

Inwestor: 5 Wojskowy Szpital Kliniczny z Polikliniką SPZOK w Krakowie
ul. Wrocławska 1-3, 30-901 Kraków

Temat: Ekspertyza konstrukcji budynku nr 2 na terenie 5 Wojskowego Szpitala Klinicznego
z Polikliniką SPZOK w Krakowie

Adres: ul. Wrocławska 1-3, 30-901 Kraków
Numer działki: 184/11; Identyfikator działki: 126102_9.0045,
Obręb ewidencyjny (nr, nazwa): 0045, Krowodrza

Część: EKSPERTYZA

Stadium: PROJEKT BUDOWLANY

Nr projektu: IBG-P/491/25

BRANŻA	AUTOR	PODPIS
KONSTRUKCJA	Marcin Matoga upr. nr 15/2001 w specjalności konstrukcyjno - budowlanej b.o.	 mgr inż. MARCIN MATOGA Uprawnienia budowlane do projektowania bez ograniczeń w specjalności: konstrukcyjno-budowlanej nr ewid.: 15/2001

STRONA PUSTA

CZĘŚĆ OPISOWA

1.Podstawa opracowania.....	4
2.Cel i zakres opracowania.....	4
3.Opis ogólny obiektu.....	4
4.Opis stanu technicznego obiektu.....	6
5.Izolacje termiczne i przeciwwilgociowe.....	9
6.Opis planowanej nadbudowy i przebudowy.....	9
7.Zastosowane metody badań.....	9
7.1.Odkrywki stropów.....	9
7.2.Odkrywki fundamentów.....	9
7.3.Badanie wytrzymałości betonu w stropach.....	10
7.4.Badanie wytrzymałości muru.....	10
8.Analizy obliczeniowe.....	10
8.1.Obliczenia stropów.....	11
8.2.Obliczenia fundamentów.....	12
8.3.Obliczenia ścian.....	12
9.Zalecenia dla przebudowy i nadbudowy budynku.....	13
10.Wnioski.....	14

WYNIKI OBLICZEŃ

RYSUNKI - Lokalizacja fotografii

ZAŁĄCZNIK 1 - Fotografie

ZAŁĄCZNIK 2 - Odkrywki stropów i fundamentów

1. Podstawa opracowania

- 1.1 Zamówienie firmy Industria Project sp. z o. o. z 6 marca 2025r.
- 1.2 Inwentaryzacja obiektu przekazana przez Industria Project sp. z o. o.
- 1.3 Projekt koncepcyjny przebudowy z nadbudową i rozbudową budynku nr 2 5. Wojskowego Szpitala Klinicznego przy ul. Wrocławskiej 1-3 w Krakowie - opracowany przez Industria Project sp. z o. o. w marcu 2025r.
- 1.4 Mapy obciążeń po przebudowie - opracowane przez Industria Project sp. z o. o.
- 1.5 Wizje lokalne i pomiary w obiekcie.
- 1.6 Odkrywki stropów i fundamentów budynku nr 2 - przekazane przez Industria Project sp. z o. o.
- 1.7 Raport z przeprowadzonych badań diagnostycznych. Ściany murowe w budynku Szpitala Wojskowego w Krakowie – opracowany przez BARG Południe Sp. z o.o. w marcu 2025r.
- 1.8 Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (Dz.U. z 27 kwietnia 2012r. poz. 463)
- 1.9 Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz.U. 2002 nr 75 poz. 690).
- 1.10 Aktualne i archiwalne normy i przepisy budowlane.

