektant konstrukcji w ramach opracowywanej dokumentacji projektowej każdorazowo sprawdza bezpieczeństwo stanów granicznych nośności i użytkowania wszystkich projektowanych, jak również wykorzystywanych lub modyfikowanych elementów ulegających zmianom przekrojów, schematów statycznych, obciążeń i t.p.
- 8.3. Ważność opinii ustala się na 2 lata, t.j. do końca grudnia 2016r.
- 8.4. Opinię opracowano w 7-miu jednobrzmiących egzemplarzach, z czego 6 egz. otrzymuje Zamawiający.

Opracował:

II OBLICZENIA STATYCZNE SPRAWDZAJĄCE

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

Dach nad świetlikiem

L.p.	Warstwa	Obc. char. [kN/m ²]	Wspł.	Obc. obl. [kN/m ²]
1	Papa (0,01 kN/m ²)	0,01	1,30	0,01
2	Szkło piankowe czarne gr. 50cm (0,50 m x 3,0 kN/m ³)	1,50	1,30	1,95
3	Płyta żelbetowa gr. 10cm (0,10 m x 25 kN/m ³)	2,50	1,00	2,50
4	Tynk cementowo-wapienny gr. 1cm (0,01 x 19 kN/m ³)	0,19	1,00	0,19
	Suma Σ	4,20	1,11	4,65
5	Obciążenie wiatrem I (teren C, strefa I, C=-0,8) (-0,8 x 0,7 x 0,25 kPa x 1,8)	-0,25	1,4	-0,35
6	Obciążenie wiatrem II (teren C, strefa I, C=-0,5) (-0,5 x 0,7 x 0,25 kPa x 1,8)	-0,16	1,4	-0,22
7	Obciążenie śniegiem (0,9 kN/m ² x 0,8)	0,72	1,5	1,08

Dach główna połąć

L.p.	Warstwa	Obc. char. [kN/m ²]	Wspł.	Obc. obl. [kN/m ²]
1	Papa (0,01 kN/m ²)	0,01	1,30	0,01
2	Wełna mineralna gr. 20cm (0,20 m x 1,0 kN/m ³)	0,20	1,30	0,26
3	Suprema gr. 16cm (0,16 m x 4,5 kN/m ³)	0,72	1,30	0,94
4	Płyta żelbetowa gr. 10cm (0,10 m x 25 kN/m ³)	2,50	1,00	2,50
5	Tynk cementowo-wapienny gr. 2cm (0,02 x 19 kN/m ³)	0,38	1,00	0,38
	Suma Σ	3,81	1,11	4,09
6	Obciążenie wiatrem I (teren C, strefa I, C ₁ =-0,6, C ₂ =-0,5) (-0,6 x 0,7 x 0,25 kPa x 1,8) (-0,5 x 0,7 x 0,25 kPa x 1,8)	-0,19 -0,16	1,4	-0,27 -0,22
7	Obciążenie wiatrem II (teren C, strefa I, C=-0,5) (-0,5 x 0,7 x 0,25 kPa x 1,8)	-0,16	1,4	-0,22
8	Obciążenie śniegiem (0,9 kN/m ² x 0,8) Obciążenie workiem śnieżnym (0,9 kN/m ² x 2,5)	0,72 2,25	1,5	1,08 3,38

Strop nad Ip

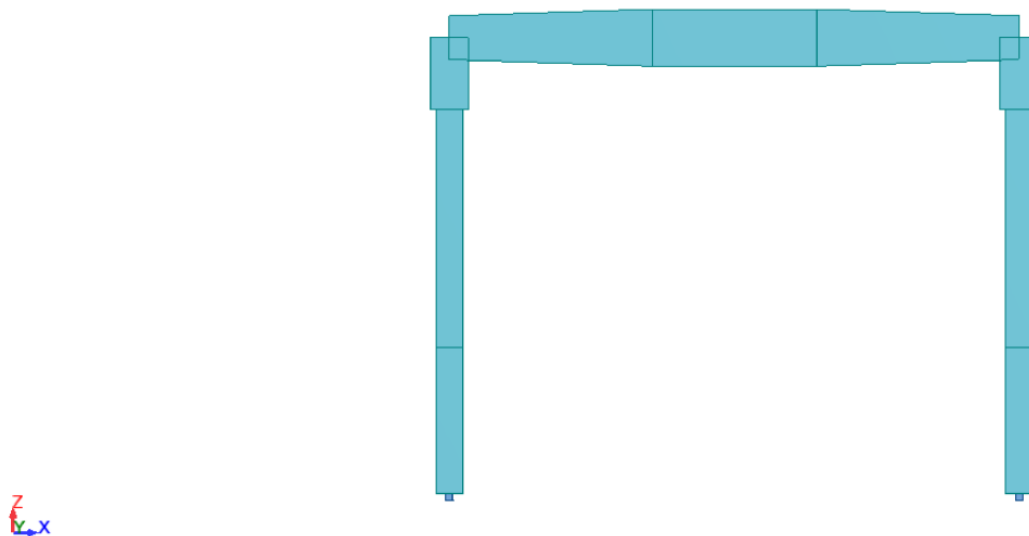
L.p.	Warstwa	Obc. char. [kN/m ²]	Wspł.	Obc. obl. [kN/m ²]
1	Płytki gresowe 2cm (0,02 x 25 kN/m ³)	0,50	1,00	0,50
2	Gruzobeton gr. 9,5cm (0,095 m x 20,0 kN/m ³)	1,90	1,00	1,90
3	Strop Kleina gr. 14cm (0,14 m x 18 kN/m ³)	2,52	1,00	2,52
4	Belka stalowa I 280 (0,48 kN/m)	0,48	1,00	0,48
5	Obetonowanie belki stalowej (0,02 m ² x 25 kN/m ³)	0,50	1,00	0,20
6	Tynk cementowo-wapienny gr. 2cm (0,02 m x 19 kN/m ³)	0,38	1,00	0,38
	Suma Σ	6,28	1,00	6,28
7	Obciążenie użytkowe 5,0 kN/m ²	5,00	1,2	6,00

Strop nad parterem

L.p.	Warstwa	Obc. char. [kN/m ²]	Wspł.	Obc. obl. [kN/m ²]
1	Płytki gresowe 2cm (0,02 x 25 kN/m ³)	0,50	1,00	0,50
2	Gruzobeton gr. 11cm (0,11 m x 20,0 kN/m ³)	2,20	1,00	2,20
3	Strop Kleina gr. 14cm (0,14 m x 18 kN/m ³)	2,52	1,00	2,52
4	Belka stalowa I 280 (0,48 kN/m)	0,48	1,00	0,48
5	Obetonowanie belki stalowej (0,02 m ² x 25 kN/m ³)	0,50	1,00	0,20
6	Tynk cementowo-wapienny gr. 2cm (0,02 m x 19 kN/m ³)	0,38	1,00	0,38
	Suma Σ	6,58	1,00	6,58
7	Obciążenie użytkowe 5,0 kN/m ²	5,00	1,2	6,00

Poz. 1 Rama żelbetowa.

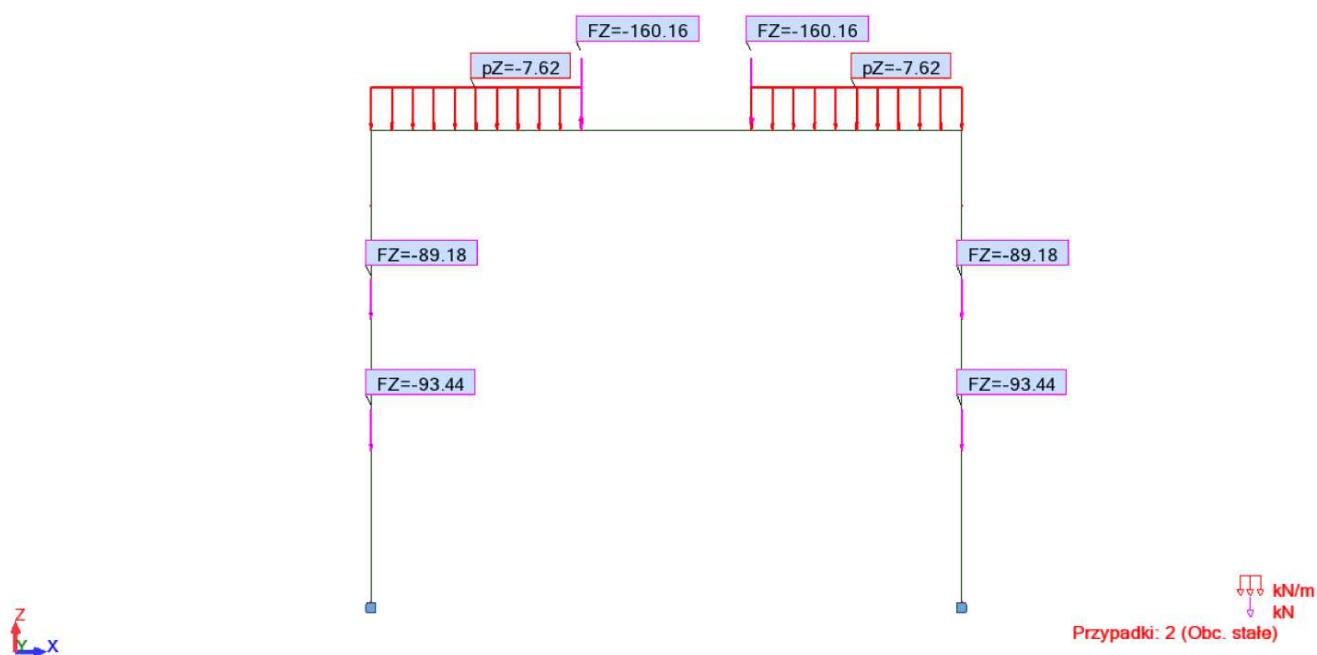
Widok



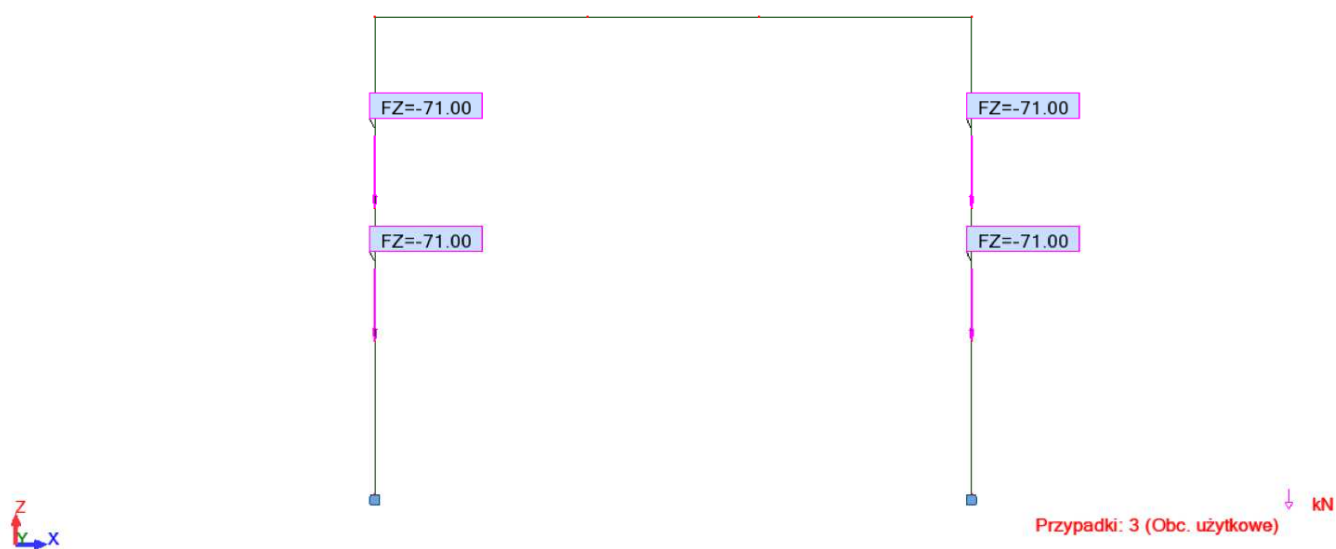
Obciążenia - Przypadki: 1do6 : Wartości: 1

Przypadek	Typ bciążenia	Lista	Wartość obciążenia
1	ciężar własny	1do9	PZ Minus Wsp=1,00
2	obciąż. jednorodne	4 9	PZ=-7,62(kN/m)
2	siła węłowa	5 6	FZ=-160,16(kN)
2	siła węłowa	2 8	FZ=-93,44(kN)
2	siła węłowa	11 12	FZ=-89,18(kN)
3	siła węłowa	2 8 11 12	FZ=-71,00(kN)
4	siła węłowa	5 6	FZ=2,15(kN)
4	obciąż. jednorodne	4 9	PZ=0,32(kN/m)
4	obciąż. jednorodne	6do8	PX=0,32(kN/m)
4	obciąż. jednorodne	1do3	PX=-0,32(kN/m)
4	siła węłowa	6	FX=1,60(kN)
4	siła węłowa	5	FX=-1,60(kN)
5	siła węłowa	5 6	FZ=3,36(kN)
5	siła węłowa	5	FX=2,21(kN)
5	siła węłowa	6	FX=1,89(kN)
5	obciąż. jednorodne	4	PZ=0,38(kN/m)
5	obciąż. jednorodne	9	PZ=0,32(kN/m)
5	obciąż. jednorodne	1do3	PX=0,44(kN/m)
5	obciąż. jednorodne	6do8	PX=0,19(kN/m)
6	siła węłowa	5 6	FZ=-15,59(kN)
6	obciąż. jednorodne	4 9	PZ=-1,44(kN/m)

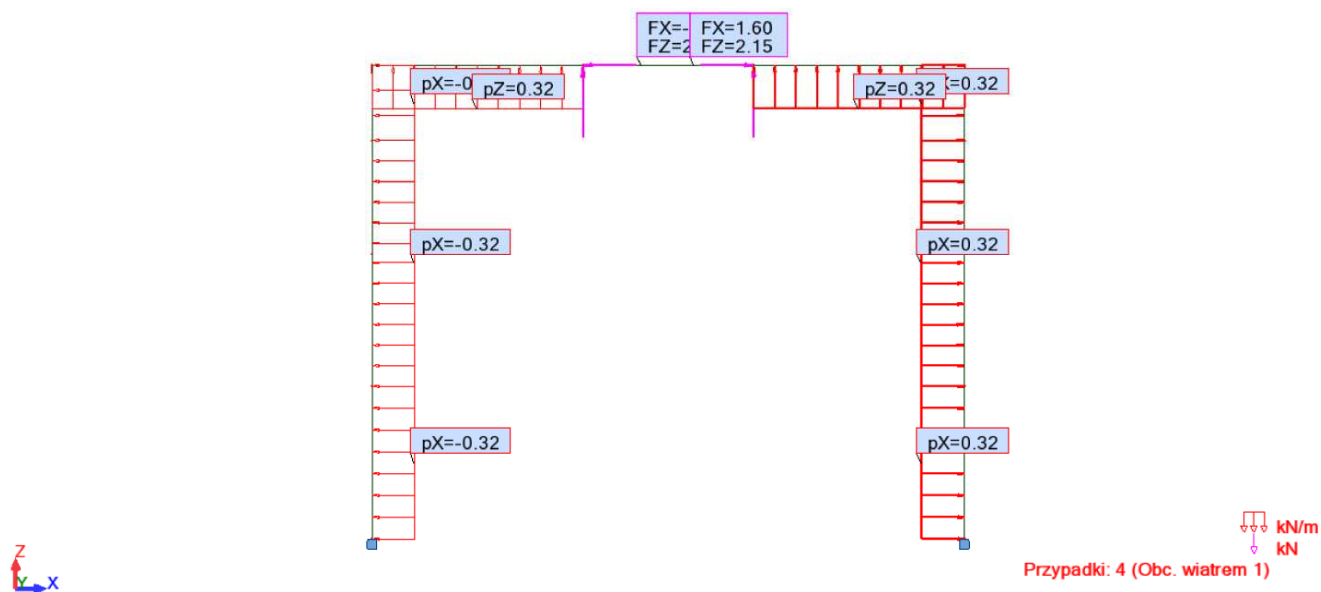
Widok - Przypadki: 2 (Obc. stałe)



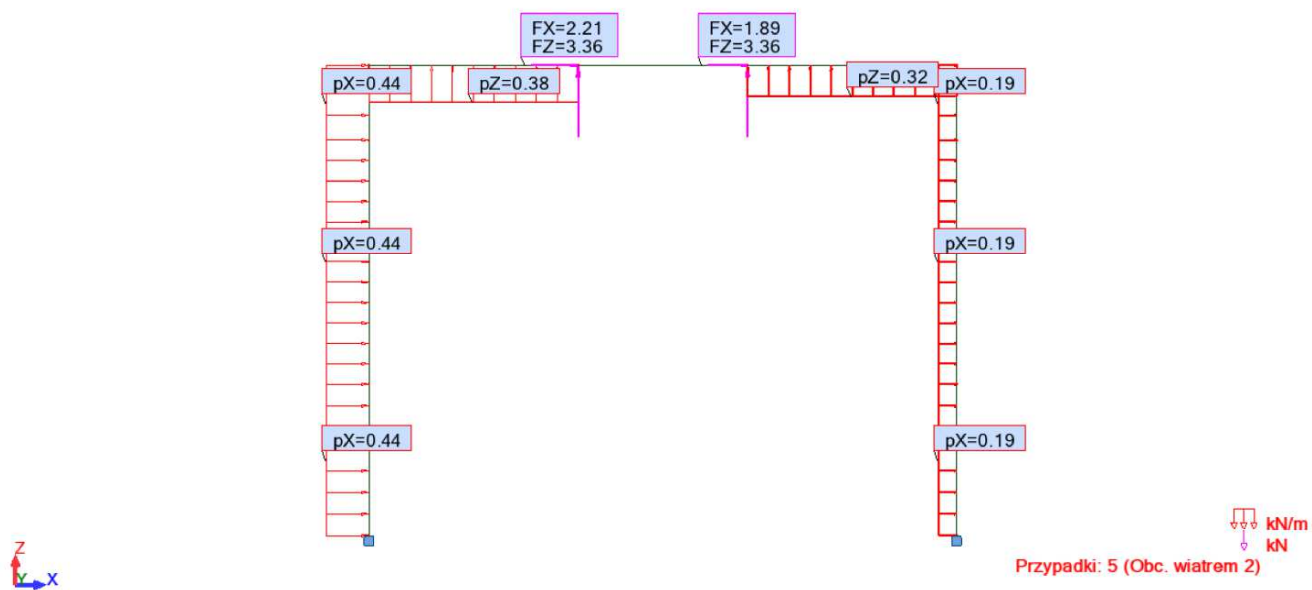
Widok - Przypadki: 3 (Obc. użytkowe)



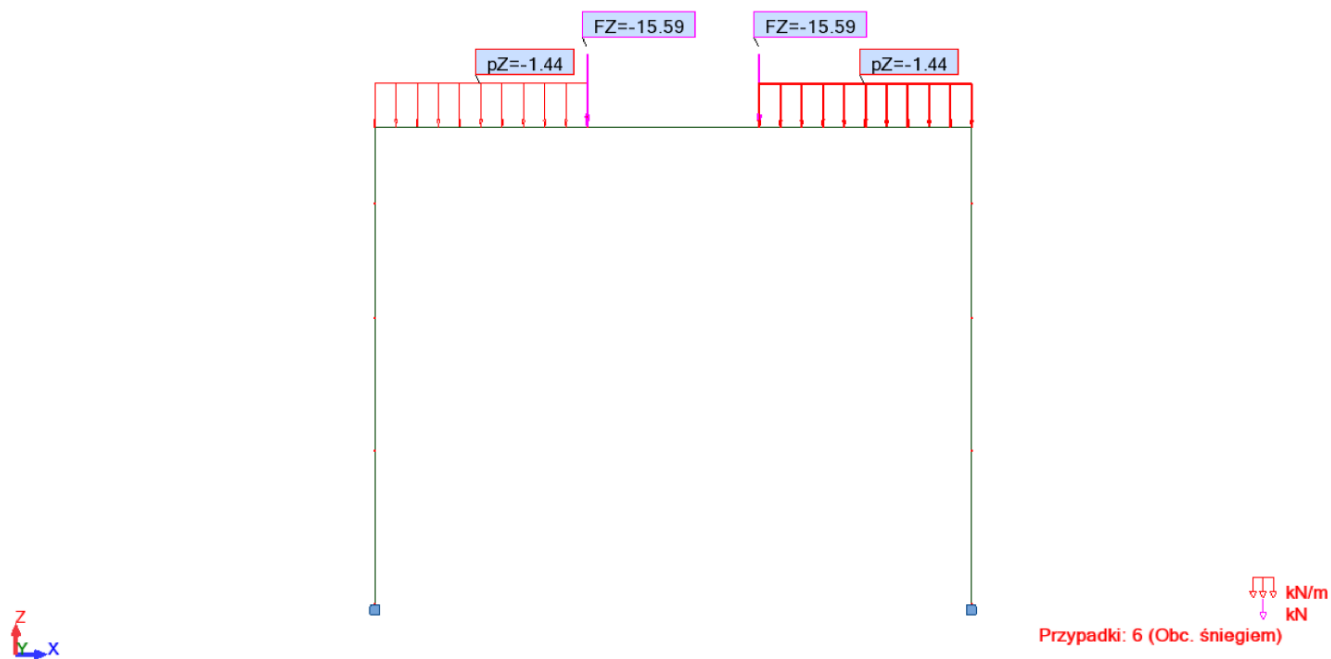
Widok - Przypadki: 4 (Obc. wiatrem 1)



Widok - Przypadki: 5 (Obc. wiatrem 2)



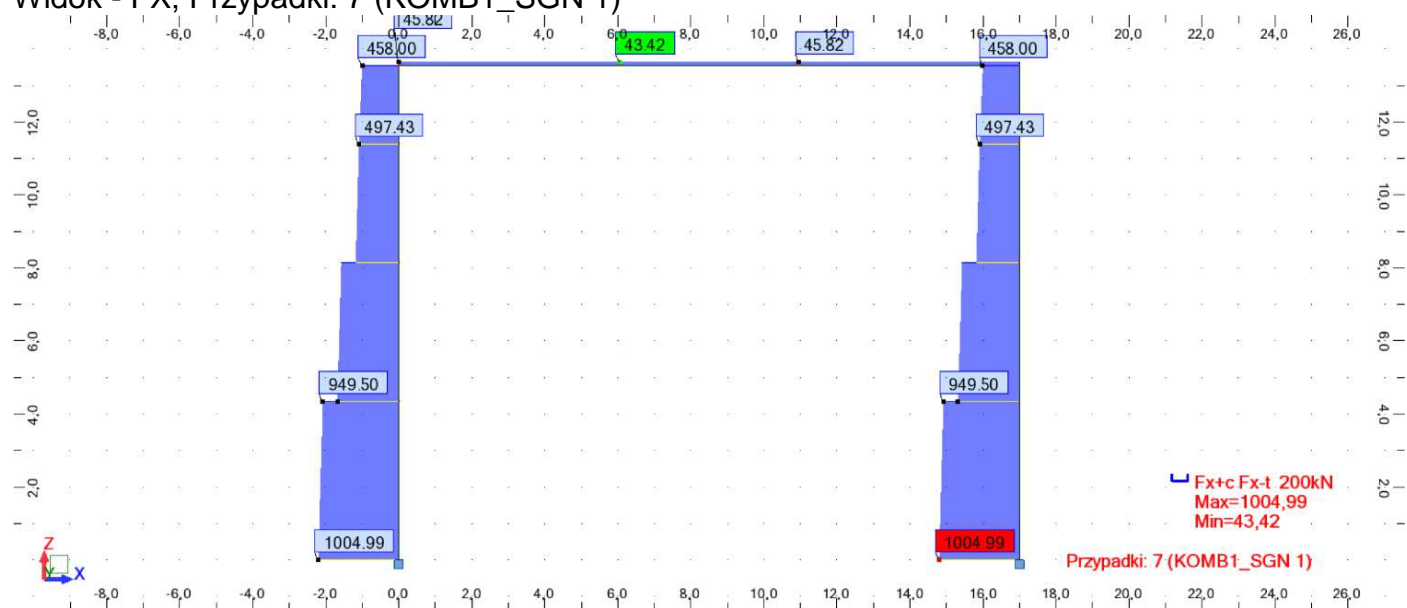
Widok - Przypadki: 6 (Obc. śniegiem)



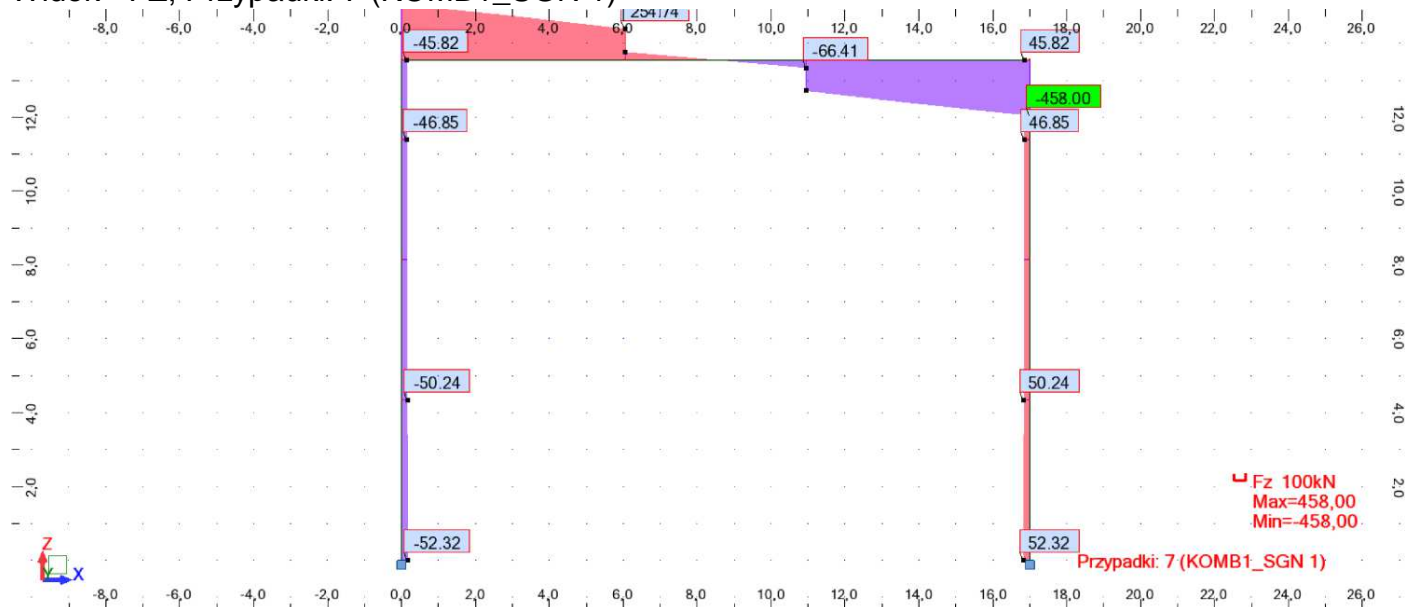
Kombinacje przypadków - Przypadki: 7do9 : Wartości: 1

Kombinacja	Nazwa	Typ analizy	Typ kombinacji	Definicja
7 (K)	KOMB1_SGN 1	Kombinacja liniowa	SGN	$1 \cdot 1.00 + 2 \cdot 1.05 + 3 \cdot 1.20 + (4+6) \cdot 1.50$
8 (K)	KOMB2_SGN	Kombinacja liniowa	SGN	$1 \cdot 1.00 + 2 \cdot 1.05 + 3 \cdot 1.20 + (5+6) \cdot 1.50$
9 (K)	KOMB3_SGU	Kombinacja liniowa	SGU	$(1+2+3+6) \cdot 1.00$

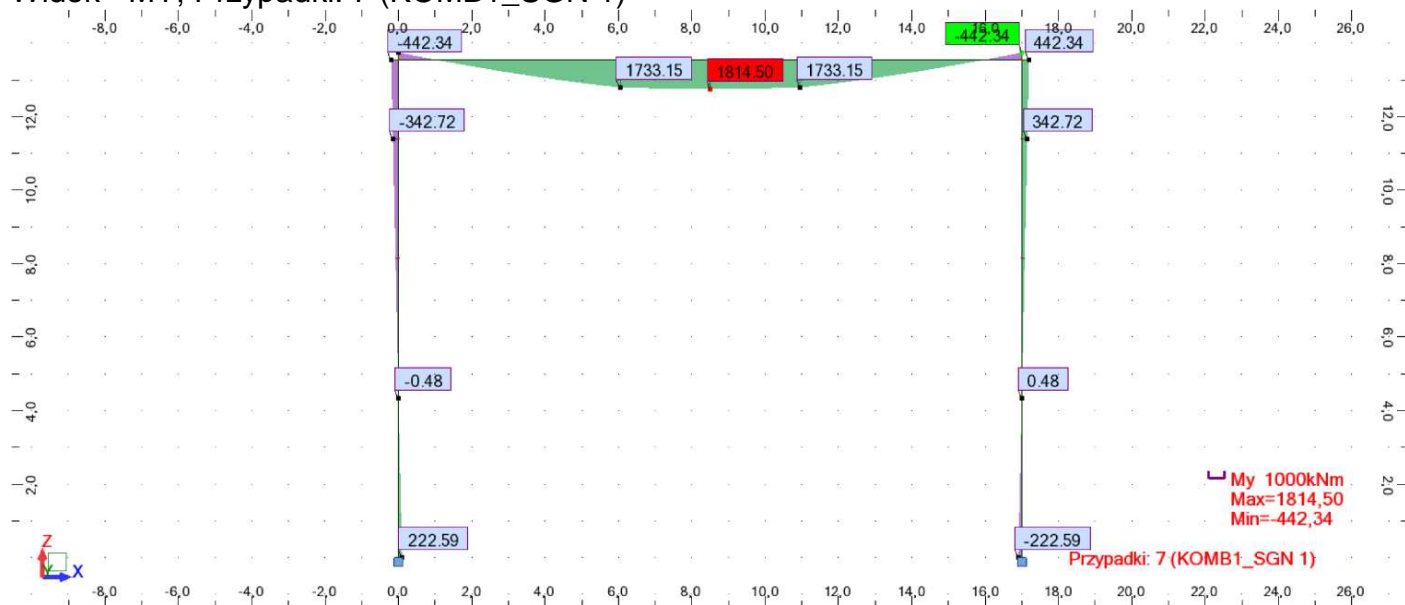
Widok - FX; Przypadki: 7 (KOMB1_SGN 1)



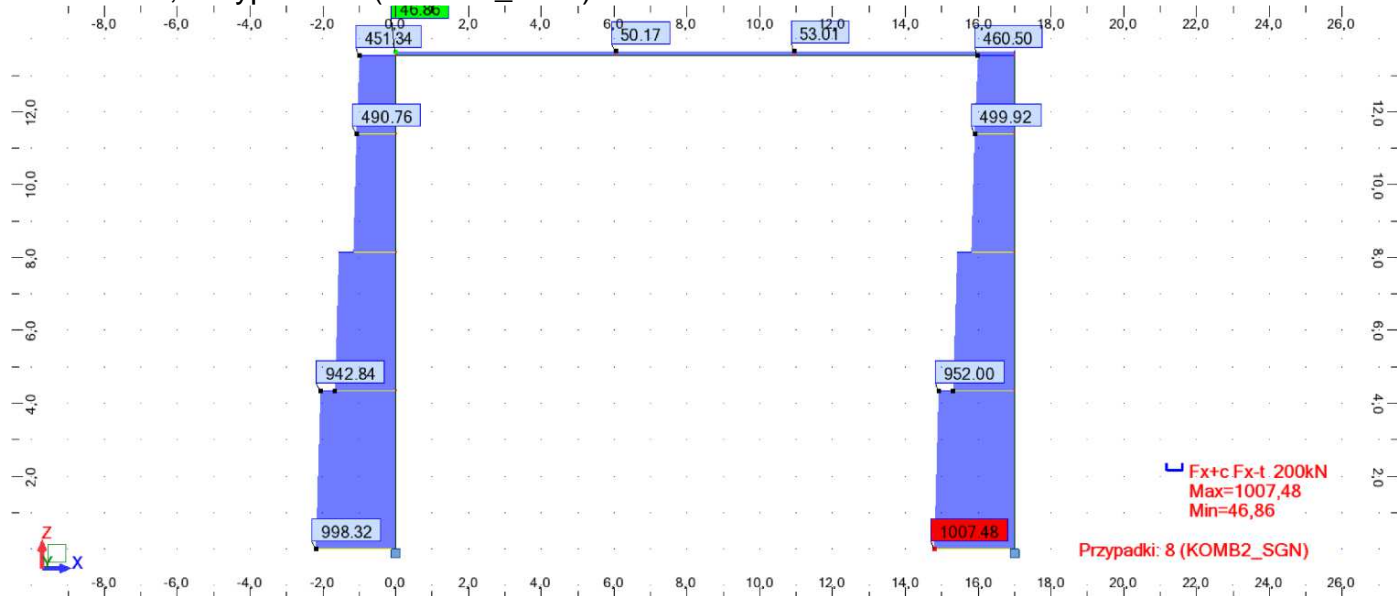
Widok - FZ; Przypadki: 7 (KOMB1_SGN 1)



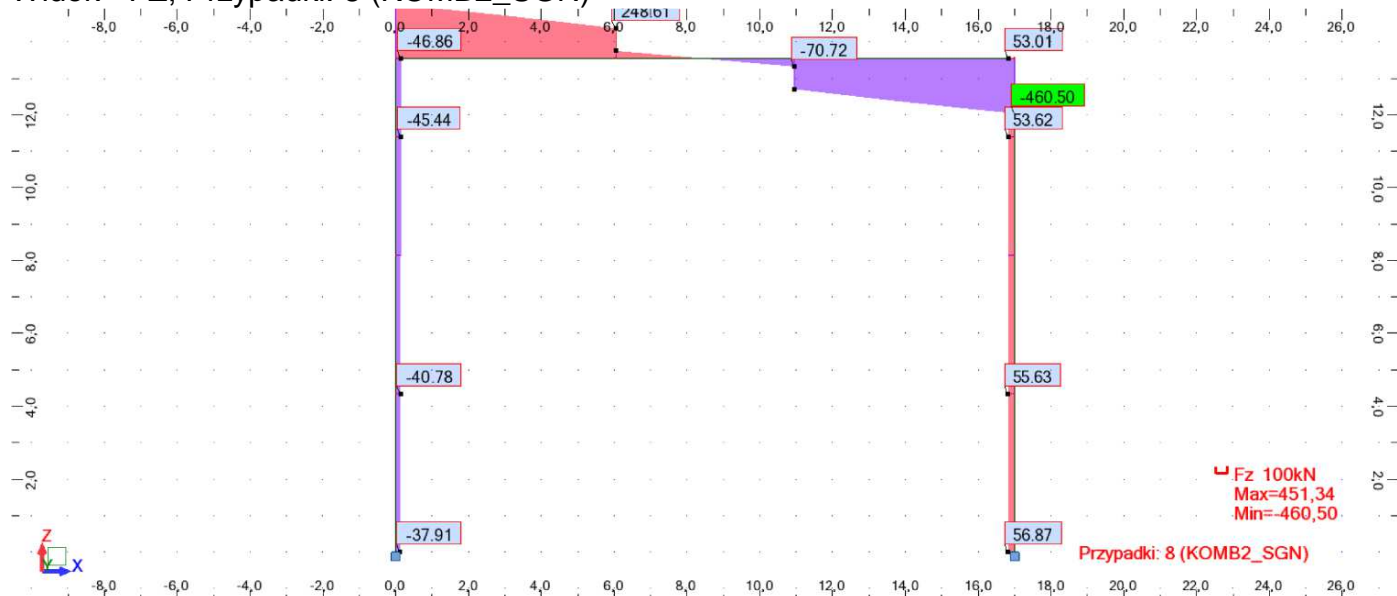
Widok - MY; Przypadki: 7 (KOMB1_SGN 1)



Widok - FX; Przypadki: 8 (KOMB2_SGN)



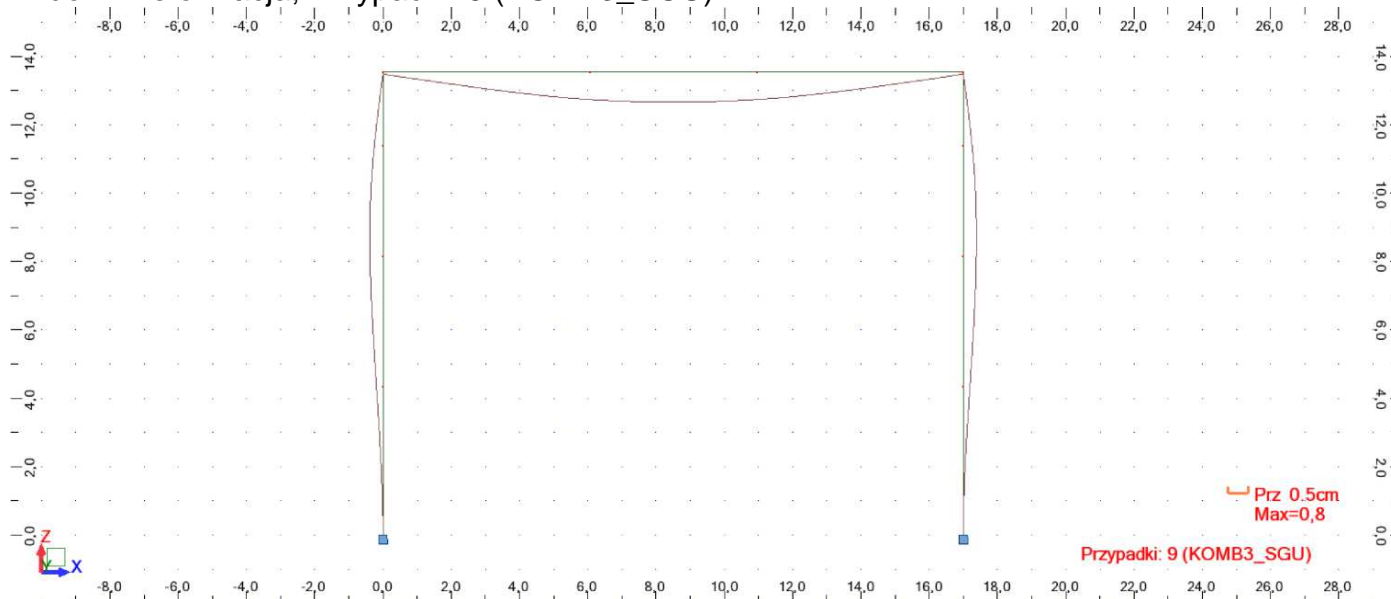
Widok - FZ; Przypadki: 8 (KOMB2_SGN)



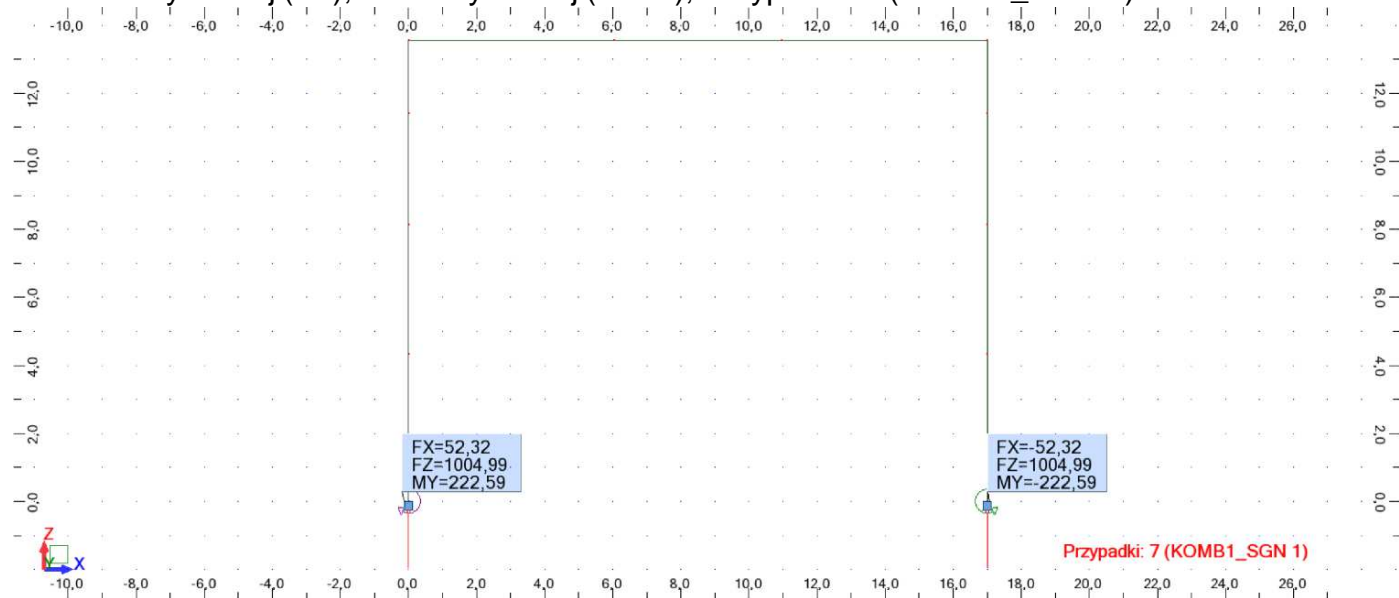
Widok - MY; Przypadki: 8 (KOMB2_SGN)



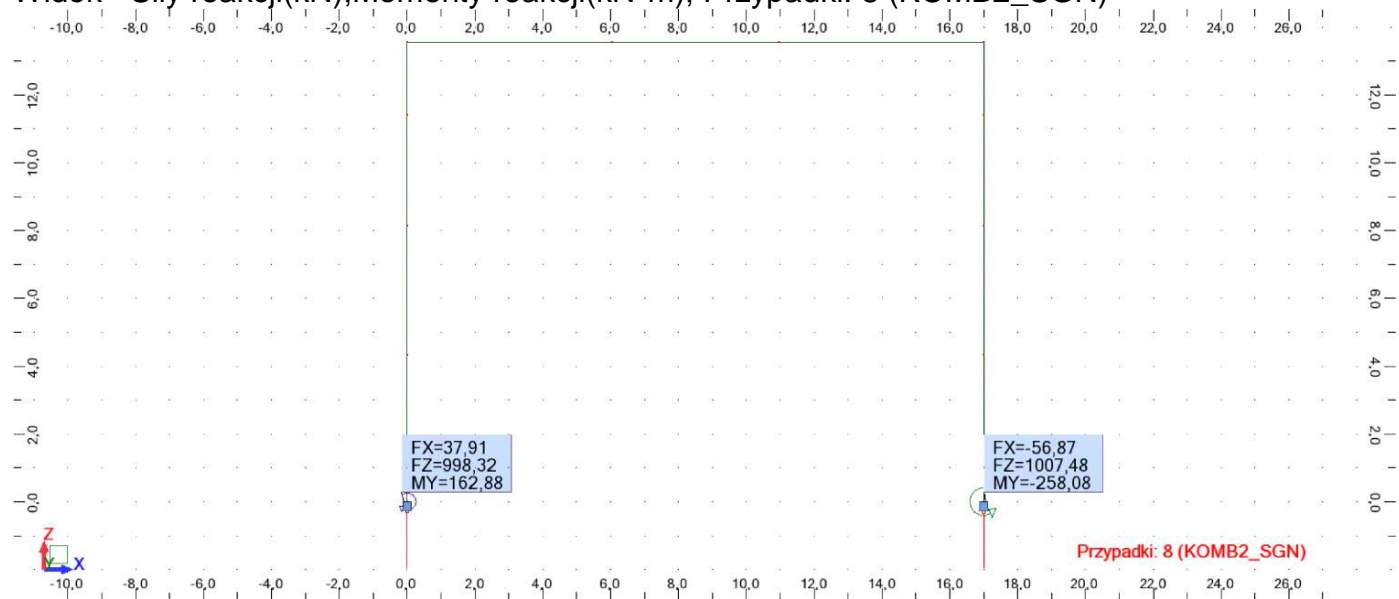
Widok - Deformacja; Przypadki: 9 (KOMB3_SGU)



Widok - Siły reakcji(kN);Momenty reakcji(kN*m); Przypadki: 7 (KOMB1_SGN 1)



Widok - Siły reakcji(kN);Momenty reakcji(kN*m); Przypadki: 8 (KOMB2_SGN)

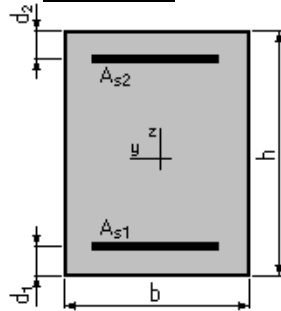


Poz.1.1. Rygiel ramy żelbetowej 65x170(h)cm

1. Założenia:

- Beton klasy B15, $\alpha_{cc} = 1,00$
- Stal klasy A-III $f_{yk} = 410,0$ (MPa)
- Brak sprawdzenia stanu granicznego rozwarcia rys
- Obliczenia zgodne z PN-B-03264:2002

2. Przekrój:



$b = 65,0$ (cm)

$h = 170,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Obciążenia:

Moment obliczeniowy

$M = 1814,50$ (kN*m)

4. Wyniki:

Teoretyczna powierzchnia zbrojenia:

$A_{s1} = 33,7$ (cm²)

$A_{s2} = 0,0$ (cm²)

17 $\phi 16 = 34,2$ (cm²)

0 $\phi 16 = 0,0$ (cm²)

Stopień zbrojenia: $\mu = 0,31$ (%)

Minimalny stopień zbrojenia: $\mu_{a, min} = 0,13$ (%)

Wyniki szczegółowe dla SGN:

$M_y = 1814,50$ (kN*m)

Położenie osi obojętnej: $y = 28,4$ (cm)

Ramię sił wewnętrznych: $z = 153,6$ (cm)

Względna wysokość strefy ściskanej: $\xi = 0,17$

Graniczna wysokość strefy ściskanej: $\xi_{gr} = 0,67$

Naprężenia w betonie ściskanym: $\sigma_c = 8,0$ (MPa)

Naprężenia w stali zbrojeniowej:
rozciągające: $\sigma_s = 350,0$ (MPa)

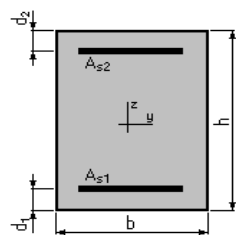
Odkryto zbrojenie 10 $\square 18 A = 32,4 \text{ cm}^2 < 33,7 \text{ cm}^2$

Poz. 1.2. Słup ramy żelbetowej 65x80cm

1. Założenia:

- Beton klasy B15, $\alpha_{cc} = 1,00$
- Stal klasy A-III $f_{yk} = 410,0$ (MPa)
- Struktura o węzłach nieprzesuwnych
- Wysokość słupa $l = 13,0$ (m)
- Długość obliczeniowa $l_0 = 13,0$ (m)
- Względny udział obciążeń długotrwałych $N_d/N = 1,00$
- Współczynnik pełzania betonu $\phi_p = 3,13$
- Brak sprawdzenia stanu granicznego rozwarcia rys
- Obliczenia zgodne z PN-B-03264:2002

2. Przekrój:



$$b = 65,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 80,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Przypadki obciążeniowe:

N^0	Typ	N (kN)	M (kN*m)
1.	SGN	1005,00	222,60
2.	SGN	1007,50	258,10
3.	SGN	998,30	162,90

Numer przypadku wymiarującego: 2

4. Wyniki:

Teoretyczna powierzchnia zbrojenia:

$$A_{s1} = 7,8 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 7,8 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$4 \phi 16 = 8,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$4 \phi 16 = 8,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Stopień zbrojenia} \mu = 0,30 \text{ (\%)} = 0,30 \text{ (\%)}$$

$$\mu_{\min} = 0,30 \text{ (\%)}$$

$$\mu_{\max} = 4,00 \text{ (\%)}$$

Analiza przypadków obciążeniowych:

Przypadek 1.	SGN	N = 1005,00 (kN)	M = 222,60 (kN*m)
Moment obliczeniowy			M = 313,76 (kN*m)

Stopień wykorzystania nośności:	63,2 (%)
Smukłość słupa:	$\lambda = 56,3$
Mimośród statyczny siły podłużnej:	$e_s = 22,1 \text{ (cm)}$
Mimośród niezamierzony:	$e_n = 2,7 \text{ (cm)}$
Mimośród początkowy:	$e_0 = 24,8 \text{ (cm)}$
Siła krytyczna:	$N_{kr} = 4899,44 \text{ (kN)}$
Mimośród obliczeniowy $e = h \cdot e_0$	$e = 31,2 \text{ (cm)}$
Położenie osi obojętnej:	$y = 46,6 \text{ (cm)}$
Ramię sił wewnętrznych:	$z = 56,4 \text{ (cm)}$
Względna wysokość strefy ściskanej:	$\xi = 0,62$
Naprężenia w betonie ściskanym:	$\sigma_c = 8,0 \text{ (MPa)}$
Naprężenia w stali zbrojeniowej:	
- rozciągające	$\sigma_s = 350,0 \text{ (MPa)}$
- ściskające	$\sigma'_s = 350,0 \text{ (MPa)}$

Przypadek 2.	SGN	N = 1007,50 (kN)	M = 258,10 (kN*m)
Moment obliczeniowy			M = 362,72 (kN*m)

Stopień wykorzystania nośności:	72,1 (%)
Smukłość słupa:	$\lambda = 56,3$

Mimośród statyczny siły podłużnej:	$e_s = 25,6 \text{ (cm)}$
Mimośród niezamierzony:	$e_n = 2,7 \text{ (cm)}$
Mimośród początkowy:	$e_0 = 28,3 \text{ (cm)}$
Siła krytyczna:	$N_{kr} = 4700,02 \text{ (kN)}$
Mimośród obliczeniowy $e = h \cdot e_0$	$e = 36,0 \text{ (cm)}$
Położenie osi obojętnej:	$y = 39,3 \text{ (cm)}$
Ramię sił wewnętrznych:	$z = 59,3 \text{ (cm)}$
Względna wysokość strefy ściskanej:	$\xi = 0,52$
Naprężenia w betonie ściskanym:	$\sigma_c = 8,0 \text{ (MPa)}$
Naprężenia w stali zbrojeniowej:	
- rozciągające	$\sigma_s = 350,0 \text{ (MPa)}$
- ściskające	$\sigma_s' = 350,0 \text{ (MPa)}$

Przypadek 3.	SGN	N = 998,30 (kN)	M = 162,90 (kN*m)
Moment obliczeniowy			M = 234,48 (kN*m)

Stopień wykorzystania nośności:	50,4 (%)
Smukłość słupa:	$\lambda = 56,3$
Mimośród statyczny siły podłużnej:	$e_s = 16,3 \text{ (cm)}$
Mimośród niezamierzony:	$e_n = 2,7 \text{ (cm)}$
Mimośród początkowy:	$e_0 = 19,0 \text{ (cm)}$
Siła krytyczna:	$N_{kr} = 5206,96 \text{ (kN)}$
Mimośród obliczeniowy $e = h \cdot e_0$	$e = 23,5 \text{ (cm)}$
Położenie osi obojętnej:	$y = 56,1 \text{ (cm)}$
Ramię sił wewnętrznych:	$z = 52,5 \text{ (cm)}$
Względna wysokość strefy ściskanej:	$\xi = 0,75$
Naprężenia w betonie ściskanym:	$\sigma_c = 8,0 \text{ (MPa)}$
Naprężenia w stali zbrojeniowej:	
- rozciągające	$\sigma_s = 235,2 \text{ (MPa)}$
- ściskające	$\sigma_s' = 350,0 \text{ (MPa)}$

Odkryte zbrojenie 9 # 18 A = 22,90 cm² > 7,80 cm²

Poz. 1.3. – belka stropodachu w traktach bocznych hal

$$l_0 = 5,50 \times 1,05 = 5,775 \text{ m}$$

$$q = (4,09 + 3,38)1,5 = 11,21 \text{ N/m}$$

$$M = 0,125 \times 11,21 \text{ N/m} \times 5,775^2 = 46,71 \text{ kNm}$$

Analiza nośności przekroju dla zginania prostego

1. Założenia:

- **Beton klasy B15, $\alpha_{cc} = 1,00$**
- **Stal klasy A-0 $f_{yk} = 220,0 \text{ (MPa)}$**
- Brak sprawdzenia stanu granicznego rozwarcia rys
- Obliczenia zgodne z **PN-B-03264:2002**

2. Przekrój:

$$b_f = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 20,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 10,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,0 \text{ (cm)}$$

3. Powierzchnia zbrojenia:

$$A_{s1} = 7,7 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$7 \phi 12 = 7,9 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 1,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$2 \phi 12 = 2,3 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Stopień zbrojenia: } \mu = 0,91 \text{ (\%)} \quad \mu_{a, \min} = 0,19 \text{ (\%)}$$

$$\text{Minimalny stopień zbrojenia: } \mu_{a, \min} = 0,19 \text{ (\%)}$$

4. Dopuszczalny moment zginający:

Z uwagi na nośność przekroju:

$$M_{\max} = 68,86 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{\min} = -9,03 \text{ (kN*m)}$$

Wyniki szczegółowe dla SGN:

$$M_y = 68,86 \text{ (kN*m)}$$

Położenie osi obojętnej:

$$y = 4,0 \text{ (cm)}$$

Ramię sił wewnętrznych:

$$z = 46,0 \text{ (cm)}$$

Względna wysokość strefy ściskanej:

$$\xi = 0,08$$

Graniczna wysokość strefy ściskanej:

$$\xi_{gr} = 0,79$$

Naprężenia w betonie ściskanym:

$$\sigma_c = 8,0 \text{ (MPa)}$$

Naprężenia w stali zbrojeniowej:

rozciągające:

$$\sigma_s = 190,0 \text{ (MPa)}$$

ściskające:

$$\sigma_s' = 11,7 \text{ (MPa)}$$

$$M_{\max} = 68,86 \text{ kN*m} > 46,71 \text{ kNm}$$

Poz. 1.4. – płyta stropodachu w świetlikach hal

$$l_0 = 2,10 \times 1,05 = 2,205 \text{ m}$$

$$q = 4,65 + 1,08 = 5,73 \text{ N/m}$$

$$M = 0,125 \times 5,73 \text{ N/m} \times 2,205^2 = 3,48 \text{ kNm}$$

Projektowanie przekroju dla zginania prostego

1. Założenia:

- **Beton klasy B15**, $\alpha_{cc} = 1,00$
- **Stal klasy A-0** $f_{yk} = 220,0 \text{ (MPa)}$
- Brak sprawdzenia stanu granicznego rozwarcia rys
- Obliczenia zgodne z **PN-B-03264:2002**

2. Przekrój:

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 10,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,0 \text{ (cm)}$$

3. Obciążenia:

Moment obliczeniowy

$$M = 3,48 \text{ (kN*m)}$$

4. Wyniki:

Teoretyczna powierzchnia zbrojenia:

$$A_{s1} = 3,8 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$4 \phi 12 = 4,5 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$0 \phi 12 = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Stopień zbrojenia: } \mu = 0,47 \text{ (\%)}$$

Minimalny stopień zbrojenia: $\mu_{a, \min} = 0,47 (\%)$

Wyniki szczegółowe dla SGN: **My = 3,48 (kN*m)**
Położenie osi obojętnej: $y = 1,1 \text{ (cm)}$
Ramię sił wewnętrznych: $z = 7,6 \text{ (cm)}$
Względna wysokość strefy ściskanej: $\xi = 0,14$
Graniczna wysokość strefy ściskanej: $\xi_{gr} = 0,79$
Napężenia w betonie ściskanym: $\sigma_c = 8,0 \text{ (MPa)}$
Napężenia w stali zbrojeniowej:
rozciągające: $\sigma_s = 190,0 \text{ (MPa)}$

Odkryte zbrojenie Ø8 co 10cm; $A = 5,03\text{cm}^2 > 3,8\text{cm}^2$

Poz. 2. Elementy stalowe stropu nad lp.

Poz. 2.1. Belka stalowa I 240

Rozstaw belek: 1,30 m
Rozpiętość belki: $l = 4,40 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki: $l_o = 1,05 \times l = 4,62 \text{ m}$
Moment zginający belkę: $M_{sd} = 1,30 \times 12,28 \text{ kN/m} \times 4,62 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{42,59 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN240: $M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 354,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{76,11 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie: $M_{sd} = 42,59 \text{ kNm} < M_{Rd} = 76,11 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie: $f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 1,3 \times 11,28 \times 4,62^4 / (384 \times 4250 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0100 \text{ m}$
Sprawdzenie: $f = 1,00 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 1,76 \text{ cm}$ – warunek użytkowości został spełniony.

Poz. 2.2. Belka stalowa I 320

Szerokość pasa obciążenia belki: 2,95 m
Rozpiętość belki: $l = 5,70 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki: $l_o = 1,05 \times l = 5,99 \text{ m}$
Moment zginający belkę: $M_{sd} = 2,95 \times 12,28 \text{ kN/m} \times 5,99 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{162,47 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN320: $M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 782,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{168,13 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie: $M_{sd} = 162,47 \text{ kNm} < M_{Rd} = 168,13 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie: $f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 34,16 \times 5,99^4 / (384 \times 12510 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0214 \text{ m}$
Sprawdzenie: $f = 2,14 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,28 \text{ cm}$ – warunek użytkowości został spełniony.

Poz. 2.3. Belka stalowa I 280

Rozstaw belek: 1,05 m
Rozpiętość belki: $l = 5,70 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki: $l_o = 1,05 \times l = 5,99 \text{ m}$

Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 1,05 \times 12,28 \text{ kN/m} \times 5,99 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{57,83 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN280:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 542,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{116,53 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 57,83 \text{ kNm} < M_{Rd} = 116,53 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 1,05 \times 11,28 \times 5,99^4 / (384 \times 7590 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0128 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 1,28 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,28 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 2.4. Podciąg stalowy I 425

Szerokość pasa obciążenia belki:	5,40 m
Rozpiętość belki:	$l = 5,00 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,25 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 5,40 \times 12,28 \text{ kN/m} \times 5,25 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{228,47 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN425:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 1740,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{374,10 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 228,47 \text{ kNm} < M_{Rd} = 374,10 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 5,40 \times 11,28 \times 5,25^4 / (384 \times 36970 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0082 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 0,82 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,00 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 2.5. Podciąg stalowy I 380

Szerokość pasa obciążenia belki:	2,85 m
Rozpiętość belki:	$l = 5,70 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,99 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 2,85 \times 12,28 \text{ kN/m} \times 5,99 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{156,97 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN380:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 1260,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{270,90 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 156,97 \text{ kNm} < M_{Rd} = 270,90 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 2,85 \times 11,28 \times 5,99^4 / (384 \times 24010 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0112 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 1,12 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,28 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 2.6. Słup stalowy 2C 180

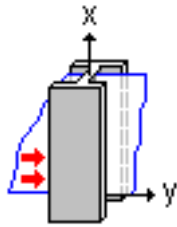
Pole obciążające słup:	27,5 m ²
------------------------	---------------------

Lista weryfikacji:

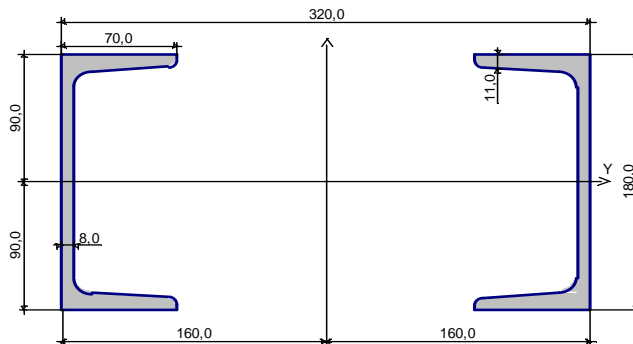
Wytrzymałość przekroju

Długość słupa 3,8 m

Płaszczyzna ugięcia XY:

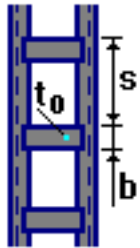


Przekrój



Profile: C 180

Skratowanie



$s = 650,0 \text{ mm}$

$b = 150,0 \text{ mm}$

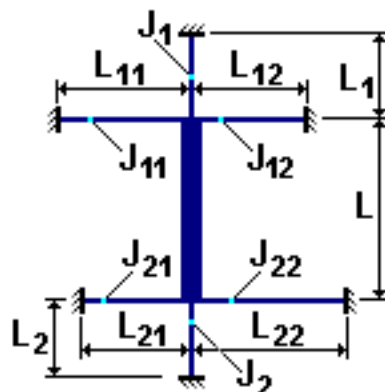
$t_0 = 10,0 \text{ mm}$

Charakterystyki profilu

Parametr		Wartość	
A	Powierzchnia przekroju brutto	56,0	cm ²
$A_{v,z}$	Powierzchnia ścinania względem osi Z	28,8	cm ²
I_y	Moment bezwładności względem osi Y	2700,0	cm ⁴
I_z	Moment bezwładności względem osi Z	11329,798	cm ⁴
I_t	Moment bezwładności na skręcanie	7588,425	cm ⁴
I_w	Wycinkowy moment bezwładności	98250,59	cm ⁶
i_y	Promień bezwładności względem osi Y	6,944	cm
i_z	Promień bezwładności względem osi Z	14,224	cm

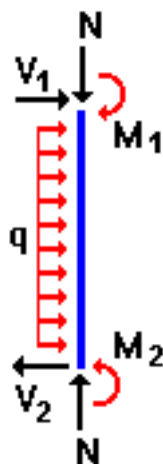
Długość wyboczeniowa

Typ: nieprzesuwna



Współczynnik długości wyboczeniowej $l/L = 1,0$

Obciążenia



Przypadek 1 - Obciążenie stałe

$N =$	337,7	kN
$M_1 =$	0,0	kN*m
$V_1 =$	0,0	kN
$M_2 =$	0,0	kN*m
$V_2 =$	0,0	kN
$q =$	0,0	kN/m

Wyężenie według

Wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie osiowe zob. [5.4.4 (1)] 0,408876

Wytrzymałość obliczeniowa spowodowana siłami (N, M_y, M_z, V_y, V_z) zob. [5.4.8.1 - 0,00287
5.4.8.3], [5.4.9]

Wytrzymałość obliczeniowa na wyboczenie giętnie spowodowana siłami (N, M_y, M_z) 0,588649
zob. [5.5.4 (1), 5.5.4 (3)]

Wytrzymałość obliczeniowa spowodowana momentem M_z zob. [5.4.5.1] 0,057022

Wyężenie 0,588649 - Wytrzymałość obliczeniowa na wyboczenie giętnie spowodowana siłami (N, M_y, M_z)

Poz. 3. Elementy stalowe stropu nad parterem.

Poz. 3.1. Belka stalowa I 240

Rozstaw belek: 1,05 m

Rozpiętość belki: $l = 5,65$ m

Rozpiętość obliczeniowa belki: $l_0 = 1,05 \times l = 5,93$ m

Moment zginający belkę: $M_{sd} = 1,05 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 5,93 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{58,06 \text{ kNm}}$

Nośność belki IPN240: $M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 354,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{76,11 \text{ kNm}}$

Sprawdzenie $M_{sd} = 58,06 \text{ kNm} < M_{Rd} = 76,11 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.

Ugięcie: $f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 12,16 \times 5,93^4 / (384 \times 4250 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0258 \text{ m}$

Sprawdzenie: $f = 2,24 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,26 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.2. Belka stalowa I 320

Szerokość pasa obciążenia belki: 2,95 m

Rozpiętość belki:	$l = 5,65 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,93 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 2,95 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 5,93 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{163,13 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN320:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 782,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{168,13 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 163,13 \text{ kNm} < M_{Rd} = 168,13 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 34,16 \times 5,93^4 / (384 \times 12510 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0214 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 2,14 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,26 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.3. Belka stalowa I 300

Rozstaw belek:	$0,95 \text{ m}$
Rozpiętość belki:	$l = 5,65 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,93 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 0,95 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 5,93 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{52,53 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN300:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 653,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{140,40 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 52,53 \text{ kNm} < M_{Rd} = 140,40 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 0,95 \times 11,58 \times 5,93^4 / (384 \times 9800 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0082 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 0,82 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,26 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.4. Belka stalowa I 300

Rozstaw belek:	$1,25 \text{ m}$
Rozpiętość belki:	$l = 4,70 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 4,94 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 1,25 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 4,94 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{47,97 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN300:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 653,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{140,40 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 47,97 \text{ kNm} < M_{Rd} = 140,40 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 1,25 \times 11,58 \times 4,94^4 / (384 \times 9800 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0056 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 0,56 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 1,88 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.5. Podciąg stalowy I 380

Szerokość pasa obciążenia belki:	$2,85 \text{ m}$
Rozpiętość belki:	$l = 5,70 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,99 \text{ m}$

Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 2,85 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 5,99 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{160,80 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN380:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 1260,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{270,90 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 160,80 \text{ kNm} < M_{Rd} = 270,90 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 2,85 \times 11,58 \times 5,99^4 / (384 \times 24010 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0112 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 1,12 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,28 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.6. Podciąg stalowy I 425

Szerokość pasa obciążenia belki:	5,40 m
Rozpiętość belki:	$l = 5,00 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,25 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 5,40 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 5,25 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{234,05 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN425:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 1740,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{374,10 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 234,05 \text{ kNm} < M_{Rd} = 374,10 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 5,40 \times 11,58 \times 5,25^4 / (384 \times 36970 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0082 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 0,82 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,00 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.7. Belka stalowa I 300

Rozstaw belek:	1,05 m
Rozpiętość belki:	$l = 6,45 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 6,77 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 1,05 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 6,77 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{75,68 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN300:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 653,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{140,40 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 75,68 \text{ kNm} < M_{Rd} = 140,40 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 1,05 \times 11,58 \times 6,77^4 / (384 \times 9800 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0056 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 1,66 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,59 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.8. Podciąg stalowy I 445

Szerokość pasa obciążenia belki:	5,00 m
Rozpiętość belki:	$l = 5,25 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,51 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 5,00 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 5,51 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{238,71 \text{ kNm}}$

Nośność belki IPN445:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 2040,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{438,60 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 238,71 \text{ kNm} < M_{Rd} = 438,60 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 5,00 \times 11,58 \times 5,51^4 / (384 \times 45850 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0074 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 0,74 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,10 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.9. Podciąg stalowy I 445

Szerokość pasa obciążenia belki:	5,00 m
Rozpiętość belki:	$l = 10,15 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 10,66 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 5,00 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 10,66 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{893,46 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN445:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 2040,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{438,60 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 893,46 \text{ kNm} < M_{Rd} = 438,60 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 5,00 \times 11,58 \times 5,51^4 / (384 \times 45850 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0074 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 0,74 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,10 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.10. Słup stalowy 2C 220

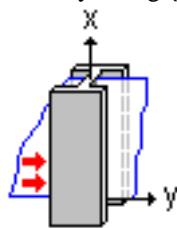
Pole obciążające słup: $27,5 \text{ m}^2$

Lista weryfikacji:

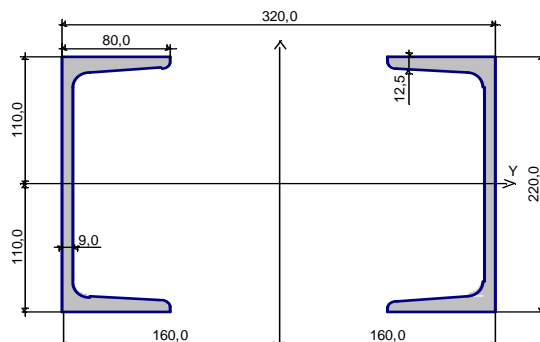
Wytrzymałość przekroju

Długość słupa 3,8 m

Płaszczyzna ugięcia XY:

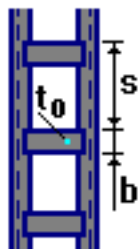


Przekrój



Profile: C 220

Skratowanie



$s = 650,0 \text{ mm}$

$b = 150,0 \text{ mm}$

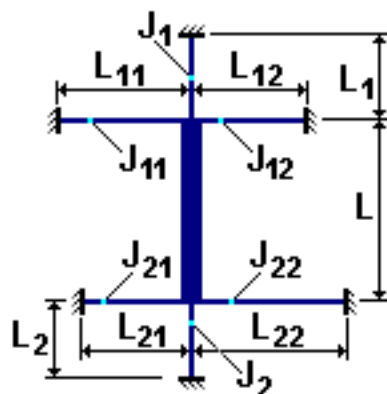
$t_0 = 10,0 \text{ mm}$

Charakterystyki profilu

	Parametr	Wartość	
A	Powierzchnia przekroju brutto	74,8	cm ²
$A_{v,z}$	Powierzchnia ścinania względem osi Z	39,6	cm ²
I_y	Moment bezwładności względem osi Y	5380,0	cm ⁴
I_z	Moment bezwładności względem osi Z	14763,05	cm ⁴
I_t	Moment bezwładności na skręcanie	13356,219	cm ⁴
I_w	Wycinkowy moment bezwładności	97094,403	cm ⁶
i_y	Promień bezwładności względem osi Y	8,481	cm
i_z	Promień bezwładności względem osi Z	14,049	cm

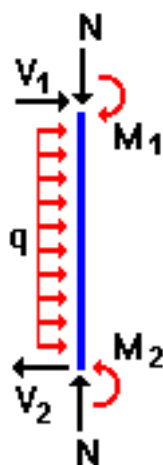
Długość wyboczeniowa

Typ: nieprzesuwna



Współczynnik długości wyboczeniowej $l/L = 1,0$

Obciążenia



Przypadek 1 - Obciążenie stałe

$N = 683,7 \text{ kN}$

$M_1 = 0,0 \text{ kN*m}$

$$\begin{aligned} V_1 &= 0,0 & \text{kN} \\ M_2 &= 0,0 & \text{kN}\cdot\text{m} \\ V_2 &= 0,0 & \text{kN} \\ q &= 0,0 & \text{kN/m} \end{aligned}$$

Wytężenie według

Wytrzymałość obliczeniowa na ścisnienie osiowe zob. [5.4.4 (1)] 0,624241

Wytrzymałość obliczeniowa spowodowana siłami (N, My, Mz, Vy, Vz) zob. [5.4.8.1 - 0,000658
5.4.8.3], [5.4.9]

Wytrzymałość obliczeniowa na wyboczenie giętne spowodowana siłami (N, My, Mz) 0,853495
zob. [5.5.4 (1), 5.5.4 (3)]

Wytrzymałość obliczeniowa spowodowana momentem Mz zob. [5.4.5.1] 0,082969

Wytężenie 0,853495 - Wytrzymałość obliczeniowa na wyboczenie giętne spowodowana siłami (N, My, Mz)

Poz. 4. Belka żelbetowa 50x102(h)cm

Szerokość pasa obciążenia belki: 5,20 m

Rozpiętość belki: $l = 3,10 \text{ m}$

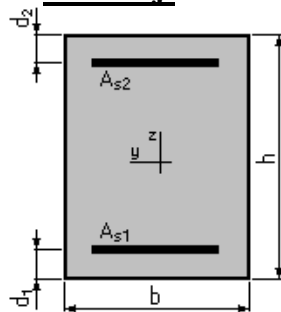
Rozpiętość obliczeniowa belki: $l_o = 1,05 \times l = 3,26 \text{ m}$

Moment zginający belkę: $M_{sd} = (5,20 \times 9,77 \text{ kN/m} + 0,50 \times 1,02 \times 25) \times 3,26$
 $\text{m}^2 / 8 + 5,3 \times 0,55 \times 18 \times 3,26 / 4 = 127,19 \text{ kNm}$

1. Założenia:

- Beton klasy **B15**, $\alpha_{cc} = 1,00$
- Stal klasy **A-I** $f_{yk} = 240,0 \text{ (MPa)}$
- Brak sprawdzenia stanu granicznego rozwarcia rys
- Obliczenia zgodne z **PN-B-03264:2002**

2. Przekrój:



$b = 50,0 \text{ (cm)}$

$h = 102,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$

3. Obciążenia:

Moment obliczeniowy

$M = 127,19 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

4. Wyniki:

Teoretyczna powierzchnia zbrojenia:

$A_{s1} = 8,3 \text{ (cm}^2\text{)}$

$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

$3 \phi 20 = 9,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

$0 \phi 20 = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Stopień zbrojenia: $\mu = 0,17 \text{ (%)}$

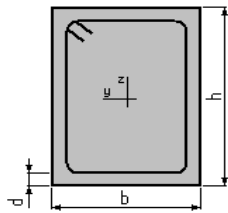
Minimalny stopień zbrojenia: $\mu_{a, \min} = 0,17 \text{ (%)}$

Wyniki szczegółowe dla SGN:

Położenie osi obojętnej:	$My = 127,19 \text{ (kN*m)}$ $y = 5,5 \text{ (cm)}$
Ramię sił wewnętrznych:	$z = 95,8 \text{ (cm)}$
Względna wysokość strefy ściskanej:	$\xi = 0,06$
Graniczna wysokość strefy ściskanej:	$\xi_{gr} = 0,77$
Naprężenia w betonie ściskanym:	$\sigma_c = 8,0 \text{ (MPa)}$
Naprężenia w stali zbrojeniowej:	
rozciągające:	$\sigma_s = 210,0 \text{ (MPa)}$

Projektowanie przekroju ścinanego**1. Założenia:**

- Beton klasy B15, $\alpha_{cc} = 1,00$
- Zbrojenie podłużne i pręty odgięte: stal klasy A-I $\phi 20$
- Zbrojenie poprzeczne: stal klasy A-0, strzemiona 2-ramienne $\phi 12$
- Rozpiętość obliczeniowa belki $l_0 = 3,3 \text{ (m)}$
- Projektowanie na dopuszczalną szerokość rozwarcia rys ukośnych $a_{dop} = 0,30 \text{ mm}$
- Obliczenia zgodne z **PN-B-03264:2002**
- Cotangens kąta nachylenia krzyżulców betonowych w modelu kratownicowym $\cotg T = 1,00$

2. Przekrój:

$$b = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 102,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 4,0 \text{ (cm)}$$

3. Obciążenie belki:

Siła poprzeczna	$V_{sd} = 129,83 \text{ (kN)}$
Obciążenie równomiernie rozłożone	$q = 50,80 \text{ (kN/m)}$
Siła wymiarująca (zredukowana)	$V_{red} = 80,05 \text{ (kN)}$
Siła poprzeczna od obc. charakt.	$V_c = 96,83 \text{ (kN)}$

4. Wyniki:

Nośność przekroju niezbrojonego	$V_{Rd1} = 151,02 \text{ (kN)}$
Nośność z uwagi na beton	$V_{Rd2} = 1007,60 \text{ (kN)}$
Nośność z uwagi na zbrojenie	$V_{Rd3} = 106,78 \text{ (kN)}$

Strzemiona 2-ramienne $\phi 12$:

Rozstaw strzemion:	$s = 35,5 \text{ (cm)}$
Normowy rozstaw maksymalny	$s_{max} = 40,0 \text{ (cm)}$
Rozstaw z warunku min. gęstości	$s = 35,9 \text{ (cm)}$

Zarysowanie:

Szerokość rozwarcia rys ukośnych	$w_k = 0,15 \text{ (mm)}$
----------------------------------	---------------------------

Poz. 5. Stopa fundamentowa w osiach C- c.11

Obciążenie stopy: $27,5 \times (12,28 + 12,58) = 683,65 \text{ kN}$

1. Założenia:

MATERIAŁ:

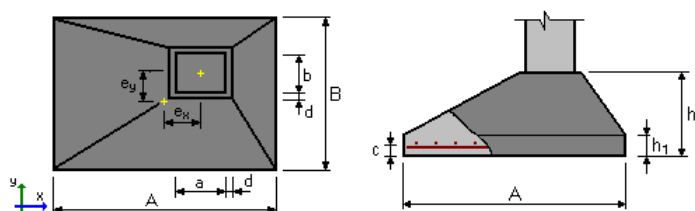
BETON: klasa B15, ciężar objętościowy = 24,0 (kN/m³)

STAL: klasa A-I, $f_{yd} = 210,00$ (MPa)

OPCJE:

- Obliczenia wg normy:
 - betonowej: PN-B-03264 (2002)
 - gruntowej: PN-81/B-03020
- Oznaczenie parametrów geotechnicznych metodą: A
 - współczynnik $m = 0,90$ - do obliczeń nośności
 - współczynnik $m = 0,80$ - do obliczeń poślizgu
 - współczynnik $m = 0,80$ - do obliczeń obrotu
- Wymiarowanie fundamentu na:
 - Nośność
 - Osiadanie
 - $S_{dop} = 7,00$ (cm)
 - czas realizacji budynku: $t_b > 12$ miesięcy
 - współczynnik odprężenia: $\lambda = 1,00$
 - Obrót
 - Poślizg
 - Przebite / ścinanie
- Graniczne położenie wypadkowej obciążeń:
 - długotrwałych w rdzeniu I
 - całkowitych w rdzeniu II

2. Geometria



$$A = 2,60 \text{ (m)}$$

$$a = 0,60 \text{ (m)}$$

$$B = 1,80 \text{ (m)}$$

$$b = 0,40 \text{ (m)}$$

$$h = 0,50 \text{ (m)}$$

$$d = 0,00 \text{ (m)}$$

$$h_1 = 0,20 \text{ (m)}$$

$$e_x = 0,00 \text{ (m)}$$

$$e_y = 0,00 \text{ (m)} \text{ objętość betonu fundamentu: } V = 1,534 \text{ (m}^3\text{)}$$

otulina zbrojenia:

$$c = 0,05 \text{ (m)}$$

poziom posadowienia:

$$D = 3,4 \text{ (m)}$$

minimalny poziom posadowienia:

$$D_{min} = 3,4 \text{ (m)}$$

3. Grunt

Charakterystyczne parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Poziom [m]	IL / ID konsolidacji	Symbol	Typ wilgotności
1	Gлина piaszczysta	0,0	0,35	B	---

Pozostałe parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Mięszość [m] [kPa]	Spójność [deg]	Kąt tarcia [kN/m ³]	Ciężar obj. [kPa]	Mo [kPa]	M
---------	-------	-----------------------	-------------------	------------------------------------	----------------------	-------------	---

1	Gлина пiaszczysta	---	22,0	12,0	21,0	19500,0	14625,0
---	-------------------	-----	------	------	------	---------	---------

4. Obciążenia

OBLICZENIOWE

Lp.	Nazwa	N [kN]	Mx [kN*m]	My [kN*m]	Fx [kN]	Fy [kN]	Nd/Nc
1	L1	683,65	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00

współczynnik zamiany obciążeń obliczeniowych na charakterystyczne = **1,20**

5. Wyniki obliczeniowe

WARUNEK NOŚNOŚCI

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodne
- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
N=683,65kN
- Wyniki obliczeń na poziomie: posadowienia fundamentu
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 355,60 (kN)
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 1039,25kN Mx = -0,00kN*m My = 0,00kN*m
- Zastępcze wymiary fundamentu: A₋ = 2,60 (m) B₋ = 1,80 (m)
- Współczynniki nośności oraz wpływu nachylenia obciążenia:

$$N_B = 0,18 \quad i_B = 1,00$$

$$N_C = 8,17 \quad i_C = 1,00$$

$$N_D = 2,38 \quad i_D = 1,00$$

- Graniczny opór podłoża gruntowego: Qf = 2131,61 (kN)
- Współczynnik bezpieczeństwa: Qf * m / Nr = 1,85

OSIADANIE

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodne
- Kombinacja wymiarująca: L1
N=569,71kN
- Charakterystyczna wartość ciężaru fundamentu i nadległego gruntu: 323,27 (kN)
- Obciążenie charakterystyczne, jednostkowe od obciążeń całkowitych: q = 191 (kPa)
- Miękkość podłoża gruntowego aktywnie osiadającego: z = 2,7 (m)
- Naprężenie na poziomie z:
 - dodatkowe: $\sigma_{zd} = 31$ (kPa)
 - wywołane ciężarem gruntu: $\sigma_{z\gamma} = 128$ (kPa)
- Osiadanie:
 - pierwotne: s' = 0,80 (cm)
 - wtórne: s'' = 0,64 (cm)
 - CAŁKOWITE: S = 1,44 (cm) < S_{dop} = 7,00 (cm)

OBRÓT

- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
N=683,65kN
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 290,94 (kN)
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 974,59kN Mx = -0,00kN*m My = 0,00kN*m
- Moment zapobiegający obrotowi fundamentu:
 - Mx(stab) = 877,13 (kN*m)
 - My(stab) = 1266,97 (kN*m)
- Współczynnik bezpieczeństwa: M(stab) * m / M = +INF

POŚLIZG

- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
N=683,65kN
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $G_r = 290,94$ (kN)
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 974,59$ kN $M_x = -0,00$ kN*m $M_y = 0,00$ kN*m
- Zastępcze wymiary fundamentu: $A_{-} = 2,60$ (m) $B_{-} = 1,80$ (m)
- Współczynnik tarcia:
- gruntu (na poziomie posadowienia): $\mu = 0,17$
- Współczynnik redukcji spójności gruntu = 0,20
- Wartość siły poślizgu: $F = 0,00$ (kN)
- Wartość siły zapobiegającej poślizgowi fundamentu:
- w poziomie posadowienia: $F(\text{stab}) = 181,31$ (kN)
- Współczynnik bezpieczeństwa: $F(\text{stab}) * m / F = +\text{INF}$

ŚCINANIE

- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
N=683,65kN
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 974,59$ kN $M_x = -0,00$ kN*m $M_y = 0,00$ kN*m
- Współczynnik bezpieczeństwa: $Q / Q_r = 1,67$

Opracował:

III SERWIS FOTOGRAFICZNY



Widok hali D

FOT. 1

Autor:

M. Tereszkiewicz



Chłodnia kominowa na tle Auli i hali C

FOT. 2

Autor:

M. Tereszkiewicz



Widok na halę C

FOT. 3

Autor:

P. Szczepański



Wnętrze hali C

FOT. 4

Autor:

P. Szczepański



Poziom lp. w hali C

FOT. 5

Autor:

P. Szczepański



Konstrukcja ram i stropodachu w hali C

FOT. 6

Autor:

M. Tereszkiewicz



Stropodach w strefie szczytowej w hali C

FOT. 7

Autor:

M. Tereszkiewicz



Słup ramy ze wspornikiem w hali C

FOT. 8

Autor:

M. Tereszkiewicz



Laboratorium w szczytowej partii parteru w hali C

FOT. 9

Autor:

M. Tereszkiewicz



Konstrukcja ram żelbetowych w hali D

FOT. 10

Autor:

M. Tereszkiewicz



Kotłownia w hali D

FOT. 11

Autor:

M. Tereszkiewicz



Żelbetowa konstrukcja stropu nad parterem w szczycie hali D

FOT. 12

Autor:

M. Tereszkiewicz



Drewniana konstrukcja dachu w dawnej kotłowni w hali D

FOT. 13

Autor:

M. Tereszkiewicz



Aula – widok ogólny

FOT. 14

Autor:

M. Tereszkiewicz



Żelbetowy podciąg ze słupami w piwnicy podtrzymujący ścianę wewnętrzną Auli

FOT. 15

Autor:

M. Tereszkiewicz



Zarysowanie podciągu j.w.

FOT. 16

Autor:

M. Tereszkiewicz



Rysa na zewnętrznej ścianie piwnic w pracowni RTG

FOT. 17

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka stropu nad lp. w hali C

FOT. 18

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka zbrojenia stropu Kleina w hali C

FOT. 19

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 11 - zbrojenie belki stropodachu w hali C

FOT. 20

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 15 - zbrojenie belki stropodachu w hali D

FOT. 21

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 14- zbrojenie podciągu stropodachu w hali C

FOT. 22

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 16 - zbrojenie rygla w hali D

FOT. 23

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 2 - zbrojenie słupa w hali C

FOT. 24

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 3 - zbrojenie słupa w hali C od zewnątrz

FOT. 25

Autor:

M. Tereszkiewicz

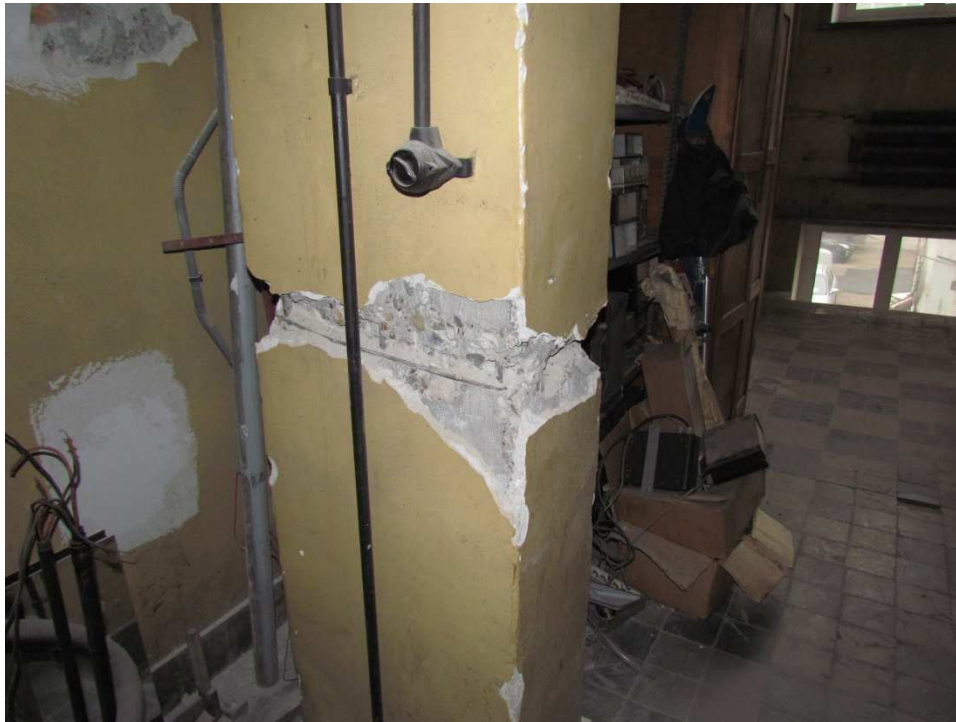


Odkrywka nr 6- zbrojenie słupa w hali D w osi S

FOT. 26

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 8 - zbrojenie słupa w hali D na poziomie I p.

FOT. 27

Autor:
M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 5 - zbrojenie słupa w hali D w osiach O – d8

FOT. 28

Autor:
M. Tereszkiewicz



Odkrywanie zbrojenia płyty stropodachu w hali C

FOT. 29

Autor:
M. Tereszkievicz



Odkrywanie stropu Akermana w przybudówce hali D

FOT. 30

Autor:
M. Tereszkievicz



Odkrywka zbrojenia żebra stropodachu w hali C

FOT. 31

Autor:

M. Tereszkiewicz



Fundament pod słup ramy w osi c.7 w hali C (od strony podwórza)

FOT. 32

Autor:

M. Tereszkiewicz



Fundament pod słup ramy w osi c.7 w hali C (od strony podwórza)– odkrywka

FOT. 33

Autor:
M. Tereszkiewicz



Odkrywka fundamentu pod ścianą zewnętrzną w pracowni RTG

FOT. 34

Autor:
M. Tereszkiewicz

IV CZĘŚĆ RYSUNKOWA

V DZIENNIK POMIARÓW SKLEROMETRYCZNYCH

BIURO BEZPIECZEŃSTWA KONSTRUKCYJNEGO
PIOTR SZCZEPAŃSKI
00-453 Warszawa, ul. Czerniakowska 158/60
Pracownia: 00-467 Warszawa, ul. Drogomir 8 lok. 39
tel. 22 3011066, kom. 0 804 855937, e-mail: p.s@data.pl

Dziennik pomiarów sklerometrycznych młotkiem Schmitta

Obiekt: Gmach Instytutu Techniki Ciepłej Politechniki Warszawskiej przy ul.
Nowowiejskiej 21/25 w Warszawie

Data: 17.10.2014

Element: Słup ramy żelbetowej w hali D w osiach S/d.8

Typ młotka: N

Miejsce	Kąt α	Odczyty L							Odczyt średni L_m	Odczyt średni poprawiony L_{pm}	$L_m - L$	$(L_m - L)^2$
		1	2	3	4	5	6	7				
1	0	38	39	40	39	39			39,0	39,0	-2,82	7,93
2	0	43	42	42	42	43			42,4	42,4	0,58	0,34
3	0	39	36	36	37	37			36,8	36,8	-5,02	25,17
4	0	43	44	42	44	44			43,4	43,4	1,58	2,51
5	0	43	43	45	42	43			43,2	43,2	1,38	1,91
6	0	43	43	44	43	43			43,2	43,2	1,38	1,91
7	0	48	44	48	47	47			46,8	46,8	4,98	24,83
8	0	45	42	44	42	43			43,2	43,2	1,38	1,91
9	0	40	40	38	38	37			38,6	38,6	-3,22	10,35
10	0	46	45	45	47	47			46,0	46,0	4,18	17,50
11	0	43	42	43	44	43			42,8	42,8	0,98	0,97
12	0	38	38	36	35	35			36,4	36,4	-5,42	29,34
13	0	0							0,0	0,0	0,00	0,00
Wiek betonu:		7000 dni							L_m	501,8	0,00	124,68

$$L = \Sigma L_i / n = 41,8$$

$$s_L = (1 / (n-1) \Sigma (L_i - L)^2)^{0,5} = 3,37$$

$$v_L = (s_L / L) \times 100\% = 8 \%$$

Współczynniki poprawkowe (wg instrukcji ITB Stosowania młotków Schmitta do nieniszczących kontroli jakości betonu w konstrukcji) w zależności od:

stanu wilgotności betonu: 1
wieku betonu: 0,6

Wskaźniki jakości betonu (na podstawie nomogramów z instrukcji ITB Stosowania młotków Schmitta do nieniszczących kontroli jakości betonu w konstrukcji)

średnia wytrzymałość betonu na ściskanie - R_m 36,99 MPa
minimalna wytrzymałość betonu na ściskanie - R_{min} 24,52 MPa
współczynnik zmienności - v_m 20,4 %
współczynnik jednorodności betonu - k_m 6,63

OSTATECZNIE:

średnia wytrzymałość betonu na ściskanie - R_m 22,194 MPa
minimalna wytrzymałość betonu na ściskanie - R_{min} 14,712 MPa

VI UPRAWNIENIA AUTORA OPRACOWANIA



Warszawa, 1996.07.19.

**GŁÓWNY INSPEKTOR
NADZORU BUDOWLANEGO**

OAU.7342-715/Szc/96

DECYZJA NR 318/96

Na podstawie art. 82 ust. 1 pkt 3 lit "b" ustawy z dnia 7 lipca 1994 roku Prawo budowlane (Dz.U. Nr 89, poz.414) i art. 104 § 1 i § 2 ustawy z dnia 14 czerwca 1960 roku Kodeks postępowania administracyjnego (Dz.U. Nr 9, z 1980 r., poz. 26 z późn.zm). zarządzam:

mgr inż.bud. Piotr Szczepański
urodzony 19 kwietnia 1955 roku we Lwowie,
ustanowiony przez Wojewodę Warszawskiego decyzją Nr 90/U/96
z 26 kwietnia 1996 roku
Rzecznikiem Budowlanym
w specjalności konstrukcyjno - budowlanej,
obejmującej projektowanie
w zakresie:
konstrukcji i ustrojów budowlanych,
robót wykończeniowych i ogólnobudowlanych,
zostaje wpisany do Centralnego Rejestru Rzeczników Budowlanych
pod pozycją 318 / 96.

Zgodnie z art. 15 ust. 3 Prawa budowlanego wpis niniejszy stanowi podstawę do podjęcia czynności Rzecznika budowlanego w określonym wyżej zakresie specjalności na terytorium Rzeczypospolitej Polskiej.

UZASADNIENIE

Wobec uprawnomocnienia się decyzji Wojewody Warszawskiego Nr 90/U/96 z dnia 26.04.1996 roku w przedmiocie nadania tytułu rzecznika budowlanego w specjalności konstrukcyjno-budowlanej, obejmującej projektowanie w zakresie konstrukcji i ustrojów budowlanych, robót wykończeniowych i ogólnobudowlanych, należało orzec jak w sentencji.

Decyzja niniejsza jest ostateczna. Zgodnie z Ustawą z 11 maja 1995 roku o Naczelnym Sądzie Administracyjnym (Dz. U. Nr 74 poz. 368) może zostać zaskarżona w trybie art. 35 ust.1 bezpośrednio do tego Sądu z siedzibą w Warszawie, ul. Jasna 6 w terminie 30 dni od daty jej doręczenia.

Otrzymują :

1) Pan mgr inż. Piotr Szczepański
ul. Czerniakowska 155 m. 50
00 - 453 Warszawa

2) Wojewoda Warszawski

3) a/a



Z upoważnienia
GŁÓWNEGO INSPEKTORA NADZORU BUDOWLANEGO
DYREKTOR DEPARTAMENTU
Orzecznictwa Administracyjnego

mgr Tomasz Surawski

STWIERDZENIE POSIADANIA PRZYGOTOWANIA ZAWODOWEGO do pełnienia samodzielnej funkcji technicznej w budownictwie

Na podstawie art. 18 ust. 5 i art. 57 ust. 3 ustawy z dnia 24 października 1974 r.
- Prawo budowlane (Dz. U. Nr 38, poz. 229) oraz §
2 ust. 1 pkt 1, § 4 ust. 2, § 6 ust. 3, § 7, § 13 ust. 1 pkt 2
rozp. Ministra Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska z dnia 20 lutego 1975 r.
w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. Nr 5, poz. 46).

STWIERDZAM

ze Ob. PIOTR SZCZEPAŃSKI s. Edwarda
register inżynier budownictwa

urodzony(a) dnia 19.04.1955 r. Lwów ZSRR

posiada przygotowanie zawodowe do pełnienia samodzielnej funkcji
projektanta

w specjalności konstrukcyjno - budowlanej

- 1/ do sporządzania projektów w zakresie rozwiązań konstrukcyjno-budowlanych budynków oraz innych budowli, z wyłączeniem linii, węzłów i stacji kolejowych, dróg oraz lotniskowych dróg startowych i manipulacyjnych, mostów, budowli hydrotechnicznych i melioracji wodnych,
- 2/ do sporządzania w budownictwie osób fizycznych projektów w zakresie rozwiązań architektonicznych:
 - a/ budynków inwentarskich i gospodarczych, adaptacji projektów typowych i powtarzalnych innych budynków oraz sporządzania planów zagospodarowania działki związanych z realizacją tych budynków,
 - b/ budowli nie będących budynkami.
- 3/ w budownictwie osób fizycznych - do kierowania, nadzorowania i kontrolowania budowy, kierowania i kontrolowania wytwarzania konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz oceniania i badania stanu technicznego obiektów budowlanych.-



WZKŁAD
Inżynier Budownictwa
Piotr Szczepański
Kierownik Wydziału



Zaświadczenie
o numerze weryfikacyjnym:
MAZ-EDS-T1M-Q1L *

Pan PIOTR SZCZEPAŃSKI o numerze ewidencyjnym MAZ/BO/0898/02
adres zamieszkania CZERNIAKOWSKA 155/50, 00-453 WARSZAWA
jest członkiem Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2014-01-01 do 2014-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2013-11-26 roku przez:

Mieczysław Grodzki, Przewodniczący Rady Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci
elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są
równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na
stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.piib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów
Budownictwa.



Urząd Województwa w Warszawie
Biuro Wojewódzkiego Konserwatora Zabytków
00-853 Warszawa
tel. 26-57-51, 26-57-52
/oznaczenie organu/ 51

Warszawa, dn. 08.09.1994 r.
/miejscowość, data/

1. dz. 14K2 / 1.4 / 535 / 3548 / 94

ZAŚWIADCZENIE Nr. 96.

Na podstawie art. 217 § 2 pkt 2 Kodeksu postępowania administracyjnego, i § 17, 18 i 20 rozporządzenia Ministra Kultury i Sztuki z dnia 11 stycznia 1994 r. o zasadach i trybie udzielania zezwoleń na prowadzenie prac konserwatorskich przy zabytkach oraz prac archeologicznych i wykopaliskowych, warunkach ich prowadzenia i kwalifikacjach osób, które mają prawo prowadzenia tej działalności /Dz. U. Nr 16, poz. 55/ stwierdzam, że:

Pan/i/ PIOTR SZCZEPAŃSKI
urodzony/a/ 19.04.1955 r.
zamieszkały/a/ 02-128 Warszawa ul. Jasielska 50 m 67

posiada kwalifikacje w zakresie wykonywania projektów, prowadzenia i nadzorowania prac w obiektach zabytkowych w zakresie konstrukcyjno-budowlanym.

Niniejsze zaświadczenie nie zwalnia od obowiązku każdorazowego uzyskania zezwolenia wojewódzkiego konserwatora zabytków na prowadzenie prac przy zabytkach, określonego przepisami powołanego wyżej rozporządzenia.

Kopię zaświadczenia składa się do akt znajdujących się przy rejestrze wydanych zaświadczeń o kwalifikacjach.

Zaświadczenie wydaje się na wniosek zainteresowanego.

Otrzymuje:

- Pan/i/ (adres)

Piotr Szczepański
02-128 Warszawa
ul. Jasielska 50 m 67

Opłatę skarbową w wysokości
30.000 zł skasowano na wniosku

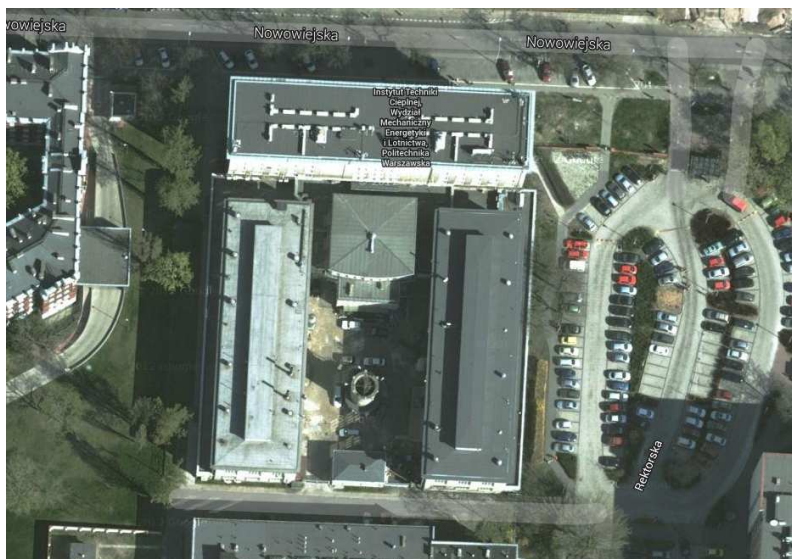
Podpisano: *[Podpis]*
WOJEWÓDZKI KONSERWATOR ZABYTKÓW
w Warszawie
mgr inż. arch. Maria Bruchalska



* Należy wstawić odpowiedni przepis § 17 - 19 w/w rozporządzenia w zależności od tego jakiego rodzaju kwalifikacje wnioskodawcy stwierdza w zaświadczeniu wojewódzki konserwator zabytków.

OPINIA KONSTRUKCYJNA DOTYCZĄCA MOŻLIWOŚCI REALIZACJI PLANOWANEJ PRZEBUDOWY I ROZBUDOWY OBIEKTÓW WYDZIAŁU MECHANICZNEGO ENERGETYKI I LOTNICTWA POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ.

ZAŁĄCZNIK DO PROGRAMU FUNKCJONALNO UŻYTKOWEGO PRZEBUDOWY I ROZBUDOWY
OBIEKTÓW WYDZIAŁU MECHANICZNEGO ENERGETYKI I LOTNICTWA POLITECHNIKI
WARSZAWSKIEJ W CELU POWIEKSZENIA POWIERZCHNI UŻYTKOWEJ DLA POTRZEB
NOWOCZESNEGO KSZTAŁCENIA.



ZAMAWIAJĄCY:

Politechnika Warszawska – Wydział Mechaniczny Energetyki i Lotnictwa
ulica Nowowiejska 24, 00-665 Warszawa

OPRACOWAŁ:

mgr inż. Piotr Szczepański
upr. bud. St-535/84;
rzeczoznawca bud. nr rej. GUNB 318/96

inż. Maciej Tereszkiewicz

WARSZAWA 08.12.2014

SPIS TREŚCI

Oświadczenie autora opracowania

I CZĘŚĆ OPISOWA

II OBLICZENIA STATYCZNE SPRAWDZAJĄCE

III SERWIS FOTOGRAFICZNY

IV CZĘŚĆ RYSUNKOWA

Rys. K - 1	Sytuacja	1:500
Rys. K - 2	Rzut piwnic oraz stropu nad piwnicami	1:100
Rys. K - 3	Rzut parteru oraz stropu nad parterem	1:100
Rys. K - 4	Rzut I p. oraz stropu nad I p.	1:100
Rys. K - 5	Rzut II p. oraz stropu nad II p.	1:100

V DZIENNIK BADAŃ SKLEROMETRYCZNYCH BETONU SŁUPA RAMY W HALI D

VI UPRAWNIENIA AUTORA OPRACOWANIA

Warszawa, dnia 08.12.2014 r.

OŚWIADCZENIE

Zgodnie z artykułem 20 ust. 4 Ustawy z dnia 16 kwietnia 2004 r. o zmianie ustawy – Prawo Budowlane (Dz. U. nr 93, poz. 888, z 30 kwietnia 2004 r.), oświadczam, iż dokumentacja – OPINIA BUDOWLANO- KONSTRUKCYJNA DOTYCZĄCA MOŻLIWOŚCI REALIZACJI PLANOWANEJ PRZEBUDOWY I ROZBUDOWY OBIEKTÓW WYDZIAŁU MECHANICZNEGO ENERGETYKI I LOTNICTWA POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ PRZY UL. NOWOWIEJSKIEJ 21/25 W WARSZAWIE

wykonana została zgodnie z zasadami wiedzy technicznej, obowiązującymi przepisami oraz normami, a w swej formie jest kompletna z punktu widzenia celu, któremu ma służyć i nie narusza praw autorskich osób trzecich.

mgr inż. Piotr Szczepański

I CZĘŚĆ OPISOWA

1. Dane formalno-prawne.

1.1. Przedmiot, zakres i cel opracowania.

Przedmiotem niniejszego opracowania jest opinia budowlano-konstrukcyjna dotycząca możliwości realizacji planowanej przebudowy i rozbudowy obiektów Wydziału Mechanicznego Energetyki i Lotnictwa Politechniki Warszawskiej przy ul. Nowowiejskiej 21/25 w Warszawie.

Opinia obejmuje swoim zakresem ocenę konstrukcji ścian, filarów na poziomie piwnic, parteru, I-II pięter oraz stropów nad w/w kondygnacjami w halach C, D, Auli oraz w łącznikach, budynku pracowni radiologicznej. Rozpoznano również fundamenty obiektów w kilku charakterystycznych miejscach. Konstrukcja urządzeń technologicznych wewnątrz hal, które wg koncepcji przeznaczone są do rozbiórki, nie wchodzi w zakres opinii.

Celem opracowania jest ocena stanu technicznego elementów konstrukcji w w/w kubaturach, schematy których mogą ulec zmianom, jak również dociążeniom wynikającym z aktualnie opracowywanego programu funkcjonalno-użytkowego w zakresie planowanej przebudowy i rozbudowy hal, auli oraz zadaszania podwórza.

1.2. Podstawa formalna opracowania.

Podstawą formalną opracowania niniejszej opinii jest zlecenie firmy Gorek Restaurow S.C., ul. Ruskowy Bród 79A, 03-289 Warszawa dla Biura Bezpieczeństwa Konstrukcyjnego Piotr Szczepański, ul. Czerniakowska 155 m. 50, 00-453 Warszawa na sporządzenie opinii konstrukcyjno-budowlanej jak w p.1.1

1.3. Podstawa merytoryczna opracowania.

1.3.1. Inwentaryzacja architektoniczna Gmachu Instytutu Techniki Ciepłej PW, opracował E. Szulc, 1973r.

1.3.2. Inwentaryzacja architektoniczno-budowlana hal i auli z łącznikami w Instytucie Techniki Ciepłej PW opracowana przez pracownię „Kaprint”, 11.2014r.

1.3.3. Ekspertyza techniczna w sprawie możliwości dociążenia nowoprojektowanymi stropami konstrukcji nośnej hali „D” budynku ITC PW, w obrębie pomieszczenia 42 (laboratorium) przy ul. Nowowiejskiej 21/25 w Warszawie, autor mgr inż. Andrzej Pol, 01.2005r.

1.3.4. Koncepcja architektoniczna podziału powierzchni użytkowej (PW, gmach ITC), opracował mgr inż. Grzegorz Filip, 12.2004r.

1.3.5. Program funkcjonalno-użytkowy do budowy windy w Gmachu ITC PW, opracowanie Grass Kancelaria Architektoniczna, 03.2011r.

1.3.6. Projekt budowlano-wykonawczy budowy szybu windowego z dźwigiem dla osób niepełnosprawnych w łączniku pomiędzy budynkiem głównym a Aulą w Gmachu ITC PW, opracowanie Pracownia Projektowa Jolanta Sułtan, 09.2011r.

1.3.7. Pomiary wykonane w ramach niniejszego opracowania w październiku-listopadzie 2014r. za pomocą dalmierza laserowego HILTI PD30, suwmiarki, taśmy stalowej (20m)

1.3.8. Odkrywki zbrojenia w słupach, podciągach oraz stropach wykonane w ramach niniejszego opracowania

1.3.9. Badania sklerometryczne jednego ze słupów ramy żelbetowej w hali D

1.3.10. Zeszyt 1 - Obliczenia statyczne do Hali „C” i „D” Zakładu Techniki Ciepłej P.W., opracowanie Miastoprojekt Północ- Wschód, Oddział w Warszawie, 12.02.1954r.

1.3.11. Opinia geotechniczna podłoża gruntowego dla potrzeb optymalizacji przestrzennej istniejącej infrastruktury budowlanej gmachu ITC przy ul. Nowowiejskiej 21/25 w Warszawie, opracowana przez firmę "Wiercenia studzienne i geologiczne, Stanisław Purzycki", 11.2014r.

1.3.12. Ustawa Prawo budowlane z dnia 7 lipca 1994 r. (Dz.U. Nr 89, poz. 414), tekst jednolity z dnia 12 listopada 2010 r. (Dz.U. Nr 243, poz. 1623) wraz z późn. zmianami

1.3.13. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie z dnia 12 kwietnia 2002 r. (Dz.U. Nr 75, poz. 690)

2. Dane o obiekcie i konstrukcji.

2.1. Dane ogólne.

Pomysłodawcą, organizatorem i fundatorem Instytutu Techniki Ciepłej był Profesor Bohdan Stefanowski. Autorem projektu był architekt Józef Ufnalewski. Prace budowlane zaczęto w 1951 r., a w 1954 r. pracownicy katedr związanych z techniką ciepłą rozpoczęli przeprowadzkę do nowego budynku. Budowa Gmachu ITC trwała 4 lata. ITC realizuje zadania zarówno badawcze, jak i dydaktyczne, będąc aktualnie jednym z dwóch instytutów tworzących Wydział MEiL.

Obiekt składa się z części frontowej (od ulicy Nowowiejskiej), 2-ch prostopadłych do niej skrzydeł (hal C i D), usytuowanych w układzie symetrycznym, Auli z częścią biurową, łącznika usytuowanego między wszystkimi w/w kubaturami, wolno stojącej pracowni radiologicznej i chłodni kominowej.

2.2. Aula.

Budynek Auli jest obiektem 2-kondygnacyjnym – piwnice oraz jednoprzestrzenna sala auli, przekryta stropodachem. Do auli od strony południowej przylega aneks biurowo-gospodarczy - kubatura 3-poziomowa (piwnice, parter oraz lp.).

Ściany Auli murowane, z cegły pełnej na zaprawie cementowej; na poziomie piwnic od strony wewnętrznej obłożone bloczkami ze szkła piankowego białego gr. 6,5-8cm. Pod Aulą konstrukcja mieszana, t.j. słupy żelbetowe oraz ściany murowane z cegły. Na słupach opierają się podciągi żelbetowe, na których oraz na ścianach oparte są stropy nad piwnicami - żelbetowe gęstożebrowe typu Akermana, przy użyciu pustaków m.in. wys. 18cm. Nad parterem stropy nad przybudówką biurową od strony południowej również Akermana. Konstrukcja stropodachu nad Aulą nie została odkryta, lecz na podstawie przybrudzonych śladów na suficie z bardzo dużym prawdopodobieństwem można założyć, że została ona wykonana jako ruszt żelbetowy oparty na ścianach zewnętrznych.

Fundamenty wykonano jako ławowe pod ścianami oraz stopowe pod żelbetowymi słupami konstrukcyjnymi. Odkrywki i odwierty kontrolne w zasadzie potwierdziły obrysy fundamentów przedstawione w archiwalnej dokumentacji projektowej.

2.3. Łącznik.

Budynek łącznika jest w pełni oddylatowany od budynku głównego i monolitycznie połączony z budynkiem auli. Jest to kubatura parterowa podpiwniczona na szerokości podwórka. Mury z cegły pełnej ceramicznej. Stropy nad piwnicami wykonano jako żelbetowe gęstożebrowe typu Akermana. Stropodach łącznika żelbetowy monolityczny płytowo-żebrowy z otworami na prostokątne świetliki. W łączniku szyb windy z pylonami żelbetowymi oddylatowany od konstrukcji korpusu głównego oraz łącznika.

2.4. Hala C z przybudówką.

Jest to hala połączona z budynkiem głównym pod kątem prostym, usytuowana od strony wschodniej, o wymiarach $b \times l \times h = 18,06 \times 56,50 \times 17,0\text{m}$ (wraz ze świetlikiem). Od strony zewnętrznej z halą jest powiązana parterowa przybudówka, o tej samej długości co hala.

Konstrukcja hali żelbetowa monolityczna (ramy) oraz tradycyjna, t.j. stropy międzykondygnacyjne Kleina na belkach stalowych opartych na podciągach stalowych i ścianach murowanych. Zasadniczą konstrukcję stanowią poprzeczne ramy monolityczne żelbetowe, bezprzegubowe, usytuowane w rozstawach co 5m, oraz żelbetowe słupy w płaszczyźnie ścian szczytowych. Konstrukcję uzupełniają zewnętrzne ściany murowane oraz wewnętrzna ściana poprzeczna z pilastrami z cegły pełnej ceramicznej, zastępując w jednej osi konstrukcyjnej ramę żelbetową. W zewnętrznych ścianach nadziemnej części hali wykonane są nad i pod wysokimi oknami żelbetowe wieńce-belki, które, w zamierzeniu projektanta miały przenosić całość obciążenia ścian (pionowego i poziomego) na słupy hali.

Ramy składają się ze słupów i z rygli. Słupy w dolnej części, na poziomie parteru mają przekrój 65 x 80cm, wyżej od 65 x 80 do 65 x 120cm. Rygle są o wymiarach 65x 140 do 65 x 170cm w środku rozpiętości. W górnej części w słupach występują wsporniki żelbetowe pod zaprojektowaną, lecz niezrealizowaną suwnicę.

Słupy wewnętrzne stalowe dwugałęzienne z ceowników stalowych; na poziomie parteru są to 2 C 220, wyżej 2 C180, połączone przewiązkami z płaskownikami spawanymi do ceowników. Na słupach w kierunku podłużnym opierają się podciąg z dwuteowników I 425, które z jednej strony stanowią oparcie dla belek szeregowych stropów nad parterem i lp., a z drugiej podporami są ściany oraz wymiany przyokienne. W traktach szczytowych (1 trakt od północy oraz 3 od południa) szeregowo belki opierają się w kierunku wzdłuż hali. W osiach c1-c4 słupy na parterze z 2-ch ceowników C 260, wyżej – z podwójnych C200. Wysokość belek dwuteowych jest zróżnicowana w zależności od tego, czy belka stanowi oparcie dla wymianu przyokiennego, czy opiera się na w/w wymianie. Na belkach są oparte płyty ceramiczne Kleina typu ciężkiego, a belki są obetonowane w strefach pomiędzy dolną stopką a spodem płyty Kleina.

Antresole na poziomach + 10,15, + 10.14, +10.21, +10.50, +13.34. Konstrukcja antresol zróżnicowana, większość wykonana ze stali; 2 antresole prawdopodobnie stalowo-żelbetowe. Klatki schodowe oraz schody prowadzące na antresole w konstrukcji stalowej, przeważnie jako blacha stalowa oparta na belkach policzkowych z ceowników stalowych.

Przy osi c10 winda obsługująca wszystkie 3 poziomy, z maszynownią górną. Konstrukcja obudowy windy stalowa niezależna od konstrukcji hali.

Dach hali stanowi żelbetowa płyta monolityczna gr. 8cm z żebrami opartymi na ryglach rozpiętych pomiędzy ramami i na ścianach. Płyta opiera się i jest monolitycznie powiązana z żebrami o przekrojach 20x 50(h) cm. Żebra narożne przy szczytach o wymiarach 34x55(h)cm. W kalenicy dachu ciągły świetlik prostokątny, zakończony przed szczytowymi przęsłami hali. Stropodach świetlika również wykonano jako płytę żelbetową monolityczną gr.10cm opartą na ścianach świetlika oraz na żebrach rozpiętych w osi hali opartych na ryglach ram.

Do wschodniej ściany hali przylega parterowa przybudówka o szer. ok.3m, której konstrukcja stropodachu została wykonana jako płyta żelbetowa gęstożebrowa typu Akermana, która opiera się na ścianie hali oraz na własnej zewnętrznej ścianie.

Fundamenty wykonano jako ławowe pod ścianami oraz stopowe pod żelbetowymi słupami konstrukcyjnymi stanowiącymi część układów ramowych oraz pod słupami w ścianach szczytowych i wewnątrz hali.

2.5. Hala D z przybudówką.

Jest to hala połączona z budynkiem głównym pod kątem prostym, usytuowana od strony zachodniej, o wymiarach $b \times l \times h = 18,06 \times 56,50 \times 17,0\text{m}$ (wraz ze świetlikiem). Od strony zewnętrznej z halą jest powiązana parterowa przybudówka, o tej samej długości co hala.

Konstrukcja hali żelbetowa monolityczna (ramy) oraz tradycyjna, t.j. stropy międzykondygnacyjne Kleina na belkach stalowych opartych na słupach stalowych i ścianach murowanych. Zasadniczą konstrukcję stanowią poprzeczne ramy monolityczne

żelbetowe, bezprzegubowe, usytuowane co 5m, oraz żelbetowe słupy w płaszczyźnie ścian szczytowych. Konstrukcję uzupełniają zewnętrzne ściany murowane oraz 2 wewnętrzne ściany poprzeczne z pilastrami z cegły pełnej ceramicznej, zastępując w 2-ch przekrojach żelbetowe ramy. W zewnętrznych ścianach nadziemnej części hali wykonane są nad i pod wysokimi oknami żelbetowe wieńce-belki, które, w zamierzeniu projektanta miały przenosić całość obciążenia ścian (pionowego i poziomego) na słupy hali.

W osiach d3-d9 na poziomach parteru oraz lp. w hali występuje wiele konstrukcji żelbetowych stanowiących głównie fundamenty pod maszyny i urządzenia. Z uwagi na ich planowane rozbiórki nie przeprowadzano szczegółowej inwentaryzacji konstrukcyjnej powyższych konstrukcji.

Ramy składają się ze słupów i z rygli. Słupy w dolnej części, na poziomie parteru mają przekrój 65 x 80cm, wyżej od 65 x 80 do 65 x 120cm. Rygle są o wymiarach 65x 140 do 65 x 170cm w środku rozpiętości. W górnej części w słupach występują wsporniki żelbetowe pod suwnicę, która obsługuje przestrzeń hali w osiach d6-d9.

W osiach d6-d12 słupy wewnętrzne na poziomie parteru stalowe dwugałęziowe z ceowników stalowych 2C180, połączone przewiązkami z płaskowników spawanych do ceowników. Na słupach w kierunku podłużnym opierają się podciąg z dwuteowników o wysokości 445mm, które z jednej strony stanowią oparcie dla belek szeregowych stropów nad parterem, a z drugiej podporami są ściany. Na belkach I 300 są oparte płyty ceramiczne Kleina typu ciężkiego, a belki są obetonowane w strefach pomiędzy dolną stopką a spodem płyty Kleina.

Dach hali stanowi żelbetowa płyta monolityczna gr. 8cm z żebrami opartymi na ryglach rozpiętych pomiędzy ramami i na ścianach. Płyta opiera się i jest monolitycznie powiązana z żebrami o przekrojach 20x 50(h) cm. Żebra narożne przy szczytach o wymiarach 34x55(h)cm. W kalenicy dachu ciągły świetlik prostokątny, zakończony przed szczytowymi przęsłami hali. Stropodach świetlika również wykonano jako płytę żelbetową monolityczną gr.10cm opartą na ścianach świetlika oraz na żebrach rozpiętych w osi hali opartych na ryglach ram.

Nad kotłownią (osie d3-d6) w bocznych przęsłach stropodach na lekkiej konstrukcji drewnianej. W kalenicy dachu ciągły świetlik prostokątny, zakończony przed szczytowymi przęsłami hali.

Antresole i pomosty technologiczne występują w osiach d3-d12. Konstrukcja antresol wykonana ze stali. Schody prowadzące na antresole również w konstrukcji stalowej, przeważnie jako blacha stalowa oparta na belkach policzkowych z ceowników stalowych.

W szczytowym segmencie hali obejmującym 2 pięciometrowe przęsła, w ostatnim dziesięcioleciu dokonano przebudowy, polegającej na wykonaniu żelbetowych stropów w 2-ch poziomach, i klatki schodowej. Stropy płytowe żelbetowe opierają się ruszcie z 8-miu podciągów. Końce podciągów opierają się na zewnętrznych ścianach murowanych

tuż przy słupach ram i słupach ściany szczytowej, na nośnej murowanej ścianie oraz na 2-ch dodatkowych słupach żelbetowych wewnątrz hali. Na podciągach opierają się schody żelbetowe.

Do zachodniej ściany hali przylega parterowa przybudówka o szer. ok.3m, której konstrukcja stropodachu została wykonana jako płyta żelbetowa gęstożebrowa typu Akermana, która opiera się na ścianie hali oraz na własnej zewnętrznej ścianie.

Fundamenty wykonano jako ławowe pod ścianami oraz stopowe pod żelbetowymi słupami konstrukcyjnymi stanowiącymi część układów ramowych oraz pod słupami w ścianach szczytowych i wewnątrz hali.

2.6. Chłodnia kominowa.

Chłodnia kominowa jest budowlą wolno stojącą o wymiarach gabarytowych $\varnothing 7,45\text{m}$; $h = 10,11\text{m}$ (nad poziomem terenu). Zasadniczą konstrukcję stanowi ścięty stożek pusty w środku. Chłodnia jest zagłębiona na 2,40m poniżej poziomu terenu. W połowie wysokości występuje balkonik, natomiast na szczycie galeryjka zabezpieczona balustradą. Grubość ścian chłodni stanowi 25cm. Całość konstrukcji chłodni została wykonana z żelbetu monolitycznego. Na górze wentylator zamocowany do rusztu z dwuteowych belek stalowych.

2.7. Budynek pracowni radiologicznej.

Pracownia radiologiczna jest budynkiem parterowym, w 80% podpiwniczonym. Konstrukcja pawilonu tradycyjna, t.j. ściany murowane z cegły pełnej ceramicznej, strop nad piwnicami oraz nad parterem żelbetowy gęstożebrowy typu Akermana. Wieżba dachowa tradycyjna, drewniana, płatwiowo-kleszczowa; krokwie opierają się na murłatach oraz na stolcu w osi budynku opartym na 3-ch słupach z 2-ma mieczami. Słupy opierają się na podwalinie ułożonej na stropie nad parterem.

Fundament pawilonu został odkryty z poziomu piwnic, który został rozpoznany jako ława betonowa o niewielkim wysięgu i małym zagłębieniu.

3. Warunki gruntowo-wodne na terenie ITC.

Jak wynika z badań wykonanych w ramach [1.3.11], warunki gruntowe terenu badań są proste. W podłożu gruntowym występują grunty spoiste i nasypowe. Grunty spoiste – gliny piaszczyste występują w stanie plastycznym. Grunty nasypowe to gruz, glina, beton, kostka klinkierowa. Nawiercone gliny są mało wilgotne, wilgotne. W stropie glin piaszczystych występują małe sączenia wody.

4. Założenia projektowe wynikające z opracowywanego programu funkcjonalno-użytkowego w zakresie planowanej przebudowy hal, auli oraz zadaszenia podwórza.

W zakresie konstrukcji opracowywany pfu przewiduje:

- 4.1. Likwidację wszystkich antresol oraz większości konstrukcji pod wyposażenie w halach C i D

- 4.2. Rozbiórkę schodów, pomostów w obu halach oraz galeryjek, wtórnych stropów windy w hali C;
 - 4.3. Rozbiórkę schodów żelbetowych w hali D pomiędzy osiami d2 i d3;
 - 4.4. Rozbiórkę fragmentów ścian murowanych w osi c4 oraz d3 na wszystkich 3-ch poziomach;
 - 4.5. Rozbiórkę łączników w osiach E-F oraz N-O;
 - 4.6. Usunięcie 2-ch słupów stalowych w osi d11 w hali D;
 - 4.7. Likwidację schodów oraz fragmentaryczną rozbiórkę stropów nad piwnicami przy obu wejściach do Auli;
 - 4.8. Rozbiórkę galeryjek na zewnętrznym obwodzie Auli oraz rozbiórkę 1p. części biurowej przy Auli
 - 4.9. Wykonanie 4-ch trójbiegowych żelbetowych klatek schodowych i wind usytuowanych w ich duszach, łączących parter, I i II piętra; po uprzedniej rozbiórce stropów w tych miejscach;
 - 4.10. Wykonanie galeryjek komunikacyjnych na poziomach I i II pięter w osiach c3-c9; C-D w hali C;
 - 4.11. Wylanie stropów żelbetowych na poziomie I i IIp. w miejscu rozbieranych schodów żelbetowych w hali D;
 - 4.12. Wykonanie szeregu nowych słupów wewnątrz hali D w osiach d9, d10 oraz d4, d5 oraz stropów opartych na nich;
 - 4.13. Wykonanie stropodachów w pasmach między halami a Aulą oraz nowej galerii komunikacyjnej na zewnętrznym obwodzie Auli;
 - 4.14. Wykonanie siatki słupów na dziedzińcu, konstrukcji pod salę dydaktyczną, antresol wraz ze schodami prowadzącymi na platformy pracy studenckiej;
 - 4.15. Wykonanie szklanego dachu nad dziedzińcem opartego na lekkiej konstrukcji i wiązarach z drewna klejonego;
 - 4.16. Wykonanie nowych ścian zewnętrznych elewacji wschodniej i zachodniej jako systemowych, szklanych na profilach stalowych, szklone zestawami trzyszybowymi;
 - 4.17. Nową ścianę elewacji południowej zaprojektowano jako częściowo przeszkloną;
 - 4.18. Na dachach świetlików w halach C i D zaplanowano lokalizację modułów fotowoltanicznych, a na szczytowych fragmentach dachów w obu halach kolektorów słonecznych;
 - 4.19. Na dachu Auli będą ustawione urządzenia wentylacji i klimatyzacji, jak również moduły fotowoltaniczne
5. Dane wyjściowe dla oceny stanu technicznego elementów konstrukcji.

Głównym źródłem informacji n/t zbrojenia i wymiarów przekroji konstrukcji żelbetowych, stalowych i murowych były odkrywki przedstawione na załączonych

rysunkach. Z powodu braku zachowanej rysunkowej dokumentacji projektowej posłużono się danymi zawartymi w archiwalnych obliczeniach statycznych hal C i D.

. Przeprowadzono również badanie wytrzymałości betonu sklerometrem jednego ze słupów w hali D, które potwierdziło klasę betonu założoną w projekcie – B15 (dawne oznaczenie R_w 170), - wyniki badań sklerometrycznych w załączeniu. Badania wytrzymałości betonu wykonano metodą nieniszczącą za pomocą pomiarów sklerometrycznych. W badaniach wykorzystano młotek Schmidta typu N firmy „PROCEQ”. Badanie sklerometrem Schmidta polega na pomiarze odskoku określonej masy uderzającej o powierzchnię betonu ze stałą siłą. Wielkość tego odskoku zależy od twardości powierzchniowej warstwy betonu i nazywana jest liczbą odbicia i oznaczana L . Pomiar liczby odbicia wybranego elementu wykonywano przy pionowym położeniu młotka prostopadłym do badanej powierzchni. W celu zapewnienia miarodajności wyników wybrane elementy zgodnie z PN-74/B-06262 oraz „Instrukcją stosowania młotków Schmidta do nieniszczącej kontroli jakości betonu w konstrukcjach” zbadano w 12 miejscach. W każdym miejscu wykonano po 5 odczytów na odpowiednio wygładzonej powierzchni. Wyniki pomiarów zestawiono w formularzach dziennika badań (patrz załącznik), po czym przeprowadzono statystyczną analizę rozkładu, t.j. określono:

- średnią wartość liczby odbicia :(L)
- średnie odchylenie standardowe:(S_L)
- wskaźnik zmienności liczb odbicia:(V_L)

Z powodu braku możliwości skalowania (metody statystycznej korelacji wyników badania próbek betonowych) przyjęto dobór hipotetycznej krzywej regresji dla danego betonu, uwzględniając współczynniki poprawkowe wg „Instrukcji...” w zależności od wilgotności betonu (1,00) i jego wieku (0,60).

Na podstawie przeprowadzonych badań sklerometrycznych, odkrywek oraz archiwalnych obliczeń statycznych przyjęto następujące założenia do obliczeń sprawdzających:

- Beton klasy B15 (C12/15)
- Stal zbrojeniowa A-0 (okrągła gładka) oraz A-III (o przekroju kwadratowym żebrowana) – przyjęto z obliczeń archiwalnych
- Ze względu na brak danych przyjęto stal profilową o najniższej wytrzymałości, odpowiadającą znakowi St0S
- Cegła pełna ceramiczna kl. 100

6. Ocena istniejących rozwiązań konstrukcyjnych pod względem zgodności z aktualnie obowiązującymi przepisami p.poż.

Generalnie stwierdza się, że elementy żelbetowe spełniają aktualnie obowiązujące wymagania dotyczące ich odporności ogniowej, t.j. wymiary przekrojów, grubość otuliny

zbrojenia wraz z tynkiem cementowym są wystarczające. Nośne mury wewnętrzne oraz zewnętrzne również posiadają normową odporność ogniową.

Natomiast konstrukcje stalowe z których wykonane zostały słupy wewnątrz hal, belki stropowe odsłonięte od spodu i w całości, jak również wszystkie schody, nie spełniają wymagań w zakresie p.poż.

Obiekt powinien posiadać klasę odporności ogniowej „C”, t.j. wobec poszczególnych elementów mają być co najmniej spełnione poniższe wymagania co do nośności, szczelności i izolacyjności ogniowej:

- Słupy stalowe i główna stalowa konstrukcja – R60
- Stropy – REI60
- Konstrukcja dachu R30
- Przekrycie dachu RE15
- Ściany zewnętrzne EI30
- Ściany wewnętrzne EI15

7. Ocena stanu technicznego elementów konstrukcji kubatur stanowiących przedmiot opracowania oraz uwarunkowania konstrukcyjne w zakresie realizacji PFU.

Ogólnie stan techniczny konstrukcji wszystkich obiektów stanowiących przedmiot opracowania ocenia się jako dobry.

Jak wykazały obliczenia statyczne sprawdzające oraz analiza konstrukcji obiektu, prace rozbiórkowe wyszczególnione w p. 3.1- 3.9 są możliwe do wykonania z konstrukcyjnego punktu widzenia, t.j. powyższe rozbiórki nie przyczynią się do naruszenia stabilności całego obiektu oraz jego poszczególnych części, a stany graniczne nośności oraz użytkowania nie zostaną przekroczone. W przypadku p. 4.6. należy wykonać wzmocnienie aktualnie 2-przęsłowych, a po rozebraniu słupów 1-przęsłowych stalowych 2-krotnie dłuższych podciągów, jak również ewentualnie wzmocnienie dociążanych słupów i stóp fundamentowych pod nimi.

Słupy ram żelbetowych hal C i D posiadają znaczny zapas nośności, dlatego istnieje alternatywna możliwość oparcia zewnętrznych przęseł projektowanych wiązarów drewnianych na w/w słupach. W przypadku zaprojektowania nowych słupów wewnątrz dziedzińca usytuowanych bezpośrednio przy słupach ram żelbetowych niezbędne będzie wykonanie fundamentowania nie przekazującego nacisków na stopowe fundamenty słupów ram istniejących.

Wszystkie słupy stalowe ze względów pożarowych należy obetonować lub zabezpieczyć za pomocą malowania pęczniającymi farbami przeciwpożarowymi. Odkryte belki stalowe również należy zabezpieczyć pod względem p.poż. np. metodą natrysku lub poprzez malowanie farbami p.poż.

Liczne spękania na podniebieniach stropodachów w obu halach należy naprawić poprzez skucie najbardziej spękanych tynków, reprofilacji i systemowych naprawach, po czym wykonać nowe tynki na siatce przymocowanej do konstrukcji żelbetowej.

Drewniane wypełnienie stropodachu w hali D w osiach d3-d6 oraz O-P, R-S wymienić na płyty żelbetowe

W związku z planowanym dociążeniem konstrukcji dachów nad halami poprzez lokalizację na dachach modułów fotowoltanicznych i kolektorów słonecznych niezbędne będzie wzmocnienie rygli ram poprzez np. zastosowanie taśm z włókien węglowych, bowiem obliczenia statyczne sprawdzające wykazały znaczne przekroczenie nośności w ryglach.

Pod urządzenia wentylacji i klimatyzacji, jak również moduły fotowoltaniczne projektowane na dachu Auli wykonać niezależną lekką konstrukcję stalową przekazującą reakcje bezpośrednio na ściany auli.

8. Uwagi końcowe.

- 8.1. Pomiary i badania wykonane w ramach niniejszego opracowania były prowadzone w miesiącach 10 - 11.2014r. (podczas roku szkolnego i zajęć ze studentami). W tym okresie nie wszystkie elementy konstrukcji mogły zostać odkryte i rozpoznane. Dlatego po ostatecznym doprecyzowaniu zamierzeń projektowych wynikających z PFU zastrzega się konieczność przeprowadzenia dodatkowych odkrywek i badań, które mogą stanowić część ekspertyzy stanu technicznego obiektu niezbędnej do złożenia PB do urzędu zgodnie z §206, pkt 2 Rozporządzenia Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie z dnia 12 kwietnia 2002 r. (Dz.U. Nr 75, poz. 690).
- 8.2. Niniejsza opinia nie stanowi dokumentacji projektowej. Załączone obliczenia statyczne kilku wybranych elementów konstrukcyjnych mają charakter orientacyjny. Dla zrealizowania założeń przeanalizowanych w opinii oraz zawartych w niej wytycznych projektant konstrukcji w ramach opracowywanej dokumentacji projektowej każdorazowo sprawdza bezpieczeństwo stanów granicznych nośności i użytkowania wszystkich projektowanych, jak również wykorzystywanych lub modyfikowanych elementów ulegających zmianom przekrojów, schematów statycznych, obciążeń i t.p.
- 8.3. Ważność opinii ustala się na 2 lata, t.j. do końca grudnia 2016r.
- 8.4. Opinię opracowano w 7-miu jednobrzmiących egzemplarzach, z czego 6 egz. otrzymuje Zamawiający.

Opracował:

II OBLICZENIA STATYCZNE SPRAWDZAJĄCE

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

Dach nad świetlikiem

L.p.	Warstwa	Obc. char. [kN/m ²]	Wspł.	Obc. obl. [kN/m ²]
1	Papa (0,01 kN/m ²)	0,01	1,30	0,01
2	Szkło piankowe czarne gr. 50cm (0,50 m x 3,0 kN/m ³)	1,50	1,30	1,95
3	Płyta żelbetowa gr. 10cm (0,10 m x 25 kN/m ³)	2,50	1,00	2,50
4	Tynk cementowo-wapienny gr. 1cm (0,01 x 19 kN/m ³)	0,19	1,00	0,19
	Suma Σ	4,20	1,11	4,65
5	Obciążenie wiatrem I (teren C, strefa I, C=-0,8) (-0,8 x 0,7 x 0,25 kPa x 1,8)	-0,25	1,4	-0,35
6	Obciążenie wiatrem II (teren C, strefa I, C=-0,5) (-0,5 x 0,7 x 0,25 kPa x 1,8)	-0,16	1,4	-0,22
7	Obciążenie śniegiem (0,9 kN/m ² x 0,8)	0,72	1,5	1,08

Dach główna połąć

L.p.	Warstwa	Obc. char. [kN/m ²]	Wspł.	Obc. obl. [kN/m ²]
1	Papa (0,01 kN/m ²)	0,01	1,30	0,01
2	Wełna mineralna gr. 20cm (0,20 m x 1,0 kN/m ³)	0,20	1,30	0,26
3	Suprema gr. 16cm (0,16 m x 4,5 kN/m ³)	0,72	1,30	0,94
4	Płyta żelbetowa gr. 10cm (0,10 m x 25 kN/m ³)	2,50	1,00	2,50
5	Tynk cementowo-wapienny gr. 2cm (0,02 x 19 kN/m ³)	0,38	1,00	0,38
	Suma Σ	3,81	1,11	4,09
6	Obciążenie wiatrem I (teren C, strefa I, C ₁ =-0,6, C ₂ =-0,5) (-0,6 x 0,7 x 0,25 kPa x 1,8) (-0,5 x 0,7 x 0,25 kPa x 1,8)	-0,19 -0,16	1,4	-0,27 -0,22
7	Obciążenie wiatrem II (teren C, strefa I, C=-0,5) (-0,5 x 0,7 x 0,25 kPa x 1,8)	-0,16	1,4	-0,22
8	Obciążenie śniegiem (0,9 kN/m ² x 0,8) Obciążenie workiem śnieżnym (0,9 kN/m ² x 2,5)	0,72 2,25	1,5	1,08 3,38

Strop nad Ip

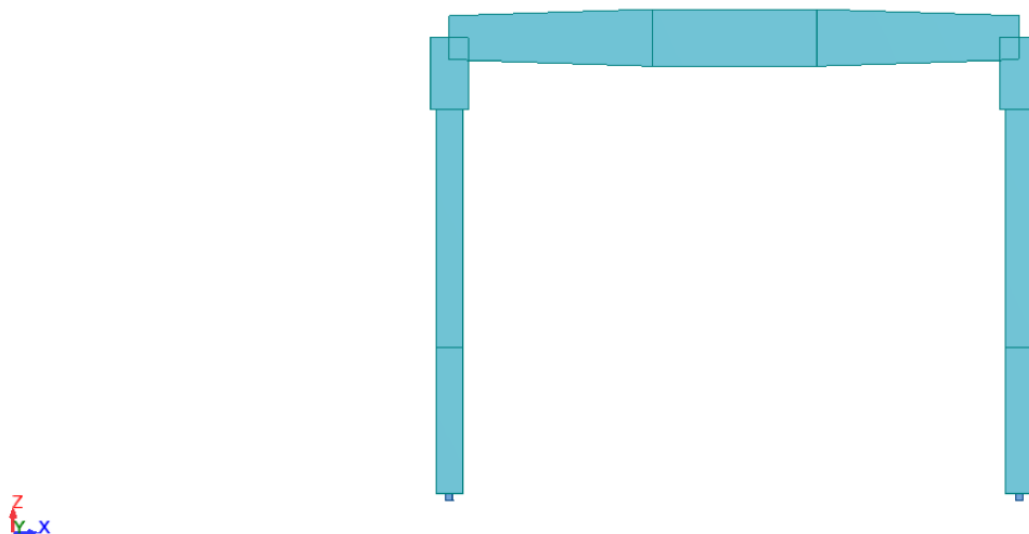
L.p.	Warstwa	Obc. char. [kN/m ²]	Wspł.	Obc. obl. [kN/m ²]
1	Płytki gresowe 2cm (0,02 x 25 kN/m ³)	0,50	1,00	0,50
2	Gruzobeton gr. 9,5cm (0,095 m x 20,0 kN/m ³)	1,90	1,00	1,90
3	Strop Kleina gr. 14cm (0,14 m x 18 kN/m ³)	2,52	1,00	2,52
4	Belka stalowa I 280 (0,48 kN/m)	0,48	1,00	0,48
5	Obetonowanie belki stalowej (0,02 m ² x 25 kN/m ³)	0,50	1,00	0,20
6	Tynk cementowo-wapienny gr. 2cm (0,02 m x 19 kN/m ³)	0,38	1,00	0,38
	Suma Σ	6,28	1,00	6,28
7	Obciążenie użytkowe 5,0 kN/m ²	5,00	1,2	6,00

Strop nad parterem

L.p.	Warstwa	Obc. char. [kN/m ²]	Wspł.	Obc. obl. [kN/m ²]
1	Płytki gresowe 2cm (0,02 x 25 kN/m ³)	0,50	1,00	0,50
2	Gruzobeton gr. 11cm (0,11 m x 20,0 kN/m ³)	2,20	1,00	2,20
3	Strop Kleina gr. 14cm (0,14 m x 18 kN/m ³)	2,52	1,00	2,52
4	Belka stalowa I 280 (0,48 kN/m)	0,48	1,00	0,48
5	Obetonowanie belki stalowej (0,02 m ² x 25 kN/m ³)	0,50	1,00	0,20
6	Tynk cementowo-wapienny gr. 2cm (0,02 m x 19 kN/m ³)	0,38	1,00	0,38
	Suma Σ	6,58	1,00	6,58
7	Obciążenie użytkowe 5,0 kN/m ²	5,00	1,2	6,00

Poz. 1 Rama żelbetowa.

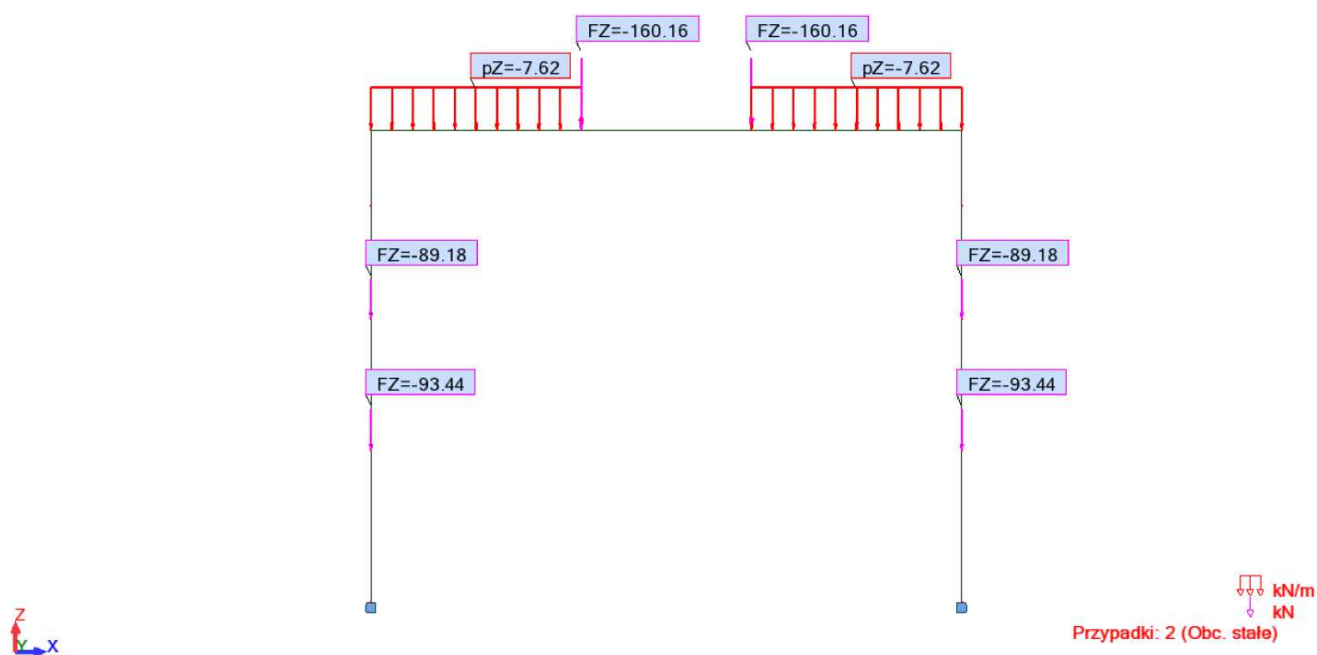
Widok



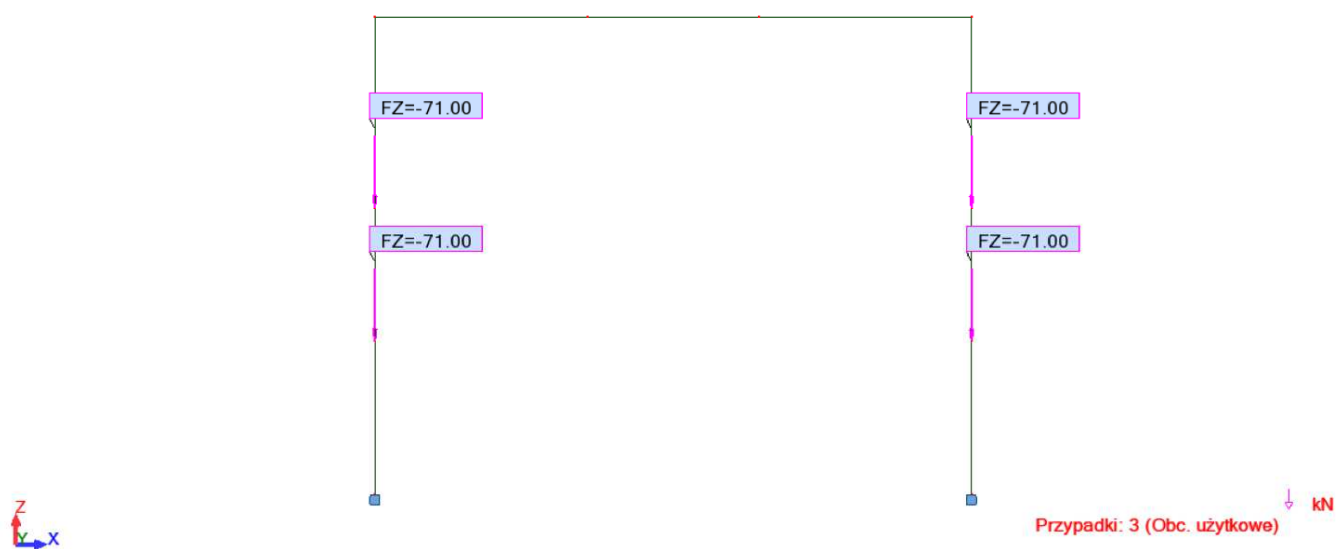
Obciążenia - Przypadki: 1do6 : Wartości: 1

Przypadek	Typ bciążenia	Lista	Wartość obciążenia
1	ciężar własny	1do9	PZ Minus Wsp=1,00
2	obciąż. jednorodne	4 9	PZ=-7,62(kN/m)
2	siła węzłowa	5 6	FZ=-160,16(kN)
2	siła węzłowa	2 8	FZ=-93,44(kN)
2	siła węzłowa	11 12	FZ=-89,18(kN)
3	siła węzłowa	2 8 11 12	FZ=-71,00(kN)
4	siła węzłowa	5 6	FZ=2,15(kN)
4	obciąż. jednorodne	4 9	PZ=0,32(kN/m)
4	obciąż. jednorodne	6do8	PX=0,32(kN/m)
4	obciąż. jednorodne	1do3	PX=-0,32(kN/m)
4	siła węzłowa	6	FX=1,60(kN)
4	siła węzłowa	5	FX=-1,60(kN)
5	siła węzłowa	5 6	FZ=3,36(kN)
5	siła węzłowa	5	FX=2,21(kN)
5	siła węzłowa	6	FX=1,89(kN)
5	obciąż. jednorodne	4	PZ=0,38(kN/m)
5	obciąż. jednorodne	9	PZ=0,32(kN/m)
5	obciąż. jednorodne	1do3	PX=0,44(kN/m)
5	obciąż. jednorodne	6do8	PX=0,19(kN/m)
6	siła węzłowa	5 6	FZ=-15,59(kN)
6	obciąż. jednorodne	4 9	PZ=-1,44(kN/m)

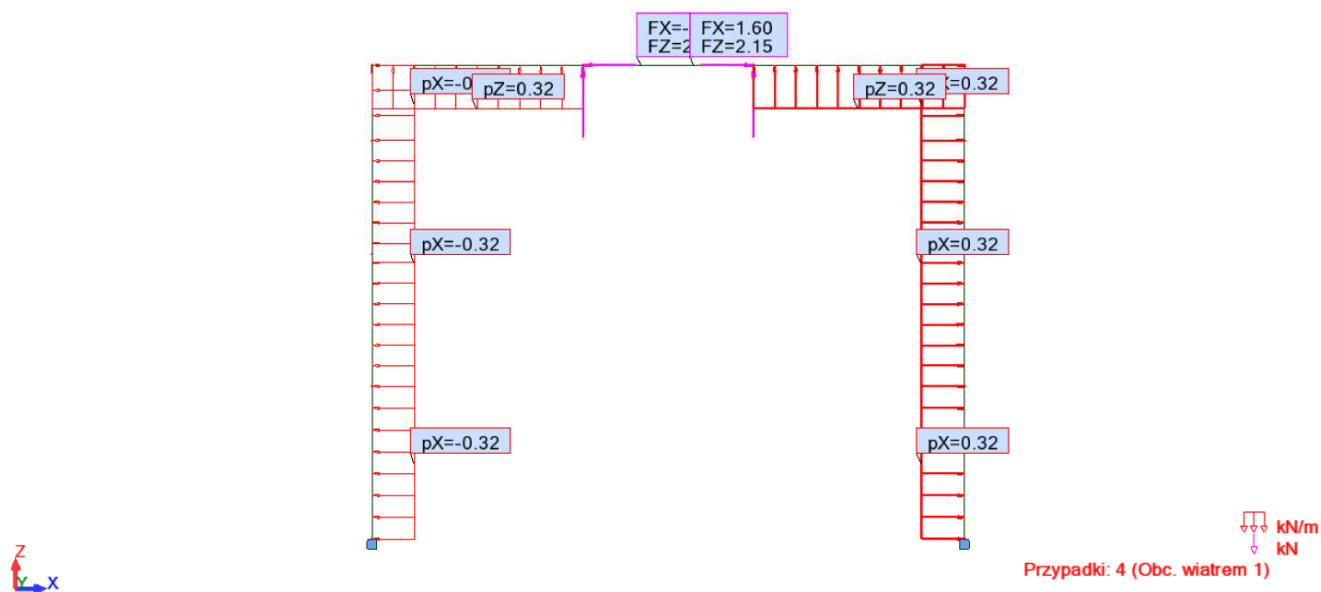
Widok - Przypadki: 2 (Obc. stałe)



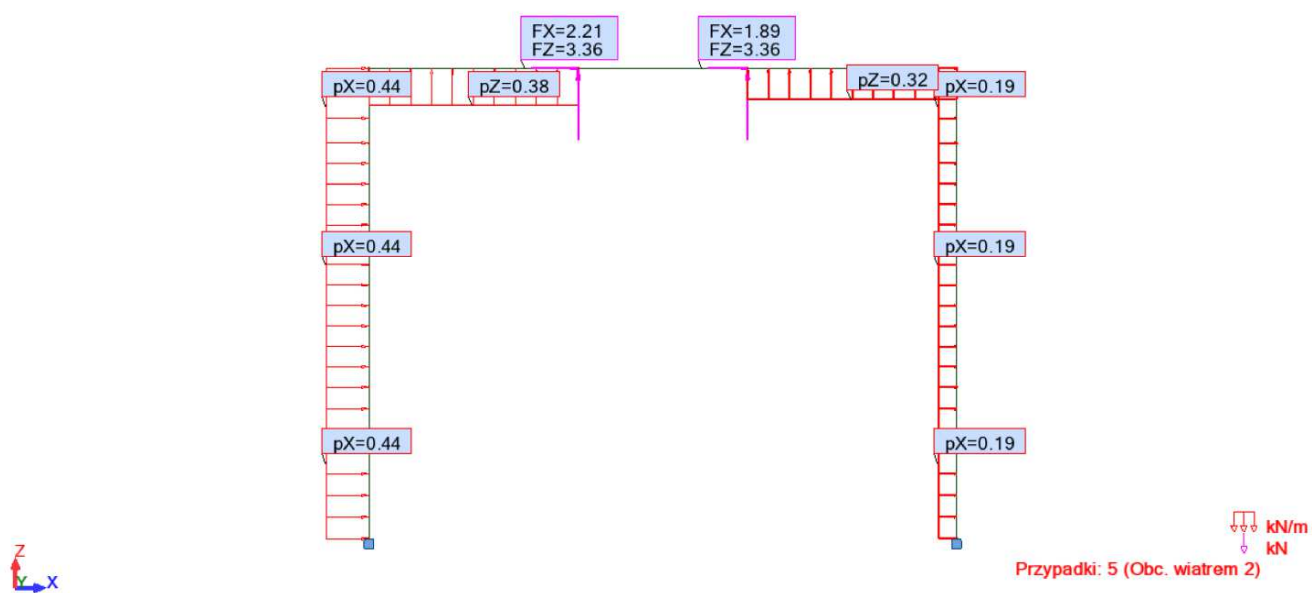
Widok - Przypadki: 3 (Obc. użytkowe)



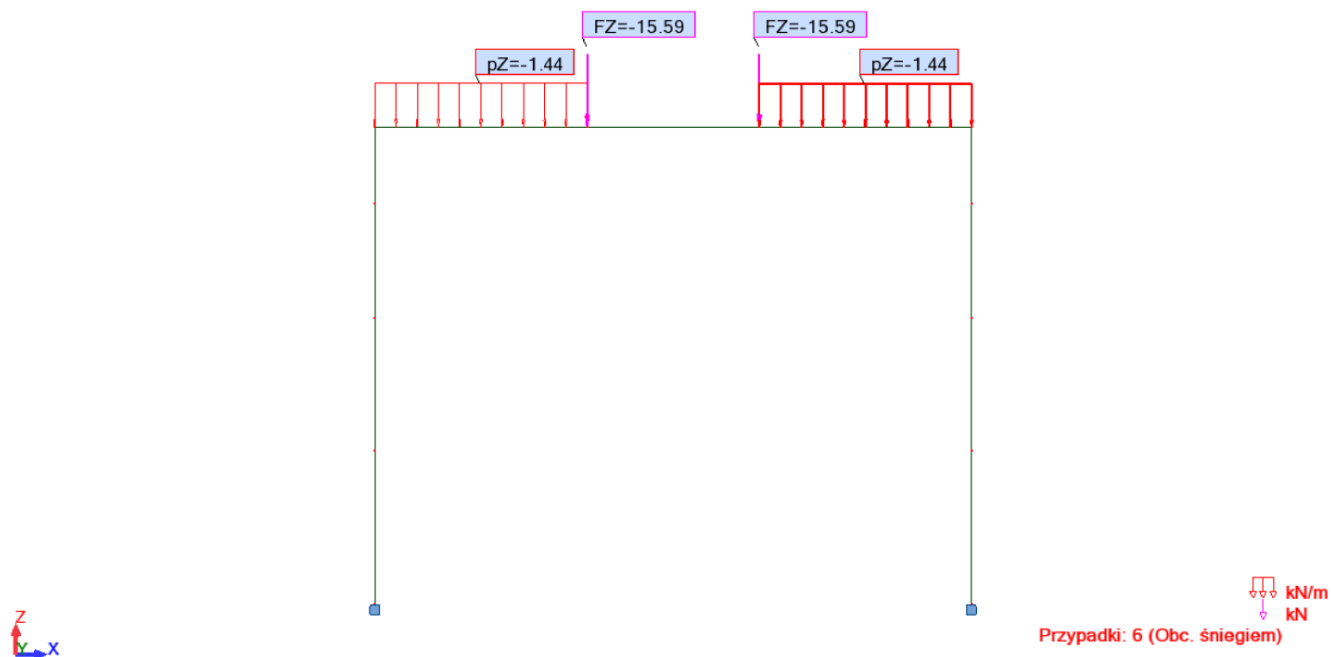
Widok - Przypadki: 4 (Obc. wiatrem 1)



Widok - Przypadki: 5 (Obc. wiatrem 2)



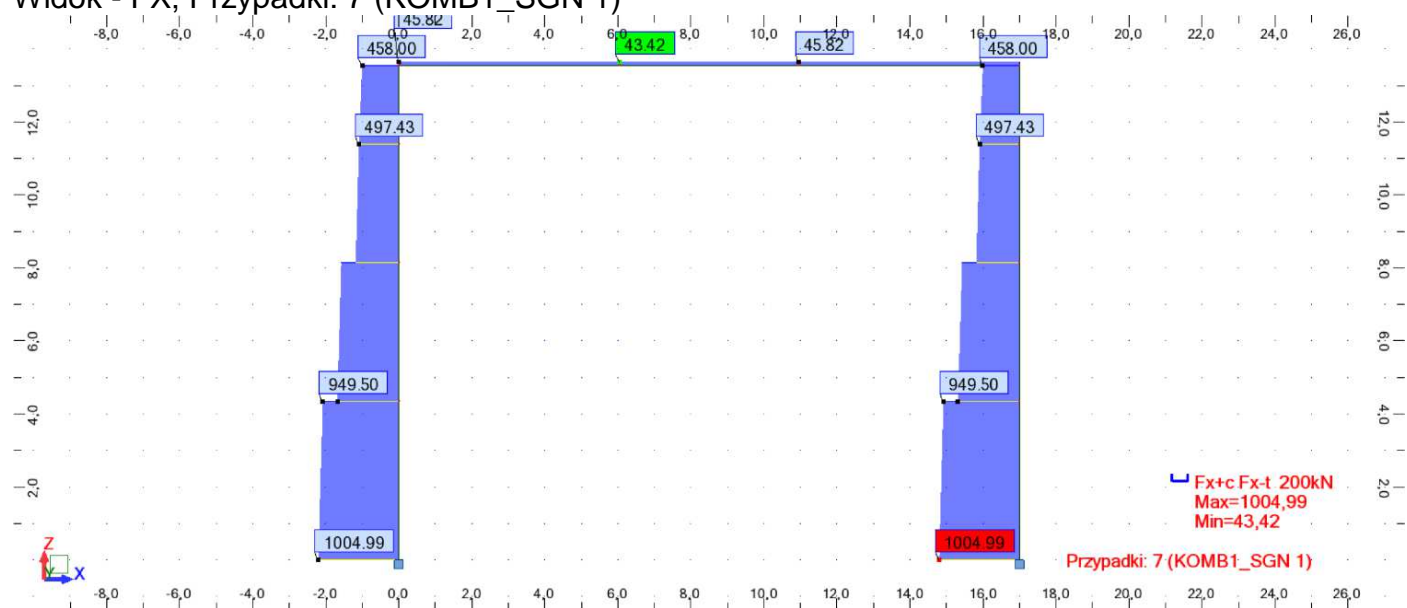
Widok - Przypadki: 6 (Obc. śniegiem)



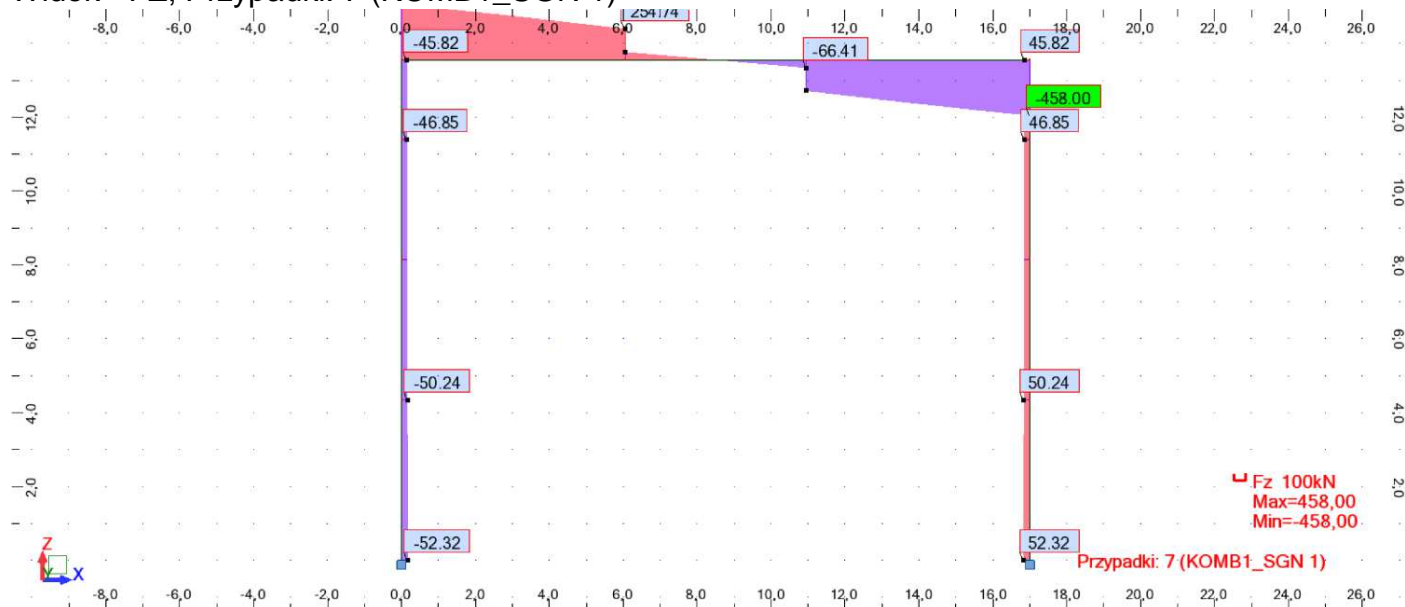
Kombinacje przypadków - Przypadki: 7do9 : Wartości: 1

Kombinacja	Nazwa	Typ analizy	Typ kombinacji	Definicja
7 (K)	KOMB1_SGN 1	Kombinacja liniowa	SGN	$1 \cdot 1.00 + 2 \cdot 1.05 + 3 \cdot 1.20 + (4+6) \cdot 1.50$
8 (K)	KOMB2_SGN	Kombinacja liniowa	SGN	$1 \cdot 1.00 + 2 \cdot 1.05 + 3 \cdot 1.20 + (5+6) \cdot 1.50$
9 (K)	KOMB3_SGU	Kombinacja liniowa	SGU	$(1+2+3+6) \cdot 1.00$

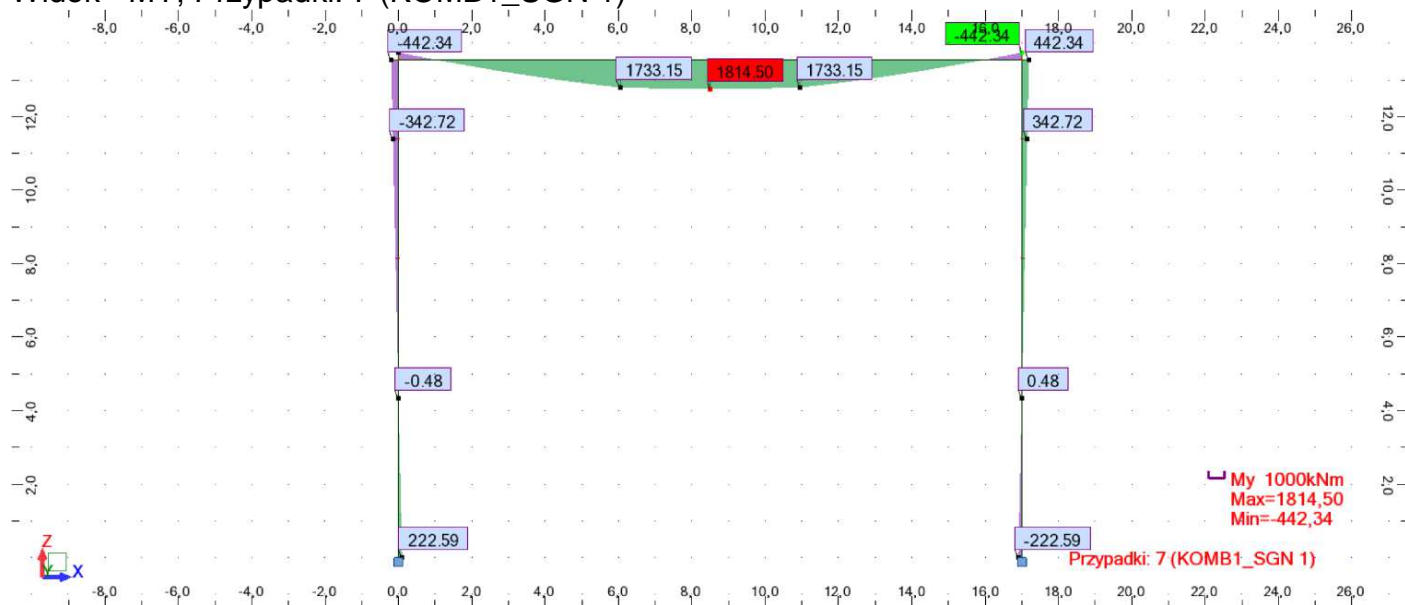
Widok - FX; Przypadki: 7 (KOMB1_SGN 1)



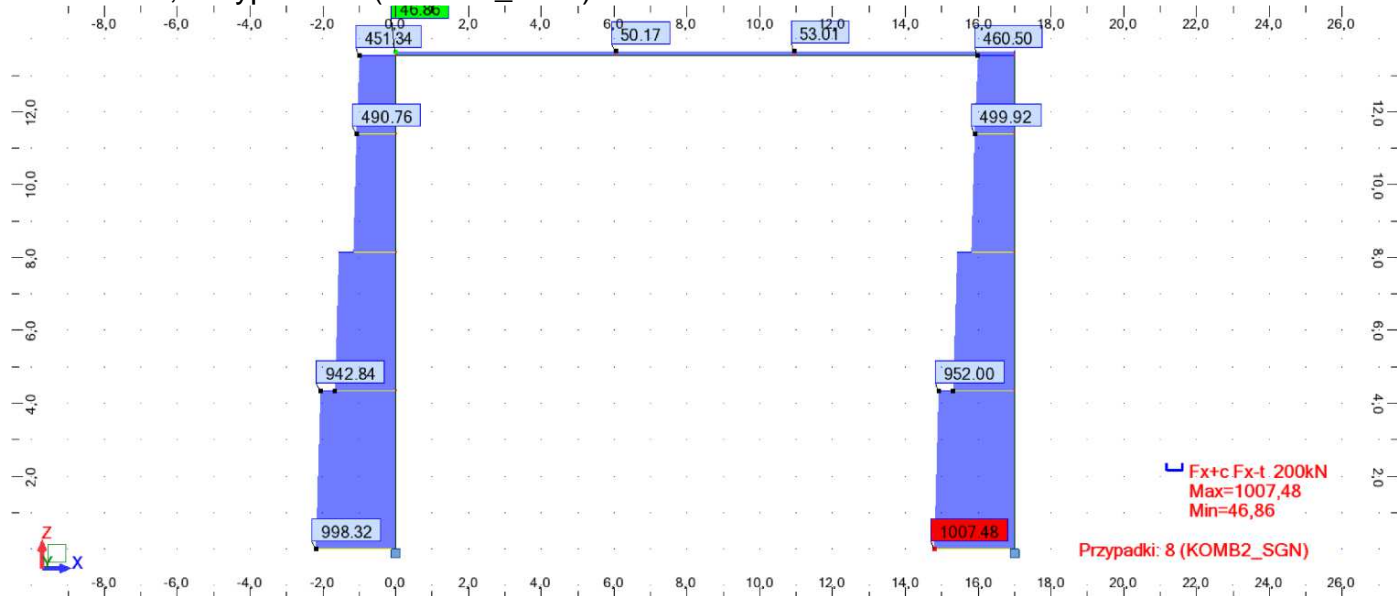
Widok - FZ; Przypadki: 7 (KOMB1_SGN 1)



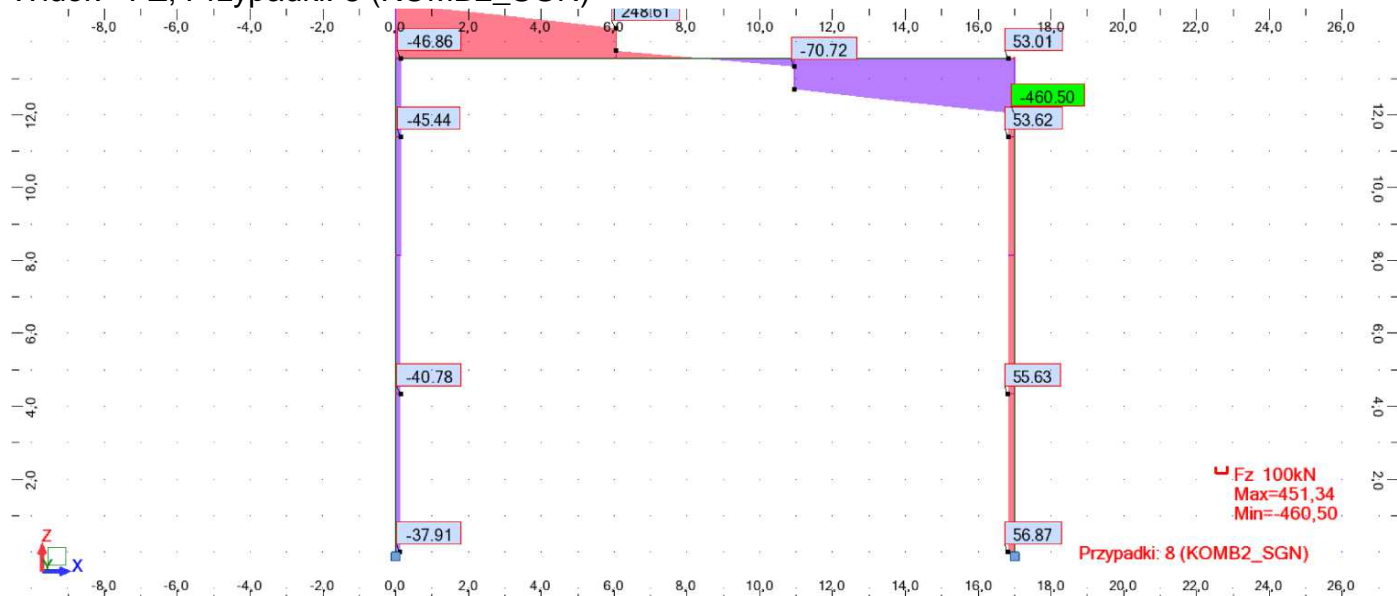
Widok - MY; Przypadki: 7 (KOMB1_SGN 1)



Widok - FX; Przypadki: 8 (KOMB2_SGN)



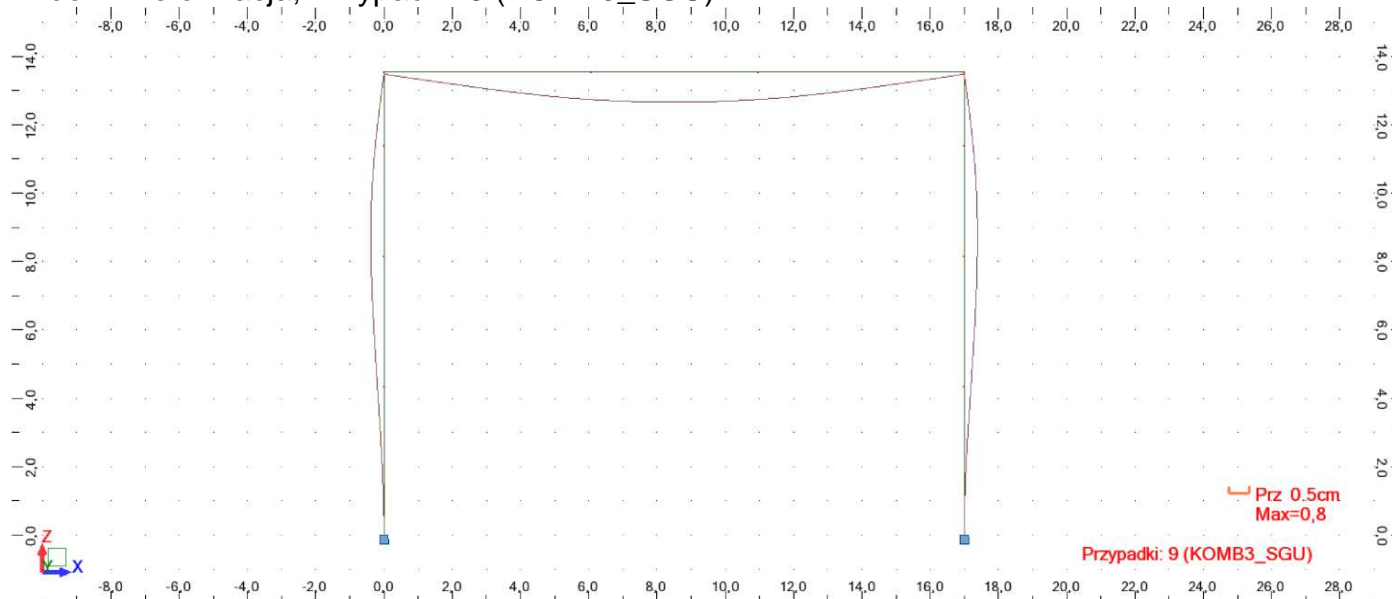
Widok - FZ; Przypadki: 8 (KOMB2_SGN)



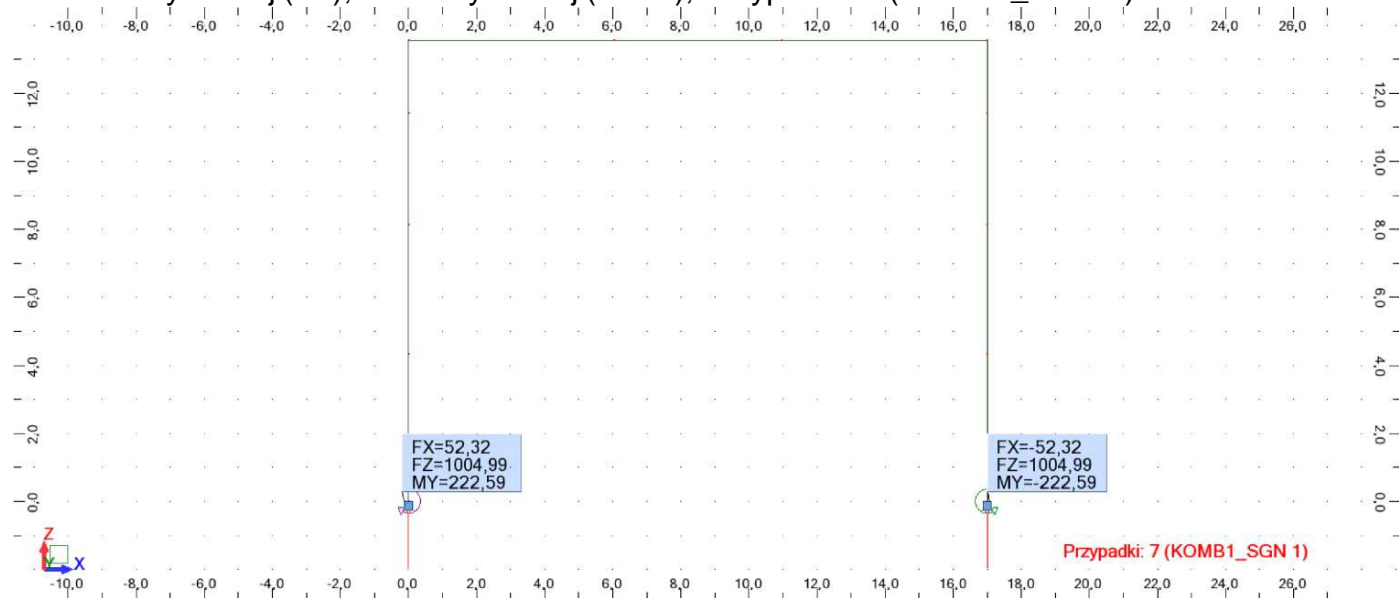
Widok - MY; Przypadki: 8 (KOMB2_SGN)



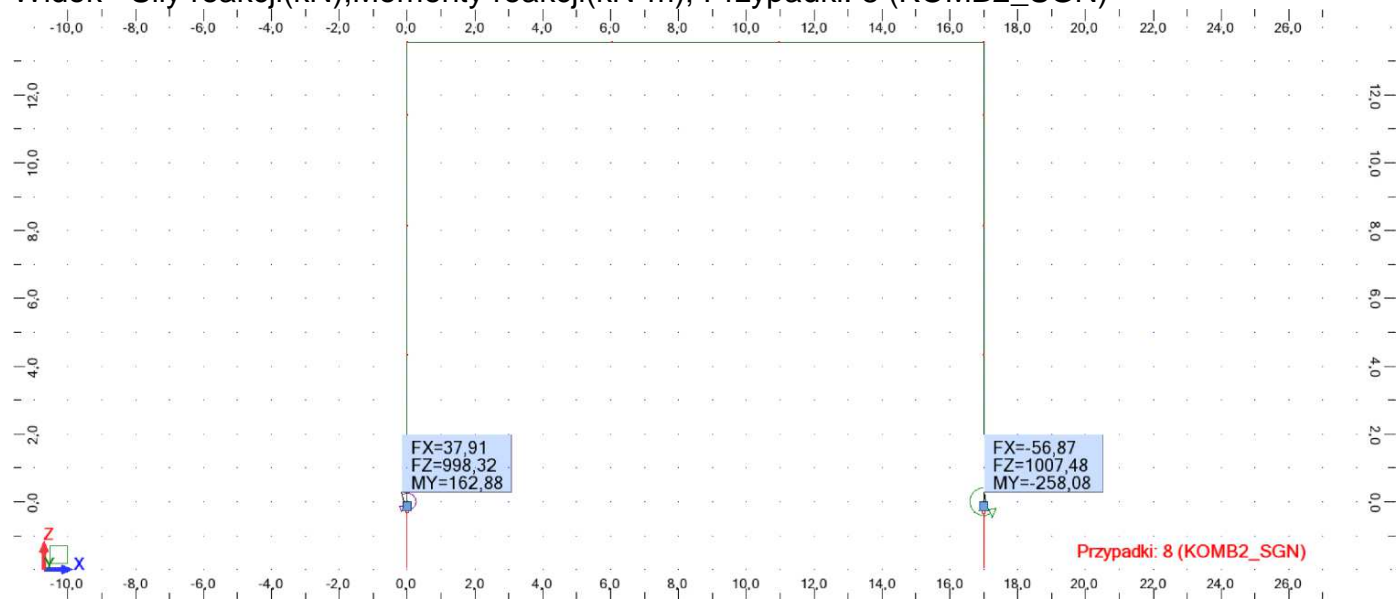
Widok - Deformacja; Przypadki: 9 (KOMB3_SGU)



Widok - Siły reakcji(kN);Momenty reakcji(kN*m); Przypadki: 7 (KOMB1_SGN 1)



Widok - Siły reakcji(kN);Momenty reakcji(kN*m); Przypadki: 8 (KOMB2_SGN)

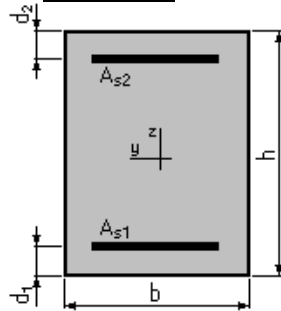


Poz.1.1. Rygiel ramy żelbetowej 65x170(h)cm

1. Założenia:

- Beton klasy B15, $\alpha_{cc} = 1,00$
- Stal klasy A-III $f_{yk} = 410,0$ (MPa)
- Brak sprawdzenia stanu granicznego rozwarcia rys
- Obliczenia zgodne z PN-B-03264:2002

2. Przekrój:



$b = 65,0$ (cm)

$h = 170,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Obciążenia:

Moment obliczeniowy

$M = 1814,50$ (kN*m)

4. Wyniki:

Teoretyczna powierzchnia zbrojenia:

$A_{s1} = 33,7$ (cm²)

$A_{s2} = 0,0$ (cm²)

17 $\phi 16 = 34,2$ (cm²)

0 $\phi 16 = 0,0$ (cm²)

Stopień zbrojenia: $\mu = 0,31$ (%)

Minimalny stopień zbrojenia: $\mu_{a, min} = 0,13$ (%)

Wyniki szczegółowe dla SGN:

$M_y = 1814,50$ (kN*m)

Położenie osi obojętnej: $y = 28,4$ (cm)

Ramię sił wewnętrznych: $z = 153,6$ (cm)

Względna wysokość strefy ściskanej: $\xi = 0,17$

Graniczna wysokość strefy ściskanej: $\xi_{gr} = 0,67$

Naprężenia w betonie ściskanym: $\sigma_c = 8,0$ (MPa)

Naprężenia w stali zbrojeniowej:
rozciągające: $\sigma_s = 350,0$ (MPa)

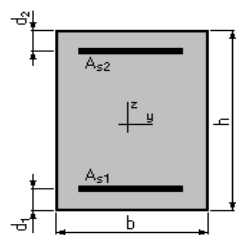
Odkryto zbrojenie 10 $\square 18 A = 32,4 \text{ cm}^2 < 33,7 \text{ cm}^2$

Poz. 1.2. Słup ramy żelbetowej 65x80cm

1. Założenia:

- Beton klasy B15, $\alpha_{cc} = 1,00$
- Stal klasy A-III $f_{yk} = 410,0$ (MPa)
- Struktura o węzłach nieprzesuwnych
- Wysokość słupa $l = 13,0$ (m)
- Długość obliczeniowa $l_0 = 13,0$ (m)
- Względny udział obciążeń długotrwałych $N_d/N = 1,00$
- Współczynnik pełzania betonu $\phi_p = 3,13$
- Brak sprawdzenia stanu granicznego rozwarcia rys
- Obliczenia zgodne z PN-B-03264:2002

2. Przekrój:



$$b = 65,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 80,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Przypadki obciążeniowe:

N^0	Typ	N (kN)	M (kN*m)
1.	SGN	1005,00	222,60
2.	SGN	1007,50	258,10
3.	SGN	998,30	162,90

Numer przypadku wymiarującego: 2

4. Wyniki:

Teoretyczna powierzchnia zbrojenia:

$$A_{s1} = 7,8 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 7,8 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$4 \phi 16 = 8,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$4 \phi 16 = 8,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Stopień zbrojenia} \mu = 0,30 \text{ (\%)} = 0,30 \text{ (\%)}$$

$$\mu_{\min} = 0,30 \text{ (\%)} \quad \mu_{\max} = 4,00 \text{ (\%)}$$

$$\mu_{\max} = 4,00 \text{ (\%)}$$

Analiza przypadków obciążeniowych:

Przypadek 1.	SGN	N = 1005,00 (kN)	M = 222,60 (kN*m)
Moment obliczeniowy			M = 313,76 (kN*m)

Stopień wykorzystania nośności:	63,2 (%)
Smukłość słupa:	$\lambda = 56,3$
Mimośród statyczny siły podłużnej:	$e_s = 22,1 \text{ (cm)}$
Mimośród niezamierzony:	$e_n = 2,7 \text{ (cm)}$
Mimośród początkowy:	$e_0 = 24,8 \text{ (cm)}$
Siła krytyczna:	$N_{kr} = 4899,44 \text{ (kN)}$
Mimośród obliczeniowy $e = h \cdot e_0$	$e = 31,2 \text{ (cm)}$
Położenie osi obojętnej:	$y = 46,6 \text{ (cm)}$
Ramię sił wewnętrznych:	$z = 56,4 \text{ (cm)}$
Względna wysokość strefy ściskanej:	$\xi = 0,62$
Naprężenia w betonie ściskanym:	$\sigma_c = 8,0 \text{ (MPa)}$
Naprężenia w stali zbrojeniowej:	
- rozciągające	$\sigma_s = 350,0 \text{ (MPa)}$
- ściskające	$\sigma'_s = 350,0 \text{ (MPa)}$

Przypadek 2.	SGN	N = 1007,50 (kN)	M = 258,10 (kN*m)
Moment obliczeniowy			M = 362,72 (kN*m)

Stopień wykorzystania nośności:	72,1 (%)
Smukłość słupa:	$\lambda = 56,3$

Mimośród statyczny siły podłużnej:	$e_s = 25,6 \text{ (cm)}$
Mimośród niezamierzony:	$e_n = 2,7 \text{ (cm)}$
Mimośród początkowy:	$e_0 = 28,3 \text{ (cm)}$
Siła krytyczna:	$N_{kr} = 4700,02 \text{ (kN)}$
Mimośród obliczeniowy $e = h \cdot e_0$	$e = 36,0 \text{ (cm)}$
Położenie osi obojętnej:	$y = 39,3 \text{ (cm)}$
Ramię sił wewnętrznych:	$z = 59,3 \text{ (cm)}$
Względna wysokość strefy ściskanej:	$\xi = 0,52$
Naprężenia w betonie ściskanym:	$\sigma_c = 8,0 \text{ (MPa)}$
Naprężenia w stali zbrojeniowej:	
- rozciągające	$\sigma_s = 350,0 \text{ (MPa)}$
- ściskające	$\sigma_s' = 350,0 \text{ (MPa)}$

Przypadek 3. SGN $N = 998,30 \text{ (kN)}$ $M = 162,90 \text{ (kN*m)}$
Moment obliczeniowy $M = 234,48 \text{ (kN*m)}$

Stopień wykorzystania nośności:	50,4 (%)
Smukłość słupa:	$\lambda = 56,3$
Mimośród statyczny siły podłużnej:	$e_s = 16,3 \text{ (cm)}$
Mimośród niezamierzony:	$e_n = 2,7 \text{ (cm)}$
Mimośród początkowy:	$e_0 = 19,0 \text{ (cm)}$
Siła krytyczna:	$N_{kr} = 5206,96 \text{ (kN)}$
Mimośród obliczeniowy $e = h \cdot e_0$	$e = 23,5 \text{ (cm)}$
Położenie osi obojętnej:	$y = 56,1 \text{ (cm)}$
Ramię sił wewnętrznych:	$z = 52,5 \text{ (cm)}$
Względna wysokość strefy ściskanej:	$\xi = 0,75$
Naprężenia w betonie ściskanym:	$\sigma_c = 8,0 \text{ (MPa)}$
Naprężenia w stali zbrojeniowej:	
- rozciągające	$\sigma_s = 235,2 \text{ (MPa)}$
- ściskające	$\sigma_s' = 350,0 \text{ (MPa)}$

Odkryte zbrojenie 9 # 18 $A = 22,90 \text{ cm}^2 > 7,80 \text{ cm}^2$

Poz. 1.3. – belka stropodachu w traktach bocznych hal

$$l_0 = 5,50 \times 1,05 = 5,775 \text{ m}$$

$$q = (4,09 + 3,38)1,5 = 11,21 \text{ N/m}$$

$$M = 0,125 \times 11,21 \text{ N/m} \times 5,775^2 = 46,71 \text{ kNm}$$

Analiza nośności przekroju dla zginania prostego

1. Założenia:

- **Beton klasy B15, $\alpha_{cc} = 1,00$**
- **Stal klasy A-0 $f_{yk} = 220,0 \text{ (MPa)}$**
- Brak sprawdzenia stanu granicznego rozwarcia rys
- Obliczenia zgodne z **PN-B-03264:2002**

2. Przekrój:

$$b_f = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 20,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 10,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,0 \text{ (cm)}$$

3. Powierzchnia zbrojenia:

$$A_{s1} = 7,7 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$7 \phi 12 = 7,9 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 1,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$2 \phi 12 = 2,3 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Stopień zbrojenia: } \mu = 0,91 \text{ (\%)}$$

$$\text{Minimalny stopień zbrojenia: } \mu_{a, \min} = 0,19 \text{ (\%)}$$

4. Dopuszczalny moment zginający:

Z uwagi na nośność przekroju:

$$M_{\max} = 68,86 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{\min} = -9,03 \text{ (kN*m)}$$

Wyniki szczegółowe dla SGN:

$$M_y = 68,86 \text{ (kN*m)}$$

Położenie osi obojętnej:

$$y = 4,0 \text{ (cm)}$$

Ramię sił wewnętrznych:

$$z = 46,0 \text{ (cm)}$$

Względna wysokość strefy ściskanej:

$$\xi = 0,08$$

Graniczna wysokość strefy ściskanej:

$$\xi_{gr} = 0,79$$

Naprężenia w betonie ściskanym:

$$\sigma_c = 8,0 \text{ (MPa)}$$

Naprężenia w stali zbrojeniowej:

rozciągające:

$$\sigma_s = 190,0 \text{ (MPa)}$$

ściskające:

$$\sigma_s' = 11,7 \text{ (MPa)}$$

$$M_{\max} = 68,86 \text{ kN*m} > 46,71 \text{ kNm}$$

Poz. 1.4. – płyta stropodachu w świetlikach hal

$$l_0 = 2,10 \times 1,05 = 2,205 \text{ m}$$

$$q = 4,65 + 1,08 = 5,73 \text{ N/m}$$

$$M = 0,125 \times 5,73 \text{ N/m} \times 2,205^2 = 3,48 \text{ kNm}$$

Projektowanie przekroju dla zginania prostego

1. Założenia:

- **Beton klasy B15**, $\alpha_{cc} = 1,00$
- **Stal klasy A-0** $f_{yk} = 220,0 \text{ (MPa)}$
- Brak sprawdzenia stanu granicznego rozwarcia rys
- Obliczenia zgodne z **PN-B-03264:2002**

2. Przekrój:

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 10,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,0 \text{ (cm)}$$

3. Obciążenia:

Moment obliczeniowy

$$M = 3,48 \text{ (kN*m)}$$

4. Wyniki:

Teoretyczna powierzchnia zbrojenia:

$$A_{s1} = 3,8 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$4 \phi 12 = 4,5 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$0 \phi 12 = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Stopień zbrojenia: } \mu = 0,47 \text{ (\%)}$$

Minimalny stopień zbrojenia: $\mu_{a, \min} = 0,47 \text{ (\%)}$

Wyniki szczegółowe dla SGN: **My = 3,48 (kN*m)**
Położenie osi obojętnej: $y = 1,1 \text{ (cm)}$
Ramię sił wewnętrznych: $z = 7,6 \text{ (cm)}$
Względna wysokość strefy ściskanej: $\xi = 0,14$
Graniczna wysokość strefy ściskanej: $\xi_{gr} = 0,79$
Napężenia w betonie ściskanym: $\sigma_c = 8,0 \text{ (MPa)}$
Napężenia w stali zbrojeniowej:
rozciągające: $\sigma_s = 190,0 \text{ (MPa)}$

Odkryte zbrojenie Ø8 co 10cm; $A = 5,03\text{cm}^2 > 3,8\text{cm}^2$

Poz. 2. Elementy stalowe stropu nad lp.

Poz. 2.1. Belka stalowa I 240

Rozstaw belek: 1,30 m
Rozpiętość belki: $l = 4,40 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki: $l_o = 1,05 \times l = 4,62 \text{ m}$
Moment zginający belkę: $M_{sd} = 1,30 \times 12,28 \text{ kN/m} \times 4,62 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{42,59 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN240: $M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 354,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{76,11 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie: $M_{sd} = 42,59 \text{ kNm} < M_{Rd} = 76,11 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie: $f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 1,3 \times 11,28 \times 4,62^4 / (384 \times 4250 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0100 \text{ m}$
Sprawdzenie: $f = 1,00 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 1,76 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 2.2. Belka stalowa I 320

Szerokość pasa obciążenia belki: 2,95 m
Rozpiętość belki: $l = 5,70 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki: $l_o = 1,05 \times l = 5,99 \text{ m}$
Moment zginający belkę: $M_{sd} = 2,95 \times 12,28 \text{ kN/m} \times 5,99 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{162,47 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN320: $M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 782,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{168,13 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie: $M_{sd} = 162,47 \text{ kNm} < M_{Rd} = 168,13 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie: $f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 34,16 \times 5,99^4 / (384 \times 12510 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0214 \text{ m}$
Sprawdzenie: $f = 2,14 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,28 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 2.3. Belka stalowa I 280

Rozstaw belek: 1,05 m
Rozpiętość belki: $l = 5,70 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki: $l_o = 1,05 \times l = 5,99 \text{ m}$

Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 1,05 \times 12,28 \text{ kN/m} \times 5,99 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{57,83 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN280:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 542,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{116,53 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 57,83 \text{ kNm} < M_{Rd} = 116,53 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 1,05 \times 11,28 \times 5,99^4 / (384 \times 7590 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0128 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 1,28 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,28 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 2.4. Podciąg stalowy I 425

Szerokość pasa obciążenia belki:	5,40 m
Rozpiętość belki:	$l = 5,00 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,25 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 5,40 \times 12,28 \text{ kN/m} \times 5,25 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{228,47 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN425:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 1740,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{374,10 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 228,47 \text{ kNm} < M_{Rd} = 374,10 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 5,40 \times 11,28 \times 5,25^4 / (384 \times 36970 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0082 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 0,82 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,00 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 2.5. Podciąg stalowy I 380

Szerokość pasa obciążenia belki:	2,85 m
Rozpiętość belki:	$l = 5,70 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,99 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 2,85 \times 12,28 \text{ kN/m} \times 5,99 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{156,97 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN380:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 1260,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{270,90 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 156,97 \text{ kNm} < M_{Rd} = 270,90 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 2,85 \times 11,28 \times 5,99^4 / (384 \times 24010 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0112 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 1,12 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,28 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 2.6. Słup stalowy 2C 180

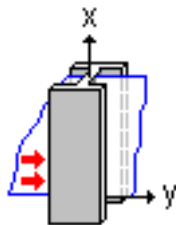
Pole obciążające słup:	27,5 m ²
------------------------	---------------------

Lista weryfikacji:

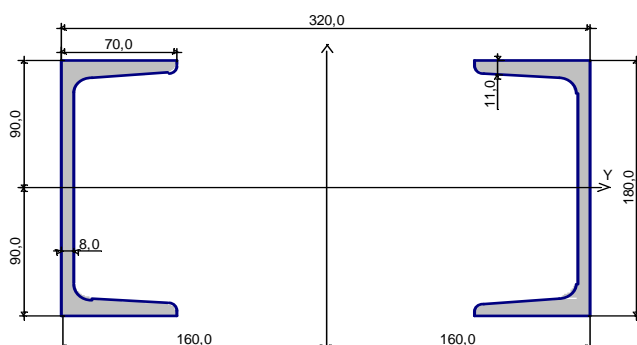
Wytrzymałość przekroju

Długość słupa 3,8 m

Płaszczyzna ugięcia XY:

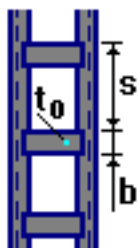


Przekrój



Profile: C 180

Skratowanie



$s = 650,0 \text{ mm}$

$b = 150,0 \text{ mm}$

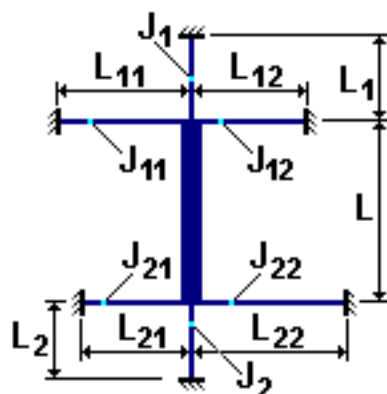
$t_0 = 10,0 \text{ mm}$

Charakterystyki profilu

Parametr		Wartość	
A	Powierzchnia przekroju brutto	56,0	cm ²
$A_{v,z}$	Powierzchnia ścinania względem osi Z	28,8	cm ²
I_y	Moment bezwładności względem osi Y	2700,0	cm ⁴
I_z	Moment bezwładności względem osi Z	11329,798	cm ⁴
I_t	Moment bezwładności na skręcanie	7588,425	cm ⁴
I_w	Wycinkowy moment bezwładności	98250,59	cm ⁶
i_y	Promień bezwładności względem osi Y	6,944	cm
i_z	Promień bezwładności względem osi Z	14,224	cm

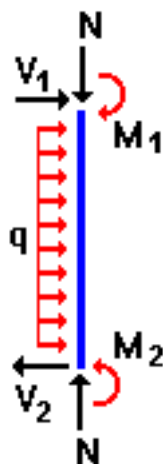
Długość wyboczeniowa

Typ: nieprzesuwna



Współczynnik długości wyboczeniowej $l/L = 1,0$

Obciążenia



Przypadek 1 - Obciążenie stałe

$N =$	337,7	kN
$M_1 =$	0,0	kN*m
$V_1 =$	0,0	kN
$M_2 =$	0,0	kN*m
$V_2 =$	0,0	kN
$q =$	0,0	kN/m

Wytyczenie według

Wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie osiowe zob. [5.4.4 (1)] 0,408876

Wytrzymałość obliczeniowa spowodowana siłami (N, M_y, M_z, V_y, V_z) zob. [5.4.8.1 - 0,00287
5.4.8.3], [5.4.9]

Wytrzymałość obliczeniowa na wyboczenie giętne spowodowana siłami (N, M_y, M_z) 0,588649
zob. [5.5.4 (1), 5.5.4 (3)]

Wytrzymałość obliczeniowa spowodowana momentem M_z zob. [5.4.5.1] 0,057022

Wytyczenie 0,588649 - Wytrzymałość obliczeniowa na wyboczenie giętne spowodowana siłami (N, M_y, M_z)

Poz. 3. Elementy stalowe stropu nad parterem.

Poz. 3.1. Belka stalowa I 240

Rozstaw belek: 1,05 m

Rozpiętość belki: $l = 5,65$ m

Rozpiętość obliczeniowa belki: $l_0 = 1,05 \times l = 5,93$ m

Moment zginający belkę: $M_{sd} = 1,05 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 5,93 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{58,06 \text{ kNm}}$

Nośność belki IPN240: $M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 354,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{76,11 \text{ kNm}}$

Sprawdzenie $M_{sd} = 58,06 \text{ kNm} < M_{Rd} = 76,11 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.

Ugięcie: $f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 12,16 \times 5,93^4 / (384 \times 4250 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0258 \text{ m}$

Sprawdzenie: $f = 2,24 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,26 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.2. Belka stalowa I 320

Szerokość pasa obciążenia belki: 2,95 m

Rozpiętość belki:	$l = 5,65 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,93 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 2,95 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 5,93 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{163,13 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN320:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 782,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{168,13 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 163,13 \text{ kNm} < M_{Rd} = 168,13 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 34,16 \times 5,93^4 / (384 \times 12510 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0214 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 2,14 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,26 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.3. Belka stalowa I 300

Rozstaw belek:	$0,95 \text{ m}$
Rozpiętość belki:	$l = 5,65 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,93 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 0,95 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 5,93 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{52,53 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN300:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 653,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{140,40 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 52,53 \text{ kNm} < M_{Rd} = 140,40 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 0,95 \times 11,58 \times 5,93^4 / (384 \times 9800 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0082 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 0,82 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,26 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.4. Belka stalowa I 300

Rozstaw belek:	$1,25 \text{ m}$
Rozpiętość belki:	$l = 4,70 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 4,94 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 1,25 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 4,94 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{47,97 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN300:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 653,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{140,40 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 47,97 \text{ kNm} < M_{Rd} = 140,40 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 1,25 \times 11,58 \times 4,94^4 / (384 \times 9800 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0056 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 0,56 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 1,88 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.5. Podciąg stalowy I 380

Szerokość pasa obciążenia belki:	$2,85 \text{ m}$
Rozpiętość belki:	$l = 5,70 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,99 \text{ m}$

Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 2,85 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 5,99 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{160,80 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN380:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 1260,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{270,90 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 160,80 \text{ kNm} < M_{Rd} = 270,90 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 2,85 \times 11,58 \times 5,99^4 / (384 \times 24010 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0112 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 1,12 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,28 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.6. Podciąg stalowy I 425

Szerokość pasa obciążenia belki:	5,40 m
Rozpiętość belki:	$l = 5,00 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,25 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 5,40 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 5,25 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{234,05 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN425:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 1740,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{374,10 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 234,05 \text{ kNm} < M_{Rd} = 374,10 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 5,40 \times 11,58 \times 5,25^4 / (384 \times 36970 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0082 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 0,82 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,00 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.7. Belka stalowa I 300

Rozstaw belek:	1,05 m
Rozpiętość belki:	$l = 6,45 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 6,77 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 1,05 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 6,77 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{75,68 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN300:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 653,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{140,40 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 75,68 \text{ kNm} < M_{Rd} = 140,40 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 1,05 \times 11,58 \times 6,77^4 / (384 \times 9800 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0056 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 1,66 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,59 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.8. Podciąg stalowy I 445

Szerokość pasa obciążenia belki:	5,00 m
Rozpiętość belki:	$l = 5,25 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,51 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 5,00 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 5,51 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{238,71 \text{ kNm}}$

Nośność belki IPN445:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 2040,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{438,60 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 238,71 \text{ kNm} < M_{Rd} = 438,60 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 5,00 \times 11,58 \times 5,51^4 / (384 \times 45850 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0074 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 0,74 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,10 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.9. Podciąg stalowy I 445

Szerokość pasa obciążenia belki:	5,00 m
Rozpiętość belki:	$l = 10,15 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 10,66 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 5,00 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 10,66 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{893,46 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN445:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 2040,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{438,60 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 893,46 \text{ kNm} < M_{Rd} = 438,60 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 5,00 \times 11,58 \times 5,51^4 / (384 \times 45850 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0074 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 0,74 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,10 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.10. Słup stalowy 2C 220

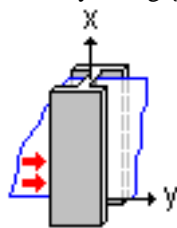
Pole obciążające słup:	$27,5 \text{ m}^2$
------------------------	--------------------

Lista weryfikacji:

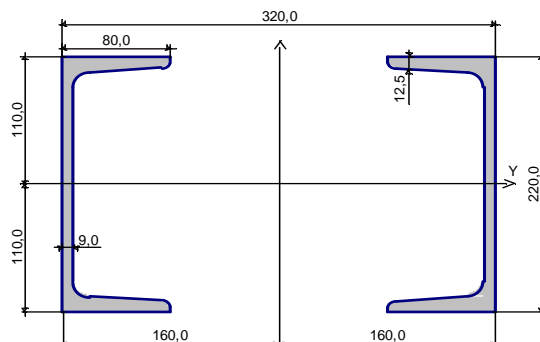
Wytrzymałość przekroju

Długość słupa 3,8 m

Płaszczyzna ugięcia XY:

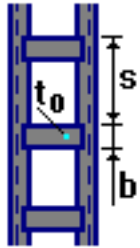


Przekrój



Profile: C 220

Skratowanie



$s = 650,0 \text{ mm}$

$b = 150,0 \text{ mm}$

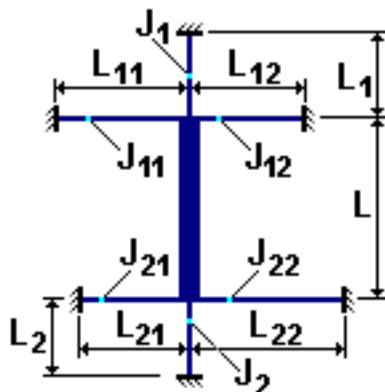
$t_0 = 10,0 \text{ mm}$

Charakterystyki profilu

	Parametr	Wartość	
A	Powierzchnia przekroju brutto	74,8	cm ²
$A_{v,z}$	Powierzchnia ścinania względem osi Z	39,6	cm ²
I_y	Moment bezwładności względem osi Y	5380,0	cm ⁴
I_z	Moment bezwładności względem osi Z	14763,05	cm ⁴
I_t	Moment bezwładności na skręcanie	13356,219	cm ⁴
I_w	Wycinkowy moment bezwładności	97094,403	cm ⁶
i_y	Promień bezwładności względem osi Y	8,481	cm
i_z	Promień bezwładności względem osi Z	14,049	cm

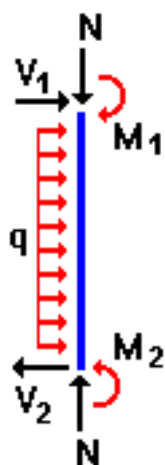
Długość wyboczeniowa

Typ: nieprzesuwna



Współczynnik długości wyboczeniowej $l/L = 1,0$

Obciążenia



Przypadek 1 - Obciążenie stałe

$N = 683,7 \text{ kN}$

$M_1 = 0,0 \text{ kN*m}$

$$\begin{aligned} V_1 &= 0,0 & \text{kN} \\ M_2 &= 0,0 & \text{kN}\cdot\text{m} \\ V_2 &= 0,0 & \text{kN} \\ q &= 0,0 & \text{kN/m} \end{aligned}$$

Wytężenie według

Wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie osiowe zob. [5.4.4 (1)] 0,624241

Wytrzymałość obliczeniowa spowodowana siłami (N, My, Mz, Vy, Vz) zob. [5.4.8.1 - 0,000658
5.4.8.3], [5.4.9]

Wytrzymałość obliczeniowa na wyboczenie giętne spowodowana siłami (N, My, Mz) 0,853495
zob. [5.5.4 (1), 5.5.4 (3)]

Wytrzymałość obliczeniowa spowodowana momentem Mz zob. [5.4.5.1] 0,082969

Wytężenie 0,853495 - Wytrzymałość obliczeniowa na wyboczenie giętne spowodowana siłami (N, My, Mz)

Poz. 4. Belka żelbetowa 50x102(h)cm

Szerokość pasa obciążenia belki: 5,20 m

Rozpiętość belki: $l = 3,10 \text{ m}$

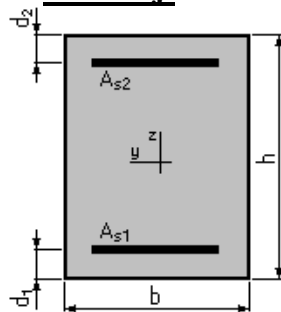
Rozpiętość obliczeniowa belki: $l_o = 1,05 \times l = 3,26 \text{ m}$

Moment zginający belkę: $M_{sd} = (5,20 \times 9,77 \text{ kN/m} + 0,50 \times 1,02 \times 25) \times 3,26$
 $\text{m}^2 / 8 + 5,3 \times 0,55 \times 18 \times 3,26 / 4 = 127,19 \text{ kNm}$

1. Założenia:

- Beton klasy **B15**, $\alpha_{cc} = 1,00$
- Stal klasy **A-I** $f_{yk} = 240,0 \text{ (MPa)}$
- Brak sprawdzenia stanu granicznego rozwarcia rys
- Obliczenia zgodne z **PN-B-03264:2002**

2. Przekrój:



$b = 50,0 \text{ (cm)}$

$h = 102,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$

3. Obciążenia:

Moment obliczeniowy

$M = 127,19 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

4. Wyniki:

Teoretyczna powierzchnia zbrojenia:

$A_{s1} = 8,3 \text{ (cm}^2\text{)}$

$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

$3 \phi 20 = 9,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

$0 \phi 20 = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Stopień zbrojenia: $\mu = 0,17 \text{ (%)}$

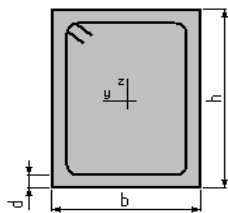
Minimalny stopień zbrojenia: $\mu_{a, \min} = 0,17 \text{ (%)}$

Wyniki szczegółowe dla SGN:

Położenie osi obojętnej:	$My = 127,19 \text{ (kN*m)}$ $y = 5,5 \text{ (cm)}$
Ramię sił wewnętrznych:	$z = 95,8 \text{ (cm)}$
Względna wysokość strefy ściskanej:	$\xi = 0,06$
Graniczna wysokość strefy ściskanej:	$\xi_{gr} = 0,77$
Naprężenia w betonie ściskanym:	$\sigma_c = 8,0 \text{ (MPa)}$
Naprężenia w stali zbrojeniowej:	
rozciągające:	$\sigma_s = 210,0 \text{ (MPa)}$

Projektowanie przekroju ścinanego**1. Założenia:**

- Beton klasy B15, $\alpha_{cc} = 1,00$
- Zbrojenie podłużne i pręty odgięte: stal klasy A-I $\phi 20$
- Zbrojenie poprzeczne: stal klasy A-0, strzemiona 2-ramienne $\phi 12$
- Rozpiętość obliczeniowa belki $l_0 = 3,3 \text{ (m)}$
- Projektowanie na dopuszczalną szerokość rozwarcia rys ukośnych $a_{dop} = 0,30 \text{ mm}$
- Obliczenia zgodne z **PN-B-03264:2002**
- Cotangens kąta nachylenia krzyżulców betonowych w modelu kratownicowym $\cotg T = 1,00$

2. Przekrój:

$$b = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 102,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 4,0 \text{ (cm)}$$

3. Obciążenie belki:

Siła poprzeczna	$V_{sd} = 129,83 \text{ (kN)}$
Obciążenie równomiernie rozłożone	$q = 50,80 \text{ (kN/m)}$
Siła wymiarująca (zredukowana)	$V_{red} = 80,05 \text{ (kN)}$
Siła poprzeczna od obc. charakt.	$V_c = 96,83 \text{ (kN)}$

4. Wyniki:

Nośność przekroju niezbrojonego	$V_{Rd1} = 151,02 \text{ (kN)}$
Nośność z uwagi na beton	$V_{Rd2} = 1007,60 \text{ (kN)}$
Nośność z uwagi na zbrojenie	$V_{Rd3} = 106,78 \text{ (kN)}$

Strzemiona 2-ramienne $\phi 12$:

Rozstaw strzemion:	$s = 35,5 \text{ (cm)}$
Normowy rozstaw maksymalny	$s_{max} = 40,0 \text{ (cm)}$
Rozstaw z warunku min. gęstości	$s = 35,9 \text{ (cm)}$

Zarysowanie:

Szerokość rozwarcia rys ukośnych	$w_k = 0,15 \text{ (mm)}$
----------------------------------	---------------------------

Poz. 5. Stopa fundamentowa w osiach C- c.11

Obciążenie stopy: $27,5 \times (12,28 + 12,58) = 683,65 \text{ kN}$

1. Założenia:

MATERIAŁ:

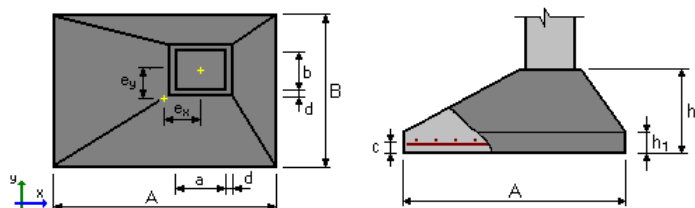
BETON: klasa B15, ciężar objętościowy = 24,0 (kN/m³)

STAL: klasa A-I, $f_{yd} = 210,00$ (MPa)

OPCJE:

- Obliczenia wg normy:
 - betonowej: PN-B-03264 (2002)
 - gruntowej: PN-81/B-03020
- Oznaczenie parametrów geotechnicznych metodą: A
 - współczynnik $m = 0,90$ - do obliczeń nośności
 - współczynnik $m = 0,80$ - do obliczeń poślizgu
 - współczynnik $m = 0,80$ - do obliczeń obrotu
- Wymiarowanie fundamentu na:
 - Nośność
 - Osiadanie
 - $S_{dop} = 7,00$ (cm)
 - czas realizacji budynku: $t_b > 12$ miesięcy
 - współczynnik odprężenia: $\lambda = 1,00$
 - Obrót
 - Poślizg
 - Przebite / ścinanie
- Graniczne położenie wypadkowej obciążeń:
 - długotrwałych w rdzeniu I
 - całkowitych w rdzeniu II

2. Geometria



$$A = 2,60 \text{ (m)}$$

$$a = 0,60 \text{ (m)}$$

$$B = 1,80 \text{ (m)}$$

$$b = 0,40 \text{ (m)}$$

$$h = 0,50 \text{ (m)}$$

$$d = 0,00 \text{ (m)}$$

$$h1 = 0,20 \text{ (m)}$$

$$ex = 0,00 \text{ (m)}$$

$$ey = 0,00 \text{ (m)}$$
 objętość betonu fundamentu: $V = 1,534 \text{ (m}^3\text{)}$

otulina zbrojenia:

$$c = 0,05 \text{ (m)}$$

poziom posadowienia:

$$D = 3,4 \text{ (m)}$$

minimalny poziom posadowienia:

$$D_{min} = 3,4 \text{ (m)}$$

3. Grunt

Charakterystyczne parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Poziom [m]	IL / ID konsolidacji	Symbol	Typ wilgotności
1	Gлина piaszczysta	0,0	0,35	B	---

Pozostałe parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Mięszość [m] [kPa]	Spójność [deg]	Kąt tarcia [kN/m ³]	Ciężar obj. [kPa]	Mo [kPa]	M
---------	-------	-----------------------	-------------------	------------------------------------	----------------------	-------------	---

1	Gлина пiaszczysta	---	22,0	12,0	21,0	19500,0	14625,0
---	-------------------	-----	------	------	------	---------	---------

4. Obciążenia

OBLICZENIOWE

Lp.	Nazwa	N [kN]	Mx [kN*m]	My [kN*m]	Fx [kN]	Fy [kN]	Nd/Nc
1	L1	683,65	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00

współczynnik zamiany obciążeń obliczeniowych na charakterystyczne = **1,20**

5. Wyniki obliczeniowe

WARUNEK NOŚNOŚCI

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodne
- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
N=683,65kN
- Wyniki obliczeń na poziomie: posadowienia fundamentu
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 355,60 (kN)
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 1039,25kN Mx = -0,00kN*m My = 0,00kN*m
- Zastępcze wymiary fundamentu: A₋ = 2,60 (m) B₋ = 1,80 (m)
- Współczynniki nośności oraz wpływu nachylenia obciążenia:

$$N_B = 0,18 \quad i_B = 1,00$$

$$N_C = 8,17 \quad i_C = 1,00$$

$$N_D = 2,38 \quad i_D = 1,00$$

- Graniczny opór podłoża gruntowego: Qf = 2131,61 (kN)
- Współczynnik bezpieczeństwa: Qf * m / Nr = 1,85

OSIADANIE

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodne
- Kombinacja wymiarująca: L1
N=569,71kN
- Charakterystyczna wartość ciężaru fundamentu i nadległego gruntu: 323,27 (kN)
- Obciążenie charakterystyczne, jednostkowe od obciążeń całkowitych: q = 191 (kPa)
- Miękkość podłoża gruntowego aktywnie osiadającego: z = 2,7 (m)
- Naprężenie na poziomie z:
 - dodatkowe: $\sigma_{zd} = 31$ (kPa)
 - wywołane ciężarem gruntu: $\sigma_{z\gamma} = 128$ (kPa)
- Osiadanie:
 - pierwotne: s' = 0,80 (cm)
 - wtórne: s'' = 0,64 (cm)
 - CAŁKOWITE: S = 1,44 (cm) < S_{dop} = 7,00 (cm)

OBRÓT

- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
N=683,65kN
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 290,94 (kN)
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 974,59kN Mx = -0,00kN*m My = 0,00kN*m
- Moment zapobiegający obrotowi fundamentu:
 - Mx(stab) = 877,13 (kN*m)
 - My(stab) = 1266,97 (kN*m)
- Współczynnik bezpieczeństwa: M(stab) * m / M = +INF

POŚLIZG

- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
N=683,65kN
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $G_r = 290,94$ (kN)
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 974,59$ kN $M_x = -0,00$ kN*m $M_y = 0,00$ kN*m
- Zastępcze wymiary fundamentu: $A_{-} = 2,60$ (m) $B_{-} = 1,80$ (m)
- Współczynnik tarcia:
- gruntu (na poziomie posadowienia): $\mu = 0,17$
- Współczynnik redukcji spójności gruntu = 0,20
- Wartość siły poślizgu: $F = 0,00$ (kN)
- Wartość siły zapobiegającej poślizgowi fundamentu:
- w poziomie posadowienia: $F(\text{stab}) = 181,31$ (kN)
- Współczynnik bezpieczeństwa: $F(\text{stab}) * m / F = +\text{INF}$

ŚCINANIE

- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
N=683,65kN
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 974,59$ kN $M_x = -0,00$ kN*m $M_y = 0,00$ kN*m
- Współczynnik bezpieczeństwa: $Q / Q_r = 1,67$

Opracował:

III SERWIS FOTOGRAFICZNY



Widok hali D

FOT. 1

Autor:

M. Tereszkiewicz



Chłodnia kominowa na tle Auli i hali C

FOT. 2

Autor:

M. Tereszkiewicz



Widok na halę C

FOT. 3

Autor:

P. Szczepański



Wnętrze hali C

FOT. 4

Autor:

P. Szczepański



Poziom lp. w hali C

FOT. 5

Autor:

P. Szczepański



Konstrukcja ram i stropodachu w hali C

FOT. 6

Autor:

M. Tereszkiewicz



Stropodach w strefie szczytowej w hali C

FOT. 7

Autor:

M. Tereszkiewicz



Słup ramy ze wspornikiem w hali C

FOT. 8

Autor:

M. Tereszkiewicz



Laboratorium w szczytowej partii parteru w hali C

FOT. 9

Autor:

M. Tereszkiewicz



Konstrukcja ram żelbetowych w hali D

FOT. 10

Autor:

M. Tereszkiewicz



Kotłownia w hali D

FOT. 11

Autor:

M. Tereszkiewicz



Żelbetowa konstrukcja stropu nad parterem w szczycie hali D

FOT. 12

Autor:

M. Tereszkiewicz



Drewniana konstrukcja dachu w dawnej kotłowni w hali D

FOT. 13

Autor:

M. Tereszkiewicz



Aula – widok ogólny

FOT. 14

Autor:

M. Tereszkiewicz



Żelbetowy podciąg ze słupami w piwnicy podtrzymujący ścianę wewnętrzną Auli

FOT. 15

Autor:

M. Tereszkievicz



Zarysowanie podciągu j.w.

FOT. 16

Autor:

M. Tereszkievicz



Rysa na zewnętrznej ścianie piwnic w pracowni RTG

FOT. 17

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka stropu nad lp. w hali C

FOT. 18

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka zbrojenia stropu Kleina w hali C

FOT. 19

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 11 - zbrojenie belki stropodachu w hali C

FOT. 20

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 15 - zbrojenie belki stropodachu w hali D

FOT. 21

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 14- zbrojenie podciągu stropodachu w hali C

FOT. 22

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 16 - zbrojenie rygla w hali D

FOT. 23

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 2 - zbrojenie słupa w hali C

FOT. 24

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 3 - zbrojenie słupa w hali C od zewnątrz

FOT. 25

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 6- zbrojenie słupa w hali D w osi S

FOT. 26

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 8 - zbrojenie słupa w hali D na poziomie I p.

FOT. 27

Autor:
M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 5 - zbrojenie słupa w hali D w osiach O – d8

FOT. 28

Autor:
M. Tereszkiewicz



Odkrywanie zbrojenia płyty stropodachu w hali C

FOT. 29

Autor:
M. Tereszkieicz



Odkrywanie stropu Akermana w przybudówce hali D

FOT. 30

Autor:
M. Tereszkieicz



Odkrywka zbrojenia żebra stropodachu w hali C

FOT. 31

Autor:

M. Tereszkiewicz



Fundament pod słup ramy w osi c.7 w hali C (od strony podwórza)

FOT. 32

Autor:

M. Tereszkiewicz



Fundament pod słup ramy w osi c.7 w hali C (od strony podwórza)– odkrywka

FOT. 33

Autor:
M. Tereszkiewicz



Odkrywka fundamentu pod ścianą zewnętrzną w pracowni RTG

FOT. 34

Autor:
M. Tereszkiewicz

IV CZĘŚĆ RYSUNKOWA

V DZIENNIK POMIARÓW SKLEROMETRYCZNYCH

BIURO BEZPIECZEŃSTWA KONSTRUKCYJNEGO
PIOTR SZCZEPAŃSKI
00-453 Warszawa, ul. Czerniakowska 158/60
Pracownia: 00-467 Warszawa, ul. Drogomir 8 lok. 39
tel. 22 3011088, kom. 0 804 855937, e-mail: p.s@data.pl

Dziennik pomiarów sklerometrycznych młotkiem Schmitta

Obiekt: Gmach Instytutu Techniki Ciepłej Politechniki Warszawskiej przy ul.
Nowowiejskiej 21/25 w Warszawie

Data: 17.10.2014

Element: Słup ramy żelbetowej w hali D w osiach S/d.8

Typ młotka: N

Miejsce	Kąt α	Odczyty L							Odczyt średni L_m	Odczyt średni poprawiony L_{pm}	$L_i - L$	$(L_i - L)^2$
		1	2	3	4	5	6	7				
1	0	38	39	40	39	39			39,0	39,0	-2,82	7,93
2	0	43	42	42	42	43			42,4	42,4	0,58	0,34
3	0	39	36	36	37	37			36,8	36,8	-5,02	25,17
4	0	43	44	42	44	44			43,4	43,4	1,58	2,51
5	0	43	43	45	42	43			43,2	43,2	1,38	1,91
6	0	43	43	44	43	43			43,2	43,2	1,38	1,91
7	0	48	44	48	47	47			46,8	46,8	4,98	24,83
8	0	45	42	44	42	43			43,2	43,2	1,38	1,91
9	0	40	40	38	38	37			38,6	38,6	-3,22	10,35
10	0	46	45	45	47	47			46,0	46,0	4,18	17,50
11	0	43	42	43	44	43			42,8	42,8	0,98	0,97
12	0	38	38	36	35	35			36,4	36,4	-5,42	29,34
13	0	0							0,0	0,0	0,00	0,00
Wiek betonu:		7000 dni							L_m	501,8	0,00	124,68

$$L = \Sigma L_i / n = 41,8$$

$$s_L = (1 / (n-1) \Sigma (L_i - L)^2)^{0,5} = 3,37$$

$$v_L = (s_L / L) \times 100\% = 8 \%$$

Współczynniki poprawkowe (wg instrukcji ITB Stosowania młotków Schmitta do nieniszczących kontroli jakości betonu w konstrukcji) w zależności od:

stanu wilgotności betonu: 1
wieku betonu: 0,6

Wskaźniki jakości betonu (na podstawie nomogramów z instrukcji ITB Stosowania młotków Schmitta do nieniszczących kontroli jakości betonu w konstrukcji)

średnia wytrzymałość betonu na ściskanie - R_m 36,99 MPa
minimalna wytrzymałość betonu na ściskanie - R_{min} 24,52 MPa
współczynnik zmienności - v_m 20,4 %
współczynnik jednorodności betonu - k_m 6,63

OSTATECZNIE:

średnia wytrzymałość betonu na ściskanie - R_m 22,194 MPa
minimalna wytrzymałość betonu na ściskanie - R_{min} 14,712 MPa

VI UPRAWNIENIA AUTORA OPRACOWANIA



Warszawa, 1996.07.19.

**GŁÓWNY INSPEKTOR
NADZORU BUDOWLANEGO**

OAU.7342-715/Szc/96

DECYZJA NR 318/96

Na podstawie art. 82 ust. 1 pkt 3 lit "b" ustawy z dnia 7 lipca 1994 roku Prawo budowlane (Dz.U. Nr 89, poz.414) i art. 104 § 1 i § 2 ustawy z dnia 14 czerwca 1960 roku Kodeks postępowania administracyjnego (Dz.U. Nr 9, z 1980 r., poz. 26 z późn.zm). zarządzam:

mgr inż.bud. Piotr Szczepański
urodzony 19 kwietnia 1955 roku we Lwowie,
ustanowiony przez Wojewodę Warszawskiego decyzją Nr 90/U/96
z 26 kwietnia 1996 roku
Rzecznikiem Budowlanym
w specjalności konstrukcyjno - budowlanej,
obejmującej projektowanie
w zakresie:
konstrukcji i ustrojów budowlanych,
robót wykończeniowych i ogólnobudowlanych,
zostaje wpisany do Centralnego Rejestru Rzeczników Budowlanych
pod pozycją 318 / 96.

Zgodnie z art. 15 ust. 3 Prawa budowlanego wpis niniejszy stanowi podstawę do podjęcia czynności Rzecznika budowlanego w określonym wyżej zakresie specjalności na terytorium Rzeczypospolitej Polskiej.

UZASADNIENIE

Wobec uprawnomocnienia się decyzji Wojewody Warszawskiego Nr 90/U/96 z dnia 26.04.1996 roku w przedmiocie nadania tytułu rzecznika budowlanego w specjalności konstrukcyjno-budowlanej, obejmującej projektowanie w zakresie konstrukcji i ustrojów budowlanych, robót wykończeniowych i ogólnobudowlanych, należało orzec jak w sentencji.

Decyzja niniejsza jest ostateczna. Zgodnie z Ustawą z 11 maja 1995 roku o Naczelnym Sądzie Administracyjnym (Dz. U. Nr 74 poz. 368) może zostać zaskarżona w trybie art. 35 ust.1 bezpośrednio do tego Sądu z siedzibą w Warszawie, ul. Jasna 6 w terminie 30 dni od daty jej doręczenia.

Otrzymują :

- 1) Pan mgr inż. Piotr Szczepański
ul. Czerniakowska 155 m. 50
00 - 453 Warszawa
- 2) Wojewoda Warszawski
- 3) a/a



Z upoważnienia
GŁÓWNEGO INSPEKTORA NADZORU BUDOWLANEGO
DYREKTOR DEPARTAMENTU
Orzecznictwa Administracyjnego

mgr Tomasz Surawski

STWIERDZENIE POSIADANIA PRZYGOTOWANIA ZAWODOWEGO do pełnienia samodzielnej funkcji technicznej w budownictwie

Na podstawie art. 18 ust. 5 i art. 57 ust. 3 ustawy z dnia 24 października 1974 r.
- Prawo budowlane (Dz. U. Nr 38, poz. 229) oraz §
2 ust. 1 pkt 1, § 4 ust. 2, § 6 ust. 3, § 7, § 13 ust. 1 pkt 2
rozp. Ministra Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska z dnia 20 lutego 1975 r.
w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. Nr 5, poz. 46).

STWIERDZAM

ze Ob. PIOTR SZCZEPAŃSKI s. Edwarda

registrator inżynier budownictwa

urodzony(a) dnia 19.04.1955 r. Lwów ZSRR

posiada przygotowanie zawodowe do pełnienia samodzielnej funkcji
projektanta

w specjalności konstrukcyjno - budowlanej

- 1/ do sporządzania projektów w zakresie rozwiązań konstrukcyjno-budowlanych budynków oraz innych budowli, z wyłączeniem linii, węzłów i stacji kolejowych, dróg oraz lotniskowych dróg startowych i manipulacyjnych, mostów, budowli hydrotechnicznych i melioracji wodnych,
- 2/ do sporządzania w budownictwie osób fizycznych projektów w zakresie rozwiązań architektonicznych:
 - a/ budynków inwentarskich i gospodarczych, adaptacji projektów typowych i powtarzalnych innych budynków oraz sporządzania planów zagospodarowania działki związanych z realizacją tych budynków,
 - b/ budowli nie będących budynkami.
- 3/ w budownictwie osób fizycznych - do kierowania, nadzorowania i kontrolowania budowy, kierowania i kontrolowania wytwarzania konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz oceniania i badania stanu technicznego obiektów budowlanych.-



WYKONANO
[Signature]
[Signature]



Zaświadczenie
o numerze weryfikacyjnym:
MAZ-EDS-T1M-Q1L *

Pan PIOTR SZCZEPAŃSKI o numerze ewidencyjnym MAZ/BO/0898/02
adres zamieszkania CZERNIAKOWSKA 155/50, 00-453 WARSZAWA
jest członkiem Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2014-01-01 do 2014-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2013-11-26 roku przez:

Mieczysław Grodzki, Przewodniczący Rady Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci
elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są
równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na
stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.piib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów
Budownictwa.



Urząd Województwa w Warszawie
00-553 Warszawa
tel. 26-57-51, 26-57-52
/oznaczenie organu/ 51

Warszawa, dn. 08.09.1994 r.
/miejscowość, data/

1. dz. 14K2 / 1.14 / 535 / 3548 / 94

ZAŚWIADCZENIE Nr. 96.

Na podstawie art. 217 § 2 pkt 2 Kodeksu postępowania administracyjnego, i § 17, 18 i 20 rozporządzenia Ministra Kultury i Sztuki z dnia 11 stycznia 1994 r. o zasadach i trybie udzielania zezwoleń na prowadzenie prac konserwatorskich przy zabytkach oraz prac archeologicznych i wykopaliskowych, warunkach ich prowadzenia i kwalifikacjach osób, które mają prawo prowadzenia tej działalności /Dz. U. Nr 16, poz. 55/ stwierdzam, że:

Pan/i PIOTR SZCZEPAŃSKI
urodzony/a/ 19.04.1955 r.
zamieszkały/a/ 02-128 Warszawa ul. Jasielska 50 m 67

posiada kwalifikacje w zakresie wykonywania projektów, prowadzenia i nadzorowania prac w obiektach zabytkowych w zakresie konstrukcyjno-budowlanym.

Niniejsze zaświadczenie nie zwalnia od obowiązku każdorazowego uzyskania zezwolenia wojewódzkiego konserwatora zabytków na prowadzenie prac przy zabytkach, określonego przepisami powołanego wyżej rozporządzenia.

Kopię zaświadczenia składa się do akt znajdujących się przy rejestrze wydanych zaświadczeń o kwalifikacjach.

Zaświadczenie wydaje się na wniosek zainteresowanego.

Otrzymuje:

- Pan/i/ (adres)

Piotr Szczepański
02-128 Warszawa
ul. Jasielska 50 m 67

Oplatę skarbową w wysokości
30.000 zł skasowano na wniosku

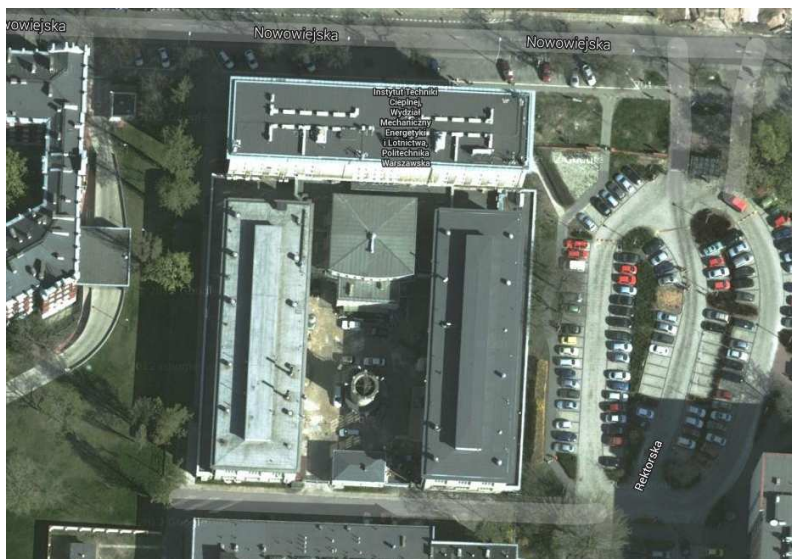
Podpisano: *[Podpis]*
WOJEWÓDZKI KONSERWATOR ZABYTKÓW
w Warszawie
mgr inż. arch. Maria Bruchalska



* Należy wstawić odpowiedni przepis § 17 - 19 w/w rozporządzenia w zależności od tego jakiego rodzaju kwalifikacje wnioskodawcy stwierdza w zaświadczeniu wojewódzki konserwator zabytków.

OPINIA KONSTRUKCYJNA DOTYCZĄCA MOŻLIWOŚCI REALIZACJI PLANOWANEJ PRZEBUDOWY I ROZBUDOWY OBIEKTÓW WYDZIAŁU MECHANICZNEGO ENERGETYKI I LOTNICTWA POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ.

ZAŁĄCZNIK DO PROGRAMU FUNKCJONALNO UŻYTKOWEGO PRZEBUDOWY I ROZBUDOWY
OBIEKTÓW WYDZIAŁU MECHANICZNEGO ENERGETYKI I LOTNICTWA POLITECHNIKI
WARSZAWSKIEJ W CELU POWIEKSZENIA POWIERZCHNI UŻYTKOWEJ DLA POTRZEB
NOWOCZESNEGO KSZTAŁCENIA.



ZAMAWIAJĄCY:

Politechnika Warszawska – Wydział Mechaniczny Energetyki i Lotnictwa
ulica Nowowiejska 24, 00-665 Warszawa

OPRACOWAŁ:

mgr inż. Piotr Szczepański
upr. bud. St-535/84;
rzeczoznawca bud. nr rej. GUNB 318/96

inż. Maciej Tereszkiewicz

WARSZAWA 08.12.2014

SPIS TREŚCI

Oświadczenie autora opracowania

I CZĘŚĆ OPISOWA

II OBLICZENIA STATYCZNE SPRAWDZAJĄCE

III SERWIS FOTOGRAFICZNY

IV CZĘŚĆ RYSUNKOWA

Rys. K - 1	Sytuacja	1:500
Rys. K - 2	Rzut piwnic oraz stropu nad piwnicami	1:100
Rys. K - 3	Rzut parteru oraz stropu nad parterem	1:100
Rys. K - 4	Rzut I p. oraz stropu nad I p.	1:100
Rys. K - 5	Rzut II p. oraz stropu nad II p.	1:100

V DZIENNIK BADAŃ SKLEROMETRYCZNYCH BETONU SŁUPA RAMY W HALI D

VI UPRAWNIENIA AUTORA OPRACOWANIA

Warszawa, dnia 08.12.2014 r.

OŚWIADCZENIE

Zgodnie z artykułem 20 ust. 4 Ustawy z dnia 16 kwietnia 2004 r. o zmianie ustawy – Prawo Budowlane (Dz. U. nr 93, poz. 888, z 30 kwietnia 2004 r.), oświadczam, iż dokumentacja – OPINIA BUDOWLANO- KONSTRUKCYJNA DOTYCZĄCA MOŻLIWOŚCI REALIZACJI PLANOWANEJ PRZEBUDOWY I ROZBUDOWY OBIEKTÓW WYDZIAŁU MECHANICZNEGO ENERGETYKI I LOTNICTWA POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ PRZY UL. NOWOWIEJSKIEJ 21/25 W WARSZAWIE

wykonana została zgodnie z zasadami wiedzy technicznej, obowiązującymi przepisami oraz normami, a w swej formie jest kompletna z punktu widzenia celu, któremu ma służyć i nie narusza praw autorskich osób trzecich.

mgr inż. Piotr Szczepański

I CZĘŚĆ OPISOWA

1. Dane formalno-prawne.

1.1. Przedmiot, zakres i cel opracowania.

Przedmiotem niniejszego opracowania jest opinia budowlano-konstrukcyjna dotycząca możliwości realizacji planowanej przebudowy i rozbudowy obiektów Wydziału Mechanicznego Energetyki i Lotnictwa Politechniki Warszawskiej przy ul. Nowowiejskiej 21/25 w Warszawie.

Opinia obejmuje swoim zakresem ocenę konstrukcji ścian, filarów na poziomie piwnic, parteru, I-II pięter oraz stropów nad w/w kondygnacjami w halach C, D, Auli oraz w łącznikach, budynku pracowni radiologicznej. Rozpoznano również fundamenty obiektów w kilku charakterystycznych miejscach. Konstrukcja urządzeń technologicznych wewnątrz hal, które wg koncepcji przeznaczone są do rozbiórki, nie wchodzi w zakres opinii.

Celem opracowania jest ocena stanu technicznego elementów konstrukcji w w/w kubaturach, schematy których mogą ulec zmianom, jak również dociążeniom wynikającym z aktualnie opracowywanego programu funkcjonalno-użytkowego w zakresie planowanej przebudowy i rozbudowy hal, auli oraz zadaszania podwórza.

1.2. Podstawa formalna opracowania.

Podstawą formalną opracowania niniejszej opinii jest zlecenie firmy Gorek Restaurow S.C., ul. Ruskowy Bród 79A, 03-289 Warszawa dla Biura Bezpieczeństwa Konstrukcyjnego Piotr Szczepański, ul. Czerniakowska 155 m. 50, 00-453 Warszawa na sporządzenie opinii konstrukcyjno-budowlanej jak w p.1.1

1.3. Podstawa merytoryczna opracowania.

1.3.1. Inwentaryzacja architektoniczna Gmachu Instytutu Techniki Ciepłej PW, opracował E. Szulc, 1973r.

1.3.2. Inwentaryzacja architektoniczno-budowlana hal i auli z łącznikami w Instytucie Techniki Ciepłej PW opracowana przez pracownię „Kaprint”, 11.2014r.

1.3.3. Ekspertyza techniczna w sprawie możliwości dociążenia nowoprojektowanymi stropami konstrukcji nośnej hali „D” budynku ITC PW, w obrębie pomieszczenia 42 (laboratorium) przy ul. Nowowiejskiej 21/25 w Warszawie, autor mgr inż. Andrzej Pol, 01.2005r.

1.3.4. Koncepcja architektoniczna podziału powierzchni użytkowej (PW, gmach ITC), opracował mgr inż. Grzegorz Filip, 12.2004r.

1.3.5. Program funkcjonalno-użytkowy do budowy windy w Gmachu ITC PW, opracowanie Grass Kancelaria Architektoniczna, 03.2011r.

1.3.6. Projekt budowlano-wykonawczy budowy szybu windowego z dźwigiem dla osób niepełnosprawnych w łączniku pomiędzy budynkiem głównym a Aulą w Gmachu ITC PW, opracowanie Pracownia Projektowa Jolanta Sułtan, 09.2011r.

1.3.7. Pomiary wykonane w ramach niniejszego opracowania w październiku-listopadzie 2014r. za pomocą dalmierza laserowego HILTI PD30, suwmiarki, taśmy stalowej (20m)

1.3.8. Odkrywki zbrojenia w słupach, podciągach oraz stropach wykonane w ramach niniejszego opracowania

1.3.9. Badania sklerometryczne jednego ze słupów ramy żelbetowej w hali D

1.3.10. Zeszyt 1 - Obliczenia statyczne do Hali „C” i „D” Zakładu Techniki Ciepłej P.W., opracowanie Miastoprojekt Północ- Wschód, Oddział w Warszawie, 12.02.1954r.

1.3.11. Opinia geotechniczna podłoża gruntowego dla potrzeb optymalizacji przestrzennej istniejącej infrastruktury budowlanej gmachu ITC przy ul. Nowowiejskiej 21/25 w Warszawie, opracowana przez firmę ”Wiercenia studzienne i geologiczne, Stanisław Purzycki”, 11.2014r.

1.3.12. Ustawa Prawo budowlane z dnia 7 lipca 1994 r. (Dz.U. Nr 89, poz. 414), tekst jednolity z dnia 12 listopada 2010 r. (Dz.U. Nr 243, poz. 1623) wraz z późn. zmianami

1.3.13. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie z dnia 12 kwietnia 2002 r. (Dz.U. Nr 75, poz. 690)

2. Dane o obiekcie i konstrukcji.

2.1. Dane ogólne.

Pomysłodawcą, organizatorem i fundatorem Instytutu Techniki Ciepłej był Profesor Bohdan Stefanowski. Autorem projektu był architekt Józef Ufnalewski. Prace budowlane zaczęto w 1951 r., a w 1954 r. pracownicy katedr związanych z techniką ciepłą rozpoczęli przeprowadzkę do nowego budynku. Budowa Gmachu ITC trwała 4 lata. ITC realizuje zadania zarówno badawcze, jak i dydaktyczne, będąc aktualnie jednym z dwóch instytutów tworzących Wydział MEiL.

Obiekt składa się z części frontowej (od ulicy Nowowiejskiej), 2-ch prostopadłych do niej skrzydeł (hal C i D), usytuowanych w układzie symetrycznym, Auli z częścią biurową, łącznika usytuowanego między wszystkimi w/w kubaturami, wolno stojącej pracowni radiologicznej i chłodni kominowej.

2.2. Aula.

Budynek Auli jest obiektem 2-kondygnacyjnym – piwnice oraz jednoprzestrzenna sala auli, przekryta stropodachem. Do auli od strony południowej przylega aneks biurowo-gospodarczy - kubatura 3-poziomowa (piwnice, parter oraz lp.).

Ściany Auli murowane, z cegły pełnej na zaprawie cementowej; na poziomie piwnic od strony wewnętrznej obłożone bloczkami ze szkła piankowego białego gr. 6,5-8cm. Pod Aulą konstrukcja mieszana, t.j. słupy żelbetowe oraz ściany murowane z cegły. Na słupach opierają się podciąg żelbetowy, na których oraz na ścianach oparte są stropy nad piwnicami - żelbetowe gęstożebrowe typu Akermana, przy użyciu pustaków m.in. wys. 18cm. Nad parterem stropy nad przybudówką biurową od strony południowej również Akermana. Konstrukcja stropodachu nad Aulą nie została odkryta, lecz na podstawie przybrudzonych śladów na suficie z bardzo dużym prawdopodobieństwem można założyć, że została ona wykonana jako ruszt żelbetowy oparty na ścianach zewnętrznych.

Fundamenty wykonano jako ławowe pod ścianami oraz stopowe pod żelbetowymi słupami konstrukcyjnymi. Odkrywki i odwierty kontrolne w zasadzie potwierdziły obrysy fundamentów przedstawione w archiwalnej dokumentacji projektowej.

2.3. Łącznik.

Budynek łącznika jest w pełni oddylatowany od budynku głównego i monolitycznie połączony z budynkiem auli. Jest to kubatura parterowa podpiwniczona na szerokości podwórka. Mury z cegły pełnej ceramicznej. Stropy nad piwnicami wykonano jako żelbetowe gęstożebrowe typu Akermana. Stropodach łącznika żelbetowy monolityczny płytowo-żebrowy z otworami na prostokątne świetliki. W łączniku szyb windy z pylonami żelbetowymi oddylatowany od konstrukcji korpusu głównego oraz łącznika.

2.4. Hala C z przybudówką.

Jest to hala połączona z budynkiem głównym pod kątem prostym, usytuowana od strony wschodniej, o wymiarach $b \times l \times h = 18,06 \times 56,50 \times 17,0\text{m}$ (wraz ze świetlikiem). Od strony zewnętrznej z halą jest powiązana parterowa przybudówka, o tej samej długości co hala.

Konstrukcja hali żelbetowa monolityczna (ramy) oraz tradycyjna, t.j. stropy międzykondygnacyjne Kleina na belkach stalowych opartych na podciągach stalowych i ścianach murowanych. Zasadniczą konstrukcję stanowią poprzeczne ramy monolityczne żelbetowe, bezprzegubowe, usytuowane w rozstawach co 5m, oraz żelbetowe słupy w płaszczyźnie ścian szczytowych. Konstrukcję uzupełniają zewnętrzne ściany murowane oraz wewnętrzna ściana poprzeczna z pilastrami z cegły pełnej ceramicznej, zastępując w jednej osi konstrukcyjnej ramę żelbetową. W zewnętrznych ścianach nadziemnej części hali wykonane są nad i pod wysokimi oknami żelbetowe wieńce-belki, które, w zamierzeniu projektanta miały przenosić całość obciążenia ścian (pionowego i poziomego) na słupy hali.

Ramy składają się ze słupów i z rygli. Słupy w dolnej części, na poziomie parteru mają przekrój 65 x 80cm, wyżej od 65 x 80 do 65 x 120cm. Rygle są o wymiarach 65x 140 do 65 x 170cm w środku rozpiętości. W górnej części w słupach występują wsporniki żelbetowe pod zaprojektowaną, lecz niezrealizowaną suwnicę.

Słupy wewnętrzne stalowe dwugałęzienne z ceowników stalowych; na poziomie parteru są to 2 C 220, wyżej 2 C180, połączone przewiązkami z płaskownikami spawanymi do ceowników. Na słupach w kierunku podłużnym opierają się podciąg z dwuteowników I 425, które z jednej strony stanowią oparcie dla belek szeregowych stropów nad parterem i lp., a z drugiej podporami są ściany oraz wymiany przyokienne. W traktach szczytowych (1 trakt od północy oraz 3 od południa) szeregowo belki opierają się w kierunku wzdłuż hali. W osiach c1-c4 słupy na parterze z 2-ch ceowników C 260, wyżej – z podwójnych C200. Wysokość belek dwuteowych jest zróżnicowana w zależności od tego, czy belka stanowi oparcie dla wymianu przyokiennego, czy opiera się na w/w wymianie. Na belkach są oparte płyty ceramiczne Kleina typu ciężkiego, a belki są obetonowane w strefach pomiędzy dolną stopką a spodem płyty Kleina.

Antresole na poziomach + 10,15, + 10.14, +10.21, +10.50, +13.34. Konstrukcja antresol zróżnicowana, większość wykonana ze stali; 2 antresole prawdopodobnie stalowo-żelbetowe. Klatki schodowe oraz schody prowadzące na antresole w konstrukcji stalowej, przeważnie jako blacha stalowa oparta na belkach policzkowych z ceowników stalowych.

Przy osi c10 winda obsługująca wszystkie 3 poziomy, z maszynownią górną. Konstrukcja obudowy windy stalowa niezależna od konstrukcji hali.

Dach hali stanowi żelbetowa płyta monolityczna gr. 8cm z żebrami opartymi na ryglach rozpiętych pomiędzy ramami i na ścianach. Płyta opiera się i jest monolitycznie powiązana z żebrami o przekrojach 20x 50(h) cm. Żebra narożne przy szczytach o wymiarach 34x55(h)cm. W kalenicy dachu ciągły świetlik prostokątny, zakończony przed szczytowymi przęsłami hali. Stropodach świetlika również wykonano jako płytę żelbetową monolityczną gr.10cm opartą na ścianach świetlika oraz na żebrach rozpiętych w osi hali opartych na ryglach ram.

Do wschodniej ściany hali przylega parterowa przybudówka o szer. ok.3m, której konstrukcja stropodachu została wykonana jako płyta żelbetowa gęstożebrowa typu Akermana, która opiera się na ścianie hali oraz na własnej zewnętrznej ścianie.

Fundamenty wykonano jako ławowe pod ścianami oraz stopowe pod żelbetowymi słupami konstrukcyjnymi stanowiącymi część układów ramowych oraz pod słupami w ścianach szczytowych i wewnątrz hali.

2.5. Hala D z przybudówką.

Jest to hala połączona z budynkiem głównym pod kątem prostym, usytuowana od strony zachodniej, o wymiarach $b \times l \times h = 18,06 \times 56,50 \times 17,0\text{m}$ (wraz ze świetlikiem). Od strony zewnętrznej z halą jest powiązana parterowa przybudówka, o tej samej długości co hala.

Konstrukcja hali żelbetowa monolityczna (ramy) oraz tradycyjna, t.j. stropy międzykondygnacyjne Kleina na belkach stalowych opartych na słupach stalowych i ścianach murowanych. Zasadniczą konstrukcję stanowią poprzeczne ramy monolityczne

żelbetowe, bezprzegubowe, usytuowane co 5m, oraz żelbetowe słupy w płaszczyźnie ścian szczytowych. Konstrukcję uzupełniają zewnętrzne ściany murowane oraz 2 wewnętrzne ściany poprzeczne z pilastrami z cegły pełnej ceramicznej, zastępując w 2-ch przekrojach żelbetowe ramy. W zewnętrznych ścianach nadziemnej części hali wykonane są nad i pod wysokimi oknami żelbetowe wieńce-belki, które, w zamierzeniu projektanta miały przenosić całość obciążenia ścian (pionowego i poziomego) na słupy hali.

W osiach d3-d9 na poziomach parteru oraz lp. w hali występuje wiele konstrukcji żelbetowych stanowiących głównie fundamenty pod maszyny i urządzenia. Z uwagi na ich planowane rozbiórki nie przeprowadzono szczegółowej inwentaryzacji konstrukcyjnej powyższych konstrukcji.

Ramy składają się ze słupów i z rygli. Słupy w dolnej części, na poziomie parteru mają przekrój 65 x 80cm, wyżej od 65 x 80 do 65 x 120cm. Rygle są o wymiarach 65x 140 do 65 x 170cm w środku rozpiętości. W górnej części w słupach występują wsporniki żelbetowe pod suwnicę, która obsługuje przestrzeń hali w osiach d6-d9.

W osiach d6-d12 słupy wewnętrzne na poziomie parteru stalowe dwugałęziowe z ceowników stalowych 2C180, połączone przewiązkami z płaskowników spawanych do ceowników. Na słupach w kierunku podłużnym opierają się podciąg z dwuteowników o wysokości 445mm, które z jednej strony stanowią oparcie dla belek szeregowych stropów nad parterem, a z drugiej podporami są ściany. Na belkach I 300 są oparte płyty ceramiczne Kleina typu ciężkiego, a belki są obetonowane w strefach pomiędzy dolną stopką a spodem płyty Kleina.

Dach hali stanowi żelbetowa płyta monolityczna gr. 8cm z żebrami opartymi na ryglach rozpiętych pomiędzy ramami i na ścianach. Płyta opiera się i jest monolitycznie powiązana z żebrami o przekrojach 20x 50(h) cm. Żebra narożne przy szczytach o wymiarach 34x55(h)cm. W kalenicy dachu ciągły świetlik prostokątny, zakończony przed szczytowymi przęsłami hali. Stropodach świetlika również wykonano jako płytę żelbetową monolityczną gr.10cm opartą na ścianach świetlika oraz na żebrach rozpiętych w osi hali opartych na ryglach ram.

Nad kotłownią (osie d3-d6) w bocznych przęsłach stropodach na lekkiej konstrukcji drewnianej. W kalenicy dachu ciągły świetlik prostokątny, zakończony przed szczytowymi przęsłami hali.

Antresole i pomosty technologiczne występują w osiach d3-d12. Konstrukcja antresol wykonana ze stali. Schody prowadzące na antresole również w konstrukcji stalowej, przeważnie jako blacha stalowa oparta na belkach policzkowych z ceowników stalowych.

W szczytowym segmencie hali obejmującym 2 pięciometrowe przęsła, w ostatnim dziesięcioleciu dokonano przebudowy, polegającej na wykonaniu żelbetowych stropów w 2-ch poziomach, i klatki schodowej. Stropy płytowe żelbetowe opierają się ruszcie z 8-miu podciągów. Końce podciągów opierają się na zewnętrznych ścianach murowanych

tuż przy słupach ram i słupach ściany szczytowej, na nośnej murowanej ścianie oraz na 2-ch dodatkowych słupach żelbetowych wewnątrz hali. Na podciągach opierają się schody żelbetowe.

Do zachodniej ściany hali przylega parterowa przybudówka o szer. ok.3m, której konstrukcja stropodachu została wykonana jako płyta żelbetowa gęstożebrowa typu Akermana, która opiera się na ścianie hali oraz na własnej zewnętrznej ścianie.

Fundamenty wykonano jako ławowe pod ścianami oraz stopowe pod żelbetowymi słupami konstrukcyjnymi stanowiącymi część układów ramowych oraz pod słupami w ścianach szczytowych i wewnątrz hali.

2.6. Chłodnia kominowa.

Chłodnia kominowa jest budowlą wolno stojącą o wymiarach gabarytowych $\varnothing 7,45\text{m}$; $h = 10,11\text{m}$ (nad poziomem terenu). Zasadniczą konstrukcję stanowi ścięty stożek pusty w środku. Chłodnia jest zagłębiona na 2,40m poniżej poziomu terenu. W połowie wysokości występuje balkonik, natomiast na szczycie galeryjka zabezpieczona balustradą. Grubość ścian chłodni stanowi 25cm. Całość konstrukcji chłodni została wykonana z żelbetu monolitycznego. Na górze wentylator zamocowany do rusztu z dwuteowych belek stalowych.

2.7. Budynek pracowni radiologicznej.

Pracownia radiologiczna jest budynkiem parterowym, w 80% podpiwniczonym. Konstrukcja pawilonu tradycyjna, t.j. ściany murowane z cegły pełnej ceramicznej, strop nad piwnicami oraz nad parterem żelbetowy gęstożebrowy typu Akermana. Wieżba dachowa tradycyjna, drewniana, płatwiowo-kleszczowa; krokwie opierają się na murłatach oraz na stolcu w osi budynku opartym na 3-ch słupach z 2-ma mieczami. Słupy opierają się na podwalinie ułożonej na stropie nad parterem.

Fundament pawilonu został odkryty z poziomu piwnic, który został rozpoznany jako ława betonowa o niewielkim wysięgu i małym zagłębieniu.

3. Warunki gruntowo-wodne na terenie ITC.

Jak wynika z badań wykonanych w ramach [1.3.11], warunki gruntowe terenu badań są proste. W podłożu gruntowym występują grunty spoiste i nasypowe. Grunty spoiste – gliny piaszczyste występują w stanie plastycznym. Grunty nasypowe to gruz, glina, beton, kostka klinkierowa. Nawiercone gliny są mało wilgotne, wilgotne. W stropie glin piaszczystych występują małe sączenia wody.

4. Założenia projektowe wynikające z opracowywanego programu funkcjonalno-użytkowego w zakresie planowanej przebudowy hal, auli oraz zadaszenia podwórza.

W zakresie konstrukcji opracowywany pfu przewiduje:

- 4.1. Likwidację wszystkich antresol oraz większości konstrukcji pod wyposażenie w halach C i D

- 4.2. Rozbiórkę schodów, pomostów w obu halach oraz galeryjek, wtórnych stropów windy w hali C;
 - 4.3. Rozbiórkę schodów żelbetowych w hali D pomiędzy osiami d2 i d3;
 - 4.4. Rozbiórkę fragmentów ścian murowanych w osi c4 oraz d3 na wszystkich 3-ch poziomach;
 - 4.5. Rozbiórkę łączników w osiach E-F oraz N-O;
 - 4.6. Usunięcie 2-ch słupów stalowych w osi d11 w hali D;
 - 4.7. Likwidację schodów oraz fragmentaryczną rozbiórkę stropów nad piwnicami przy obu wejściach do Auli;
 - 4.8. Rozbiórkę galeryjek na zewnętrznym obwodzie Auli oraz rozbiórkę 1p. części biurowej przy Auli
 - 4.9. Wykonanie 4-ch trójbiegowych żelbetowych klatek schodowych i wind usytuowanych w ich duszach, łączących parter, I i II piętra; po uprzedniej rozbiórce stropów w tych miejscach;
 - 4.10. Wykonanie galeryjek komunikacyjnych na poziomach I i II pięter w osiach c3-c9; C-D w hali C;
 - 4.11. Wylanie stropów żelbetowych na poziomie I i IIp. w miejscu rozbieranych schodów żelbetowych w hali D;
 - 4.12. Wykonanie szeregu nowych słupów wewnątrz hali D w osiach d9, d10 oraz d4, d5 oraz stropów opartych na nich;
 - 4.13. Wykonanie stropodachów w pasmach między halami a Aulą oraz nowej galerii komunikacyjnej na zewnętrznym obwodzie Auli;
 - 4.14. Wykonanie siatki słupów na dziedzińcu, konstrukcji pod salę dydaktyczną, antresol wraz ze schodami prowadzącymi na platformy pracy studenckiej;
 - 4.15. Wykonanie szklanego dachu nad dziedzińcem opartego na lekkiej konstrukcji i wiązarach z drewna klejonego;
 - 4.16. Wykonanie nowych ścian zewnętrznych elewacji wschodniej i zachodniej jako systemowych, szklanych na profilach stalowych, szklone zestawami trzyszybowymi;
 - 4.17. Nową ścianę elewacji południowej zaprojektowano jako częściowo przeszkloną;
 - 4.18. Na dachach świetlików w halach C i D zaplanowano lokalizację modułów fotowoltanicznych, a na szczytowych fragmentach dachów w obu halach kolektorów słonecznych;
 - 4.19. Na dachu Auli będą ustawione urządzenia wentylacji i klimatyzacji, jak również moduły fotowoltaniczne
5. Dane wyjściowe dla oceny stanu technicznego elementów konstrukcji.

Głównym źródłem informacji n/t zbrojenia i wymiarów przekroji konstrukcji żelbetowych, stalowych i murowych były odkrywki przedstawione na załączonych

rysunkach. Z powodu braku zachowanej rysunkowej dokumentacji projektowej posłużono się danymi zawartymi w archiwalnych obliczeniach statycznych hal C i D.

. Przeprowadzono również badanie wytrzymałości betonu sklerometrem jednego ze słupów w hali D, które potwierdziło klasę betonu założoną w projekcie – B15 (dawne oznaczenie R_w 170), - wyniki badań sklerometrycznych w załączeniu. Badania wytrzymałości betonu wykonano metodą nieniszczącą za pomocą pomiarów sklerometrycznych. W badaniach wykorzystano młotek Schmidta typu N firmy „PROCEQ”. Badanie sklerometrem Schmidta polega na pomiarze odskoku określonej masy uderzającej o powierzchnię betonu ze stałą siłą. Wielkość tego odskoku zależy od twardości powierzchniowej warstwy betonu i nazywana jest liczbą odbicia i oznaczana L . Pomiar liczby odbicia wybranego elementu wykonywano przy pionowym położeniu młotka prostopadłym do badanej powierzchni. W celu zapewnienia miarodajności wyników wybrane elementy zgodnie z PN-74/B-06262 oraz „Instrukcją stosowania młotków Schmidta do nieniszczącej kontroli jakości betonu w konstrukcjach” zbadano w 12 miejscach. W każdym miejscu wykonano po 5 odczytów na odpowiednio wygładzonej powierzchni. Wyniki pomiarów zestawiono w formularzach dziennika badań (patrz załącznik), po czym przeprowadzono statystyczną analizę rozkładu, t.j. określono:

- średnią wartość liczby odbicia :(L)
- średnie odchylenie standardowe:(S_L)
- wskaźnik zmienności liczb odbicia:(V_L)

Z powodu braku możliwości skalowania (metody statystycznej korelacji wyników badania próbek betonowych) przyjęto dobór hipotetycznej krzywej regresji dla danego betonu, uwzględniając współczynniki poprawkowe wg „Instrukcji...” w zależności od wilgotności betonu (1,00) i jego wieku (0,60).

Na podstawie przeprowadzonych badań sklerometrycznych, odkrywek oraz archiwalnych obliczeń statycznych przyjęto następujące założenia do obliczeń sprawdzających:

- Beton klasy B15 (C12/15)
- Stal zbrojeniowa A-0 (okrągła gładka) oraz A-III (o przekroju kwadratowym żebrowana) – przyjęto z obliczeń archiwalnych
- Ze względu na brak danych przyjęto stal profilową o najniższej wytrzymałości, odpowiadającą znakowi St0S
- Cegła pełna ceramiczna kl. 100

6. Ocena istniejących rozwiązań konstrukcyjnych pod względem zgodności z aktualnie obowiązującymi przepisami p.poż.

Generalnie stwierdza się, że elementy żelbetowe spełniają aktualnie obowiązujące wymagania dotyczące ich odporności ogniowej, t.j. wymiary przekrojów, grubość otuliny

zbrojenia wraz z tynkiem cementowym są wystarczające. Nośne mury wewnętrzne oraz zewnętrzne również posiadają normową odporność ogniową.

Natomiast konstrukcje stalowe z których wykonane zostały słupy wewnątrz hal, belki stropowe odsłonięte od spodu i w całości, jak również wszystkie schody, nie spełniają wymagań w zakresie p.poż.

Obiekt powinien posiadać klasę odporności ogniowej „C”, t.j. wobec poszczególnych elementów mają być co najmniej spełnione poniższe wymagania co do nośności, szczelności i izolacyjności ogniowej:

- Słupy stalowe i główna stalowa konstrukcja – R60
- Stropy – REI60
- Konstrukcja dachu R30
- Przekrycie dachu RE15
- Ściany zewnętrzne EI30
- Ściany wewnętrzne EI15

7. Ocena stanu technicznego elementów konstrukcji kubatur stanowiących przedmiot opracowania oraz uwarunkowania konstrukcyjne w zakresie realizacji PFU.

Ogólnie stan techniczny konstrukcji wszystkich obiektów stanowiących przedmiot opracowania ocenia się jako dobry.

Jak wykazały obliczenia statyczne sprawdzające oraz analiza konstrukcji obiektu, prace rozbiórkowe wyszczególnione w p. 3.1- 3.9 są możliwe do wykonania z konstrukcyjnego punktu widzenia, t.j. powyższe rozbiórki nie przyczynią się do naruszenia stabilności całego obiektu oraz jego poszczególnych części, a stany graniczne nośności oraz użytkowania nie zostaną przekroczone. W przypadku p. 4.6. należy wykonać wzmocnienie aktualnie 2-przęsłowych, a po rozebraniu słupów 1-przęsłowych stalowych 2-krotnie dłuższych podciągów, jak również ewentualnie wzmocnienie dociążanych słupów i stóp fundamentowych pod nimi.

Słupy ram żelbetowych hal C i D posiadają znaczny zapas nośności, dlatego istnieje alternatywna możliwość oparcia zewnętrznych przęseł projektowanych wiązarów drewnianych na w/w słupach. W przypadku zaprojektowania nowych słupów wewnątrz dziedzińca usytuowanych bezpośrednio przy słupach ram żelbetowych niezbędne będzie wykonanie fundamentowania nie przekazującego nacisków na stopowe fundamenty słupów ram istniejących.

Wszystkie słupy stalowe ze względów pożarowych należy obetonować lub zabezpieczyć za pomocą malowania pęczniejącymi farbami przeciwpożarowymi. Odkryte belki stalowe również należy zabezpieczyć pod względem p.poż. np. metodą natrysku lub poprzez malowanie farbami p.poż.

Liczne spękania na podniebieniach stropodachów w obu halach należy naprawić poprzez skucie najbardziej spękanych tynków, reprofilacji i systemowych naprawach, po czym wykonać nowe tynki na siatce przymocowanej do konstrukcji żelbetowej.

Drewniane wypełnienie stropodachu w hali D w osiach d3-d6 oraz O-P, R-S wymienić na płyty żelbetowe

W związku z planowanym dociążeniem konstrukcji dachów nad halami poprzez lokalizację na dachach modułów fotowoltanicznych i kolektorów słonecznych niezbędne będzie wzmocnienie rygli ram poprzez np. zastosowanie taśm z włókien węglowych, bowiem obliczenia statyczne sprawdzające wykazały znaczne przekroczenie nośności w ryglach.

Pod urządzenia wentylacji i klimatyzacji, jak również moduły fotowoltaniczne projektowane na dachu Auli wykonać niezależną lekką konstrukcję stalową przekazującą reakcje bezpośrednio na ściany auli.

8. Uwagi końcowe.

- 8.1. Pomiary i badania wykonane w ramach niniejszego opracowania były prowadzone w miesiącach 10 - 11.2014r. (podczas roku szkolnego i zajęć ze studentami). W tym okresie nie wszystkie elementy konstrukcji mogły zostać odkryte i rozpoznane. Dlatego po ostatecznym doprecyzowaniu zamierzeń projektowych wynikających z PFU zastrzega się konieczność przeprowadzenia dodatkowych odkrywek i badań, które mogą stanowić część ekspertyzy stanu technicznego obiektu niezbędnej do złożenia PB do urzędu zgodnie z §206, pkt 2 Rozporządzenia Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie z dnia 12 kwietnia 2002 r. (Dz.U. Nr 75, poz. 690).
- 8.2. Niniejsza opinia nie stanowi dokumentacji projektowej. Załączone obliczenia statyczne kilku wybranych elementów konstrukcyjnych mają charakter orientacyjny. Dla zrealizowania założeń przeanalizowanych w opinii oraz zawartych w niej wytycznych projektant konstrukcji w ramach opracowywanej dokumentacji projektowej każdorazowo sprawdza bezpieczeństwo stanów granicznych nośności i użytkowania wszystkich projektowanych, jak również wykorzystywanych lub modyfikowanych elementów ulegających zmianom przekrojów, schematów statycznych, obciążeń i t.p.
- 8.3. Ważność opinii ustala się na 2 lata, t.j. do końca grudnia 2016r.
- 8.4. Opinię opracowano w 7-miu jednobrzmiących egzemplarzach, z czego 6 egz. otrzymuje Zamawiający.

Opracował:

II OBLICZENIA STATYCZNE SPRAWDZAJĄCE

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

Dach nad świetlikiem

L.p.	Warstwa	Obc. char. [kN/m ²]	Wspł.	Obc. obl. [kN/m ²]
1	Papa (0,01 kN/m ²)	0,01	1,30	0,01
2	Szkło piankowe czarne gr. 50cm (0,50 m x 3,0 kN/m ³)	1,50	1,30	1,95
3	Płyta żelbetowa gr. 10cm (0,10 m x 25 kN/m ³)	2,50	1,00	2,50
4	Tynk cementowo-wapienny gr. 1cm (0,01 x 19 kN/m ³)	0,19	1,00	0,19
	Suma Σ	4,20	1,11	4,65
5	Obciążenie wiatrem I (teren C, strefa I, C=-0,8) (-0,8 x 0,7 x 0,25 kPa x 1,8)	-0,25	1,4	-0,35
6	Obciążenie wiatrem II (teren C, strefa I, C=-0,5) (-0,5 x 0,7 x 0,25 kPa x 1,8)	-0,16	1,4	-0,22
7	Obciążenie śniegiem (0,9 kN/m ² x 0,8)	0,72	1,5	1,08

Dach główna połąć

L.p.	Warstwa	Obc. char. [kN/m ²]	Wspł.	Obc. obl. [kN/m ²]
1	Papa (0,01 kN/m ²)	0,01	1,30	0,01
2	Wełna mineralna gr. 20cm (0,20 m x 1,0 kN/m ³)	0,20	1,30	0,26
3	Suprema gr. 16cm (0,16 m x 4,5 kN/m ³)	0,72	1,30	0,94
4	Płyta żelbetowa gr. 10cm (0,10 m x 25 kN/m ³)	2,50	1,00	2,50
5	Tynk cementowo-wapienny gr. 2cm (0,02 x 19 kN/m ³)	0,38	1,00	0,38
	Suma Σ	3,81	1,11	4,09
6	Obciążenie wiatrem I (teren C, strefa I, C ₁ =-0,6, C ₂ =-0,5) (-0,6 x 0,7 x 0,25 kPa x 1,8) (-0,5 x 0,7 x 0,25 kPa x 1,8)	-0,19 -0,16	1,4	-0,27 -0,22
7	Obciążenie wiatrem II (teren C, strefa I, C=-0,5) (-0,5 x 0,7 x 0,25 kPa x 1,8)	-0,16	1,4	-0,22
8	Obciążenie śniegiem (0,9 kN/m ² x 0,8) Obciążenie workiem śnieżnym (0,9 kN/m ² x 2,5)	0,72 2,25	1,5	1,08 3,38

Strop nad Ip

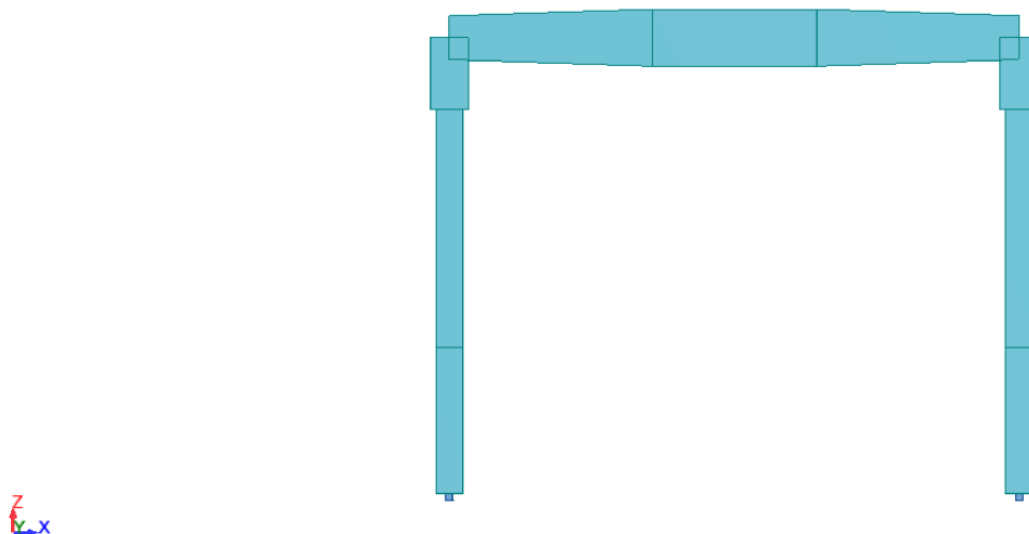
L.p.	Warstwa	Obc. char. [kN/m ²]	Wspł.	Obc. obl. [kN/m ²]
1	Płytki gresowe 2cm (0,02 x 25 kN/m ³)	0,50	1,00	0,50
2	Gruzobeton gr. 9,5cm (0,095 m x 20,0 kN/m ³)	1,90	1,00	1,90
3	Strop Kleina gr. 14cm (0,14 m x 18 kN/m ³)	2,52	1,00	2,52
4	Belka stalowa I 280 (0,48 kN/m)	0,48	1,00	0,48
5	Obetonowanie belki stalowej (0,02 m ² x 25 kN/m ³)	0,50	1,00	0,20
6	Tynk cementowo-wapienny gr. 2cm (0,02 m x 19 kN/m ³)	0,38	1,00	0,38
	Suma Σ	6,28	1,00	6,28
7	Obciążenie użytkowe 5,0 kN/m ²	5,00	1,2	6,00

Strop nad parterem

L.p.	Warstwa	Obc. char. [kN/m ²]	Wspł.	Obc. obl. [kN/m ²]
1	Płytki gresowe 2cm (0,02 x 25 kN/m ³)	0,50	1,00	0,50
2	Gruzobeton gr. 11cm (0,11 m x 20,0 kN/m ³)	2,20	1,00	2,20
3	Strop Kleina gr. 14cm (0,14 m x 18 kN/m ³)	2,52	1,00	2,52
4	Belka stalowa I 280 (0,48 kN/m)	0,48	1,00	0,48
5	Obetonowanie belki stalowej (0,02 m ² x 25 kN/m ³)	0,50	1,00	0,20
6	Tynk cementowo-wapienny gr. 2cm (0,02 m x 19 kN/m ³)	0,38	1,00	0,38
	Suma Σ	6,58	1,00	6,58
7	Obciążenie użytkowe 5,0 kN/m ²	5,00	1,2	6,00

Poz. 1 Rama żelbetowa.

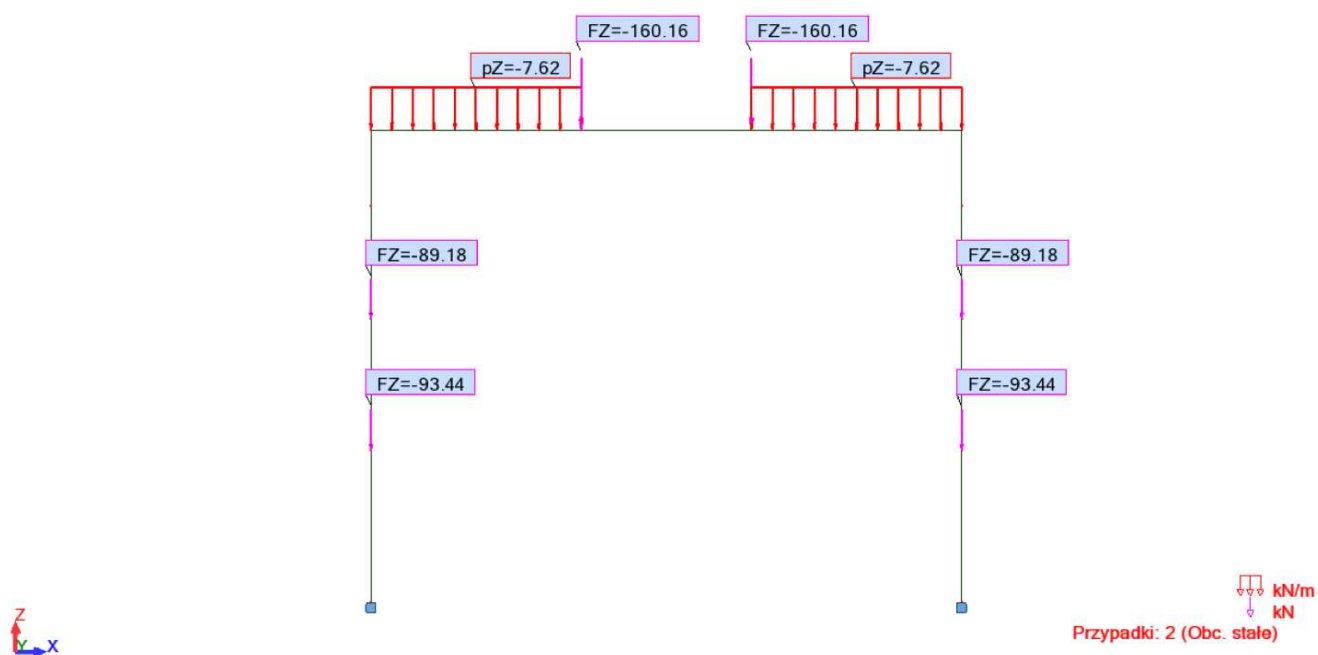
Widok



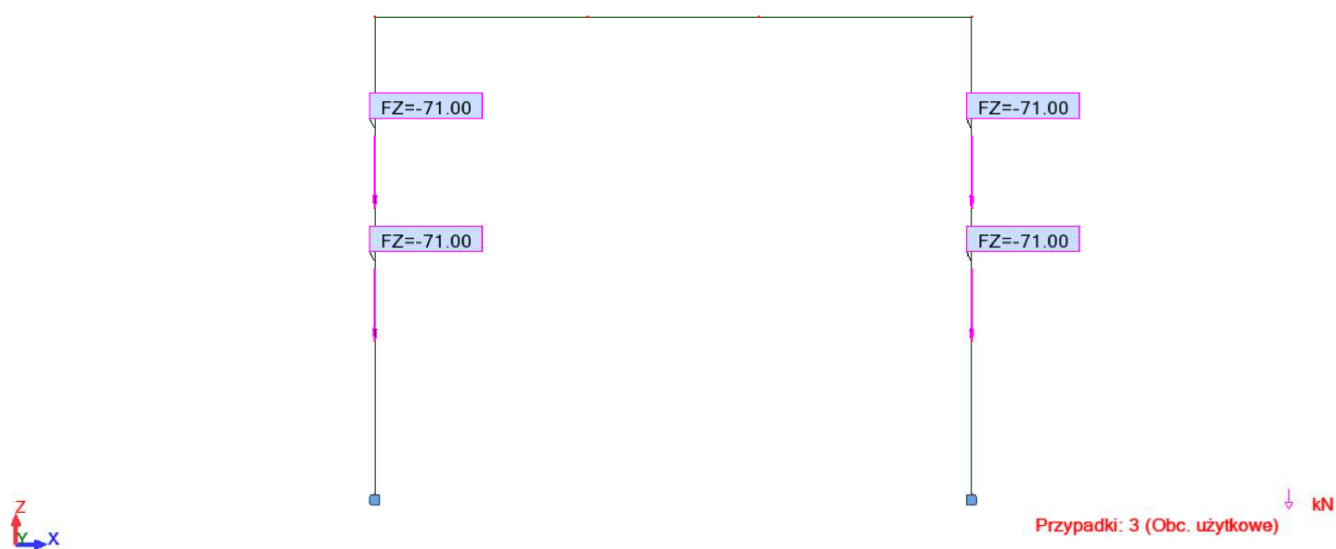
Obciążenia - Przypadki: 1do6 : Wartości: 1

Przypadek	Typ bciążenia	Lista	Wartość obciążenia
1	ciężar własny	1do9	PZ Minus Wsp=1,00
2	obciąż. jednorodne	4 9	PZ=-7,62(kN/m)
2	siła węzłowa	5 6	FZ=-160,16(kN)
2	siła węzłowa	2 8	FZ=-93,44(kN)
2	siła węzłowa	11 12	FZ=-89,18(kN)
3	siła węzłowa	2 8 11 12	FZ=-71,00(kN)
4	siła węzłowa	5 6	FZ=2,15(kN)
4	obciąż. jednorodne	4 9	PZ=0,32(kN/m)
4	obciąż. jednorodne	6do8	PX=0,32(kN/m)
4	obciąż. jednorodne	1do3	PX=-0,32(kN/m)
4	siła węzłowa	6	FX=1,60(kN)
4	siła węzłowa	5	FX=-1,60(kN)
5	siła węzłowa	5 6	FZ=3,36(kN)
5	siła węzłowa	5	FX=2,21(kN)
5	siła węzłowa	6	FX=1,89(kN)
5	obciąż. jednorodne	4	PZ=0,38(kN/m)
5	obciąż. jednorodne	9	PZ=0,32(kN/m)
5	obciąż. jednorodne	1do3	PX=0,44(kN/m)
5	obciąż. jednorodne	6do8	PX=0,19(kN/m)
6	siła węzłowa	5 6	FZ=-15,59(kN)
6	obciąż. jednorodne	4 9	PZ=-1,44(kN/m)

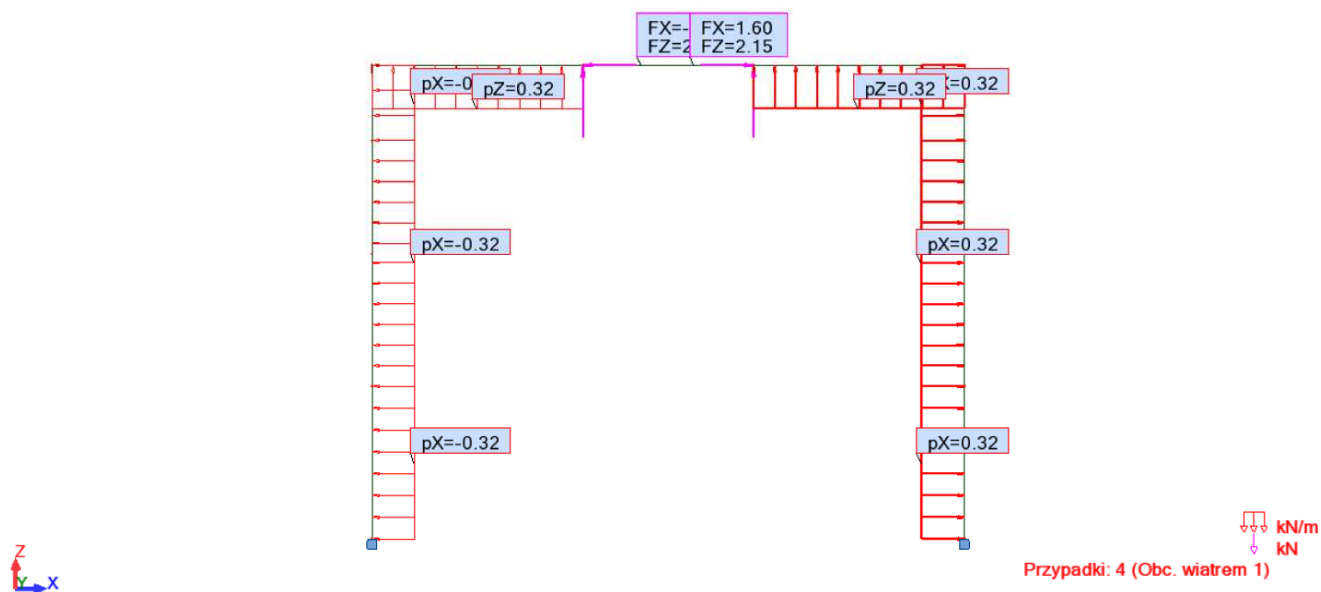
Widok - Przypadki: 2 (Obc. stałe)



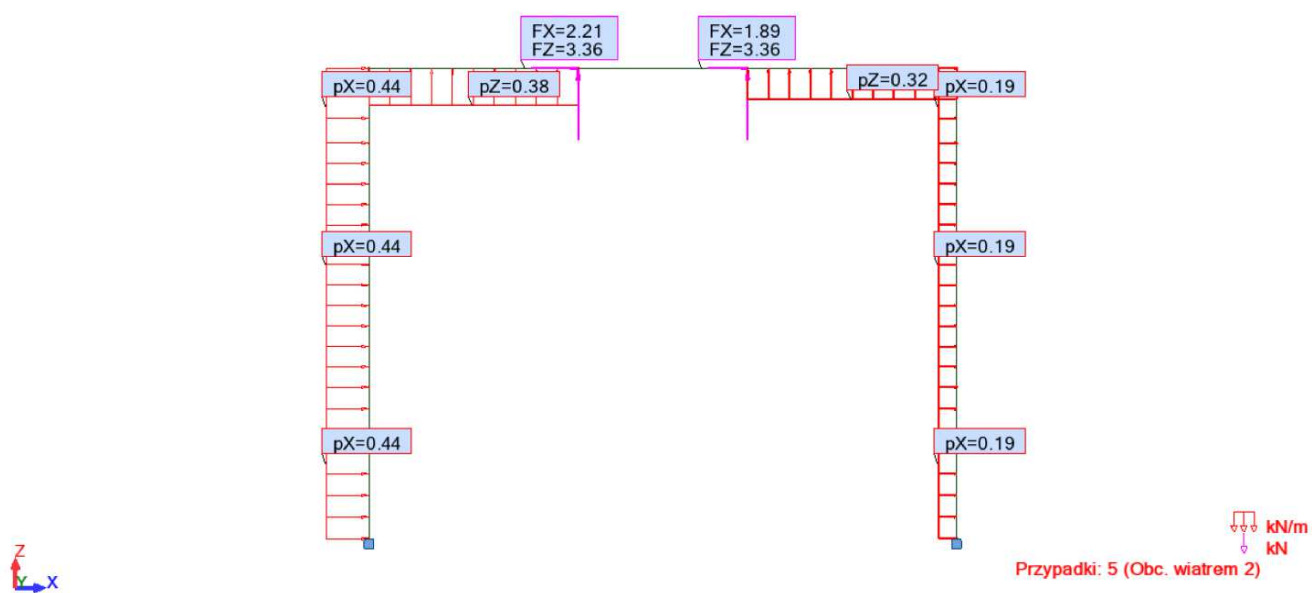
Widok - Przypadki: 3 (Obc. użytkowe)



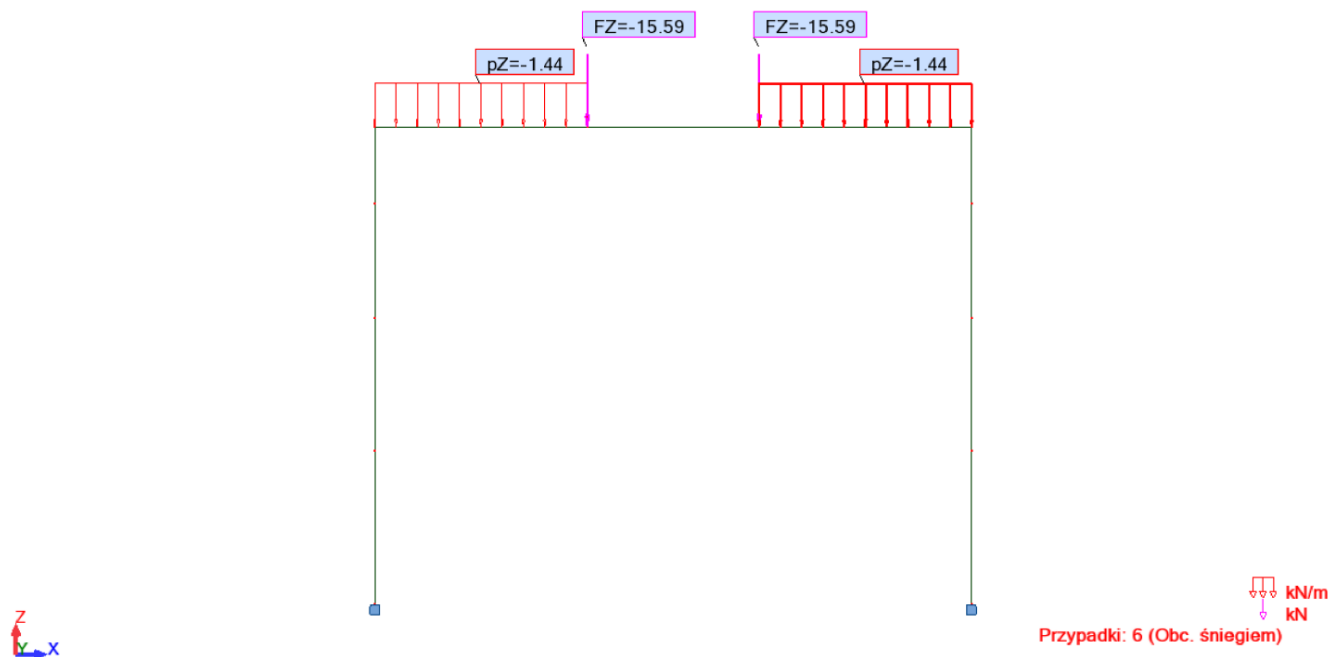
Widok - Przypadki: 4 (Obc. wiatrem 1)



Widok - Przypadki: 5 (Obc. wiatrem 2)



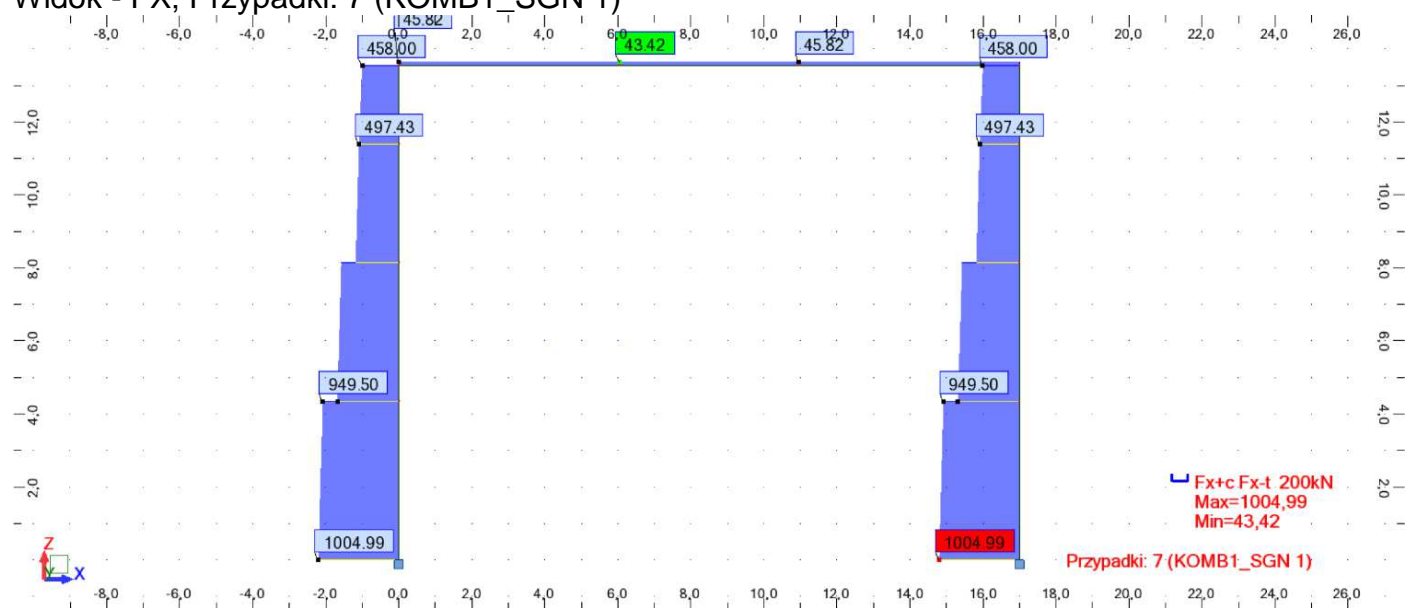
Widok - Przypadki: 6 (Obc. śniegiem)



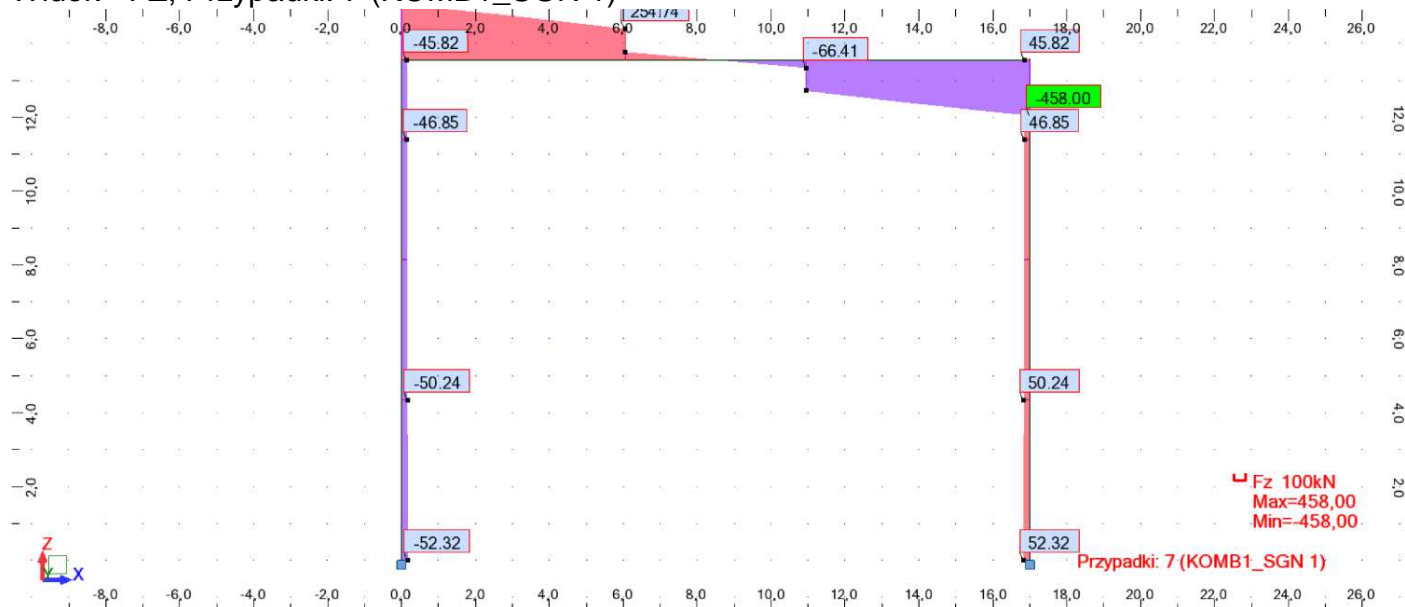
Kombinacje przypadków - Przypadki: 7do9 : Wartości: 1

Kombinacja	Nazwa	Typ analizy	Typ kombinacji	Definicja
7 (K)	KOMB1_SGN 1	Kombinacja liniowa	SGN	$1 \cdot 1.00 + 2 \cdot 1.05 + 3 \cdot 1.20 + (4+6) \cdot 1.50$
8 (K)	KOMB2_SGN	Kombinacja liniowa	SGN	$1 \cdot 1.00 + 2 \cdot 1.05 + 3 \cdot 1.20 + (5+6) \cdot 1.50$
9 (K)	KOMB3_SGU	Kombinacja liniowa	SGU	$(1+2+3+6) \cdot 1.00$

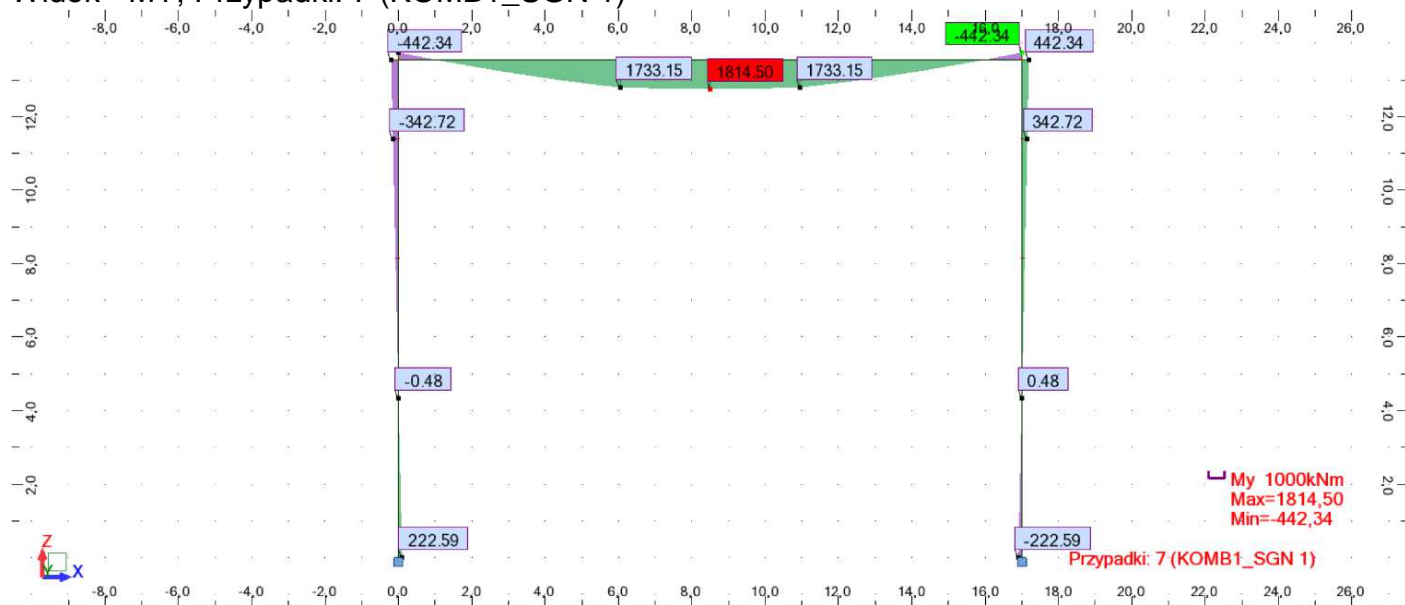
Widok - FX; Przypadki: 7 (KOMB1_SGN 1)



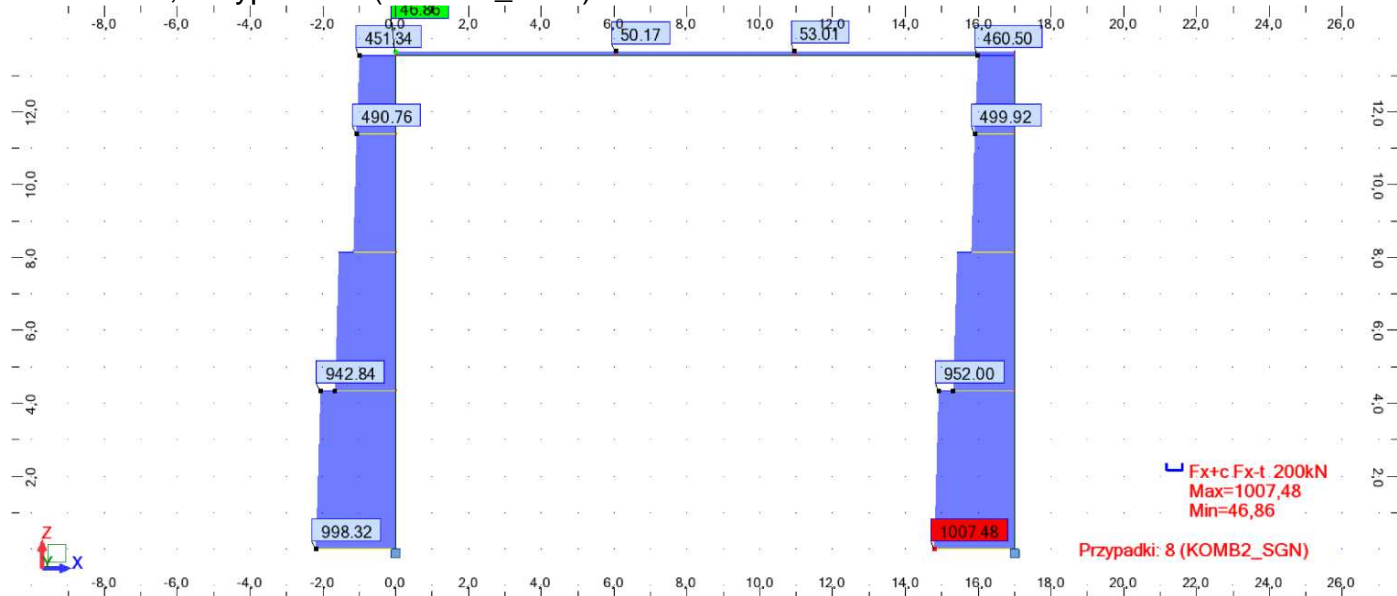
Widok - FZ; Przypadki: 7 (KOMB1_SGN 1)



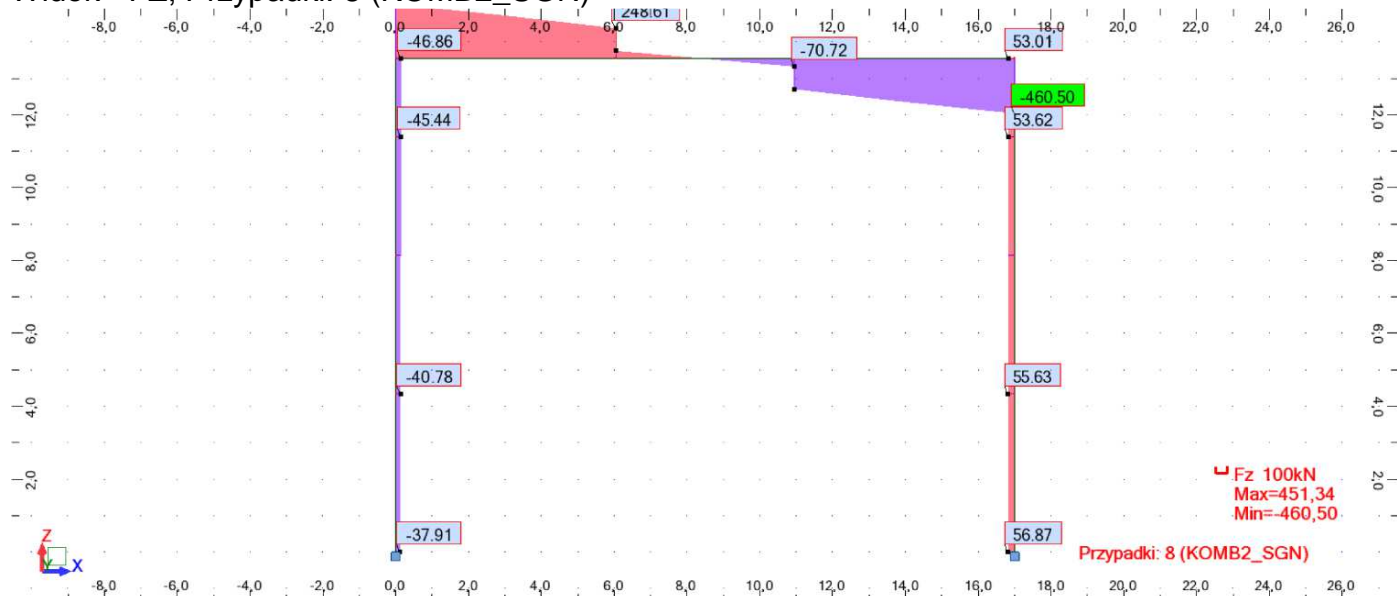
Widok - MY; Przypadki: 7 (KOMB1_SGN 1)



Widok - FX; Przypadki: 8 (KOMB2_SGN)



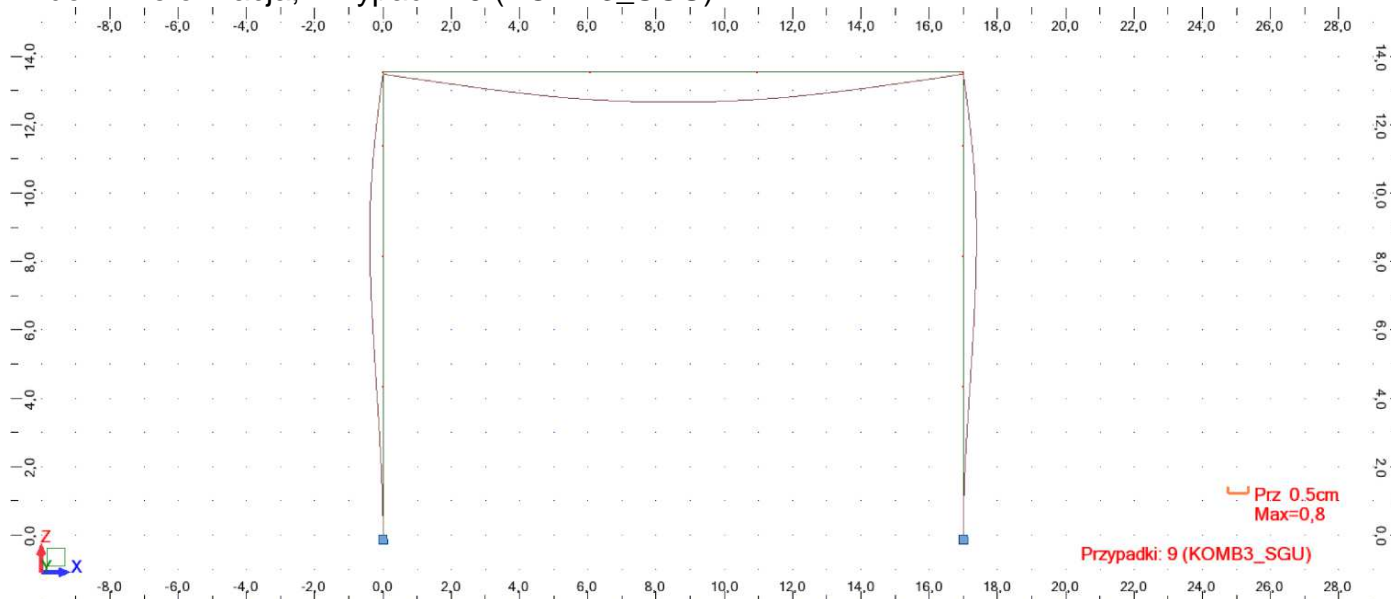
Widok - FZ; Przypadki: 8 (KOMB2_SGN)



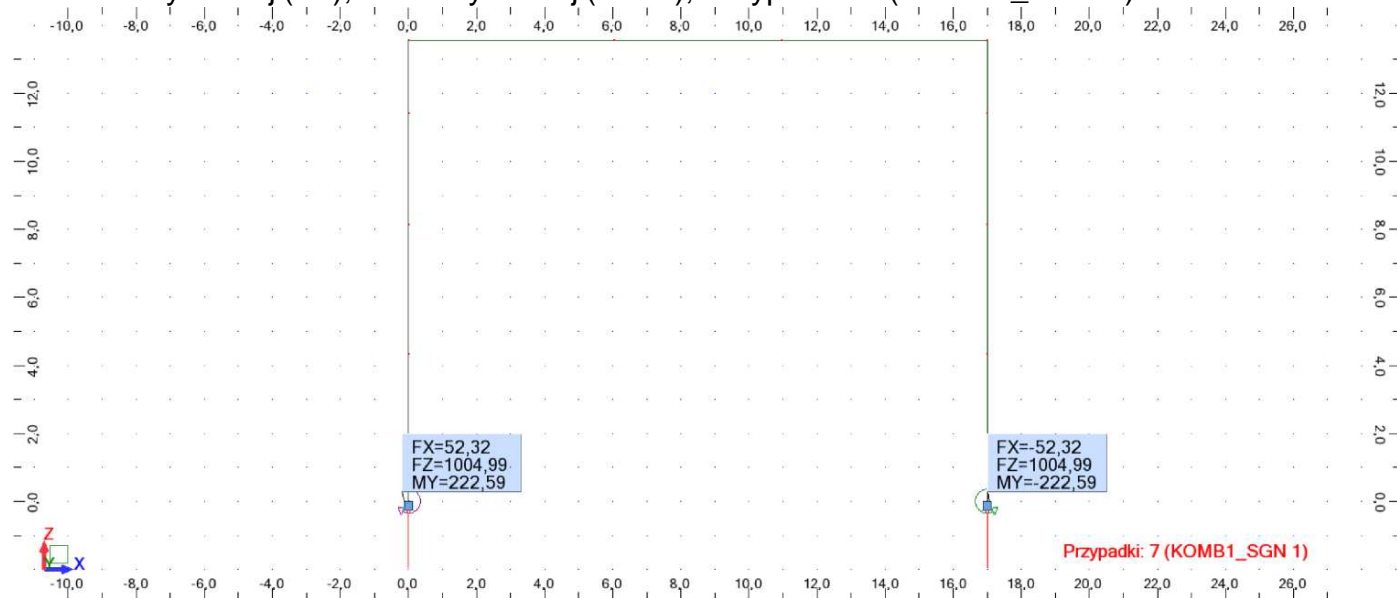
Widok - MY; Przypadki: 8 (KOMB2_SGN)



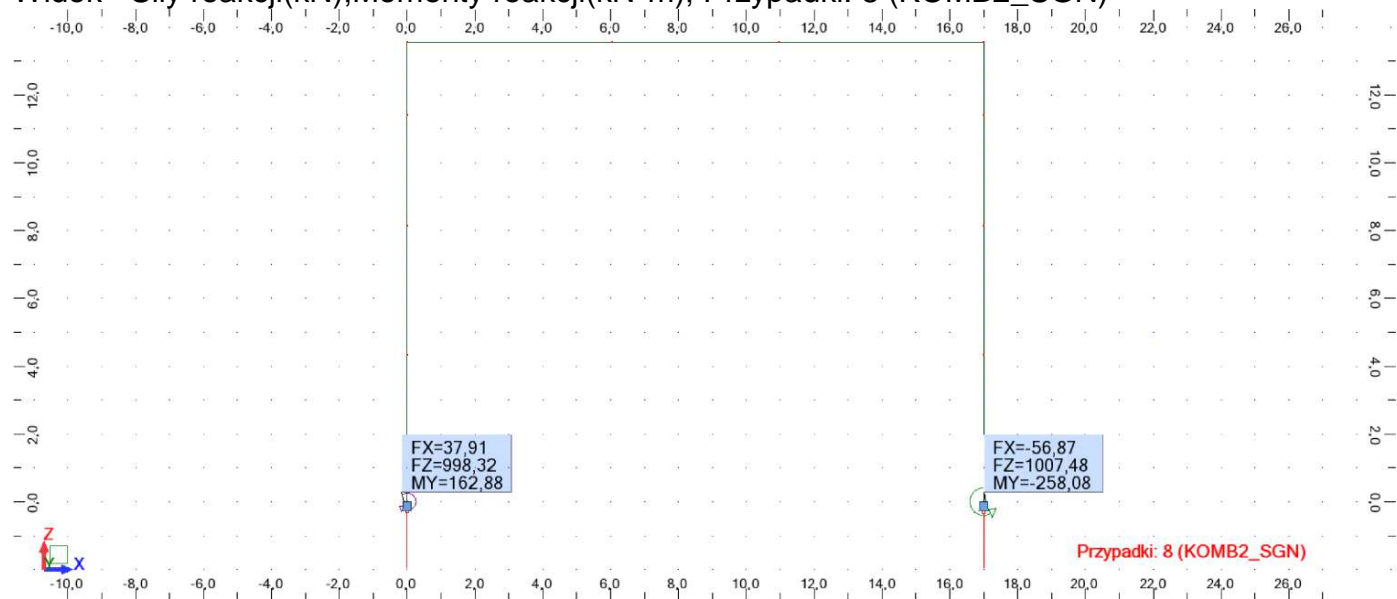
Widok - Deformacja; Przypadki: 9 (KOMB3_SGU)



Widok - Siły reakcji(kN);Momenty reakcji(kN*m); Przypadki: 7 (KOMB1_SGN 1)



Widok - Siły reakcji(kN);Momenty reakcji(kN*m); Przypadki: 8 (KOMB2_SGN)

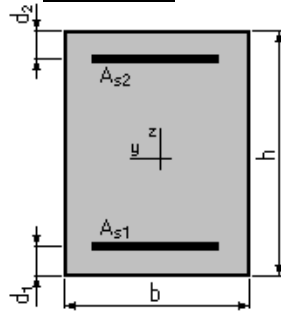


Poz.1.1. Rygiel ramy żelbetowej 65x170(h)cm

1. Założenia:

- Beton klasy B15, $\alpha_{cc} = 1,00$
- Stal klasy A-III $f_{yk} = 410,0$ (MPa)
- Brak sprawdzenia stanu granicznego rozwarcia rys
- Obliczenia zgodne z PN-B-03264:2002

2. Przekrój:



$b = 65,0$ (cm)

$h = 170,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Obciążenia:

Moment obliczeniowy

$M = 1814,50$ (kN*m)

4. Wyniki:

Teoretyczna powierzchnia zbrojenia:

$A_{s1} = 33,7$ (cm²)

$A_{s2} = 0,0$ (cm²)

17 $\phi 16 = 34,2$ (cm²)

0 $\phi 16 = 0,0$ (cm²)

Stopień zbrojenia: $\mu = 0,31$ (%)

Minimalny stopień zbrojenia: $\mu_{a, min} = 0,13$ (%)

Wyniki szczegółowe dla SGN:

$M_y = 1814,50$ (kN*m)

Położenie osi obojętnej: $y = 28,4$ (cm)

Ramię sił wewnętrznych: $z = 153,6$ (cm)

Względna wysokość strefy ściskanej: $\xi = 0,17$

Graniczna wysokość strefy ściskanej: $\xi_{gr} = 0,67$

Naprężenia w betonie ściskanym: $\sigma_c = 8,0$ (MPa)

Naprężenia w stali zbrojeniowej:
rozciągające: $\sigma_s = 350,0$ (MPa)

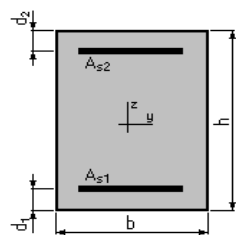
Odkryto zbrojenie 10 $\square 18 A = 32,4 \text{ cm}^2 < 33,7 \text{ cm}^2$

Poz. 1.2. Słup ramy żelbetowej 65x80cm

1. Założenia:

- Beton klasy B15, $\alpha_{cc} = 1,00$
- Stal klasy A-III $f_{yk} = 410,0$ (MPa)
- Struktura o węzłach nieprzesuwnych
- Wysokość słupa $l = 13,0$ (m)
- Długość obliczeniowa $l_0 = 13,0$ (m)
- Względny udział obciążeń długotrwałych $N_d/N = 1,00$
- Współczynnik pełzania betonu $\phi_p = 3,13$
- Brak sprawdzenia stanu granicznego rozwarcia rys
- Obliczenia zgodne z PN-B-03264:2002

2. Przekrój:



$$b = 65,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 80,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Przypadki obciążeniowe:

N^0	Typ	N (kN)	M (kN*m)
1.	SGN	1005,00	222,60
2.	SGN	1007,50	258,10
3.	SGN	998,30	162,90

Numer przypadku wymiarującego: 2

4. Wyniki:

Teoretyczna powierzchnia zbrojenia:

$$A_{s1} = 7,8 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 7,8 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$4 \phi 16 = 8,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$4 \phi 16 = 8,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Stopień zbrojenia} \mu = 0,30 \text{ (\%)} = 0,30 \text{ (\%)}$$

$$\mu_{\min} = 0,30 \text{ (\%)} \quad \mu_{\max} = 4,00 \text{ (\%)}$$

$$\mu_{\max} = 4,00 \text{ (\%)}$$

Analiza przypadków obciążeniowych:

Przypadek 1.	SGN	N = 1005,00 (kN)	M = 222,60 (kN*m)
Moment obliczeniowy			M = 313,76 (kN*m)

Stopień wykorzystania nośności:	63,2 (%)
Smukłość słupa:	$\lambda = 56,3$
Mimośród statyczny siły podłużnej:	$e_s = 22,1 \text{ (cm)}$
Mimośród niezamierzony:	$e_n = 2,7 \text{ (cm)}$
Mimośród początkowy:	$e_0 = 24,8 \text{ (cm)}$
Siła krytyczna:	$N_{kr} = 4899,44 \text{ (kN)}$
Mimośród obliczeniowy $e = h \cdot e_0$	$e = 31,2 \text{ (cm)}$
Położenie osi obojętnej:	$y = 46,6 \text{ (cm)}$
Ramię sił wewnętrznych:	$z = 56,4 \text{ (cm)}$
Względna wysokość strefy ściskanej:	$\xi = 0,62$
Naprężenia w betonie ściskanym:	$\sigma_c = 8,0 \text{ (MPa)}$
Naprężenia w stali zbrojeniowej:	
- rozciągające	$\sigma_s = 350,0 \text{ (MPa)}$
- ściskające	$\sigma'_s = 350,0 \text{ (MPa)}$

Przypadek 2.	SGN	N = 1007,50 (kN)	M = 258,10 (kN*m)
Moment obliczeniowy			M = 362,72 (kN*m)

Stopień wykorzystania nośności:	72,1 (%)
Smukłość słupa:	$\lambda = 56,3$

Mimośród statyczny siły podłużnej:	$e_s = 25,6 \text{ (cm)}$
Mimośród niezamierzony:	$e_n = 2,7 \text{ (cm)}$
Mimośród początkowy:	$e_0 = 28,3 \text{ (cm)}$
Siła krytyczna:	$N_{kr} = 4700,02 \text{ (kN)}$
Mimośród obliczeniowy $e = h \cdot e_0$	$e = 36,0 \text{ (cm)}$
Położenie osi obojętnej:	$y = 39,3 \text{ (cm)}$
Ramię sił wewnętrznych:	$z = 59,3 \text{ (cm)}$
Względna wysokość strefy ściskanej:	$\xi = 0,52$
Naprężenia w betonie ściskanym:	$\sigma_c = 8,0 \text{ (MPa)}$
Naprężenia w stali zbrojeniowej:	
- rozciągające	$\sigma_s = 350,0 \text{ (MPa)}$
- ściskające	$\sigma_s' = 350,0 \text{ (MPa)}$

Przypadek 3. SGN $N = 998,30 \text{ (kN)}$ $M = 162,90 \text{ (kN*m)}$
Moment obliczeniowy $M = 234,48 \text{ (kN*m)}$

Stopień wykorzystania nośności:	50,4 (%)
Smukłość słupa:	$\lambda = 56,3$
Mimośród statyczny siły podłużnej:	$e_s = 16,3 \text{ (cm)}$
Mimośród niezamierzony:	$e_n = 2,7 \text{ (cm)}$
Mimośród początkowy:	$e_0 = 19,0 \text{ (cm)}$
Siła krytyczna:	$N_{kr} = 5206,96 \text{ (kN)}$
Mimośród obliczeniowy $e = h \cdot e_0$	$e = 23,5 \text{ (cm)}$
Położenie osi obojętnej:	$y = 56,1 \text{ (cm)}$
Ramię sił wewnętrznych:	$z = 52,5 \text{ (cm)}$
Względna wysokość strefy ściskanej:	$\xi = 0,75$
Naprężenia w betonie ściskanym:	$\sigma_c = 8,0 \text{ (MPa)}$
Naprężenia w stali zbrojeniowej:	
- rozciągające	$\sigma_s = 235,2 \text{ (MPa)}$
- ściskające	$\sigma_s' = 350,0 \text{ (MPa)}$

Odkryte zbrojenie 9 # 18 A = 22,90 cm² > 7,80 cm²

Poz. 1.3. – belka stropodachu w traktach bocznych hal

$$l_0 = 5,50 \times 1,05 = 5,775 \text{ m}$$

$$q = (4,09 + 3,38)1,5 = 11,21 \text{ N/m}$$

$$M = 0,125 \times 11,21 \text{ N/m} \times 5,775^2 = 46,71 \text{ kNm}$$

Analiza nośności przekroju dla zginania prostego

1. Założenia:

- **Beton klasy B15, $\alpha_{cc} = 1,00$**
- **Stal klasy A-0 $f_{yk} = 220,0 \text{ (MPa)}$**
- Brak sprawdzenia stanu granicznego rozwarcia rys
- Obliczenia zgodne z **PN-B-03264:2002**

2. Przekrój:

$$b_f = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 20,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 10,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,0 \text{ (cm)}$$

3. Powierzchnia zbrojenia:

$$A_{s1} = 7,7 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$7 \phi 12 = 7,9 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 1,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$2 \phi 12 = 2,3 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Stopień zbrojenia: } \mu = 0,91 \text{ (\%)} \quad \mu_{a, \min} = 0,19 \text{ (\%)}$$

$$\text{Minimalny stopień zbrojenia: } \mu_{a, \min} = 0,19 \text{ (\%)}$$

4. Dopuszczalny moment zginający:

Z uwagi na nośność przekroju:

$$M_{\max} = 68,86 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{\min} = -9,03 \text{ (kN*m)}$$

Wyniki szczegółowe dla SGN:

$$M_y = 68,86 \text{ (kN*m)}$$

Położenie osi obojętnej:

$$y = 4,0 \text{ (cm)}$$

Ramię sił wewnętrznych:

$$z = 46,0 \text{ (cm)}$$

Względna wysokość strefy ściskanej:

$$\xi = 0,08$$

Graniczna wysokość strefy ściskanej:

$$\xi_{gr} = 0,79$$

Naprężenia w betonie ściskanym:

$$\sigma_c = 8,0 \text{ (MPa)}$$

Naprężenia w stali zbrojeniowej:

rozciągające:

$$\sigma_s = 190,0 \text{ (MPa)}$$

ściskające:

$$\sigma_s' = 11,7 \text{ (MPa)}$$

$$M_{\max} = 68,86 \text{ kN*m} > 46,71 \text{ kNm}$$

Poz. 1.4. – płyta stropodachu w świetlikach hal

$$l_0 = 2,10 \times 1,05 = 2,205 \text{ m}$$

$$q = 4,65 + 1,08 = 5,73 \text{ N/m}$$

$$M = 0,125 \times 5,73 \text{ N/m} \times 2,205^2 = 3,48 \text{ kNm}$$

Projektowanie przekroju dla zginania prostego

1. Założenia:

- **Beton klasy B15**, $\alpha_{cc} = 1,00$
- **Stal klasy A-0** $f_{yk} = 220,0 \text{ (MPa)}$
- Brak sprawdzenia stanu granicznego rozwarcia rys
- Obliczenia zgodne z **PN-B-03264:2002**

2. Przekrój:

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 10,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,0 \text{ (cm)}$$

3. Obciążenia:

Moment obliczeniowy

$$M = 3,48 \text{ (kN*m)}$$

4. Wyniki:

Teoretyczna powierzchnia zbrojenia:

$$A_{s1} = 3,8 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$4 \phi 12 = 4,5 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$0 \phi 12 = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Stopień zbrojenia: } \mu = 0,47 \text{ (\%)}$$

Minimalny stopień zbrojenia: $\mu_{a, \min} = 0,47 (\%)$

Wyniki szczegółowe dla SGN: **My = 3,48 (kN*m)**
Położenie osi obojętnej: $y = 1,1 \text{ (cm)}$
Ramię sił wewnętrznych: $z = 7,6 \text{ (cm)}$
Względna wysokość strefy ściskanej: $\xi = 0,14$
Graniczna wysokość strefy ściskanej: $\xi_{gr} = 0,79$
Napężenia w betonie ściskanym: $\sigma_c = 8,0 \text{ (MPa)}$
Napężenia w stali zbrojeniowej:
rozciągające: $\sigma_s = 190,0 \text{ (MPa)}$

Odkryte zbrojenie Ø8 co 10cm; $A = 5,03\text{cm}^2 > 3,8\text{cm}^2$

Poz. 2. Elementy stalowe stropu nad lp.

Poz. 2.1. Belka stalowa I 240

Rozstaw belek: 1,30 m
Rozpiętość belki: $l = 4,40 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki: $l_o = 1,05 \times l = 4,62 \text{ m}$
Moment zginający belkę: $M_{sd} = 1,30 \times 12,28 \text{ kN/m} \times 4,62 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{42,59 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN240: $M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 354,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{76,11 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie: $M_{sd} = 42,59 \text{ kNm} < M_{Rd} = 76,11 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie: $f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 1,3 \times 11,28 \times 4,62^4 / (384 \times 4250 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0100 \text{ m}$
Sprawdzenie: $f = 1,00 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 1,76 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 2.2. Belka stalowa I 320

Szerokość pasa obciążenia belki: 2,95 m
Rozpiętość belki: $l = 5,70 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki: $l_o = 1,05 \times l = 5,99 \text{ m}$
Moment zginający belkę: $M_{sd} = 2,95 \times 12,28 \text{ kN/m} \times 5,99 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{162,47 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN320: $M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 782,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{168,13 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie: $M_{sd} = 162,47 \text{ kNm} < M_{Rd} = 168,13 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie: $f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 34,16 \times 5,99^4 / (384 \times 12510 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0214 \text{ m}$
Sprawdzenie: $f = 2,14 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,28 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 2.3. Belka stalowa I 280

Rozstaw belek: 1,05 m
Rozpiętość belki: $l = 5,70 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki: $l_o = 1,05 \times l = 5,99 \text{ m}$

Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 1,05 \times 12,28 \text{ kN/m} \times 5,99 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{57,83 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN280:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 542,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{116,53 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 57,83 \text{ kNm} < M_{Rd} = 116,53 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 1,05 \times 11,28 \times 5,99^4 / (384 \times 7590 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0128 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 1,28 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,28 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 2.4. Podciąg stalowy I 425

Szerokość pasa obciążenia belki:	5,40 m
Rozpiętość belki:	$l = 5,00 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,25 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 5,40 \times 12,28 \text{ kN/m} \times 5,25 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{228,47 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN425:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 1740,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{374,10 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 228,47 \text{ kNm} < M_{Rd} = 374,10 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 5,40 \times 11,28 \times 5,25^4 / (384 \times 36970 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0082 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 0,82 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,00 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 2.5. Podciąg stalowy I 380

Szerokość pasa obciążenia belki:	2,85 m
Rozpiętość belki:	$l = 5,70 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,99 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 2,85 \times 12,28 \text{ kN/m} \times 5,99 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{156,97 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN380:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 1260,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{270,90 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 156,97 \text{ kNm} < M_{Rd} = 270,90 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 2,85 \times 11,28 \times 5,99^4 / (384 \times 24010 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0112 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 1,12 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,28 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 2.6. Słup stalowy 2C 180

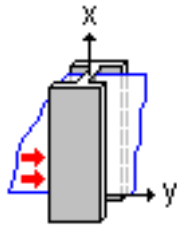
Pole obciążające słup:	27,5 m ²
------------------------	---------------------

Lista weryfikacji:

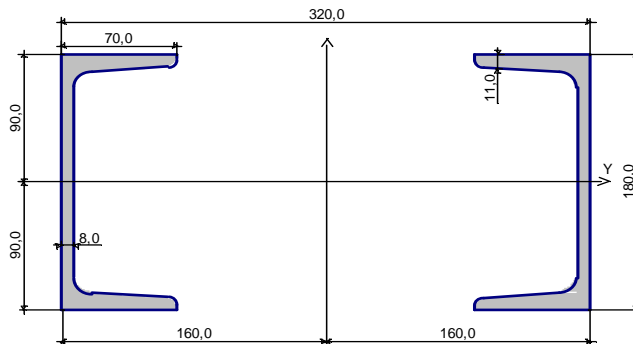
Wytrzymałość przekroju

Długość słupa 3,8 m

Płaszczyzna ugięcia XY:

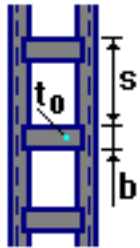


Przekrój



Profile: C 180

Skratowanie



$s = 650,0 \text{ mm}$

$b = 150,0 \text{ mm}$

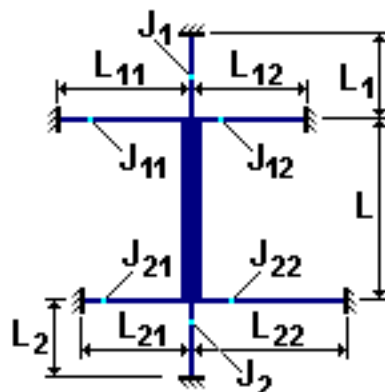
$t_0 = 10,0 \text{ mm}$

Charakterystyki profilu

Parametr		Wartość	
A	Powierzchnia przekroju brutto	56,0	cm ²
$A_{v,z}$	Powierzchnia ścinania względem osi Z	28,8	cm ²
I_y	Moment bezwładności względem osi Y	2700,0	cm ⁴
I_z	Moment bezwładności względem osi Z	11329,798	cm ⁴
I_t	Moment bezwładności na skręcanie	7588,425	cm ⁴
I_w	Wycinkowy moment bezwładności	98250,59	cm ⁶
i_y	Promień bezwładności względem osi Y	6,944	cm
i_z	Promień bezwładności względem osi Z	14,224	cm

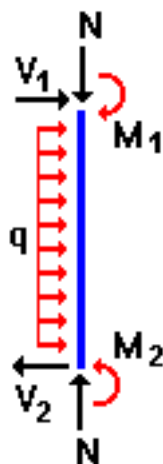
Długość wyboczeniowa

Typ: nieprzesuwna



Współczynnik długości wyboczeniowej $l/L = 1,0$

Obciążenia



Przypadek 1 - Obciążenie stałe

$N =$	337,7	kN
$M_1 =$	0,0	kN*m
$V_1 =$	0,0	kN
$M_2 =$	0,0	kN*m
$V_2 =$	0,0	kN
$q =$	0,0	kN/m

Wyężenie według

Wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie osiowe zob. [5.4.4 (1)] 0,408876

Wytrzymałość obliczeniowa spowodowana siłami (N, M_y, M_z, V_y, V_z) zob. [5.4.8.1 - 0,00287
5.4.8.3], [5.4.9]

Wytrzymałość obliczeniowa na wyboczenie giętnie spowodowana siłami (N, M_y, M_z) 0,588649
zob. [5.5.4 (1), 5.5.4 (3)]

Wytrzymałość obliczeniowa spowodowana momentem M_z zob. [5.4.5.1] 0,057022

Wyężenie 0,588649 - Wytrzymałość obliczeniowa na wyboczenie giętnie spowodowana siłami (N, M_y, M_z)

Poz. 3. Elementy stalowe stropu nad parterem.

Poz. 3.1. Belka stalowa I 240

Rozstaw belek: 1,05 m

Rozpiętość belki: $l = 5,65$ m

Rozpiętość obliczeniowa belki: $l_0 = 1,05 \times l = 5,93$ m

Moment zginający belkę: $M_{sd} = 1,05 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 5,93 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{58,06 \text{ kNm}}$

Nośność belki IPN240: $M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 354,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{76,11 \text{ kNm}}$

Sprawdzenie $M_{sd} = 58,06 \text{ kNm} < M_{Rd} = 76,11 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.

Ugięcie: $f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 12,16 \times 5,93^4 / (384 \times 4250 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0258 \text{ m}$

Sprawdzenie: $f = 2,24 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,26 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.2. Belka stalowa I 320

Szerokość pasa obciążenia belki: 2,95 m

Rozpiętość belki:	$l = 5,65 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,93 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 2,95 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 5,93 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{163,13 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN320:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 782,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{168,13 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 163,13 \text{ kNm} < M_{Rd} = 168,13 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 34,16 \times 5,93^4 / (384 \times 12510 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0214 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 2,14 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,26 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.3. Belka stalowa I 300

Rozstaw belek:	$0,95 \text{ m}$
Rozpiętość belki:	$l = 5,65 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,93 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 0,95 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 5,93 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{52,53 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN300:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 653,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{140,40 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 52,53 \text{ kNm} < M_{Rd} = 140,40 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 0,95 \times 11,58 \times 5,93^4 / (384 \times 9800 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0082 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 0,82 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,26 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.4. Belka stalowa I 300

Rozstaw belek:	$1,25 \text{ m}$
Rozpiętość belki:	$l = 4,70 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 4,94 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 1,25 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 4,94 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{47,97 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN300:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 653,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{140,40 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 47,97 \text{ kNm} < M_{Rd} = 140,40 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 1,25 \times 11,58 \times 4,94^4 / (384 \times 9800 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0056 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 0,56 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 1,88 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.5. Podciąg stalowy I 380

Szerokość pasa obciążenia belki:	$2,85 \text{ m}$
Rozpiętość belki:	$l = 5,70 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,99 \text{ m}$

Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 2,85 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 5,99 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{160,80 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN380:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 1260,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{270,90 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 160,80 \text{ kNm} < M_{Rd} = 270,90 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 2,85 \times 11,58 \times 5,99^4 / (384 \times 24010 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0112 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 1,12 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,28 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.6. Podciąg stalowy I 425

Szerokość pasa obciążenia belki:	5,40 m
Rozpiętość belki:	$l = 5,00 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,25 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 5,40 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 5,25 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{234,05 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN425:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 1740,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{374,10 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 234,05 \text{ kNm} < M_{Rd} = 374,10 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 5,40 \times 11,58 \times 5,25^4 / (384 \times 36970 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0082 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 0,82 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,00 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.7. Belka stalowa I 300

Rozstaw belek:	1,05 m
Rozpiętość belki:	$l = 6,45 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 6,77 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 1,05 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 6,77 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{75,68 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN300:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 653,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{140,40 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 75,68 \text{ kNm} < M_{Rd} = 140,40 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 1,05 \times 11,58 \times 6,77^4 / (384 \times 9800 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0056 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 1,66 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,59 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.8. Podciąg stalowy I 445

Szerokość pasa obciążenia belki:	5,00 m
Rozpiętość belki:	$l = 5,25 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,51 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 5,00 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 5,51 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{238,71 \text{ kNm}}$

Nośność belki IPN445:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 2040,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{438,60 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 238,71 \text{ kNm} < M_{Rd} = 438,60 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 5,00 \times 11,58 \times 5,51^4 / (384 \times 45850 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0074 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 0,74 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,10 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.9. Podciąg stalowy I 445

Szerokość pasa obciążenia belki:	5,00 m
Rozpiętość belki:	$l = 10,15 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 10,66 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 5,00 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 10,66 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{893,46 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN445:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 2040,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{438,60 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 893,46 \text{ kNm} < M_{Rd} = 438,60 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 5,00 \times 11,58 \times 5,51^4 / (384 \times 45850 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0074 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 0,74 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,10 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.10. Słup stalowy 2C 220

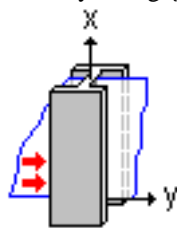
Pole obciążające słup: $27,5 \text{ m}^2$

Lista weryfikacji:

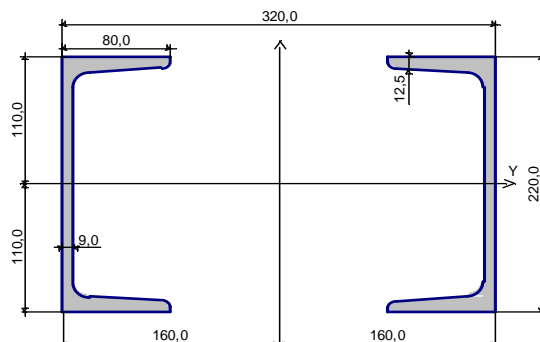
Wytrzymałość przekroju

Długość słupa 3,8 m

Płaszczyzna ugięcia XY:

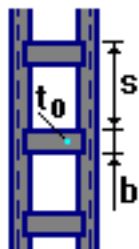


Przekrój



Profile: C 220

Skratowanie



$s = 650,0 \text{ mm}$

$b = 150,0 \text{ mm}$

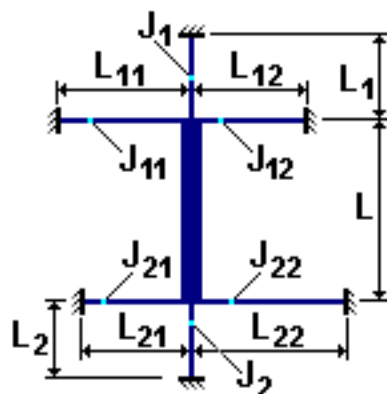
$t_0 = 10,0 \text{ mm}$

Charakterystyki profilu

	Parametr	Wartość	
A	Powierzchnia przekroju brutto	74,8	cm ²
$A_{v,z}$	Powierzchnia ścinania względem osi Z	39,6	cm ²
I_y	Moment bezwładności względem osi Y	5380,0	cm ⁴
I_z	Moment bezwładności względem osi Z	14763,05	cm ⁴
I_t	Moment bezwładności na skręcanie	13356,219	cm ⁴
I_w	Wycinkowy moment bezwładności	97094,403	cm ⁶
i_y	Promień bezwładności względem osi Y	8,481	cm
i_z	Promień bezwładności względem osi Z	14,049	cm

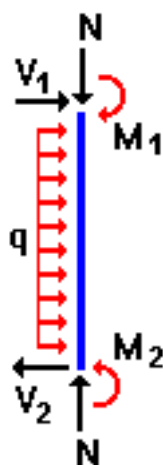
Długość wyboczeniowa

Typ: nieprzesuwna



Współczynnik długości wyboczeniowej $l/L = 1,0$

Obciążenia



Przypadek 1 - Obciążenie stałe

$N = 683,7 \text{ kN}$

$M_1 = 0,0 \text{ kN*m}$

$$\begin{aligned} V_1 &= 0,0 & \text{kN} \\ M_2 &= 0,0 & \text{kN}\cdot\text{m} \\ V_2 &= 0,0 & \text{kN} \\ q &= 0,0 & \text{kN/m} \end{aligned}$$

Wytężenie według

Wytrzymałość obliczeniowa na ścisnienie osiowe zob. [5.4.4 (1)] 0,624241

Wytrzymałość obliczeniowa spowodowana siłami (N, My, Mz, Vy, Vz) zob. [5.4.8.1 - 0,000658
5.4.8.3], [5.4.9]

Wytrzymałość obliczeniowa na wyboczenie giętne spowodowana siłami (N, My, Mz) 0,853495
zob. [5.5.4 (1), 5.5.4 (3)]

Wytrzymałość obliczeniowa spowodowana momentem Mz zob. [5.4.5.1] 0,082969

Wytężenie 0,853495 - Wytrzymałość obliczeniowa na wyboczenie giętne spowodowana siłami (N, My, Mz)

Poz. 4. Belka żelbetowa 50x102(h)cm

Szerokość pasa obciążenia belki: 5,20 m

Rozpiętość belki: $l = 3,10 \text{ m}$

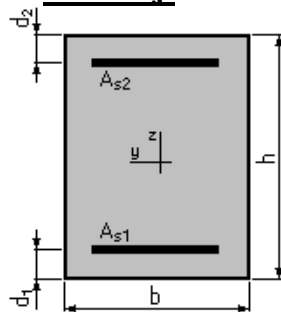
Rozpiętość obliczeniowa belki: $l_o = 1,05 \times l = 3,26 \text{ m}$

Moment zginający belkę: $M_{sd} = (5,20 \times 9,77 \text{ kN/m} + 0,50 \times 1,02 \times 25) \times 3,26$
 $\text{m}^2 / 8 + 5,3 \times 0,55 \times 18 \times 3,26 / 4 = 127,19 \text{ kNm}$

1. Założenia:

- Beton klasy **B15**, $\alpha_{cc} = 1,00$
- Stal klasy **A-I** $f_{yk} = 240,0 \text{ (MPa)}$
- Brak sprawdzenia stanu granicznego rozwarcia rys
- Obliczenia zgodne z **PN-B-03264:2002**

2. Przekrój:



$b = 50,0 \text{ (cm)}$

$h = 102,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$

3. Obciążenia:

Moment obliczeniowy

$M = 127,19 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

4. Wyniki:

Teoretyczna powierzchnia zbrojenia:

$A_{s1} = 8,3 \text{ (cm}^2\text{)}$

$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

$3 \phi 20 = 9,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

$0 \phi 20 = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Stopień zbrojenia: $\mu = 0,17 \text{ (\%)}$

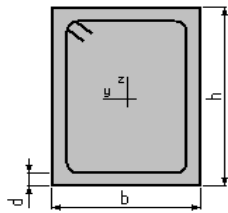
Minimalny stopień zbrojenia: $\mu_{a, \min} = 0,17 \text{ (\%)}$

Wyniki szczegółowe dla SGN:

Położenie osi obojętnej:	$My = 127,19 \text{ (kN*m)}$ $y = 5,5 \text{ (cm)}$
Ramię sił wewnętrznych:	$z = 95,8 \text{ (cm)}$
Względna wysokość strefy ściskanej:	$\xi = 0,06$
Graniczna wysokość strefy ściskanej:	$\xi_{gr} = 0,77$
Naprężenia w betonie ściskanym:	$\sigma_c = 8,0 \text{ (MPa)}$
Naprężenia w stali zbrojeniowej:	
rozciągające:	$\sigma_s = 210,0 \text{ (MPa)}$

Projektowanie przekroju ścinanego**1. Założenia:**

- Beton klasy B15, $\alpha_{cc} = 1,00$
- Zbrojenie podłużne i pręty odgięte: stal klasy A-I $\phi 20$
- Zbrojenie poprzeczne: stal klasy A-0, strzemiona 2-ramienne $\phi 12$
- Rozpiętość obliczeniowa belki $l_0 = 3,3 \text{ (m)}$
- Projektowanie na dopuszczalną szerokość rozwarcia rys ukośnych $a_{dop} = 0,30 \text{ mm}$
- Obliczenia zgodne z **PN-B-03264:2002**
- Cotangens kąta nachylenia krzyżulców betonowych w modelu kratownicowym $\cotg T = 1,00$

2. Przekrój:

$$b = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 102,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 4,0 \text{ (cm)}$$

3. Obciążenie belki:

Siła poprzeczna	$V_{sd} = 129,83 \text{ (kN)}$
Obciążenie równomiernie rozłożone	$q = 50,80 \text{ (kN/m)}$
Siła wymiarująca (zredukowana)	$V_{red} = 80,05 \text{ (kN)}$
Siła poprzeczna od obc. charakt.	$V_c = 96,83 \text{ (kN)}$

4. Wyniki:

Nośność przekroju niezbrojonego	$V_{Rd1} = 151,02 \text{ (kN)}$
Nośność z uwagi na beton	$V_{Rd2} = 1007,60 \text{ (kN)}$
Nośność z uwagi na zbrojenie	$V_{Rd3} = 106,78 \text{ (kN)}$

Strzemiona 2-ramienne $\phi 12$:

Rozstaw strzemion:	$s = 35,5 \text{ (cm)}$
Normowy rozstaw maksymalny	$s_{max} = 40,0 \text{ (cm)}$
Rozstaw z warunku min. gęstości	$s = 35,9 \text{ (cm)}$

Zarysowanie:

Szerokość rozwarcia rys ukośnych	$w_k = 0,15 \text{ (mm)}$
----------------------------------	---------------------------

Poz. 5. Stopa fundamentowa w osiach C- c.11

Obciążenie stopy: $27,5 \times (12,28 + 12,58) = 683,65 \text{ kN}$

1. Założenia:

MATERIAŁ:

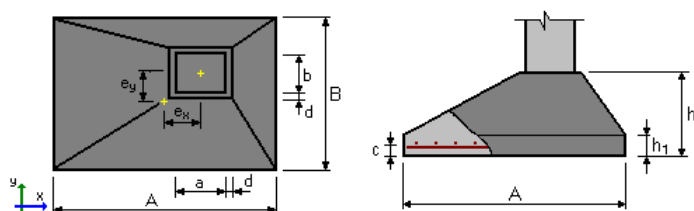
BETON: klasa B15, ciężar objętościowy = 24,0 (kN/m³)

STAL: klasa A-I, $f_{yd} = 210,00$ (MPa)

OPCJE:

- Obliczenia wg normy:
 - betonowej: PN-B-03264 (2002)
 - gruntowej: PN-81/B-03020
- Oznaczenie parametrów geotechnicznych metodą: A
 - współczynnik $m = 0,90$ - do obliczeń nośności
 - współczynnik $m = 0,80$ - do obliczeń poślizgu
 - współczynnik $m = 0,80$ - do obliczeń obrotu
- Wymiarowanie fundamentu na:
 - Nośność
 - Osiadanie
 - $S_{dop} = 7,00$ (cm)
 - czas realizacji budynku: $t_b > 12$ miesięcy
 - współczynnik odprężenia: $\lambda = 1,00$
 - Obrót
 - Poślizg
 - Przebite / ścinanie
- Graniczne położenie wypadkowej obciążeń:
 - długotrwałych w rdzeniu I
 - całkowitych w rdzeniu II

2. Geometria



$$A = 2,60 \text{ (m)}$$

$$B = 1,80 \text{ (m)}$$

$$h = 0,50 \text{ (m)}$$

$$h_1 = 0,20 \text{ (m)}$$

$$e_x = 0,00 \text{ (m)}$$

$$e_y = 0,00 \text{ (m)}$$
 objętość betonu fundamentu: $V = 1,534 \text{ (m}^3\text{)}$

$$a = 0,60 \text{ (m)}$$

$$b = 0,40 \text{ (m)}$$

$$d = 0,00 \text{ (m)}$$

otulina zbrojenia:

$$c = 0,05 \text{ (m)}$$

poziom posadowienia:

$$D = 3,4 \text{ (m)}$$

minimalny poziom posadowienia:

$$D_{min} = 3,4 \text{ (m)}$$

3. Grunt

Charakterystyczne parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Poziom [m]	IL / ID konsolidacji	Symbol	Typ wilgotności
1	Gлина piaszczysta	0,0	0,35	B	---

Pozostałe parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Mięszość [m] [kPa]	Spójność [deg]	Kąt tarcia [kN/m ³]	Ciężar obj. [kPa]	Mo [kPa]	M
---------	-------	-----------------------	-------------------	------------------------------------	----------------------	-------------	---

1	Gлина пiaszczysta	---	22,0	12,0	21,0	19500,0	14625,0
---	-------------------	-----	------	------	------	---------	---------

4. Obciążenia

OBLICZENIOWE

Lp.	Nazwa	N [kN]	M _x [kN*m]	M _y [kN*m]	F _x [kN]	F _y [kN]	Nd/Nc
1	L1	683,65	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00

współczynnik zamiany obciążeń obliczeniowych na charakterystyczne = **1,20**

5. Wyniki obliczeniowe

WARUNEK NOŚNOŚCI

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodne
- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
N=683,65kN
- Wyniki obliczeń na poziomie: posadowienia fundamentu
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 355,60 (kN)
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 1039,25kN M_x = -0,00kN*m M_y = 0,00kN*m
- Zastępcze wymiary fundamentu: A₋ = 2,60 (m) B₋ = 1,80 (m)
- Współczynniki nośności oraz wpływu nachylenia obciążenia:

$$N_B = 0,18 \quad i_B = 1,00$$

$$N_C = 8,17 \quad i_C = 1,00$$

$$N_D = 2,38 \quad i_D = 1,00$$

- Graniczny opór podłoża gruntowego: Q_f = 2131,61 (kN)
- Współczynnik bezpieczeństwa: Q_f * m / Nr = 1,85

OSIADANIE

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodne
- Kombinacja wymiarująca: L1
N=569,71kN
- Charakterystyczna wartość ciężaru fundamentu i nadległego gruntu: 323,27 (kN)
- Obciążenie charakterystyczne, jednostkowe od obciążeń całkowitych: q = 191 (kPa)
- Mięszość podłoża gruntowego aktywnie osiadającego: z = 2,7 (m)
- Naprężenie na poziomie z:
 - dodatkowe: σ_{zd} = 31 (kPa)
 - wywołane ciężarem gruntu: σ_{zγ} = 128 (kPa)
- Osiadanie:
 - pierwotne: s' = 0,80 (cm)
 - wtórne: s'' = 0,64 (cm)
 - CAŁKOWITE: S = 1,44 (cm) < S_{dop} = 7,00 (cm)

OBRÓT

- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
N=683,65kN
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 290,94 (kN)
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 974,59kN M_x = -0,00kN*m M_y = 0,00kN*m
- Moment zapobiegający obrotowi fundamentu:
 - M_x(stab) = 877,13 (kN*m)
 - M_y(stab) = 1266,97 (kN*m)
- Współczynnik bezpieczeństwa: M(stab) * m / M = +INF

POŚLIZG

- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
N=683,65kN
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 290,94 (kN)
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 974,59kN Mx = -0,00kN*m My = 0,00kN*m
- Zastępcze wymiary fundamentu: A₋ = 2,60 (m) B₋ = 1,80 (m)
- Współczynnik tarcia:
- gruntu (na poziomie posadowienia): $\mu = 0,17$
- Współczynnik redukcji spójności gruntu = 0,20
- Wartość siły poślizgu: F = 0,00 (kN)
- Wartość siły zapobiegającej poślizgowi fundamentu:
- w poziomie posadowienia: F(stab) = 181,31 (kN)
- Współczynnik bezpieczeństwa: F(stab) * μ / F = +INF

ŚCINANIE

- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
N=683,65kN
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 974,59kN Mx = -0,00kN*m My = 0,00kN*m
- Współczynnik bezpieczeństwa: Q / Qr = 1,67

Opracował:

III SERWIS FOTOGRAFICZNY



Widok hali D

FOT. 1

Autor:

M. Tereszkiewicz



Chłodnia kominowa na tle Auli i hali C

FOT. 2

Autor:

M. Tereszkiewicz



Widok na halę C

FOT. 3

Autor:

P. Szczepański



Wnętrze hali C

FOT. 4

Autor:

P. Szczepański



Poziom lp. w hali C

FOT. 5

Autor:

P. Szczepański



Konstrukcja ram i stropodachu w hali C

FOT. 6

Autor:

M. Tereszkiewicz



Stropodach w strefie szczytowej w hali C

FOT. 7

Autor:

M. Tereszkiewicz



Słup ramy ze wspornikiem w hali C

FOT. 8

Autor:

M. Tereszkiewicz



Laboratorium w szczytowej partii parteru w hali C

FOT. 9

Autor:

M. Tereszkiewicz



Konstrukcja ram żelbetowych w hali D

FOT. 10

Autor:

M. Tereszkiewicz



Kotłownia w hali D

FOT. 11

Autor:

M. Tereszkiewicz



Żelbetowa konstrukcja stropu nad parterem w szczycie hali D

FOT. 12

Autor:

M. Tereszkiewicz



Drewniana konstrukcja dachu w dawnej kotłowni w hali D

FOT. 13

Autor:

M. Tereszkiewicz



Aula – widok ogólny

FOT. 14

Autor:

M. Tereszkiewicz



Żelbetowy podciąg ze słupami w piwnicy podtrzymujący ścianę wewnętrzną Auli

FOT. 15

Autor:

M. Tereszkiewicz



Zarysowanie podciągu j.w.

FOT. 16

Autor:

M. Tereszkiewicz



Rysa na zewnętrznej ścianie piwnic w pracowni RTG

FOT. 17

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka stropu nad lp. w hali C

FOT. 18

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka zbrojenia stropu Kleina w hali C

FOT. 19

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 11 - zbrojenie belki stropodachu w hali C

FOT. 20

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 15 - zbrojenie belki stropodachu w hali D

FOT. 21

Autor:

M. Tereszkieicz



Odkrywka nr 14- zbrojenie podciągu stropodachu w hali C

FOT. 22

Autor:

M. Tereszkieicz



Odkrywka nr 16 - zbrojenie rygla w hali D

FOT. 23

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 2 - zbrojenie słupa w hali C

FOT. 24

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 3 - zbrojenie słupa w hali C od zewnątrz

FOT. 25

Autor:

M. Tereszkiewicz

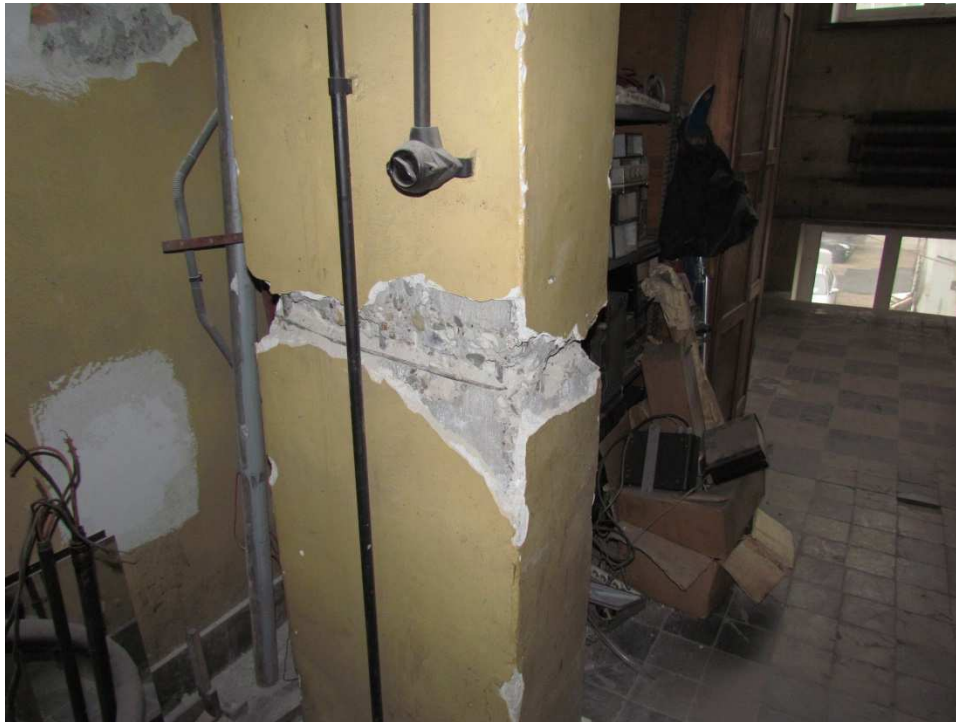


Odkrywka nr 6- zbrojenie słupa w hali D w osi S

FOT. 26

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 8 - zbrojenie słupa w hali D na poziomie I p.

FOT. 27

Autor:
M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 5 - zbrojenie słupa w hali D w osiach O – d8

FOT. 28

Autor:
M. Tereszkiewicz



Odkrywanie zbrojenia płyty stropodachu w hali C

FOT. 29

Autor:
M. Tereszkieicz



Odkrywanie stropu Akermana w przybudówce hali D

FOT. 30

Autor:
M. Tereszkieicz



Odkrywka zbrojenia żebra stropodachu w hali C

FOT. 31

Autor:

M. Tereszkiewicz



Fundament pod słup ramy w osi c.7 w hali C (od strony podwórza)

FOT. 32

Autor:

M. Tereszkiewicz



Fundament pod słup ramy w osi c.7 w hali C (od strony podwórza)– odkrywka

FOT. 33

Autor:
M. Tereszkiewicz



Odkrywka fundamentu pod ścianą zewnętrzną w pracowni RTG

FOT. 34

Autor:
M. Tereszkiewicz

IV CZĘŚĆ RYSUNKOWA

V DZIENNIK POMIARÓW SKLEROMETRYCZNYCH

BIURO BEZPIECZEŃSTWA KONSTRUKCYJNEGO
PIOTR SZCZEPAŃSKI
00-453 Warszawa, ul. Czerniakowska 158/60
Pracownia: 00-467 Warszawa, ul. Drogomir 8 lok. 39
tel. 22 3011088, kom. 0 804 855937, e-mail: p.s@data.pl

Dziennik pomiarów sklerometrycznych młotkiem Schmdta

Obiekt: Gmach Instytutu Techniki Ciepłej Politechniki Warszawskiej przy ul.
Nowowiejskiej 21/25 w Warszawie

Data: 17.10.2014

Element: Słup ramy żelbetowej w hali D w osiach S/d.8

Typ młotka: N

Miejsce	Kąt α	Odczyty L							Odczyt średni L_m	Odczyt średni poprawiony L_{pm}	$L_i - L$	$(L_i - L)^2$
		1	2	3	4	5	6	7				
1	0	38	39	40	39	39			39,0	39,0	-2,82	7,93
2	0	43	42	42	42	43			42,4	42,4	0,58	0,34
3	0	39	36	36	37	37			36,8	36,8	-5,02	25,17
4	0	43	44	42	44	44			43,4	43,4	1,58	2,51
5	0	43	43	45	42	43			43,2	43,2	1,38	1,91
6	0	43	43	44	43	43			43,2	43,2	1,38	1,91
7	0	48	44	48	47	47			46,8	46,8	4,98	24,83
8	0	45	42	44	42	43			43,2	43,2	1,38	1,91
9	0	40	40	38	38	37			38,6	38,6	-3,22	10,35
10	0	46	45	45	47	47			46,0	46,0	4,18	17,50
11	0	43	42	43	44	43			42,8	42,8	0,98	0,97
12	0	38	38	36	35	35			36,4	36,4	-5,42	29,34
13	0	0							0,0	0,0	0,00	0,00
Wiek betonu:		7000 dni							L_m	501,8	0,00	124,68

$$L = \Sigma L_i / n = 41,8$$

$$s_L = (1 / (n-1) \Sigma (L_i - L)^2)^{0,5} = 3,37$$

$$v_L = (s_L / L) \times 100\% = 8 \%$$

Współczynniki poprawkowe (wg instrukcji ITB Stosowania młotków Schmdta do nieniszczących kontroli jakości betonu w konstrukcji) w zależności od:

stanu wilgotności betonu: 1
wieku betonu: 0,6

Wskaźniki jakości betonu (na podstawie nomogramów z instrukcji ITB Stosowania młotków Schmdta do nieniszczących kontroli jakości betonu w konstrukcji)

średnia wytrzymałość betonu na ściskanie - R_m 36,99 MPa
minimalna wytrzymałość betonu na ściskanie - R_{min} 24,52 MPa
współczynnik zmienności - v_m 20,4 %
współczynnik jednorodności betonu - k_m 6,63

OSTATECZNIE:

średnia wytrzymałość betonu na ściskanie - R_m 22,194 MPa
minimalna wytrzymałość betonu na ściskanie - R_{min} 14,712 MPa

VI UPRAWNIENIA AUTORA OPRACOWANIA



Warszawa, 1996.07.19.

**GŁÓWNY INSPEKTOR
NADZORU BUDOWLANEGO**

OAU.7342-715/Szc/96

DECYZJA NR 318/96

Na podstawie art. 82 ust. 1 pkt 3 lit "b" ustawy z dnia 7 lipca 1994 roku Prawo budowlane (Dz.U. Nr 89, poz.414) i art. 104 § 1 i § 2 ustawy z dnia 14 czerwca 1960 roku Kodeks postępowania administracyjnego (Dz.U. Nr 9, z 1980 r., poz. 26 z późn.zm). zarządzam:

mgr inż.bud. Piotr Szczepański
urodzony 19 kwietnia 1955 roku we Lwowie,
ustanowiony przez Wojewodę Warszawskiego decyzją Nr 90/U/96
z 26 kwietnia 1996 roku
Rzecznikiem Budowlanym
w specjalności konstrukcyjno - budowlanej,
obejmującej projektowanie
w zakresie:
konstrukcji i ustrojów budowlanych,
robót wykończeniowych i ogólnobudowlanych,
zostaje wpisany do Centralnego Rejestru Rzeczników Budowlanych
pod pozycją 318 / 96.

Zgodnie z art. 15 ust. 3 Prawa budowlanego wpis niniejszy stanowi podstawę do podjęcia czynności Rzecznika budowlanego w określonym wyżej zakresie specjalności na terytorium Rzeczypospolitej Polskiej.

UZASADNIENIE

Wobec uprawnomocnienia się decyzji Wojewody Warszawskiego Nr 90/U/96 z dnia 26.04.1996 roku w przedmiocie nadania tytułu rzecznika budowlanego w specjalności konstrukcyjno-budowlanej, obejmującej projektowanie w zakresie konstrukcji i ustrojów budowlanych, robót wykończeniowych i ogólnobudowlanych, należało orzec jak w sentencji.

Decyzja niniejsza jest ostateczna. Zgodnie z Ustawą z 11 maja 1995 roku o Naczelnym Sądzie Administracyjnym (Dz. U. Nr 74 poz. 368) może zostać zaskarżona w trybie art. 35 ust.1 bezpośrednio do tego Sądu z siedzibą w Warszawie, ul. Jasna 6 w terminie 30 dni od daty jej doręczenia.

Otrzymują :

1) Pan mgr inż. Piotr Szczepański
ul. Czerniakowska 155 m. 50
00 - 453 Warszawa

2) Wojewoda Warszawski

3) a/a



Z upoważnienia
GŁÓWNEGO INSPEKTORA NADZORU BUDOWLANEGO
DYREKTOR DEPARTAMENTU
Orzecznictwa Administracyjnego

mgr Tomasz Surawski

STWIERDZENIE POSIADANIA PRZYGOTOWANIA ZAWODOWEGO do pełnienia samodzielnej funkcji technicznej w budownictwie

Na podstawie art. 18 ust. 5 i art. 57 ust. 3 ustawy z dnia 24 października 1974 r.
- Prawo budowlane (Dz. U. Nr 38, poz. 229) oraz §
2 ust. 1 pkt 1, § 4 ust. 2, § 6 ust. 3, § 7, § 13 ust. 1 pkt 2
rozp. Ministra Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska z dnia 20 lutego 1975 r.
w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. Nr 5, poz. 46).

STWIERDZAM

ze Ob. PIOTR SZCZEPAŃSKI s. Edwarda
regiستر inżynier budownictwa

urodzony(a) dnia 19.04.1955 r. Lwów ZSRR

posiada przygotowanie zawodowe do pełnienia samodzielnej funkcji
projektanta

w specjalności konstrukcyjno - budowlanej

- 1/ do sporządzania projektów w zakresie rozwiązań konstrukcyjno-budowlanych budynków oraz innych budowli, z wyłączeniem linii, węzłów i stacji kolejowych, dróg oraz lotniskowych dróg startowych i manipulacyjnych, mostów, budowli hydrotechnicznych i melioracji wodnych,
- 2/ do sporządzania w budownictwie osób fizycznych projektów w zakresie rozwiązań architektonicznych:
 - a/ budynków inwentarskich i gospodarczych, adaptacji projektów typowych i powtarzalnych innych budynków oraz sporządzania planów zagospodarowania działki związanych z realizacją tych budynków,
 - b/ budowli nie będących budynkami.
- 3/ w budownictwie osób fizycznych - do kierowania, nadzorowania i kontrolowania budowy, kierowania i kontrolowania wytwarzania konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz oceniania i badania stanu technicznego obiektów budowlanych.-



WZKŁAD
Załącznik do Stwierdzenia
[Podpis]
[Podpis]



Zaświadczenie
o numerze weryfikacyjnym:
MAZ-EDS-T1M-Q1L *

Pan PIOTR SZCZEPAŃSKI o numerze ewidencyjnym MAZ/BO/0898/02
adres zamieszkania CZERNIAKOWSKA 155/50, 00-453 WARSZAWA
jest członkiem Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2014-01-01 do 2014-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2013-11-26 roku przez:

Mieczysław Grodzki, Przewodniczący Rady Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci
elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są
równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na
stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.piib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów
Budownictwa.



Urząd Województwa w Warszawie
00-553 Warszawa
tel. 26-57-51, 26-57-52
/oznaczenie organu/ 51

Warszawa, dn. 08.09.1994 r.
/miejscowość, data/

1. dz. 14K2 / 1.14 / 535 / 3548 / 94

ZAŚWIADCZENIE Nr. 96.

Na podstawie art. 217 § 2 pkt 2 Kodeksu postępowania administracyjnego, i § 17, 18 i 20 rozporządzenia Ministra Kultury i Sztuki z dnia 11 stycznia 1994 r. o zasadach i trybie udzielania zezwoleń na prowadzenie prac konserwatorskich przy zabytkach oraz prac archeologicznych i wykopaliskowych, warunkach ich prowadzenia i kwalifikacjach osób, które mają prawo prowadzenia tej działalności /Dz. U. Nr 16, poz. 55/ stwierdzam, że:

Pan/i/ PIOTR SZCZEPAŃSKI
urodzony/a/ 19.04.1955 r.
zamieszkały/a/ 02-128 Warszawa ul. Jasielska 50 m 67

posiada kwalifikacje w zakresie wykonywania projektów, prowadzenia i nadzorowania prac w obiektach zabytkowych w zakresie konstrukcyjno-budowlanym.

Niniejsze zaświadczenie nie zwalnia od obowiązku każdorazowego uzyskania zezwolenia wojewódzkiego konserwatora zabytków na prowadzenie prac przy zabytkach, określonego przepisami powołanego wyżej rozporządzenia.

Kopię zaświadczenia składa się do akt znajdujących się przy rejestrze wydanych zaświadczeń o kwalifikacjach.

Zaświadczenie wydaje się na wniosek zainteresowanego.

Otrzymuje:

- Pan/i/ (adres)

Piotr Szczepański
02-128 Warszawa
ul. Jasielska 50 m 67

Oplatę skarbową w wysokości
30.000 zł skasowano na wniosku

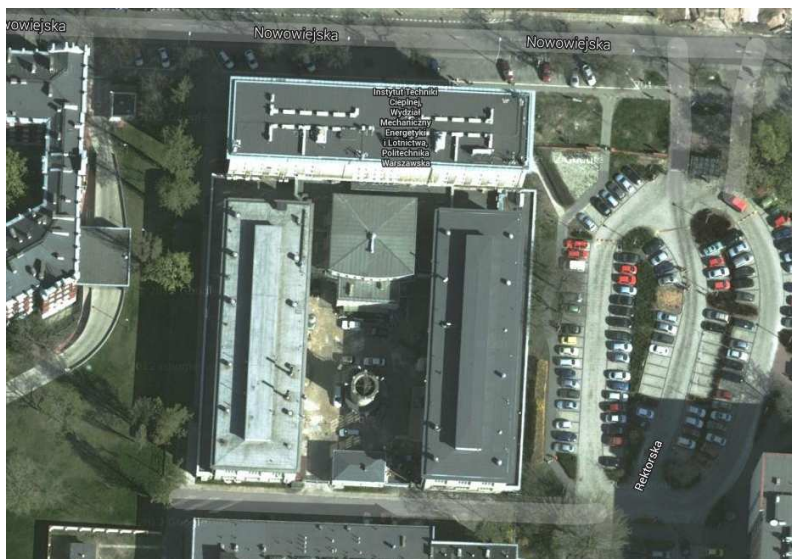
Podpisano: *[Podpis]*
WOJEWÓDZKI KONSERWATOR ZABYTKÓW
w Warszawie
mgr inż. arch. Maria Bruchalska



* Należy wstawić odpowiedni przepis § 17 - 19 w/w rozporządzenia w zależności od tego jakiego rodzaju kwalifikacje wnioskodawcy stwierdza w zaświadczeniu wojewódzki konserwator zabytków.

OPINIA KONSTRUKCYJNA DOTYCZĄCA MOŻLIWOŚCI REALIZACJI PLANOWANEJ PRZEBUDOWY I ROZBUDOWY OBIEKTÓW WYDZIAŁU MECHANICZNEGO ENERGETYKI I LOTNICTWA POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ.

ZAŁĄCZNIK DO PROGRAMU FUNKCJONALNO UŻYTKOWEGO PRZEBUDOWY I ROZBUDOWY
OBIEKTÓW WYDZIAŁU MECHANICZNEGO ENERGETYKI I LOTNICTWA POLITECHNIKI
WARSZAWSKIEJ W CELU POWIEKSZENIA POWIERZCHNI UŻYTKOWEJ DLA POTRZEB
NOWOCZESNEGO KSZTAŁCENIA.



ZAMAWIAJĄCY:

Politechnika Warszawska – Wydział Mechaniczny Energetyki i Lotnictwa
ulica Nowowiejska 24, 00-665 Warszawa

OPRACOWAŁ:

mgr inż. Piotr Szczepański
upr. bud. St-535/84;
rzeczoznawca bud. nr rej. GUNB 318/96

inż. Maciej Tereszkiewicz

WARSZAWA 08.12.2014

SPIS TREŚCI

Oświadczenie autora opracowania

I CZĘŚĆ OPISOWA

II OBLICZENIA STATYCZNE SPRAWDZAJĄCE

III SERWIS FOTOGRAFICZNY

IV CZĘŚĆ RYSUNKOWA

Rys. K - 1	Sytuacja	1:500
Rys. K - 2	Rzut piwnic oraz stropu nad piwnicami	1:100
Rys. K - 3	Rzut parteru oraz stropu nad parterem	1:100
Rys. K - 4	Rzut I p. oraz stropu nad I p.	1:100
Rys. K - 5	Rzut II p. oraz stropu nad II p.	1:100

V DZIENNIK BADAŃ SKLEROMETRYCZNYCH BETONU SŁUPA RAMY W HALI D

VI UPRAWNIENIA AUTORA OPRACOWANIA

Warszawa, dnia 08.12.2014 r.

OŚWIADCZENIE

Zgodnie z artykułem 20 ust. 4 Ustawy z dnia 16 kwietnia 2004 r. o zmianie ustawy – Prawo Budowlane (Dz. U. nr 93, poz. 888, z 30 kwietnia 2004 r.), oświadczam, iż dokumentacja – OPINIA BUDOWLANO- KONSTRUKCYJNA DOTYCZĄCA MOŻLIWOŚCI REALIZACJI PLANOWANEJ PRZEBUDOWY I ROZBUDOWY OBIEKTÓW WYDZIAŁU MECHANICZNEGO ENERGETYKI I LOTNICTWA POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ PRZY UL. NOWOWIEJSKIEJ 21/25 W WARSZAWIE

wykonana została zgodnie z zasadami wiedzy technicznej, obowiązującymi przepisami oraz normami, a w swej formie jest kompletna z punktu widzenia celu, któremu ma służyć i nie narusza praw autorskich osób trzecich.

mgr inż. Piotr Szczepański

I CZĘŚĆ OPISOWA

1. Dane formalno-prawne.

1.1. Przedmiot, zakres i cel opracowania.

Przedmiotem niniejszego opracowania jest opinia budowlano-konstrukcyjna dotycząca możliwości realizacji planowanej przebudowy i rozbudowy obiektów Wydziału Mechanicznego Energetyki i Lotnictwa Politechniki Warszawskiej przy ul. Nowowiejskiej 21/25 w Warszawie.

Opinia obejmuje swoim zakresem ocenę konstrukcji ścian, filarów na poziomie piwnic, parteru, I-II pięter oraz stropów nad w/w kondygnacjami w halach C, D, Auli oraz w łącznikach, budynku pracowni radiologicznej. Rozpoznano również fundamenty obiektów w kilku charakterystycznych miejscach. Konstrukcja urządzeń technologicznych wewnątrz hal, które wg koncepcji przeznaczone są do rozbiórki, nie wchodzi w zakres opinii.

Celem opracowania jest ocena stanu technicznego elementów konstrukcji w w/w kubaturach, schematy których mogą ulec zmianom, jak również dociążeniom wynikającym z aktualnie opracowywanego programu funkcjonalno-użytkowego w zakresie planowanej przebudowy i rozbudowy hal, auli oraz zadaszania podwórza.

1.2. Podstawa formalna opracowania.

Podstawą formalną opracowania niniejszej opinii jest zlecenie firmy Gorek Restaurow S.C., ul. Ruskowy Bród 79A, 03-289 Warszawa dla Biura Bezpieczeństwa Konstrukcyjnego Piotr Szczepański, ul. Czerniakowska 155 m. 50, 00-453 Warszawa na sporządzenie opinii konstrukcyjno-budowlanej jak w p.1.1

1.3. Podstawa merytoryczna opracowania.

1.3.1. Inwentaryzacja architektoniczna Gmachu Instytutu Techniki Ciepłej PW, opracował E. Szulc, 1973r.

1.3.2. Inwentaryzacja architektoniczno-budowlana hal i auli z łącznikami w Instytucie Techniki Ciepłej PW opracowana przez pracownię „Kaprint”, 11.2014r.

1.3.3. Ekspertyza techniczna w sprawie możliwości dociążenia nowoprojektowanymi stropami konstrukcji nośnej hali „D” budynku ITC PW, w obrębie pomieszczenia 42 (laboratorium) przy ul. Nowowiejskiej 21/25 w Warszawie, autor mgr inż. Andrzej Pol, 01.2005r.

1.3.4. Koncepcja architektoniczna podziału powierzchni użytkowej (PW, gmach ITC), opracował mgr inż. Grzegorz Filip, 12.2004r.

1.3.5. Program funkcjonalno-użytkowy do budowy windy w Gmachu ITC PW, opracowanie Grass Kancelaria Architektoniczna, 03.2011r.

1.3.6. Projekt budowlano-wykonawczy budowy szybu windowego z dźwigiem dla osób niepełnosprawnych w łączniku pomiędzy budynkiem głównym a Aulą w Gmachu ITC PW, opracowanie Pracownia Projektowa Jolanta Sułtan, 09.2011r.

1.3.7. Pomiary wykonane w ramach niniejszego opracowania w październiku-listopadzie 2014r. za pomocą dalmierza laserowego HILTI PD30, suwmiarki, taśmy stalowej (20m)

1.3.8. Odkrywki zbrojenia w słupach, podciągach oraz stropach wykonane w ramach niniejszego opracowania

1.3.9. Badania sklerometryczne jednego ze słupów ramy żelbetowej w hali D

1.3.10. Zeszyt 1 - Obliczenia statyczne do Hali „C” i „D” Zakładu Techniki Ciepłej P.W., opracowanie Miastoprojekt Północ- Wschód, Oddział w Warszawie, 12.02.1954r.

1.3.11. Opinia geotechniczna podłoża gruntowego dla potrzeb optymalizacji przestrzennej istniejącej infrastruktury budowlanej gmachu ITC przy ul. Nowowiejskiej 21/25 w Warszawie, opracowana przez firmę ”Wiercenia studzienne i geologiczne, Stanisław Purzycki”, 11.2014r.

1.3.12. Ustawa Prawo budowlane z dnia 7 lipca 1994 r. (Dz.U. Nr 89, poz. 414), tekst jednolity z dnia 12 listopada 2010 r. (Dz.U. Nr 243, poz. 1623) wraz z późn. zmianami

1.3.13. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie z dnia 12 kwietnia 2002 r. (Dz.U. Nr 75, poz. 690)

2. Dane o obiekcie i konstrukcji.

2.1. Dane ogólne.

Pomysłodawcą, organizatorem i fundatorem Instytutu Techniki Ciepłej był Profesor Bohdan Stefanowski. Autorem projektu był architekt Józef Ufnalewski. Prace budowlane zaczęto w 1951 r., a w 1954 r. pracownicy katedr związanych z techniką ciepłą rozpoczęli przeprowadzkę do nowego budynku. Budowa Gmachu ITC trwała 4 lata. ITC realizuje zadania zarówno badawcze, jak i dydaktyczne, będąc aktualnie jednym z dwóch instytutów tworzących Wydział MEiL.

Obiekt składa się z części frontowej (od ulicy Nowowiejskiej), 2-ch prostopadłych do niej skrzydeł (hal C i D), usytuowanych w układzie symetrycznym, Auli z częścią biurową, łącznika usytuowanego między wszystkimi w/w kubaturami, wolno stojącej pracowni radiologicznej i chłodni kominowej.

2.2. Aula.

Budynek Auli jest obiektem 2-kondygnacyjnym – piwnice oraz jednoprzestrzenna sala auli, przekryta stropodachem. Do auli od strony południowej przylega aneks biurowo-gospodarczy - kubatura 3-poziomowa (piwnice, parter oraz lp.).

Ściany Auli murowane, z cegły pełnej na zaprawie cementowej; na poziomie piwnic od strony wewnętrznej obłożone bloczkami ze szkła piankowego białego gr. 6,5-8cm. Pod Aulą konstrukcja mieszana, t.j. słupy żelbetowe oraz ściany murowane z cegły. Na słupach opierają się podciąg żelbetowy, na których oraz na ścianach oparte są stropy nad piwnicami - żelbetowe gęstożebrowe typu Akermana, przy użyciu pustaków m.in. wys. 18cm. Nad parterem stropy nad przybudówką biurową od strony południowej również Akermana. Konstrukcja stropodachu nad Aulą nie została odkryta, lecz na podstawie przybrudzonych śladów na suficie z bardzo dużym prawdopodobieństwem można założyć, że została ona wykonana jako ruszt żelbetowy oparty na ścianach zewnętrznych.

Fundamenty wykonano jako ławowe pod ścianami oraz stopowe pod żelbetowymi słupami konstrukcyjnymi. Odkrywki i odwierty kontrolne w zasadzie potwierdziły obrysy fundamentów przedstawione w archiwalnej dokumentacji projektowej.

2.3. Łącznik.

Budynek łącznika jest w pełni oddylatowany od budynku głównego i monolitycznie połączony z budynkiem auli. Jest to kubatura parterowa podpiwniczona na szerokości podwórka. Mury z cegły pełnej ceramicznej. Stropy nad piwnicami wykonano jako żelbetowe gęstożebrowe typu Akermana. Stropodach łącznika żelbetowy monolityczny płytowo-żebrowy z otworami na prostokątne świetliki. W łączniku szyb windy z pylonami żelbetowymi oddylatowany od konstrukcji korpusu głównego oraz łącznika.

2.4. Hala C z przybudówką.

Jest to hala połączona z budynkiem głównym pod kątem prostym, usytuowana od strony wschodniej, o wymiarach $b \times l \times h = 18,06 \times 56,50 \times 17,0\text{m}$ (wraz ze świetlikiem). Od strony zewnętrznej z halą jest powiązana parterowa przybudówka, o tej samej długości co hala.

Konstrukcja hali żelbetowa monolityczna (ramy) oraz tradycyjna, t.j. stropy międzykondygnacyjne Kleina na belkach stalowych opartych na podciągach stalowych i ścianach murowanych. Zasadniczą konstrukcję stanowią poprzeczne ramy monolityczne żelbetowe, bezprzegubowe, usytuowane w rozstawach co 5m, oraz żelbetowe słupy w płaszczyźnie ścian szczytowych. Konstrukcję uzupełniają zewnętrzne ściany murowane oraz wewnętrzna ściana poprzeczna z pilastrami z cegły pełnej ceramicznej, zastępując w jednej osi konstrukcyjnej ramę żelbetową. W zewnętrznych ścianach nadziemnej części hali wykonane są nad i pod wysokimi oknami żelbetowe wieńce-belki, które, w zamierzeniu projektanta miały przenosić całość obciążenia ścian (pionowego i poziomego) na słupy hali.

Ramy składają się ze słupów i z rygli. Słupy w dolnej części, na poziomie parteru mają przekrój 65 x 80cm, wyżej od 65 x 80 do 65 x 120cm. Rygle są o wymiarach 65x 140 do 65 x 170cm w środku rozpiętości. W górnej części w słupach występują wsporniki żelbetowe pod zaprojektowaną, lecz niezrealizowaną suwnicę.

Słupy wewnętrzne stalowe dwugałęzienne z ceowników stalowych; na poziomie parteru są to 2 C 220, wyżej 2 C180, połączone przewiązkami z płaskownikami spawanymi do ceowników. Na słupach w kierunku podłużnym opierają się podciąg z dwuteowników I 425, które z jednej strony stanowią oparcie dla belek szeregowych stropów nad parterem i lp., a z drugiej podporami są ściany oraz wymiany przyokienne. W traktach szczytowych (1 trakt od północy oraz 3 od południa) szeregowo belki opierają się w kierunku wzdłuż hali. W osiach c1-c4 słupy na parterze z 2-ch ceowników C 260, wyżej – z podwójnych C200. Wysokość belek dwuteowych jest zróżnicowana w zależności od tego, czy belka stanowi oparcie dla wymianu przyokiennego, czy opiera się na w/w wymianie. Na belkach są oparte płyty ceramiczne Kleina typu ciężkiego, a belki są obetonowane w strefach pomiędzy dolną stopką a spodem płyty Kleina.

Antresole na poziomach + 10,15, + 10.14, +10.21, +10.50, +13.34. Konstrukcja antresol zróżnicowana, większość wykonana ze stali; 2 antresole prawdopodobnie stalowo-żelbetowe. Klatki schodowe oraz schody prowadzące na antresole w konstrukcji stalowej, przeważnie jako blacha stalowa oparta na belkach policzkowych z ceowników stalowych.

Przy osi c10 winda obsługująca wszystkie 3 poziomy, z maszynownią górną. Konstrukcja obudowy windy stalowa niezależna od konstrukcji hali.

Dach hali stanowi żelbetowa płyta monolityczna gr. 8cm z żebrami opartymi na ryglach rozpiętych pomiędzy ramami i na ścianach. Płyta opiera się i jest monolitycznie powiązana z żebrami o przekrojach 20x 50(h) cm. Żebra narożne przy szczytach o wymiarach 34x55(h)cm. W kalenicy dachu ciągle światlik prostokątny, zakończony przed szczytowymi przęsłami hali. Stropodach światlika również wykonano jako płytę żelbetową monolityczną gr.10cm opartą na ścianach światlika oraz na żebrach rozpiętych w osi hali opartych na ryglach ram.

Do wschodniej ściany hali przylega parterowa przybudówka o szer. ok.3m, której konstrukcja stropodachu została wykonana jako płyta żelbetowa gęstożebrowa typu Akermana, która opiera się na ścianie hali oraz na własnej zewnętrznej ścianie.

Fundamenty wykonano jako ławowe pod ścianami oraz stopowe pod żelbetowymi słupami konstrukcyjnymi stanowiącymi część układów ramowych oraz pod słupami w ścianach szczytowych i wewnątrz hali.

2.5. Hala D z przybudówką.

Jest to hala połączona z budynkiem głównym pod kątem prostym, usytuowana od strony zachodniej, o wymiarach $b \times l \times h = 18,06 \times 56,50 \times 17,0\text{m}$ (wraz ze światlikiem). Od strony zewnętrznej z halą jest powiązana parterowa przybudówka, o tej samej długości co hala.

Konstrukcja hali żelbetowa monolityczna (ramy) oraz tradycyjna, t.j. stropy międzykondygnacyjne Kleina na belkach stalowych opartych na słupach stalowych i ścianach murowanych. Zasadniczą konstrukcję stanowią poprzeczne ramy monolityczne

żelbetowe, bezprzegubowe, usytuowane co 5m, oraz żelbetowe słupy w płaszczyźnie ścian szczytowych. Konstrukcję uzupełniają zewnętrzne ściany murowane oraz 2 wewnętrzne ściany poprzeczne z pilastrami z cegły pełnej ceramicznej, zastępując w 2-ch przekrojach żelbetowe ramy. W zewnętrznych ścianach nadziemnej części hali wykonane są nad i pod wysokimi oknami żelbetowe wieńce-belki, które, w zamierzeniu projektanta miały przenosić całość obciążenia ścian (pionowego i poziomego) na słupy hali.

W osiach d3-d9 na poziomach parteru oraz lp. w hali występuje wiele konstrukcji żelbetowych stanowiących głównie fundamenty pod maszyny i urządzenia. Z uwagi na ich planowane rozbiórki nie przeprowadzano szczegółowej inwentaryzacji konstrukcyjnej powyższych konstrukcji.

Ramy składają się ze słupów i z rygli. Słupy w dolnej części, na poziomie parteru mają przekrój 65 x 80cm, wyżej od 65 x 80 do 65 x 120cm. Rygle są o wymiarach 65x 140 do 65 x 170cm w środku rozpiętości. W górnej części w słupach występują wsporniki żelbetowe pod suwnicę, która obsługuje przestrzeń hali w osiach d6-d9.

W osiach d6-d12 słupy wewnętrzne na poziomie parteru stalowe dwugałęziowe z ceowników stalowych 2C180, połączone przewiązkami z płaskowników spawanych do ceowników. Na słupach w kierunku podłużnym opierają się podciąg z dwuteowników o wysokości 445mm, które z jednej strony stanowią oparcie dla belek szeregowych stropów nad parterem, a z drugiej podporami są ściany. Na belkach I 300 są oparte płyty ceramiczne Kleina typu ciężkiego, a belki są obetonowane w strefach pomiędzy dolną stopką a spodem płyty Kleina.

Dach hali stanowi żelbetowa płyta monolityczna gr. 8cm z żebrami opartymi na ryglach rozpiętych pomiędzy ramami i na ścianach. Płyta opiera się i jest monolitycznie powiązana z żebrami o przekrojach 20x 50(h) cm. Żebra narożne przy szczytach o wymiarach 34x55(h)cm. W kalenicy dachu ciągły świetlik prostokątny, zakończony przed szczytowymi przęsłami hali. Stropodach świetlika również wykonano jako płytę żelbetową monolityczną gr.10cm opartą na ścianach świetlika oraz na żebrach rozpiętych w osi hali opartych na ryglach ram.

Nad kotłownią (osie d3-d6) w bocznych przęsłach stropodach na lekkiej konstrukcji drewnianej. W kalenicy dachu ciągły świetlik prostokątny, zakończony przed szczytowymi przęsłami hali.

Antresole i pomosty technologiczne występują w osiach d3-d12. Konstrukcja antresol wykonana ze stali. Schody prowadzące na antresole również w konstrukcji stalowej, przeważnie jako blacha stalowa oparta na belkach policzkowych z ceowników stalowych.

W szczytowym segmencie hali obejmującym 2 pięciometrowe przęsła, w ostatnim dziesięcioleciu dokonano przebudowy, polegającej na wykonaniu żelbetowych stropów w 2-ch poziomach, i klatki schodowej. Stropy płytowe żelbetowe opierają się ruszcie z 8-miu podciągów. Końce podciągów opierają się na zewnętrznych ścianach murowanych

tuż przy słupach ram i słupach ściany szczytowej, na nośnej murowanej ścianie oraz na 2-ch dodatkowych słupach żelbetowych wewnątrz hali. Na podciągach opierają się schody żelbetowe.

Do zachodniej ściany hali przylega parterowa przybudówka o szer. ok.3m, której konstrukcja stropodachu została wykonana jako płyta żelbetowa gęstożebrowa typu Akermana, która opiera się na ścianie hali oraz na własnej zewnętrznej ścianie.

Fundamenty wykonano jako ławowe pod ścianami oraz stopowe pod żelbetowymi słupami konstrukcyjnymi stanowiącymi część układów ramowych oraz pod słupami w ścianach szczytowych i wewnątrz hali.

2.6. Chłodnia kominowa.

Chłodnia kominowa jest budowlą wolno stojącą o wymiarach gabarytowych $\varnothing 7,45\text{m}$; $h = 10,11\text{m}$ (nad poziomem terenu). Zasadniczą konstrukcję stanowi ścięty stożek pusty w środku. Chłodnia jest zagłębiona na 2,40m poniżej poziomu terenu. W połowie wysokości występuje balkonik, natomiast na szczycie galeryjka zabezpieczona balustradą. Grubość ścian chłodni stanowi 25cm. Całość konstrukcji chłodni została wykonana z żelbetu monolitycznego. Na górze wentylator zamocowany do rusztu z dwuteowych belek stalowych.

2.7. Budynek pracowni radiologicznej.

Pracownia radiologiczna jest budynkiem parterowym, w 80% podpiwniczonym. Konstrukcja pawilonu tradycyjna, t.j. ściany murowane z cegły pełnej ceramicznej, strop nad piwnicami oraz nad parterem żelbetowy gęstożebrowy typu Akermana. Wieżba dachowa tradycyjna, drewniana, płatwiowo-kleszczowa; krokwie opierają się na murłatach oraz na stolcu w osi budynku opartym na 3-ch słupach z 2-ma mieczami. Słupy opierają się na podwalinie ułożonej na stropie nad parterem.

Fundament pawilonu został odkryty z poziomu piwnic, który został rozpoznany jako ława betonowa o niewielkim wysięgu i małym zagłębieniu.

3. Warunki gruntowo-wodne na terenie ITC.

Jak wynika z badań wykonanych w ramach [1.3.11], warunki gruntowe terenu badań są proste. W podłożu gruntowym występują grunty spoiste i nasypowe. Grunty spoiste – gliny piaszczyste występują w stanie plastycznym. Grunty nasypowe to gruz, glina, beton, kostka klinkierowa. Nawiercone gliny są mało wilgotne, wilgotne. W stropie glin piaszczystych występują małe sączenia wody.

4. Założenia projektowe wynikające z opracowywanego programu funkcjonalno-użytkowego w zakresie planowanej przebudowy hal, auli oraz zadaszenia podwórza.

W zakresie konstrukcji opracowywany pfu przewiduje:

- 4.1. Likwidację wszystkich antresol oraz większości konstrukcji pod wyposażenie w halach C i D

- 4.2. Rozbiórkę schodów, pomostów w obu halach oraz galeryjek, wtórnych stropów windy w hali C;
 - 4.3. Rozbiórkę schodów żelbetowych w hali D pomiędzy osiami d2 i d3;
 - 4.4. Rozbiórkę fragmentów ścian murowanych w osi c4 oraz d3 na wszystkich 3-ch poziomach;
 - 4.5. Rozbiórkę łączników w osiach E-F oraz N-O;
 - 4.6. Usunięcie 2-ch słupów stalowych w osi d11 w hali D;
 - 4.7. Likwidację schodów oraz fragmentaryczną rozbiórkę stropów nad piwnicami przy obu wejściach do Auli;
 - 4.8. Rozbiórkę galeryjek na zewnętrznym obwodzie Auli oraz rozbiórkę 1p. części biurowej przy Auli
 - 4.9. Wykonanie 4-ch trójbiegowych żelbetowych klatek schodowych i wind usytuowanych w ich duszach, łączących parter, I i II piętra; po uprzedniej rozbiórce stropów w tych miejscach;
 - 4.10. Wykonanie galeryjek komunikacyjnych na poziomach I i II pięter w osiach c3-c9; C-D w hali C;
 - 4.11. Wylanie stropów żelbetowych na poziomie I i IIp. w miejscu rozbieranych schodów żelbetowych w hali D;
 - 4.12. Wykonanie szeregu nowych słupów wewnątrz hali D w osiach d9, d10 oraz d4, d5 oraz stropów opartych na nich;
 - 4.13. Wykonanie stropodachów w pasmach między halami a Aulą oraz nowej galerii komunikacyjnej na zewnętrznym obwodzie Auli;
 - 4.14. Wykonanie siatki słupów na dziedzińcu, konstrukcji pod salę dydaktyczną, antresol wraz ze schodami prowadzącymi na platformy pracy studenckiej;
 - 4.15. Wykonanie szklanego dachu nad dziedzińcem opartego na lekkiej konstrukcji i wiązarach z drewna klejonego;
 - 4.16. Wykonanie nowych ścian zewnętrznych elewacji wschodniej i zachodniej jako systemowych, szklanych na profilach stalowych, szklone zestawami trzyszybowymi;
 - 4.17. Nową ścianę elewacji południowej zaprojektowano jako częściowo przeszkloną;
 - 4.18. Na dachach świetlików w halach C i D zaplanowano lokalizację modułów fotowoltanicznych, a na szczytowych fragmentach dachów w obu halach kolektorów słonecznych;
 - 4.19. Na dachu Auli będą ustawione urządzenia wentylacji i klimatyzacji, jak również moduły fotowoltaniczne
5. Dane wyjściowe dla oceny stanu technicznego elementów konstrukcji.

Głównym źródłem informacji n/t zbrojenia i wymiarów przekroji konstrukcji żelbetowych, stalowych i murowych były odkrywki przedstawione na załączonych

rysunkach. Z powodu braku zachowanej rysunkowej dokumentacji projektowej posłużono się danymi zawartymi w archiwalnych obliczeniach statycznych hal C i D.

. Przeprowadzono również badanie wytrzymałości betonu sklerometrem jednego ze słupów w hali D, które potwierdziło klasę betonu założoną w projekcie – B15 (dawne oznaczenie R_w 170), - wyniki badań sklerometrycznych w załączeniu. Badania wytrzymałości betonu wykonano metodą nieniszczącą za pomocą pomiarów sklerometrycznych. W badaniach wykorzystano młotek Schmidta typu N firmy „PROCEQ”. Badanie sklerometrem Schmidta polega na pomiarze odskoku określonej masy uderzającej o powierzchnię betonu ze stałą siłą. Wielkość tego odskoku zależy od twardości powierzchniowej warstwy betonu i nazywana jest liczbą odbicia i oznaczana L . Pomiar liczby odbicia wybranego elementu wykonywano przy pionowym położeniu młotka prostopadłym do badanej powierzchni. W celu zapewnienia miarodajności wyników wybrane elementy zgodnie z PN-74/B-06262 oraz „Instrukcją stosowania młotków Schmidta do nieniszczącej kontroli jakości betonu w konstrukcjach” zbadano w 12 miejscach. W każdym miejscu wykonano po 5 odczytów na odpowiednio wygładzonej powierzchni. Wyniki pomiarów zestawiono w formularzach dziennika badań (patrz załącznik), po czym przeprowadzono statystyczną analizę rozkładu, t.j. określono:

- średnią wartość liczby odbicia :(L)
- średnie odchylenie standardowe:(S_L)
- wskaźnik zmienności liczb odbicia:(V_L)

Z powodu braku możliwości skalowania (metody statystycznej korelacji wyników badania próbek betonowych) przyjęto dobór hipotetycznej krzywej regresji dla danego betonu, uwzględniając współczynniki poprawkowe wg „Instrukcji...” w zależności od wilgotności betonu (1,00) i jego wieku (0,60).

Na podstawie przeprowadzonych badań sklerometrycznych, odkrywek oraz archiwalnych obliczeń statycznych przyjęto następujące założenia do obliczeń sprawdzających:

- Beton klasy B15 (C12/15)
- Stal zbrojeniowa A-0 (okrągła gładka) oraz A-III (o przekroju kwadratowym żebrowana) – przyjęto z obliczeń archiwalnych
- Ze względu na brak danych przyjęto stal profilową o najniższej wytrzymałości, odpowiadającą znakowi St0S
- Cegła pełna ceramiczna kl. 100

6. Ocena istniejących rozwiązań konstrukcyjnych pod względem zgodności z aktualnie obowiązującymi przepisami p.poż.

Generalnie stwierdza się, że elementy żelbetowe spełniają aktualnie obowiązujące wymagania dotyczące ich odporności ogniowej, t.j. wymiary przekrojów, grubość otuliny

zbrojenia wraz z tynkiem cementowym są wystarczające. Nośne mury wewnętrzne oraz zewnętrzne również posiadają normową odporność ogniową.

Natomiast konstrukcje stalowe z których wykonane zostały słupy wewnątrz hal, belki stropowe odsłonięte od spodu i w całości, jak również wszystkie schody, nie spełniają wymagań w zakresie p.poż.

Obiekt powinien posiadać klasę odporności ogniowej „C”, t.j. wobec poszczególnych elementów mają być co najmniej spełnione poniższe wymagania co do nośności, szczelności i izolacyjności ogniowej:

- Słupy stalowe i główna stalowa konstrukcja – R60
- Stropy – REI60
- Konstrukcja dachu R30
- Przekrycie dachu RE15
- Ściany zewnętrzne EI30
- Ściany wewnętrzne EI15

7. Ocena stanu technicznego elementów konstrukcji kubatur stanowiących przedmiot opracowania oraz uwarunkowania konstrukcyjne w zakresie realizacji PFU.

Ogólnie stan techniczny konstrukcji wszystkich obiektów stanowiących przedmiot opracowania ocenia się jako dobry.

Jak wykazały obliczenia statyczne sprawdzające oraz analiza konstrukcji obiektu, prace rozbiórkowe wyszczególnione w p. 3.1- 3.9 są możliwe do wykonania z konstrukcyjnego punktu widzenia, t.j. powyższe rozbiórki nie przyczynią się do naruszenia stabilności całego obiektu oraz jego poszczególnych części, a stany graniczne nośności oraz użytkowania nie zostaną przekroczone. W przypadku p. 4.6. należy wykonać wzmocnienie aktualnie 2-przęsłowych, a po rozebraniu słupów 1-przęsłowych stalowych 2-krotnie dłuższych podciągów, jak również ewentualnie wzmocnienie dociążanych słupów i stóp fundamentowych pod nimi.

Słupy ram żelbetowych hal C i D posiadają znaczny zapas nośności, dlatego istnieje alternatywna możliwość oparcia zewnętrznych przęseł projektowanych wiązarów drewnianych na w/w słupach. W przypadku zaprojektowania nowych słupów wewnątrz dziedzińca usytuowanych bezpośrednio przy słupach ram żelbetowych niezbędne będzie wykonanie fundamentowania nie przekazującego nacisków na stopowe fundamenty słupów ram istniejących.

Wszystkie słupy stalowe ze względów pożarowych należy obetonować lub zabezpieczyć za pomocą malowania pęczniającymi farbami przeciwpożarowymi. Odkryte belki stalowe również należy zabezpieczyć pod względem p.poż. np. metodą natrysku lub poprzez malowanie farbami p.poż.

Liczne spękania na podniebieniach stropodachów w obu halach należy naprawić poprzez skucie najbardziej spękanych tynków, reprofilacji i systemowych naprawach, po czym wykonać nowe tynki na siatce przymocowanej do konstrukcji żelbetowej.

Drewniane wypełnienie stropodachu w hali D w osiach d3-d6 oraz O-P, R-S wymienić na płyty żelbetowe

W związku z planowanym dociążeniem konstrukcji dachów nad halami poprzez lokalizację na dachach modułów fotowoltanicznych i kolektorów słonecznych niezbędne będzie wzmocnienie rygli ram poprzez np. zastosowanie taśm z włókien węglowych, bowiem obliczenia statyczne sprawdzające wykazały znaczne przekroczenie nośności w ryglach.

Pod urządzenia wentylacji i klimatyzacji, jak również moduły fotowoltaniczne projektowane na dachu Auli wykonać niezależną lekką konstrukcję stalową przekazującą reakcje bezpośrednio na ściany auli.

8. Uwagi końcowe.

- 8.1. Pomiary i badania wykonane w ramach niniejszego opracowania były prowadzone w miesiącach 10 - 11.2014r. (podczas roku szkolnego i zajęć ze studentami). W tym okresie nie wszystkie elementy konstrukcji mogły zostać odkryte i rozpoznane. Dlatego po ostatecznym doprecyzowaniu zamierzeń projektowych wynikających z PFU zastrzega się konieczność przeprowadzenia dodatkowych odkrywek i badań, które mogą stanowić część ekspertyzy stanu technicznego obiektu niezbędnej do złożenia PB do urzędu zgodnie z §206, pkt 2 Rozporządzenia Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie z dnia 12 kwietnia 2002 r. (Dz.U. Nr 75, poz. 690).
- 8.2. Niniejsza opinia nie stanowi dokumentacji projektowej. Załączone obliczenia statyczne kilku wybranych elementów konstrukcyjnych mają charakter orientacyjny. Dla zrealizowania założeń przeanalizowanych w opinii oraz zawartych w niej wytycznych projektant konstrukcji w ramach opracowywanej dokumentacji projektowej każdorazowo sprawdza bezpieczeństwo stanów granicznych nośności i użytkowania wszystkich projektowanych, jak również wykorzystywanych lub modyfikowanych elementów ulegających zmianom przekrojów, schematów statycznych, obciążeń i t.p.
- 8.3. Ważność opinii ustala się na 2 lata, t.j. do końca grudnia 2016r.
- 8.4. Opinię opracowano w 7-miu jednobrzmiących egzemplarzach, z czego 6 egz. otrzymuje Zamawiający.

Opracował:

II OBLICZENIA STATYCZNE SPRAWDZAJĄCE

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

Dach nad świetlikiem

L.p.	Warstwa	Obc. char. [kN/m ²]	Wspł.	Obc. obl. [kN/m ²]
1	Papa (0,01 kN/m ²)	0,01	1,30	0,01
2	Szkło piankowe czarne gr. 50cm (0,50 m x 3,0 kN/m ³)	1,50	1,30	1,95
3	Płyta żelbetowa gr. 10cm (0,10 m x 25 kN/m ³)	2,50	1,00	2,50
4	Tynk cementowo-wapienny gr. 1cm (0,01 x 19 kN/m ³)	0,19	1,00	0,19
	Suma Σ	4,20	1,11	4,65
5	Obciążenie wiatrem I (teren C, strefa I, C=-0,8) (-0,8 x 0,7 x 0,25 kPa x 1,8)	-0,25	1,4	-0,35
6	Obciążenie wiatrem II (teren C, strefa I, C=-0,5) (-0,5 x 0,7 x 0,25 kPa x 1,8)	-0,16	1,4	-0,22
7	Obciążenie śniegiem (0,9 kN/m ² x 0,8)	0,72	1,5	1,08

Dach główna połąć

L.p.	Warstwa	Obc. char. [kN/m ²]	Wspł.	Obc. obl. [kN/m ²]
1	Papa (0,01 kN/m ²)	0,01	1,30	0,01
2	Wełna mineralna gr. 20cm (0,20 m x 1,0 kN/m ³)	0,20	1,30	0,26
3	Suprema gr. 16cm (0,16 m x 4,5 kN/m ³)	0,72	1,30	0,94
4	Płyta żelbetowa gr. 10cm (0,10 m x 25 kN/m ³)	2,50	1,00	2,50
5	Tynk cementowo-wapienny gr. 2cm (0,02 x 19 kN/m ³)	0,38	1,00	0,38
	Suma Σ	3,81	1,11	4,09
6	Obciążenie wiatrem I (teren C, strefa I, C ₁ =-0,6, C ₂ =-0,5) (-0,6 x 0,7 x 0,25 kPa x 1,8) (-0,5 x 0,7 x 0,25 kPa x 1,8)	-0,19 -0,16	1,4	-0,27 -0,22
7	Obciążenie wiatrem II (teren C, strefa I, C=-0,5) (-0,5 x 0,7 x 0,25 kPa x 1,8)	-0,16	1,4	-0,22
8	Obciążenie śniegiem (0,9 kN/m ² x 0,8) Obciążenie workiem śnieżnym (0,9 kN/m ² x 2,5)	0,72 2,25	1,5	1,08 3,38

Strop nad Ip

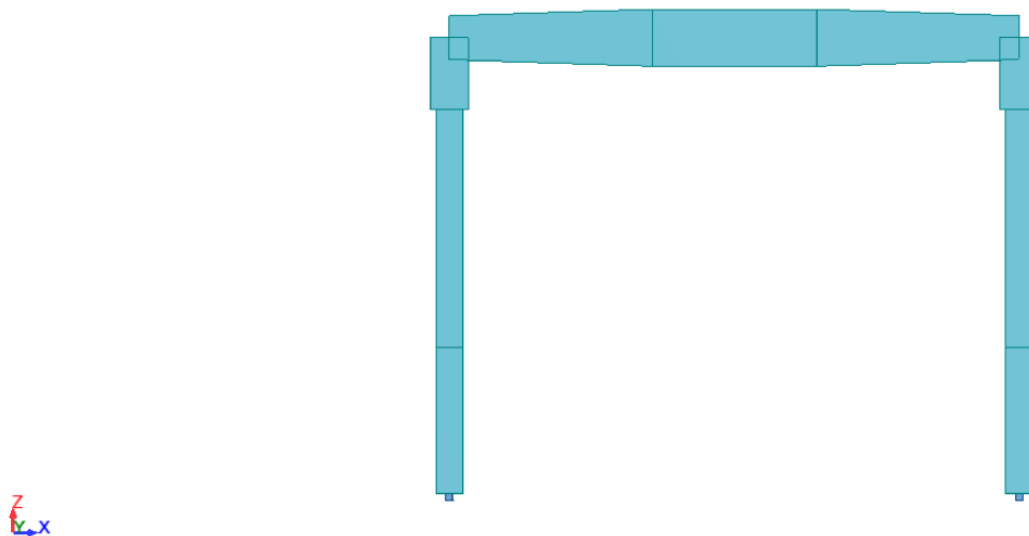
L.p.	Warstwa	Obc. char. [kN/m ²]	Wspł.	Obc. obl. [kN/m ²]
1	Płytki gresowe 2cm (0,02 x 25 kN/m ³)	0,50	1,00	0,50
2	Gruzobeton gr. 9,5cm (0,095 m x 20,0 kN/m ³)	1,90	1,00	1,90
3	Strop Kleina gr. 14cm (0,14 m x 18 kN/m ³)	2,52	1,00	2,52
4	Belka stalowa I 280 (0,48 kN/m)	0,48	1,00	0,48
5	Obetonowanie belki stalowej (0,02 m ² x 25 kN/m ³)	0,50	1,00	0,20
6	Tynk cementowo-wapienny gr. 2cm (0,02 m x 19 kN/m ³)	0,38	1,00	0,38
	Suma Σ	6,28	1,00	6,28
7	Obciążenie użytkowe 5,0 kN/m ²	5,00	1,2	6,00

Strop nad parterem

L.p.	Warstwa	Obc. char. [kN/m ²]	Wspł.	Obc. obl. [kN/m ²]
1	Płytki gresowe 2cm (0,02 x 25 kN/m ³)	0,50	1,00	0,50
2	Gruzobeton gr. 11cm (0,11 m x 20,0 kN/m ³)	2,20	1,00	2,20
3	Strop Kleina gr. 14cm (0,14 m x 18 kN/m ³)	2,52	1,00	2,52
4	Belka stalowa I 280 (0,48 kN/m)	0,48	1,00	0,48
5	Obetonowanie belki stalowej (0,02 m ² x 25 kN/m ³)	0,50	1,00	0,20
6	Tynk cementowo-wapienny gr. 2cm (0,02 m x 19 kN/m ³)	0,38	1,00	0,38
	Suma Σ	6,58	1,00	6,58
7	Obciążenie użytkowe 5,0 kN/m ²	5,00	1,2	6,00

Poz. 1 Rama żelbetowa.

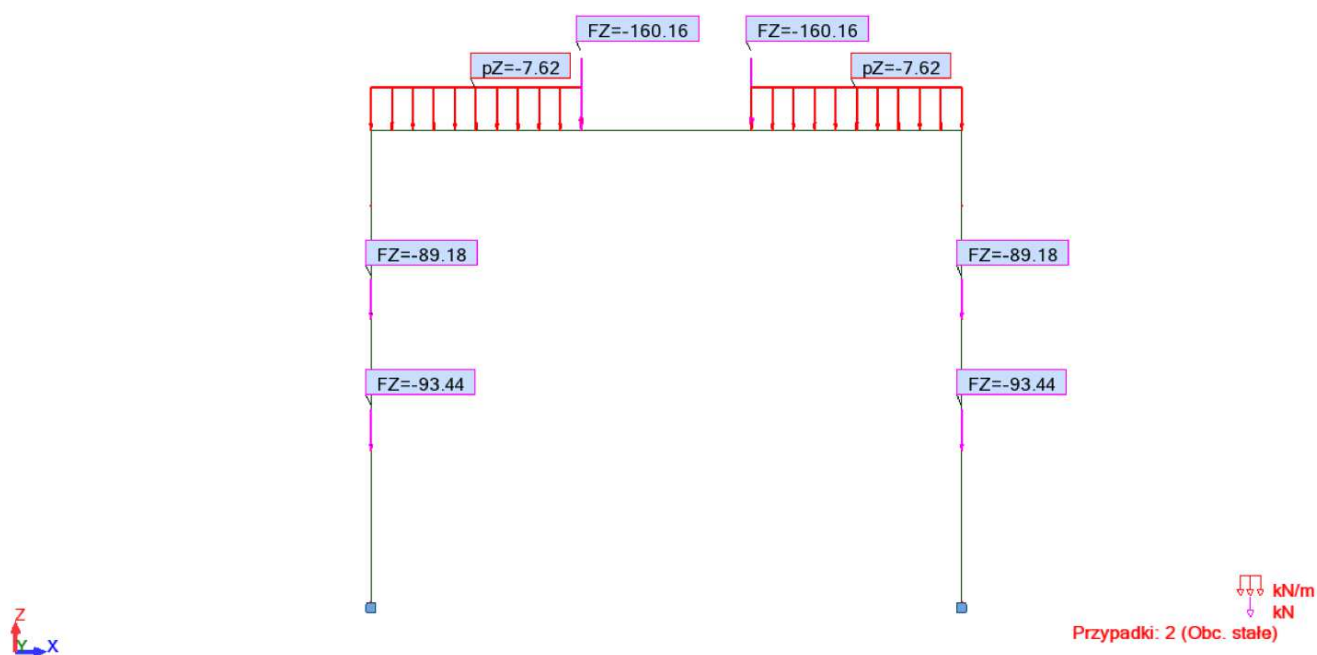
Widok



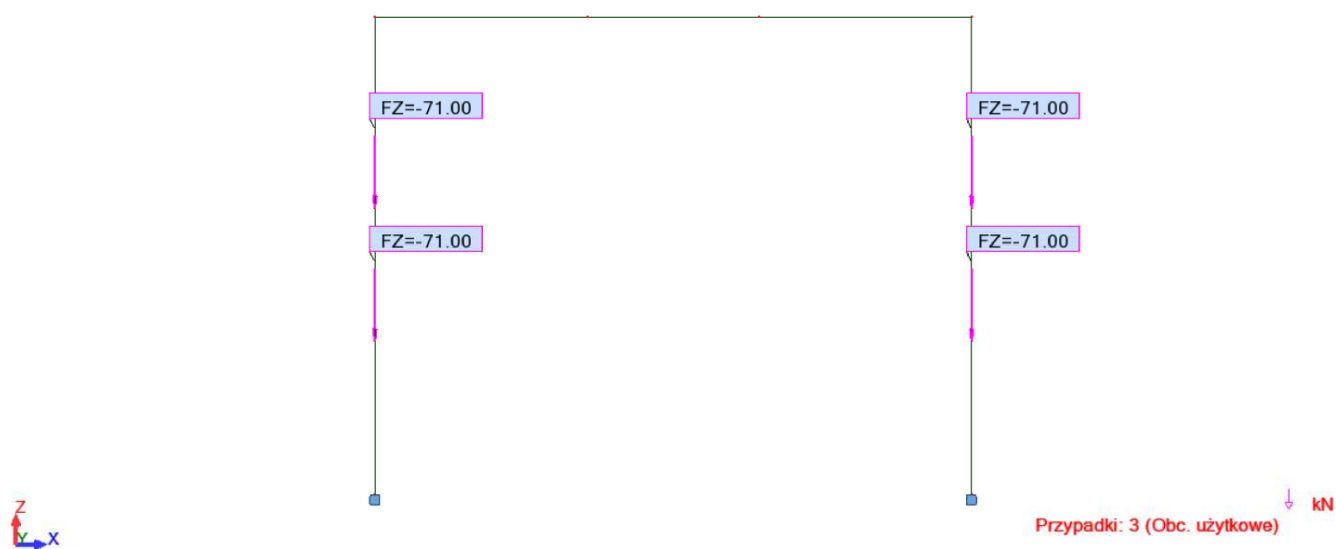
Obciążenia - Przypadki: 1do6 : Wartości: 1

Przypadek	Typ bciążenia	Lista	Wartość obciążenia
1	ciężar własny	1do9	PZ Minus Wsp=1,00
2	obciąż. jednorodne	4 9	PZ=-7,62(kN/m)
2	siła węzłowa	5 6	FZ=-160,16(kN)
2	siła węzłowa	2 8	FZ=-93,44(kN)
2	siła węzłowa	11 12	FZ=-89,18(kN)
3	siła węzłowa	2 8 11 12	FZ=-71,00(kN)
4	siła węzłowa	5 6	FZ=2,15(kN)
4	obciąż. jednorodne	4 9	PZ=0,32(kN/m)
4	obciąż. jednorodne	6do8	PX=0,32(kN/m)
4	obciąż. jednorodne	1do3	PX=-0,32(kN/m)
4	siła węzłowa	6	FX=1,60(kN)
4	siła węzłowa	5	FX=-1,60(kN)
5	siła węzłowa	5 6	FZ=3,36(kN)
5	siła węzłowa	5	FX=2,21(kN)
5	siła węzłowa	6	FX=1,89(kN)
5	obciąż. jednorodne	4	PZ=0,38(kN/m)
5	obciąż. jednorodne	9	PZ=0,32(kN/m)
5	obciąż. jednorodne	1do3	PX=0,44(kN/m)
5	obciąż. jednorodne	6do8	PX=0,19(kN/m)
6	siła węzłowa	5 6	FZ=-15,59(kN)
6	obciąż. jednorodne	4 9	PZ=-1,44(kN/m)

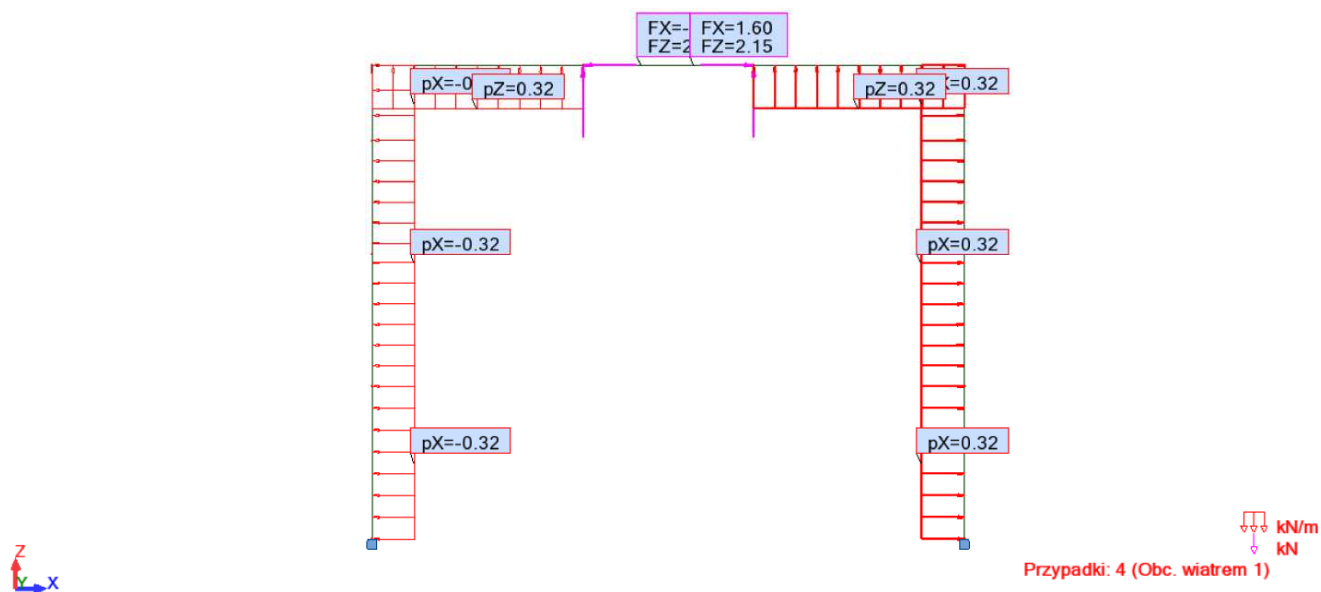
Widok - Przypadki: 2 (Obc. stałe)



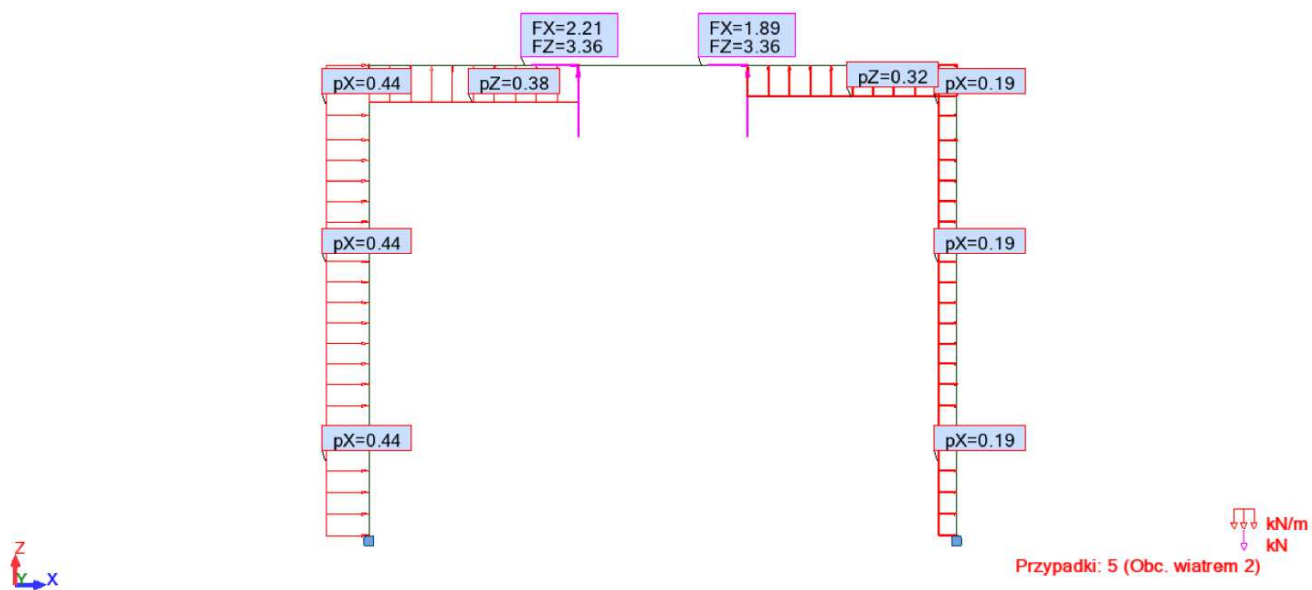
Widok - Przypadki: 3 (Obc. użytkowe)



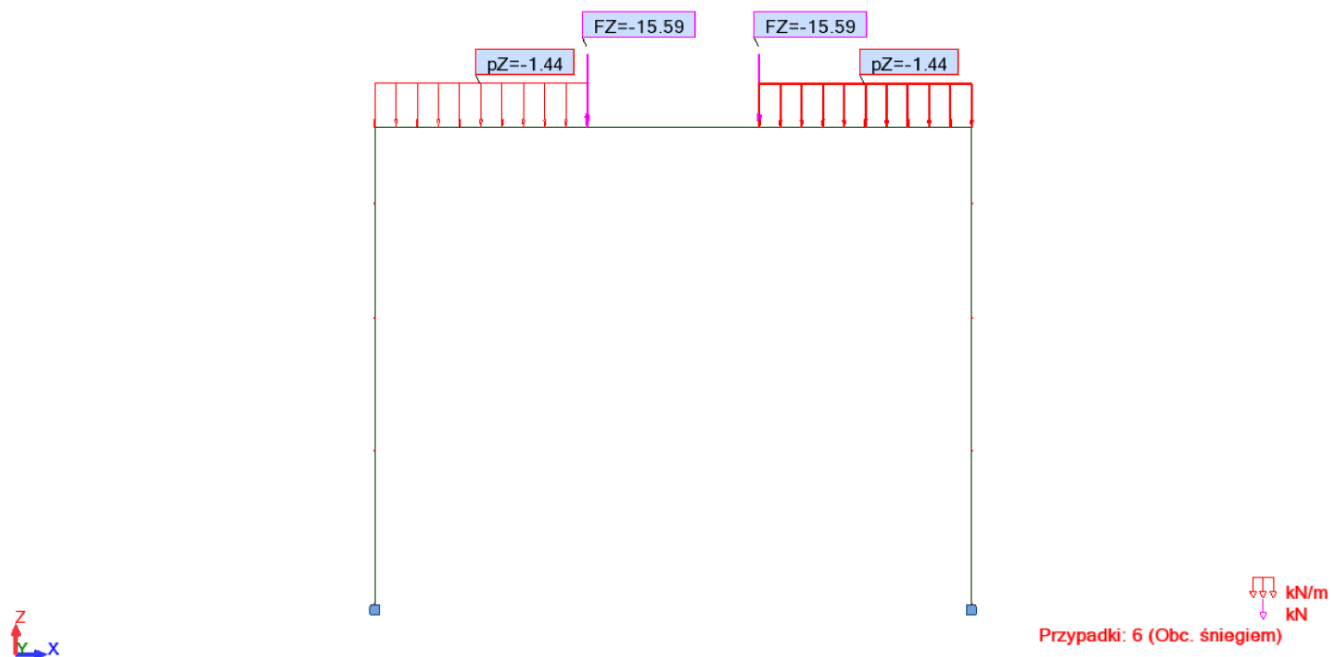
Widok - Przypadki: 4 (Obc. wiatrem 1)



Widok - Przypadki: 5 (Obc. wiatrem 2)



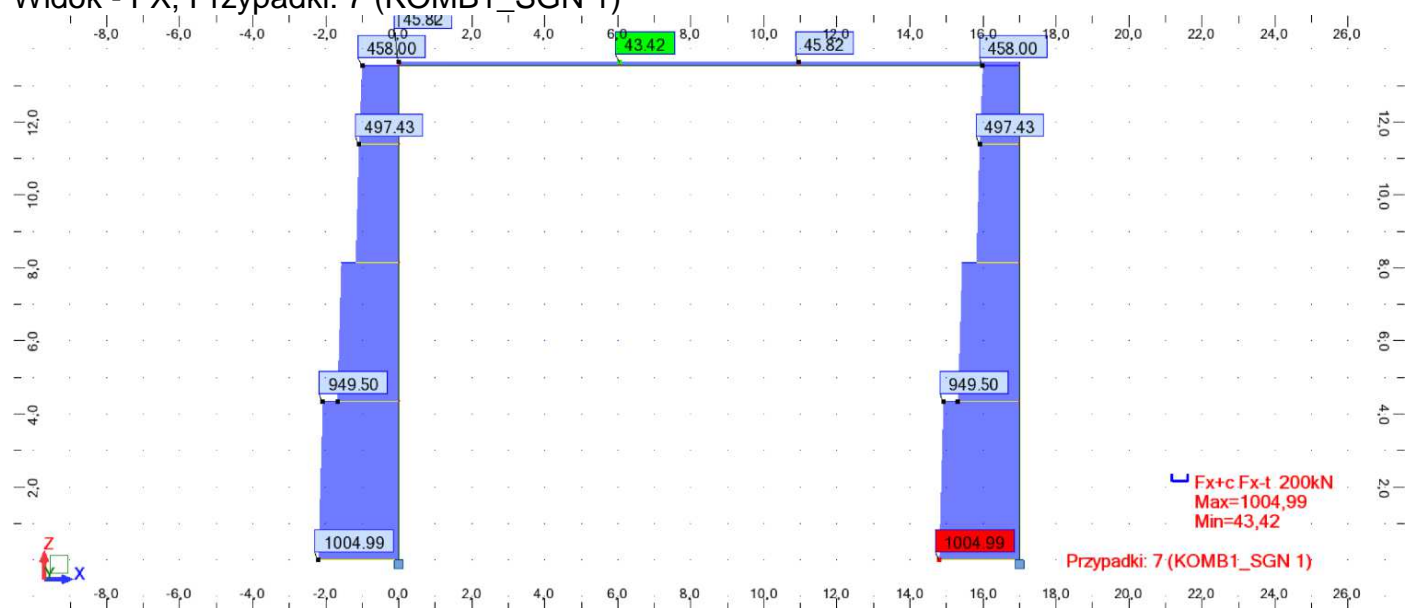
Widok - Przypadki: 6 (Obc. śniegiem)



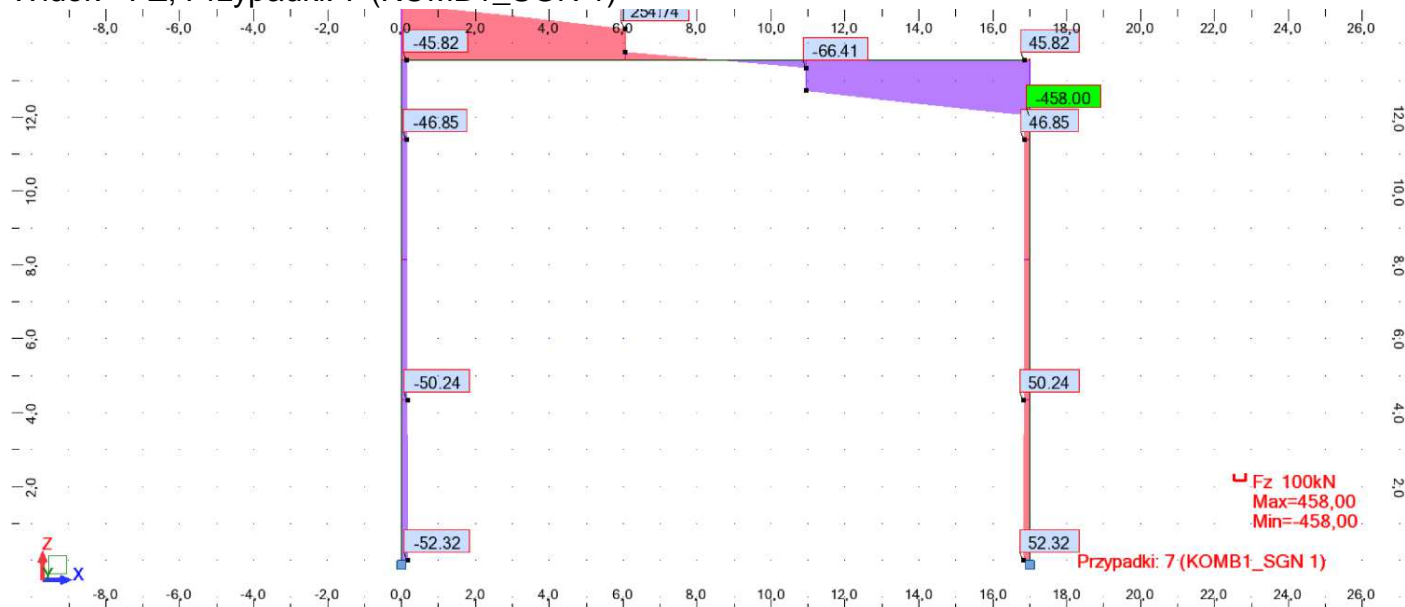
Kombinacje przypadków - Przypadki: 7do9 : Wartości: 1

Kombinacja	Nazwa	Typ analizy	Typ kombinacji	Definicja
7 (K)	KOMB1_SGN 1	Kombinacja liniowa	SGN	$1 \cdot 1.00 + 2 \cdot 1.05 + 3 \cdot 1.20 + (4+6) \cdot 1.50$
8 (K)	KOMB2_SGN	Kombinacja liniowa	SGN	$1 \cdot 1.00 + 2 \cdot 1.05 + 3 \cdot 1.20 + (5+6) \cdot 1.50$
9 (K)	KOMB3_SGU	Kombinacja liniowa	SGU	$(1+2+3+6) \cdot 1.00$

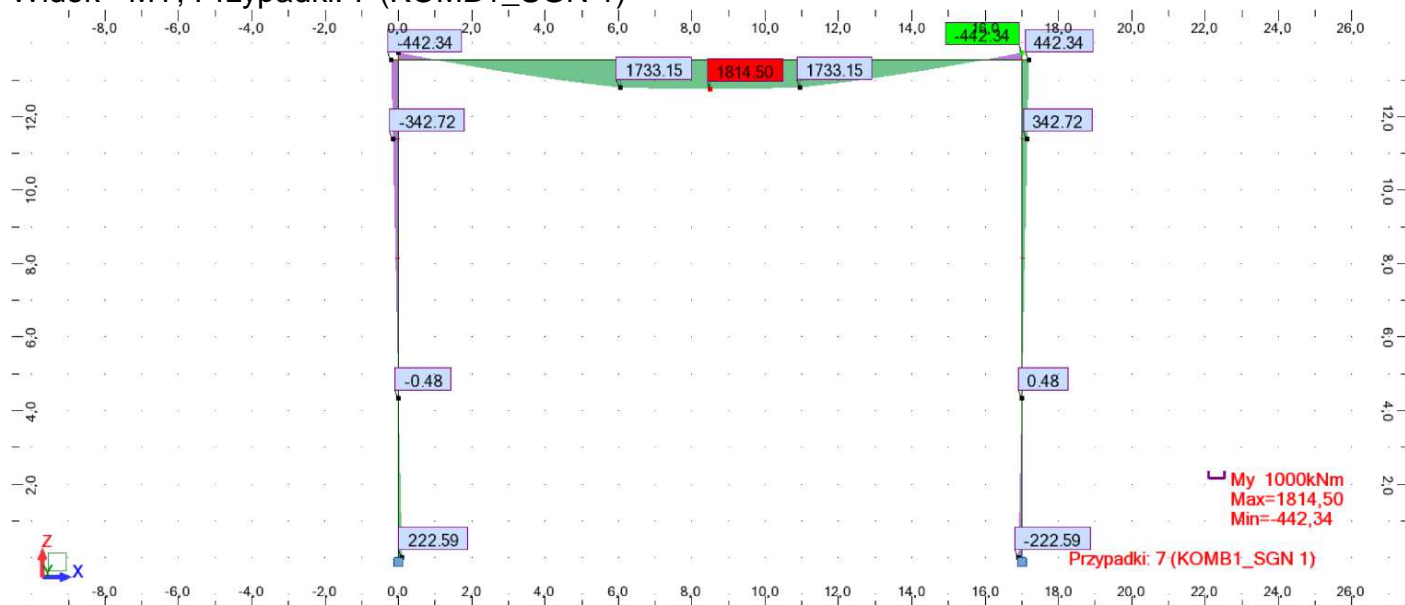
Widok - FX; Przypadki: 7 (KOMB1_SGN 1)



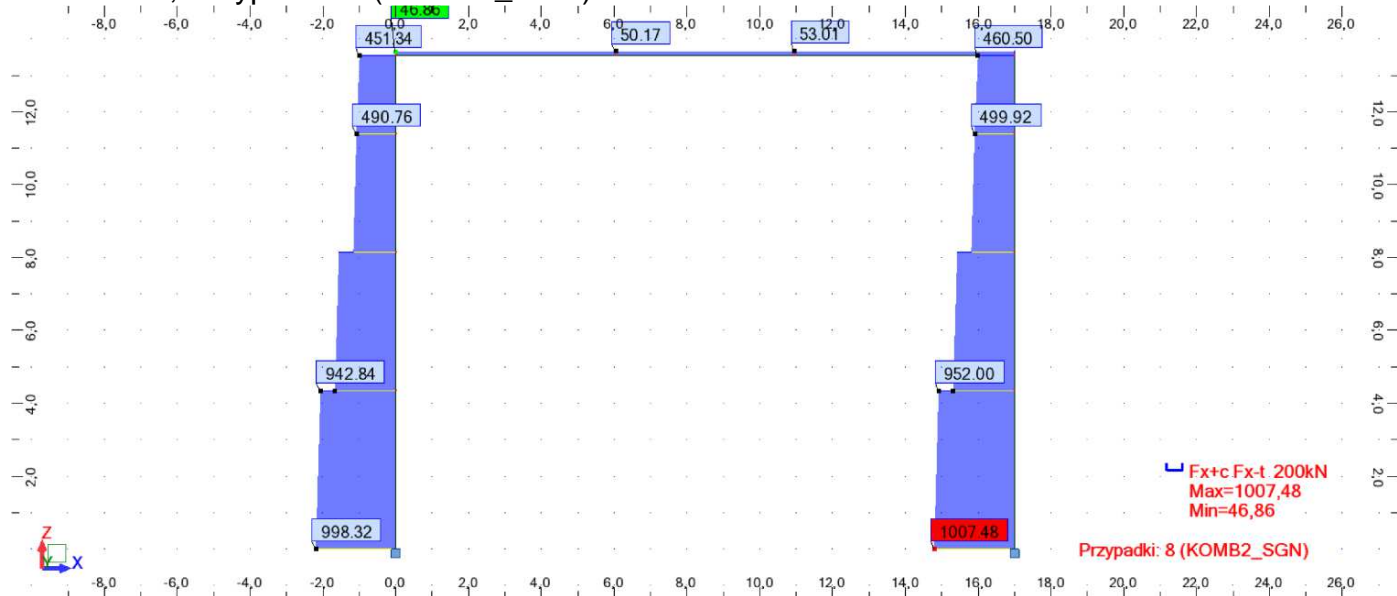
Widok - FZ; Przypadki: 7 (KOMB1_SGN 1)



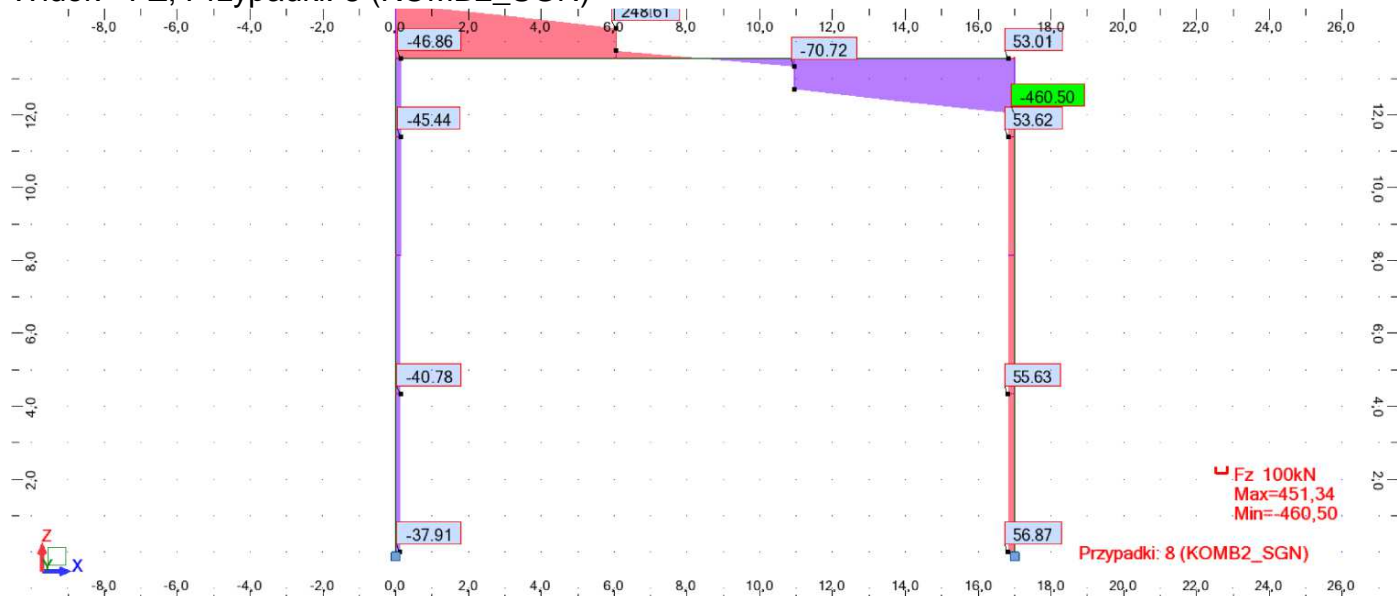
Widok - MY; Przypadki: 7 (KOMB1_SGN 1)



Widok - FX; Przypadki: 8 (KOMB2_SGN)



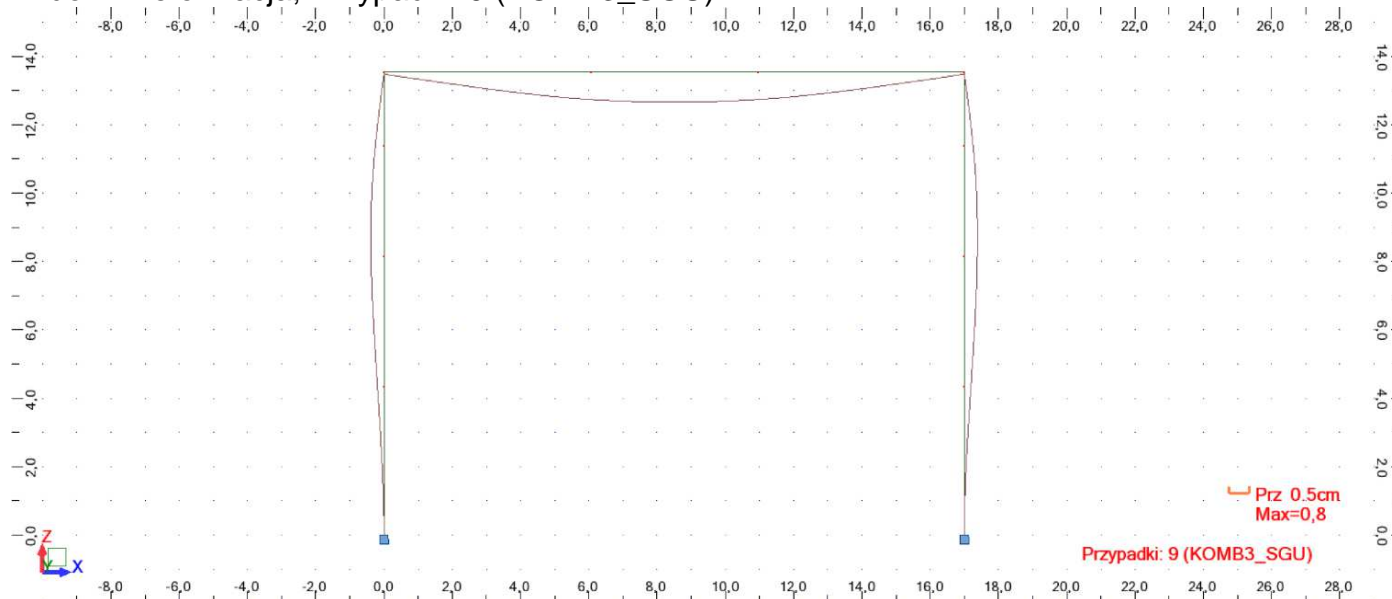
Widok - FZ; Przypadki: 8 (KOMB2_SGN)



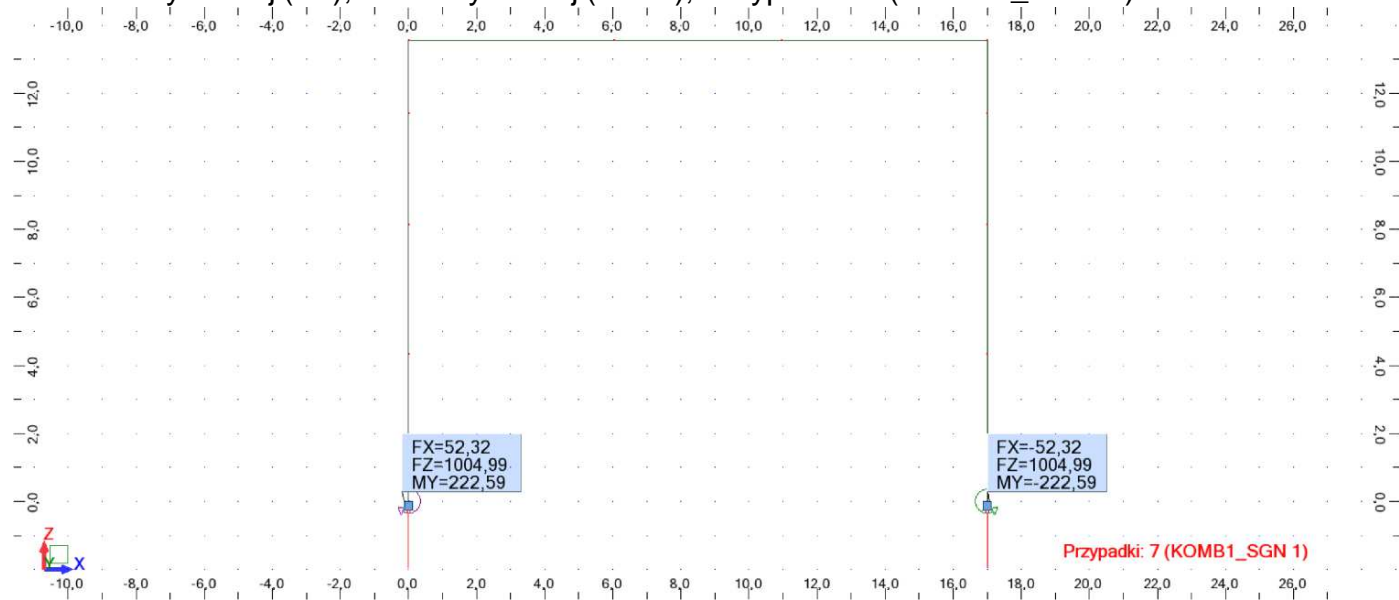
Widok - MY; Przypadki: 8 (KOMB2_SGN)



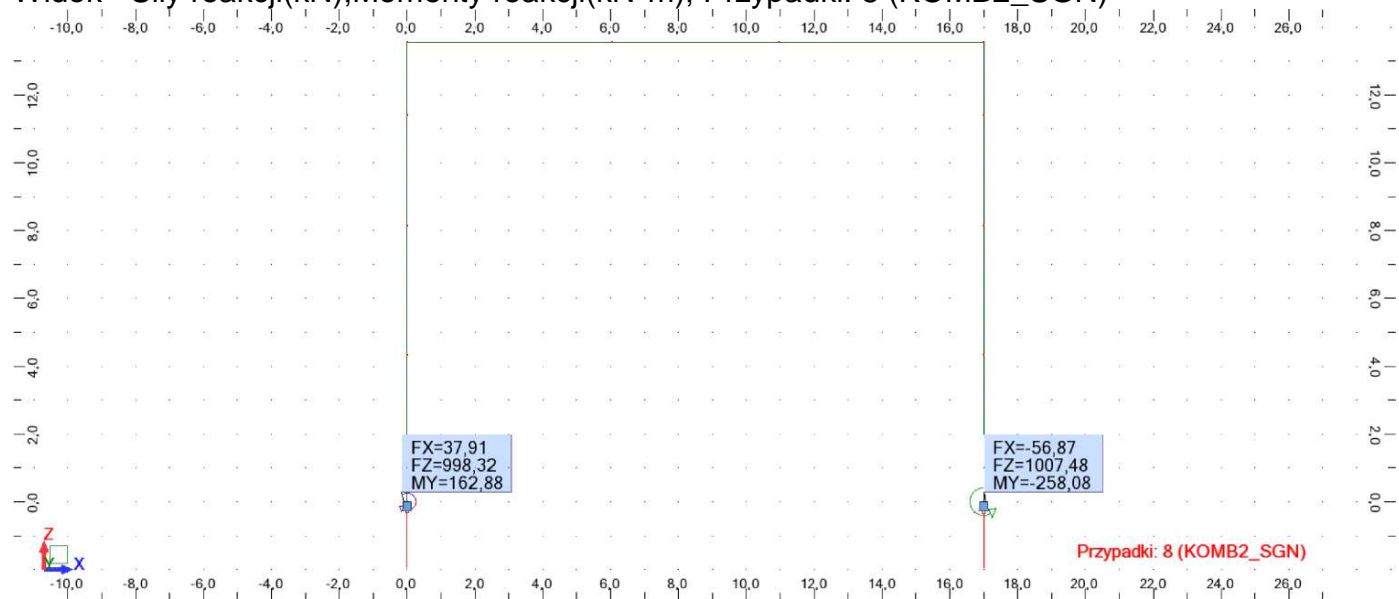
Widok - Deformacja; Przypadki: 9 (KOMB3_SGU)



Widok - Siły reakcji(kN);Momenty reakcji(kN*m); Przypadki: 7 (KOMB1_SGN 1)



Widok - Siły reakcji(kN);Momenty reakcji(kN*m); Przypadki: 8 (KOMB2_SGN)

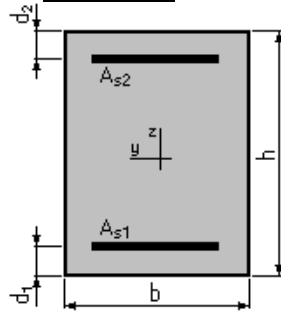


Poz.1.1. Rygiel ramy żelbetowej 65x170(h)cm

1. Założenia:

- Beton klasy B15, $\alpha_{cc} = 1,00$
- Stal klasy A-III $f_{yk} = 410,0$ (MPa)
- Brak sprawdzenia stanu granicznego rozwarcia rys
- Obliczenia zgodne z PN-B-03264:2002

2. Przekrój:



$b = 65,0$ (cm)

$h = 170,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Obciążenia:

Moment obliczeniowy

$M = 1814,50$ (kN*m)

4. Wyniki:

Teoretyczna powierzchnia zbrojenia:

$A_{s1} = 33,7$ (cm²)

$A_{s2} = 0,0$ (cm²)

17 $\phi 16 = 34,2$ (cm²)

0 $\phi 16 = 0,0$ (cm²)

Stopień zbrojenia: $\mu = 0,31$ (%)

Minimalny stopień zbrojenia: $\mu_{a, min} = 0,13$ (%)

Wyniki szczegółowe dla SGN:

$M_y = 1814,50$ (kN*m)

Położenie osi obojętnej: $y = 28,4$ (cm)

Ramię sił wewnętrznych: $z = 153,6$ (cm)

Względna wysokość strefy ściskanej: $\xi = 0,17$

Graniczna wysokość strefy ściskanej: $\xi_{gr} = 0,67$

Naprężenia w betonie ściskanym: $\sigma_c = 8,0$ (MPa)

Naprężenia w stali zbrojeniowej:
rozciągające: $\sigma_s = 350,0$ (MPa)

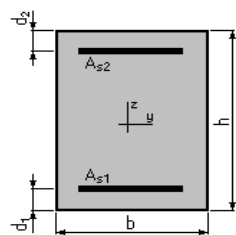
Odkryto zbrojenie 10 $\square 18 A = 32,4 \text{ cm}^2 < 33,7 \text{ cm}^2$

Poz. 1.2. Słup ramy żelbetowej 65x80cm

1. Założenia:

- Beton klasy B15, $\alpha_{cc} = 1,00$
- Stal klasy A-III $f_{yk} = 410,0$ (MPa)
- Struktura o węzłach nieprzesuwnych
- Wysokość słupa $l = 13,0$ (m)
- Długość obliczeniowa $l_0 = 13,0$ (m)
- Względny udział obciążeń długotrwałych $N_d/N = 1,00$
- Współczynnik pełzania betonu $\phi_p = 3,13$
- Brak sprawdzenia stanu granicznego rozwarcia rys
- Obliczenia zgodne z PN-B-03264:2002

2. Przekrój:



$$b = 65,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 80,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Przypadki obciążeniowe:

N^0	Typ	N (kN)	M (kN*m)
1.	SGN	1005,00	222,60
2.	SGN	1007,50	258,10
3.	SGN	998,30	162,90

Numer przypadku wymiarującego: 2

4. Wyniki:

Teoretyczna powierzchnia zbrojenia:

$$A_{s1} = 7,8 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 7,8 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$4 \phi 16 = 8,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$4 \phi 16 = 8,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Stopień zbrojenia} \mu = 0,30 \text{ (\%)} = 0,30 \text{ (\%)}$$

$$\text{- minimalny } \mu_{\min} = 0,30 \text{ (\%)} \quad \text{- maksymalny } \mu_{\max} = 4,00 \text{ (\%)}$$

Analiza przypadków obciążeniowych:

Przypadek 1.	SGN	N = 1005,00 (kN)	M = 222,60 (kN*m)
Moment obliczeniowy			M = 313,76 (kN*m)

Stopień wykorzystania nośności:	63,2 (%)
Smukłość słupa:	$\lambda = 56,3$
Mimośród statyczny siły podłużnej:	$e_s = 22,1 \text{ (cm)}$
Mimośród niezamierzony:	$e_n = 2,7 \text{ (cm)}$
Mimośród początkowy:	$e_0 = 24,8 \text{ (cm)}$
Siła krytyczna:	$N_{kr} = 4899,44 \text{ (kN)}$
Mimośród obliczeniowy $e = h \cdot e_0$	$e = 31,2 \text{ (cm)}$
Położenie osi obojętnej:	$y = 46,6 \text{ (cm)}$
Ramię sił wewnętrznych:	$z = 56,4 \text{ (cm)}$
Względna wysokość strefy ściskanej:	$\xi = 0,62$
Naprężenia w betonie ściskanym:	$\sigma_c = 8,0 \text{ (MPa)}$
Naprężenia w stali zbrojeniowej:	
- rozciągające	$\sigma_s = 350,0 \text{ (MPa)}$
- ściskające	$\sigma'_s = 350,0 \text{ (MPa)}$

Przypadek 2.	SGN	N = 1007,50 (kN)	M = 258,10 (kN*m)
Moment obliczeniowy			M = 362,72 (kN*m)

Stopień wykorzystania nośności:	72,1 (%)
Smukłość słupa:	$\lambda = 56,3$

Mimośród statyczny siły podłużnej:	$e_s = 25,6 \text{ (cm)}$
Mimośród niezamierzony:	$e_n = 2,7 \text{ (cm)}$
Mimośród początkowy:	$e_0 = 28,3 \text{ (cm)}$
Siła krytyczna:	$N_{kr} = 4700,02 \text{ (kN)}$
Mimośród obliczeniowy $e = h \cdot e_0$	$e = 36,0 \text{ (cm)}$
Położenie osi obojętnej:	$y = 39,3 \text{ (cm)}$
Ramię sił wewnętrznych:	$z = 59,3 \text{ (cm)}$
Względna wysokość strefy ściskanej:	$\xi = 0,52$
Naprężenia w betonie ściskanym:	$\sigma_c = 8,0 \text{ (MPa)}$
Naprężenia w stali zbrojeniowej:	
- rozciągające	$\sigma_s = 350,0 \text{ (MPa)}$
- ściskające	$\sigma_s' = 350,0 \text{ (MPa)}$

Przypadek 3. SGN $N = 998,30 \text{ (kN)}$ $M = 162,90 \text{ (kN*m)}$
Moment obliczeniowy $M = 234,48 \text{ (kN*m)}$

Stopień wykorzystania nośności:	50,4 (%)
Smukłość słupa:	$\lambda = 56,3$
Mimośród statyczny siły podłużnej:	$e_s = 16,3 \text{ (cm)}$
Mimośród niezamierzony:	$e_n = 2,7 \text{ (cm)}$
Mimośród początkowy:	$e_0 = 19,0 \text{ (cm)}$
Siła krytyczna:	$N_{kr} = 5206,96 \text{ (kN)}$
Mimośród obliczeniowy $e = h \cdot e_0$	$e = 23,5 \text{ (cm)}$
Położenie osi obojętnej:	$y = 56,1 \text{ (cm)}$
Ramię sił wewnętrznych:	$z = 52,5 \text{ (cm)}$
Względna wysokość strefy ściskanej:	$\xi = 0,75$
Naprężenia w betonie ściskanym:	$\sigma_c = 8,0 \text{ (MPa)}$
Naprężenia w stali zbrojeniowej:	
- rozciągające	$\sigma_s = 235,2 \text{ (MPa)}$
- ściskające	$\sigma_s' = 350,0 \text{ (MPa)}$

Odkryte zbrojenie 9 # 18 $A = 22,90 \text{ cm}^2 > 7,80 \text{ cm}^2$

Poz. 1.3. – belka stropodachu w traktach bocznych hal

$$l_0 = 5,50 \times 1,05 = 5,775 \text{ m}$$

$$q = (4,09 + 3,38)1,5 = 11,21 \text{ N/m}$$

$$M = 0,125 \times 11,21 \text{ N/m} \times 5,775^2 = 46,71 \text{ kNm}$$

Analiza nośności przekroju dla zginania prostego

1. Założenia:

- **Beton klasy B15, $\alpha_{cc} = 1,00$**
- **Stal klasy A-0 $f_{yk} = 220,0 \text{ (MPa)}$**
- Brak sprawdzenia stanu granicznego rozwarcia rys
- Obliczenia zgodne z **PN-B-03264:2002**

2. Przekrój:

$$b_f = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 20,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 10,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,0 \text{ (cm)}$$

3. Powierzchnia zbrojenia:

$$A_{s1} = 7,7 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$7 \phi 12 = 7,9 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 1,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$2 \phi 12 = 2,3 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Stopień zbrojenia: } \mu = 0,91 \text{ (\%)} \quad \mu_{a, \min} = 0,19 \text{ (\%)}$$

$$\text{Minimalny stopień zbrojenia: } \mu_{a, \min} = 0,19 \text{ (\%)}$$

4. Dopuszczalny moment zginający:

Z uwagi na nośność przekroju:

$$M_{\max} = 68,86 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{\min} = -9,03 \text{ (kN*m)}$$

Wyniki szczegółowe dla SGN:

$$M_y = 68,86 \text{ (kN*m)}$$

Położenie osi obojętnej:

$$y = 4,0 \text{ (cm)}$$

Ramię sił wewnętrznych:

$$z = 46,0 \text{ (cm)}$$

Względna wysokość strefy ściskanej:

$$\xi = 0,08$$

Graniczna wysokość strefy ściskanej:

$$\xi_{gr} = 0,79$$

Naprężenia w betonie ściskanym:

$$\sigma_c = 8,0 \text{ (MPa)}$$

Naprężenia w stali zbrojeniowej:

rozciągające:

$$\sigma_s = 190,0 \text{ (MPa)}$$

ściskające:

$$\sigma_s' = 11,7 \text{ (MPa)}$$

$$M_{\max} = 68,86 \text{ kN*m} > 46,71 \text{ kNm}$$

Poz. 1.4. – płyta stropodachu w świetlikach hal

$$l_0 = 2,10 \times 1,05 = 2,205 \text{ m}$$

$$q = 4,65 + 1,08 = 5,73 \text{ N/m}$$

$$M = 0,125 \times 5,73 \text{ N/m} \times 2,205^2 = 3,48 \text{ kNm}$$

Projektowanie przekroju dla zginania prostego

1. Założenia:

- Beton klasy **B15**, $\alpha_{cc} = 1,00$
- Stal klasy **A-0** $f_{yk} = 220,0 \text{ (MPa)}$
- Brak sprawdzenia stanu granicznego rozwarcia rys
- Obliczenia zgodne z **PN-B-03264:2002**

2. Przekrój:

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 10,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,0 \text{ (cm)}$$

3. Obciążenia:

Moment obliczeniowy

$$M = 3,48 \text{ (kN*m)}$$

4. Wyniki:

Teoretyczna powierzchnia zbrojenia:

$$A_{s1} = 3,8 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$4 \phi 12 = 4,5 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$0 \phi 12 = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Stopień zbrojenia: } \mu = 0,47 \text{ (\%)}$$

Minimalny stopień zbrojenia: $\mu_{a, \min} = 0,47 \text{ (}\%)$

Wyniki szczegółowe dla SGN: **$M_y = 3,48 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$**
Położenie osi obojętnej: $y = 1,1 \text{ (cm)}$
Ramię sił wewnętrznych: $z = 7,6 \text{ (cm)}$
Względna wysokość strefy ściskanej: $\xi = 0,14$
Graniczna wysokość strefy ściskanej: $\xi_{gr} = 0,79$
Napężenia w betonie ściskanym: $\sigma_c = 8,0 \text{ (MPa)}$
Napężenia w stali zbrojeniowej:
rozciągające: $\sigma_s = 190,0 \text{ (MPa)}$

Odkryte zbrojenie $\varnothing 8$ co 10cm; $A = 5,03 \text{ cm}^2 > 3,8 \text{ cm}^2$

Poz. 2. Elementy stalowe stropu nad lp.

Poz. 2.1. Belka stalowa I 240

Rozstaw belek: 1,30 m
Rozpiętość belki: $l = 4,40 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki: $l_o = 1,05 \times l = 4,62 \text{ m}$
Moment zginający belkę: $M_{sd} = 1,30 \times 12,28 \text{ kN/m} \times 4,62 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{42,59 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN240: $M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 354,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{76,11 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie: $M_{sd} = 42,59 \text{ kNm} < M_{Rd} = 76,11 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie: $f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 1,3 \times 11,28 \times 4,62^4 / (384 \times 4250 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0100 \text{ m}$
Sprawdzenie: $f = 1,00 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 1,76 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 2.2. Belka stalowa I 320

Szerokość pasa obciążenia belki: 2,95 m
Rozpiętość belki: $l = 5,70 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki: $l_o = 1,05 \times l = 5,99 \text{ m}$
Moment zginający belkę: $M_{sd} = 2,95 \times 12,28 \text{ kN/m} \times 5,99 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{162,47 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN320: $M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 782,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{168,13 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie: $M_{sd} = 162,47 \text{ kNm} < M_{Rd} = 168,13 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie: $f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 34,16 \times 5,99^4 / (384 \times 12510 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0214 \text{ m}$
Sprawdzenie: $f = 2,14 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,28 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 2.3. Belka stalowa I 280

Rozstaw belek: 1,05 m
Rozpiętość belki: $l = 5,70 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki: $l_o = 1,05 \times l = 5,99 \text{ m}$

Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 1,05 \times 12,28 \text{ kN/m} \times 5,99 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{57,83 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN280:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 542,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{116,53 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 57,83 \text{ kNm} < M_{Rd} = 116,53 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 1,05 \times 11,28 \times 5,99^4 / (384 \times 7590 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0128 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 1,28 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,28 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 2.4. Podciąg stalowy I 425

Szerokość pasa obciążenia belki:	5,40 m
Rozpiętość belki:	$l = 5,00 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,25 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 5,40 \times 12,28 \text{ kN/m} \times 5,25 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{228,47 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN425:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 1740,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{374,10 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 228,47 \text{ kNm} < M_{Rd} = 374,10 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 5,40 \times 11,28 \times 5,25^4 / (384 \times 36970 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0082 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 0,82 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,00 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 2.5. Podciąg stalowy I 380

Szerokość pasa obciążenia belki:	2,85 m
Rozpiętość belki:	$l = 5,70 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,99 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 2,85 \times 12,28 \text{ kN/m} \times 5,99 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{156,97 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN380:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 1260,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{270,90 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 156,97 \text{ kNm} < M_{Rd} = 270,90 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 2,85 \times 11,28 \times 5,99^4 / (384 \times 24010 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0112 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 1,12 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,28 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 2.6. Słup stalowy 2C 180

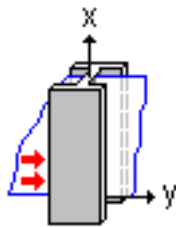
Pole obciążające słup:	27,5 m ²
------------------------	---------------------

Lista weryfikacji:

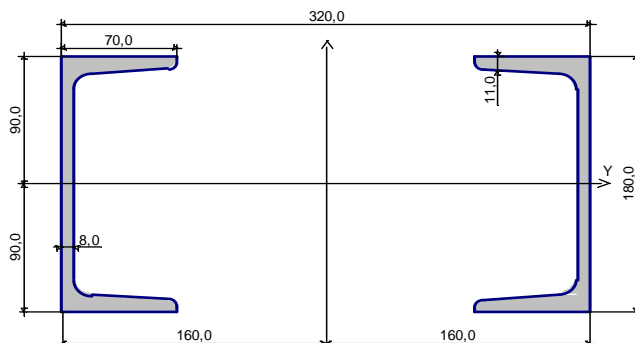
Wytrzymałość przekroju

Długość słupa 3,8 m

Płaszczyzna ugięcia XY:

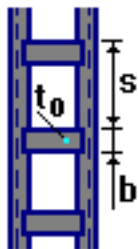


Przekrój



Profile: C 180

Skratowanie



$s = 650,0 \text{ mm}$

$b = 150,0 \text{ mm}$

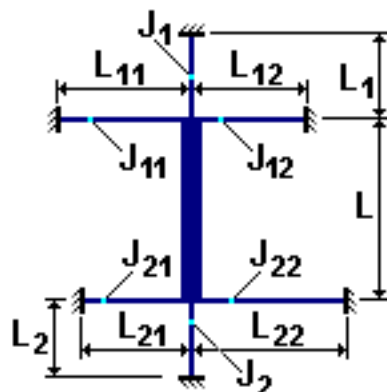
$t_0 = 10,0 \text{ mm}$

Charakterystyki profilu

Parametr		Wartość	
A	Powierzchnia przekroju brutto	56,0	cm ²
$A_{v,z}$	Powierzchnia ścinania względem osi Z	28,8	cm ²
I_y	Moment bezwładności względem osi Y	2700,0	cm ⁴
I_z	Moment bezwładności względem osi Z	11329,798	cm ⁴
I_t	Moment bezwładności na skręcanie	7588,425	cm ⁴
I_w	Wycinkowy moment bezwładności	98250,59	cm ⁶
i_y	Promień bezwładności względem osi Y	6,944	cm
i_z	Promień bezwładności względem osi Z	14,224	cm

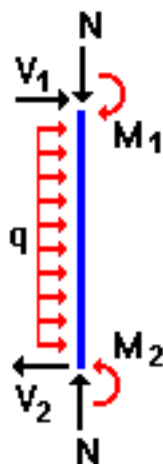
Długość wyboczeniowa

Typ: nieprzesuwna



Współczynnik długości wyboczeniowej $l/L = 1,0$

Obciążenia



Przypadek 1 - Obciążenie stałe

$N =$	337,7	kN
$M_1 =$	0,0	kN*m
$V_1 =$	0,0	kN
$M_2 =$	0,0	kN*m
$V_2 =$	0,0	kN
$q =$	0,0	kN/m

Wyężenie według

Wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie osiowe zob. [5.4.4 (1)] 0,408876

Wytrzymałość obliczeniowa spowodowana siłami (N, M_y, M_z, V_y, V_z) zob. [5.4.8.1 - 0,00287
5.4.8.3], [5.4.9]

Wytrzymałość obliczeniowa na wyboczenie giętnie spowodowana siłami (N, M_y, M_z) 0,588649
zob. [5.5.4 (1), 5.5.4 (3)]

Wytrzymałość obliczeniowa spowodowana momentem M_z zob. [5.4.5.1] 0,057022

Wyężenie 0,588649 - Wytrzymałość obliczeniowa na wyboczenie giętnie spowodowana siłami (N, M_y, M_z)

Poz. 3. Elementy stalowe stropu nad parterem.

Poz. 3.1. Belka stalowa I 240

Rozstaw belek: 1,05 m

Rozpiętość belki: $l = 5,65$ m

Rozpiętość obliczeniowa belki: $l_0 = 1,05 \times l = 5,93$ m

Moment zginający belkę: $M_{sd} = 1,05 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 5,93 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{58,06 \text{ kNm}}$

Nośność belki IPN240: $M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 354,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{76,11 \text{ kNm}}$

Sprawdzenie $M_{sd} = 58,06 \text{ kNm} < M_{Rd} = 76,11 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.

Ugięcie: $f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 12,16 \times 5,93^4 / (384 \times 4250 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0258 \text{ m}$

Sprawdzenie: $f = 2,24 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,26 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.2. Belka stalowa I 320

Szerokość pasa obciążenia belki: 2,95 m

Rozpiętość belki:	$l = 5,65 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,93 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 2,95 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 5,93 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{163,13 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN320:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 782,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{168,13 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 163,13 \text{ kNm} < M_{Rd} = 168,13 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 34,16 \times 5,93^4 / (384 \times 12510 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0214 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 2,14 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,26 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.3. Belka stalowa I 300

Rozstaw belek:	$0,95 \text{ m}$
Rozpiętość belki:	$l = 5,65 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,93 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 0,95 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 5,93 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{52,53 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN300:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 653,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{140,40 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 52,53 \text{ kNm} < M_{Rd} = 140,40 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 0,95 \times 11,58 \times 5,93^4 / (384 \times 9800 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0082 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 0,82 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,26 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.4. Belka stalowa I 300

Rozstaw belek:	$1,25 \text{ m}$
Rozpiętość belki:	$l = 4,70 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 4,94 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 1,25 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 4,94 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{47,97 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN300:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 653,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{140,40 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 47,97 \text{ kNm} < M_{Rd} = 140,40 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 1,25 \times 11,58 \times 4,94^4 / (384 \times 9800 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0056 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 0,56 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 1,88 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.5. Podciąg stalowy I 380

Szerokość pasa obciążenia belki:	$2,85 \text{ m}$
Rozpiętość belki:	$l = 5,70 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,99 \text{ m}$

Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 2,85 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 5,99 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{160,80 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN380:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 1260,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{270,90 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 160,80 \text{ kNm} < M_{Rd} = 270,90 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 2,85 \times 11,58 \times 5,99^4 / (384 \times 24010 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0112 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 1,12 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,28 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.6. Podciąg stalowy I 425

Szerokość pasa obciążenia belki:	5,40 m
Rozpiętość belki:	$l = 5,00 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,25 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 5,40 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 5,25 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{234,05 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN425:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 1740,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{374,10 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 234,05 \text{ kNm} < M_{Rd} = 374,10 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 5,40 \times 11,58 \times 5,25^4 / (384 \times 36970 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0082 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 0,82 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,00 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.7. Belka stalowa I 300

Rozstaw belek:	1,05 m
Rozpiętość belki:	$l = 6,45 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 6,77 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 1,05 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 6,77 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{75,68 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN300:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 653,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{140,40 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 75,68 \text{ kNm} < M_{Rd} = 140,40 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 1,05 \times 11,58 \times 6,77^4 / (384 \times 9800 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0056 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 1,66 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,59 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.8. Podciąg stalowy I 445

Szerokość pasa obciążenia belki:	5,00 m
Rozpiętość belki:	$l = 5,25 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 5,51 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 5,00 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 5,51 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{238,71 \text{ kNm}}$

Nośność belki IPN445:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 2040,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{438,60 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 238,71 \text{ kNm} < M_{Rd} = 438,60 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 5,00 \times 11,58 \times 5,51^4 / (384 \times 45850 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0074 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 0,74 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,10 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.9. Podciąg stalowy I 445

Szerokość pasa obciążenia belki:	5,00 m
Rozpiętość belki:	$l = 10,15 \text{ m}$
Rozpiętość obliczeniowa belki:	$l_o = 1,05 \times l = 10,66 \text{ m}$
Moment zginający belkę:	$M_{sd} = 5,00 \times 12,58 \text{ kN/m} \times 10,66 \text{ m}^2 / 8 = \mathbf{893,46 \text{ kNm}}$
Nośność belki IPN445:	$M_{Rd} = \alpha \times W_x \times f_{yd} = 1,0 \times 2040,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 215 \times 10^3 \text{ kPa} = \mathbf{438,60 \text{ kNm}}$
Sprawdzenie	$M_{sd} = 893,46 \text{ kNm} < M_{Rd} = 438,60 \text{ kNm}$ – warunek nośności został spełniony.
Ugięcie:	$f = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 5,00 \times 11,58 \times 5,51^4 / (384 \times 45850 \times 10^{-8} \times 205 \times 10^6) = 0,0074 \text{ m}$
Sprawdzenie:	$f = 0,74 \text{ cm} < f_{dop} = l/250 = 2,10 \text{ cm}$ – warunek użytkowalności został spełniony.

Poz. 3.10. Słup stalowy 2C 220

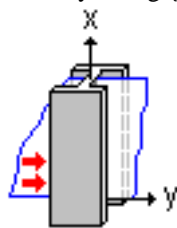
Pole obciążające słup: $27,5 \text{ m}^2$

Lista weryfikacji:

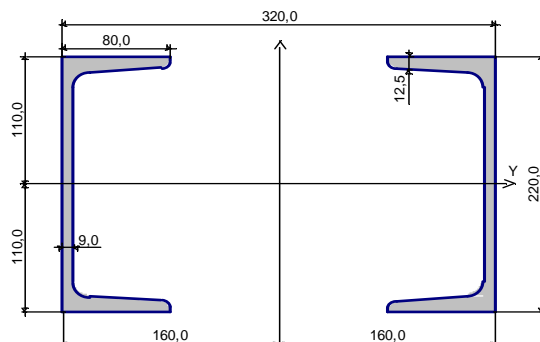
Wytrzymałość przekroju

Długość słupa 3,8 m

Płaszczyzna ugięcia XY:

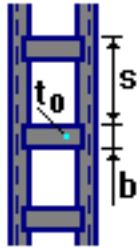


Przekrój



Profile: C 220

Skratowanie



$s = 650,0 \text{ mm}$

$b = 150,0 \text{ mm}$

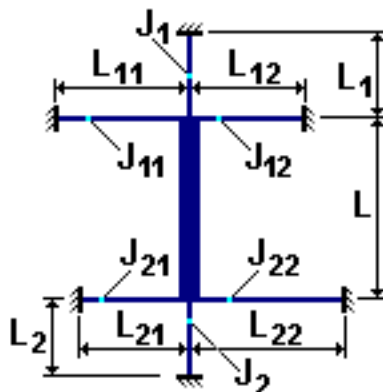
$t_0 = 10,0 \text{ mm}$

Charakterystyki profilu

	Parametr	Wartość	
A	Powierzchnia przekroju brutto	74,8	cm ²
$A_{v,z}$	Powierzchnia ścinania względem osi Z	39,6	cm ²
I_y	Moment bezwładności względem osi Y	5380,0	cm ⁴
I_z	Moment bezwładności względem osi Z	14763,05	cm ⁴
I_t	Moment bezwładności na skręcanie	13356,219	cm ⁴
I_w	Wycinkowy moment bezwładności	97094,403	cm ⁶
i_y	Promień bezwładności względem osi Y	8,481	cm
i_z	Promień bezwładności względem osi Z	14,049	cm

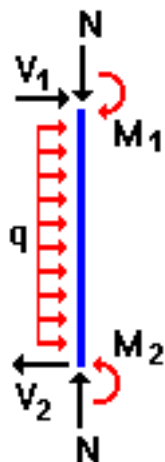
Długość wyboczeniowa

Typ: nieprzesuwna



Współczynnik długości wyboczeniowej $l/L = 1,0$

Obciążenia



Przypadek 1 - Obciążenie stałe

$N = 683,7 \text{ kN}$

$M_1 = 0,0 \text{ kN*m}$

$$\begin{aligned} V_1 &= 0,0 & \text{kN} \\ M_2 &= 0,0 & \text{kN}\cdot\text{m} \\ V_2 &= 0,0 & \text{kN} \\ q &= 0,0 & \text{kN/m} \end{aligned}$$

Wytężenie według

Wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie osiowe zob. [5.4.4 (1)] 0,624241

Wytrzymałość obliczeniowa spowodowana siłami (N, My, Mz, Vy, Vz) zob. [5.4.8.1 - 0,000658
5.4.8.3], [5.4.9]

Wytrzymałość obliczeniowa na wyboczenie giętne spowodowana siłami (N, My, Mz) 0,853495
zob. [5.5.4 (1), 5.5.4 (3)]

Wytrzymałość obliczeniowa spowodowana momentem Mz zob. [5.4.5.1] 0,082969

Wytężenie 0,853495 - Wytrzymałość obliczeniowa na wyboczenie giętne spowodowana siłami (N, My, Mz)

Poz. 4. Belka żelbetowa 50x102(h)cm

Szerokość pasa obciążenia belki: 5,20 m

Rozpiętość belki: $l = 3,10 \text{ m}$

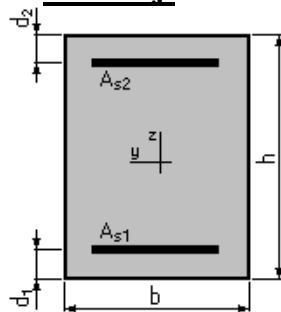
Rozpiętość obliczeniowa belki: $l_o = 1,05 \times l = 3,26 \text{ m}$

Moment zginający belkę: $M_{sd} = (5,20 \times 9,77 \text{ kN/m} + 0,50 \times 1,02 \times 25) \times 3,26$
 $\text{m}^2 / 8 + 5,3 \times 0,55 \times 18 \times 3,26 / 4 = 127,19 \text{ kNm}$

1. Założenia:

- Beton klasy B15, $\alpha_{cc} = 1,00$
- Stal klasy A-I $f_{yk} = 240,0 \text{ (MPa)}$
- Brak sprawdzenia stanu granicznego rozwarcia rys
- Obliczenia zgodne z PN-B-03264:2002

2. Przekrój:



$$b = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 102,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$$

3. Obciążenia:

Moment obliczeniowy

$$M = 127,19 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

4. Wyniki:

Teoretyczna powierzchnia zbrojenia:

$$A_{s1} = 8,3 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$3 \phi 20 = 9,4 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$0 \phi 20 = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Stopień zbrojenia: $\mu = 0,17 \text{ (%)}$

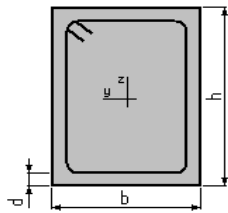
Minimalny stopień zbrojenia: $\mu_{a, \min} = 0,17 \text{ (%)}$

Wyniki szczegółowe dla SGN:

Położenie osi obojętnej:	$My = 127,19 \text{ (kN*m)}$ $y = 5,5 \text{ (cm)}$
Ramię sił wewnętrznych:	$z = 95,8 \text{ (cm)}$
Względna wysokość strefy ściskanej:	$\xi = 0,06$
Graniczna wysokość strefy ściskanej:	$\xi_{gr} = 0,77$
Naprężenia w betonie ściskanym:	$\sigma_c = 8,0 \text{ (MPa)}$
Naprężenia w stali zbrojeniowej:	
rozciągające:	$\sigma_s = 210,0 \text{ (MPa)}$

Projektowanie przekroju ścinanego**1. Założenia:**

- Beton klasy B15, $\alpha_{cc} = 1,00$
- Zbrojenie podłużne i pręty odgięte: stal klasy A-I $\phi 20$
- Zbrojenie poprzeczne: stal klasy A-0, strzemiona 2-ramienne $\phi 12$
- Rozpiętość obliczeniowa belki $l_0 = 3,3 \text{ (m)}$
- Projektowanie na dopuszczalną szerokość rozwarcia rys ukośnych $a_{dop} = 0,30 \text{ mm}$
- Obliczenia zgodne z **PN-B-03264:2002**
- Cotangens kąta nachylenia krzyżulców betonowych w modelu kratownicowym $\cotg T = 1,00$

2. Przekrój:

$b = 50,0 \text{ (cm)}$
 $h = 102,0 \text{ (cm)}$
 $d = 4,0 \text{ (cm)}$

3. Obciążenie belki:

Siła poprzeczna	$V_{sd} = 129,83 \text{ (kN)}$
Obciążenie równomiernie rozłożone	$q = 50,80 \text{ (kN/m)}$
Siła wymiarująca (zredukowana)	$V_{red} = 80,05 \text{ (kN)}$
Siła poprzeczna od obc. charakt.	$V_c = 96,83 \text{ (kN)}$

4. Wyniki:

Nośność przekroju niezbrojonego	$V_{Rd1} = 151,02 \text{ (kN)}$
Nośność z uwagi na beton	$V_{Rd2} = 1007,60 \text{ (kN)}$
Nośność z uwagi na zbrojenie	$V_{Rd3} = 106,78 \text{ (kN)}$

Strzemiona 2-ramienne $\phi 12$:

Rozstaw strzemion:	$s = 35,5 \text{ (cm)}$
Normowy rozstaw maksymalny	$s_{max} = 40,0 \text{ (cm)}$
Rozstaw z warunku min. gęstości	$s = 35,9 \text{ (cm)}$

Zarysowanie:

Szerokość rozwarcia rys ukośnych	$w_k = 0,15 \text{ (mm)}$
----------------------------------	---------------------------

Poz. 5. Stopa fundamentowa w osiach C- c.11

Obciążenie stopy: $27,5 \times (12,28 + 12,58) = 683,65 \text{ kN}$

1. Założenia:

MATERIAŁ:

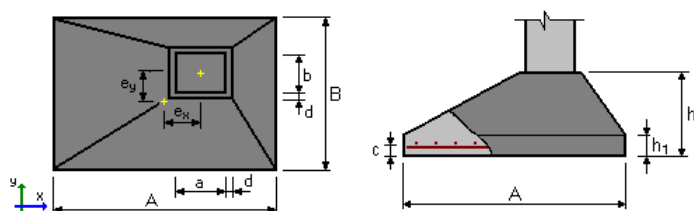
BETON: klasa B15, ciężar objętościowy = 24,0 (kN/m³)

STAL: klasa A-I, $f_{yd} = 210,00$ (MPa)

OPCJE:

- Obliczenia wg normy:
 - betonowej: PN-B-03264 (2002)
 - gruntowej: PN-81/B-03020
- Oznaczenie parametrów geotechnicznych metodą: A
 - współczynnik $m = 0,90$ - do obliczeń nośności
 - współczynnik $m = 0,80$ - do obliczeń poślizgu
 - współczynnik $m = 0,80$ - do obliczeń obrotu
- Wymiarowanie fundamentu na:
 - Nośność
 - Osiadanie
 - $S_{dop} = 7,00$ (cm)
 - czas realizacji budynku: $t_b > 12$ miesięcy
 - współczynnik odprężenia: $\lambda = 1,00$
 - Obrót
 - Poślizg
 - Przebite / ścinanie
- Graniczne położenie wypadkowej obciążeń:
 - długotrwałych w rdzeniu I
 - całkowitych w rdzeniu II

2. Geometria



$$A = 2,60 \text{ (m)}$$

$$a = 0,60 \text{ (m)}$$

$$B = 1,80 \text{ (m)}$$

$$b = 0,40 \text{ (m)}$$

$$h = 0,50 \text{ (m)}$$

$$d = 0,00 \text{ (m)}$$

$$h1 = 0,20 \text{ (m)}$$

$$ex = 0,00 \text{ (m)}$$

$$ey = 0,00 \text{ (m)}$$
 objętość betonu fundamentu: $V = 1,534 \text{ (m}^3\text{)}$

otulina zbrojenia:

$$c = 0,05 \text{ (m)}$$

poziom posadowienia:

$$D = 3,4 \text{ (m)}$$

minimalny poziom posadowienia:

$$D_{min} = 3,4 \text{ (m)}$$

3. Grunt

Charakterystyczne parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Poziom [m]	IL / ID konsolidacji	Symbol	Typ wilgotności
1	Gлина piaszczysta	0,0	0,35	B	---

Pozostałe parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Miękkość [m] [kPa]	Spójność [deg]	Kąt tarcia [kN/m ³]	Ciężar obj. [kPa]	Mo [kPa]	M
---------	-------	-----------------------	-------------------	------------------------------------	----------------------	-------------	---

1	Gлина пiaszczysta	---	22,0	12,0	21,0	19500,0	14625,0
---	-------------------	-----	------	------	------	---------	---------

4. Obciążenia

OBLICZENIOWE

Lp.	Nazwa	N [kN]	M _x [kN*m]	M _y [kN*m]	F _x [kN]	F _y [kN]	Nd/Nc
1	L1	683,65	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00

współczynnik zamiany obciążeń obliczeniowych na charakterystyczne = **1,20**

5. Wyniki obliczeniowe

WARUNEK NOŚNOŚCI

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodne
- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
N=683,65kN
- Wyniki obliczeń na poziomie: posadowienia fundamentu
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 355,60 (kN)
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 1039,25kN M_x = -0,00kN*m M_y = 0,00kN*m
- Zastępcze wymiary fundamentu: A₋ = 2,60 (m) B₋ = 1,80 (m)
- Współczynniki nośności oraz wpływu nachylenia obciążenia:

$$N_B = 0,18 \quad i_B = 1,00$$

$$N_C = 8,17 \quad i_C = 1,00$$

$$N_D = 2,38 \quad i_D = 1,00$$

- Graniczny opór podłoża gruntowego: Q_f = 2131,61 (kN)
- Współczynnik bezpieczeństwa: Q_f * m / Nr = 1,85

OSIADANIE

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodne
- Kombinacja wymiarująca: L1
N=569,71kN
- Charakterystyczna wartość ciężaru fundamentu i nadległego gruntu: 323,27 (kN)
- Obciążenie charakterystyczne, jednostkowe od obciążeń całkowitych: q = 191 (kPa)
- Miękkość podłoża gruntowego aktywnie osiadającego: z = 2,7 (m)
- Naprężenie na poziomie z:
 - dodatkowe: σ_{zd} = 31 (kPa)
 - wywołane ciężarem gruntu: σ_{zγ} = 128 (kPa)
- Osiadanie:
 - pierwotne: s' = 0,80 (cm)
 - wtórne: s'' = 0,64 (cm)
 - CAŁKOWITE: S = 1,44 (cm) < S_{dop} = 7,00 (cm)

OBRÓT

- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
N=683,65kN
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 290,94 (kN)
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 974,59kN M_x = -0,00kN*m M_y = 0,00kN*m
- Moment zapobiegający obrotowi fundamentu:
 - M_x(stab) = 877,13 (kN*m)
 - M_y(stab) = 1266,97 (kN*m)
- Współczynnik bezpieczeństwa: M(stab) * m / M = +INF

POŚLIZG

- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
N=683,65kN
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $G_r = 290,94$ (kN)
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 974,59$ kN $M_x = -0,00$ kN*m $M_y = 0,00$ kN*m
- Zastępcze wymiary fundamentu: $A_{-} = 2,60$ (m) $B_{-} = 1,80$ (m)
- Współczynnik tarcia:
- gruntu (na poziomie posadowienia): $\mu = 0,17$
- Współczynnik redukcji spójności gruntu = 0,20
- Wartość siły poślizgu: $F = 0,00$ (kN)
- Wartość siły zapobiegającej poślizgowi fundamentu:
- w poziomie posadowienia: $F(\text{stab}) = 181,31$ (kN)
- Współczynnik bezpieczeństwa: $F(\text{stab}) * m / F = +\text{INF}$

ŚCINANIE

- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)
N=683,65kN
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 974,59$ kN $M_x = -0,00$ kN*m $M_y = 0,00$ kN*m
- Współczynnik bezpieczeństwa: $Q / Q_r = 1,67$

Opracował:

III SERWIS FOTOGRAFICZNY



Widok hali D

FOT. 1

Autor:

M. Tereszkiewicz



Chłodnia kominowa na tle Auli i hali C

FOT. 2

Autor:

M. Tereszkiewicz



Widok na halę C

FOT. 3

Autor:

P. Szczepański



Wnętrze hali C

FOT. 4

Autor:

P. Szczepański



Poziom lp. w hali C

FOT. 5

Autor:

P. Szczepański



Konstrukcja ram i stropodachu w hali C

FOT. 6

Autor:

M. Tereszkiewicz



Stropodach w strefie szczytowej w hali C

FOT. 7

Autor:

M. Tereszkiewicz



Słup ramy ze wspornikiem w hali C

FOT. 8

Autor:

M. Tereszkiewicz



Laboratorium w szczytowej partii parteru w hali C

FOT. 9

Autor:

M. Tereszkiewicz



Konstrukcja ram żelbetowych w hali D

FOT. 10

Autor:

M. Tereszkiewicz



Kotłownia w hali D

FOT. 11

Autor:

M. Tereszkiewicz



Żelbetowa konstrukcja stropu nad parterem w szczycie hali D

FOT. 12

Autor:

M. Tereszkiewicz



Drewniana konstrukcja dachu w dawnej kotłowni w hali D

FOT. 13

Autor:

M. Tereszkiewicz



Aula – widok ogólny

FOT. 14

Autor:

M. Tereszkiewicz



Żelbetowy podciąg ze słupami w piwnicy podtrzymujący ścianę wewnętrzną Auli

FOT. 15

Autor:

M. Tereszkiewicz



Zarysowanie podciągu j.w.

FOT. 16

Autor:

M. Tereszkiewicz



Rysa na zewnętrznej ścianie piwnic w pracowni RTG

FOT. 17

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka stropu nad lp. w hali C

FOT. 18

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka zbrojenia stropu Kleina w hali C

FOT. 19

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 11 - zbrojenie belki stropodachu w hali C

FOT. 20

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 15 - zbrojenie belki stropodachu w hali D

FOT. 21

Autor:

M. Tereszkievicz



Odkrywka nr 14- zbrojenie podciągu stropodachu w hali C

FOT. 22

Autor:

M. Tereszkievicz



Odkrywka nr 16 - zbrojenie rygla w hali D

FOT. 23

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 2 - zbrojenie słupa w hali C

FOT. 24

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 3 - zbrojenie słupa w hali C od zewnątrz

FOT. 25

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 6- zbrojenie słupa w hali D w osi S

FOT. 26

Autor:

M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 8 - zbrojenie słupa w hali D na poziomie I p.

FOT. 27

Autor:
M. Tereszkiewicz



Odkrywka nr 5 - zbrojenie słupa w hali D w osiach O – d8

FOT. 28

Autor:
M. Tereszkiewicz



Odkrywanie zbrojenia płyty stropodachu w hali C

FOT. 29

Autor:
M. Tereszkievicz



Odkrywanie stropu Akermana w przybudówce hali D

FOT. 30

Autor:
M. Tereszkievicz



Odkrywka zbrojenia żebra stropodachu w hali C

FOT. 31

Autor:

M. Tereszkiewicz



Fundament pod słup ramy w osi c.7 w hali C (od strony podwórza)

FOT. 32

Autor:

M. Tereszkiewicz



Fundament pod słup ramy w osi c.7 w hali C (od strony podwórza)– odkrywka

FOT. 33

Autor:
M. Tereszkiewicz



Odkrywka fundamentu pod ścianą zewnętrzną w pracowni RTG

FOT. 34

Autor:
M. Tereszkiewicz

IV CZĘŚĆ RYSUNKOWA

V DZIENNIK POMIARÓW SKLEROMETRYCZNYCH

BIURO BEZPIECZEŃSTWA KONSTRUKCYJNEGO
PIOTR SZCZEPAŃSKI
00-453 Warszawa, ul. Czerniakowska 158/60
Pracownia: 00-467 Warszawa, ul. Drogomir 8 lok. 39
tel. 22 3011088, kom. 0 804 855937, e-mail: p.s@data.pl

Dziennik pomiarów sklerometrycznych młotkiem Schmitta

Obiekt: Gmach Instytutu Techniki Ciepłej Politechniki Warszawskiej przy ul.
Nowowiejskiej 21/25 w Warszawie

Data: 17.10.2014

Element: Słup ramy żelbetowej w hali D w osiach S/d.8

Typ młotka: N

Miejsce	Kąt α	Odczyty L							Odczyt średni L_m	Odczyt średni poprawiony L_{pm}	$L_m - L$	$(L_m - L)^2$
		1	2	3	4	5	6	7				
1	0	38	39	40	39	39			39,0	39,0	-2,82	7,93
2	0	43	42	42	42	43			42,4	42,4	0,58	0,34
3	0	39	36	36	37	37			36,8	36,8	-5,02	25,17
4	0	43	44	42	44	44			43,4	43,4	1,58	2,51
5	0	43	43	45	42	43			43,2	43,2	1,38	1,91
6	0	43	43	44	43	43			43,2	43,2	1,38	1,91
7	0	48	44	48	47	47			46,8	46,8	4,98	24,83
8	0	45	42	44	42	43			43,2	43,2	1,38	1,91
9	0	40	40	38	38	37			38,6	38,6	-3,22	10,35
10	0	46	45	45	47	47			46,0	46,0	4,18	17,50
11	0	43	42	43	44	43			42,8	42,8	0,98	0,97
12	0	38	38	36	35	35			36,4	36,4	-5,42	29,34
13	0	0							0,0	0,0	0,00	0,00
Wiek betonu:		7000 dni							L_m	501,8	0,00	124,68

$$L = \Sigma L_i / n = 41,8$$

$$s_L = (1 / (n-1) \Sigma (L_i - L)^2)^{0,5} = 3,37$$

$$v_L = (s_L / L) \times 100\% = 8 \%$$

Współczynniki poprawkowe (wg instrukcji ITB Stosowania młotków Schmitta do nieniszczących kontroli jakości betonu w konstrukcji) w zależności od:

stanu wilgotności betonu: 1
wieku betonu: 0,6

Wskaźniki jakości betonu (na podstawie nomogramów z instrukcji ITB Stosowania młotków Schmitta do nieniszczących kontroli jakości betonu w konstrukcji)

średnia wytrzymałość betonu na ściskanie - R_m 36,99 MPa
minimalna wytrzymałość betonu na ściskanie - R_{min} 24,52 MPa
współczynnik zmienności - v_m 20,4 %
współczynnik jednorodności betonu - K_m 6,63

OSTATECZNIE:

średnia wytrzymałość betonu na ściskanie - R_m 22,194 MPa
minimalna wytrzymałość betonu na ściskanie - R_{min} 14,712 MPa

VI UPRAWNIENIA AUTORA OPRACOWANIA



Warszawa, 1996.07.19.

**GŁÓWNY INSPEKTOR
NADZORU BUDOWLANEGO**

OAU.7342-715/Szc/96

DECYZJA NR 318/96

Na podstawie art. 82 ust. 1 pkt 3 lit "b" ustawy z dnia 7 lipca 1994 roku Prawo budowlane (Dz.U. Nr 89, poz.414) i art. 104 § 1 i § 2 ustawy z dnia 14 czerwca 1960 roku Kodeks postępowania administracyjnego (Dz.U. Nr 9, z 1980 r., poz. 26 z późn.zm). zarządzam:

mgr inż.bud. Piotr Szczepański
urodzony 19 kwietnia 1955 roku we Lwowie,
ustanowiony przez Wojewodę Warszawskiego decyzją Nr 90/U/96
z 26 kwietnia 1996 roku
Rzecznikiem Budowlanym
w specjalności konstrukcyjno - budowlanej,
obejmującej projektowanie
w zakresie:
konstrukcji i ustrojów budowlanych,
robót wykończeniowych i ogólnobudowlanych,
zostaje wpisany do Centralnego Rejestru Rzeczników Budowlanych
pod pozycją 318 / 96.

Zgodnie z art. 15 ust. 3 Prawa budowlanego wpis niniejszy stanowi podstawę do podjęcia czynności Rzecznika budowlanego w określonym wyżej zakresie specjalności na terytorium Rzeczypospolitej Polskiej.

UZASADNIENIE

Wobec uprawnomocnienia się decyzji Wojewody Warszawskiego Nr 90/U/96 z dnia 26.04.1996 roku w przedmiocie nadania tytułu rzecznika budowlanego w specjalności konstrukcyjno-budowlanej, obejmującej projektowanie w zakresie konstrukcji i ustrojów budowlanych, robót wykończeniowych i ogólnobudowlanych, należało orzec jak w sentencji.

Decyzja niniejsza jest ostateczna. Zgodnie z Ustawą z 11 maja 1995 roku o Naczelnym Sądzie Administracyjnym (Dz. U. Nr 74 poz. 368) może zostać zaskarżona w trybie art. 35 ust.1 bezpośrednio do tego Sądu z siedzibą w Warszawie, ul. Jasna 6 w terminie 30 dni od daty jej doręczenia.

Otrzymują :

- 1) Pan mgr inż. Piotr Szczepański
ul. Czerniakowska 155 m. 50
00 - 453 Warszawa
- 2) Wojewoda Warszawski
- 3) a/a



Z upoważnienia
GŁÓWNEGO INSPEKTORA NADZORU BUDOWLANEGO
DYREKTOR DEPARTAMENTU
Orzecznictwa Administracyjnego

mgr Tomasz Surawski

STWIERDZENIE POSIADANIA PRZYGOTOWANIA ZAWODOWEGO do pełnienia samodzielnej funkcji technicznej w budownictwie

Na podstawie art. 18 ust. 5 i art. 57 ust. 3 ustawy z dnia 24 października 1974 r.
- Prawo budowlane (Dz. U. Nr 38, poz. 229) oraz §
2 ust. 1 pkt 1, § 4 ust. 2, § 6 ust. 3, § 7, § 13 ust. 1 pkt 2
rozp. Ministra Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska z dnia 20 lutego 1975 r.
w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. Nr 5, poz. 46).

STWIERDZAM

ze Ob. PIOTR SZCZEPAŃSKI s. Edwarda
register inżynier budownictwa

urodzony(a) dnia 19.04.1955 r. Lwów ZSRR

posiada przygotowanie zawodowe do pełnienia samodzielnej funkcji
projektanta

w specjalności konstrukcyjno - budowlanej

- 1/ do sporządzania projektów w zakresie rozwiązań konstrukcyjno-budowlanych budynków oraz innych budowli, z wyłączeniem linii, węzłów i stacji kolejowych, dróg oraz lotniskowych dróg startowych i manipulacyjnych, mostów, budowli hydrotechnicznych i melioracji wodnych,
- 2/ do sporządzania w budownictwie osób fizycznych projektów w zakresie rozwiązań architektonicznych:
 - a/ budynków inwentarskich i gospodarczych, adaptacji projektów typowych i powtarzalnych innych budynków oraz sporządzania planów zagospodarowania działki związanych z realizacją tych budynków,
 - b/ budowli nie będących budynkami.
- 3/ w budownictwie osób fizycznych - do kierowania, nadzorowania i kontrolowania budowy, kierowania i kontrolowania wytwarzania konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz oceniania i badania stanu technicznego obiektów budowlanych.-



WZKŁAD
Załącznik do Stwierdzenia
[Podpis]
[Podpis]



Zaświadczenie
o numerze weryfikacyjnym:
MAZ-EDS-T1M-Q1L *

Pan PIOTR SZCZEPAŃSKI o numerze ewidencyjnym MAZ/BO/0898/02
adres zamieszkania CZERNIAKOWSKA 155/50, 00-453 WARSZAWA
jest członkiem Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2014-01-01 do 2014-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2013-11-26 roku przez:

Mieczysław Grodzki, Przewodniczący Rady Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci
elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są
równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na
stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.piib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów
Budownictwa.



Urząd Województwa w Warszawie
Biuro Wojewódzkiego Konserwatora Zabytków
00-553 Warszawa
tel. 26-57-51, 26-57-52
/oznaczenie organu/ 51

Warszawa, dn. 08.09.1994 r.
/miejscowość, data/

1. dz. 14K2 / 1.14 / 535 / 3548 / 94

ZAŚWIADCZENIE Nr. 96.

Na podstawie art. 217 § 2 pkt 2 Kodeksu postępowania administracyjnego, i § 17, 18 i 20 rozporządzenia Ministra Kultury i Sztuki z dnia 11 stycznia 1994 r. o zasadach i trybie udzielania zezwoleń na prowadzenie prac konserwatorskich przy zabytkach oraz prac archeologicznych i wykopaliskowych, warunkach ich prowadzenia i kwalifikacjach osób, które mają prawo prowadzenia tej działalności /Dz. U. Nr 16, poz. 55/ stwierdzam, że:

Pan/i/ PIOTR SZCZEPAŃSKI
urodzony/a/ 19.04.1955 r.
zamieszkały/a/ 02-128 Warszawa ul. Jasielska 50 m 67

posiada kwalifikacje w zakresie wykonywania projektów, prowadzenia i nadzorowania prac w obiektach zabytkowych w zakresie konstrukcyjno-budowlanym.

Niniejsze zaświadczenie nie zwalnia od obowiązku każdorazowego uzyskania zezwolenia wojewódzkiego konserwatora zabytków na prowadzenie prac przy zabytkach, określonego przepisami powołanego wyżej rozporządzenia.

Kopię zaświadczenia składa się do akt znajdujących się przy rejestrze wydanych zaświadczeń o kwalifikacjach.

Zaświadczenie wydaje się na wniosek zainteresowanego.

Otrzymuje:

- Pan/i/ (adres)

Piotr Szczepański
02-128 Warszawa
ul. Jasielska 50 m 67

Opłatę skarbową w wysokości
30.000 zł skasowano na wniosku

Podpisano: *[podpis]*
WOJEWÓDZKI KONSERWATOR ZABYTKÓW
w Warszawie
mgr inż. arch. Maria Bruchalska



* Należy wstawić odpowiedni przepis § 17 - 19 w/w rozporządzenia w zależności od tego jakiego rodzaju kwalifikacje wnioskodawcy stwierdza w zaświadczeniu wojewódzki konserwator zabytków.