2. Cel i zakres opracowania

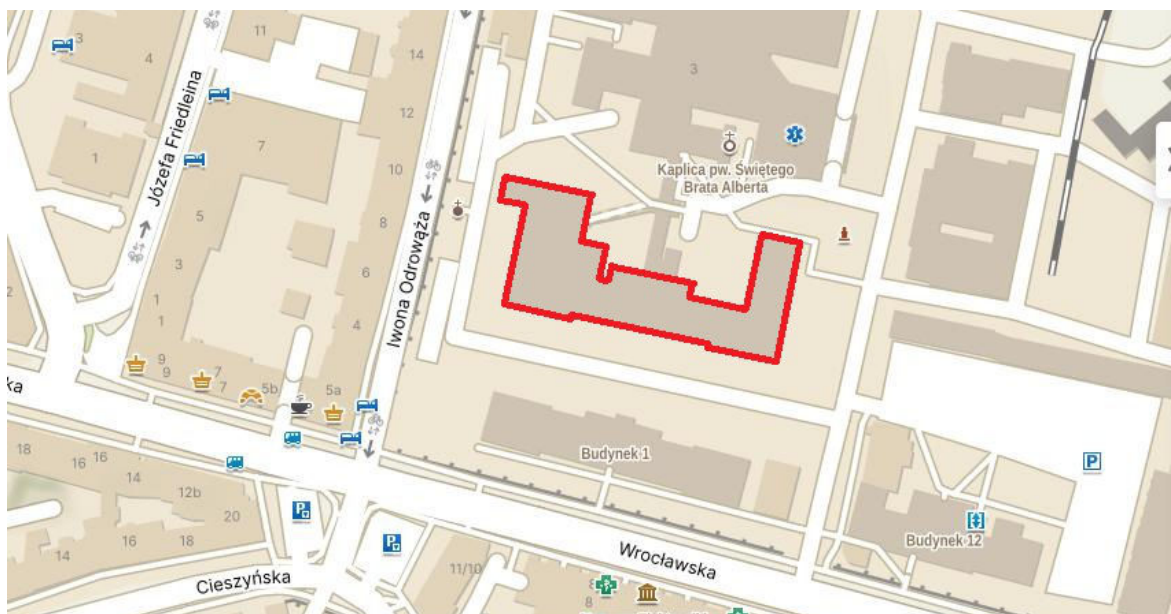
Niniejsze opracowanie jest ekspertyzą konstrukcyjną budynku nr 2 5. Wojskowego Szpitala Klinicznego przy ul. Wrocławskiej 1-3 w Krakowie. Ekspertyza została opracowana w związku z planowaną przebudową z nadbudową i rozbudową obiektu.

Fotografie przywołane w tekście znajdują się w Załączniku 1. Lokalizację miejsc pokazanych na fotografiach oznaczono na rysunku na końcu opracowania.

3. Opis ogólny obiektu

Budynek nr 2 znajduje się na terenie 5. Wojskowego Szpitala Klinicznego przy ul. Wrocławskiej 1-3 w Krakowie.

W obiekcie znajdują się: klinika kardiologii i klinika chorób wewnętrznych. Budynek jest wolnostojący. Posiada dwie kondygnacje nadziemne, nieużytkowe poddasze i nie jest podpiwniczony. W rzucie ma kształt zbliżony do litery C o długości 77,4m i szerokości 34,7m. Wysokość budynku wynosi ok. 13,2m. Od strony północnej do budynku przylega parterowy łącznik, prowadzący do sąsiedniego budynku. Od strony wschodniej do budynku dobudowany jest zadaszony ganek wejściowy ze schodami.



Pomieszczenia na parterze i piętrze budynku są użytkowane na cele szpitala – jako sale chorych, gabinety zabiegowe, gabinety lekarskie oraz pomieszczenia pomocnicze. Poddasze nie jest użytkowane (strych).

Układ konstrukcyjny budynku jest w przeważającej części podłużny. Składa się z podłużnych i lokalnie poprzecznych ścian nośnych murowanych z cegły pełnej. W części środkowej oraz w skrzydle wschodnim układ konstrukcji jest dwutraktowy, a w skrzydle zachodnim trójtaktowy. Grubości ścian nośnych zewnętrznych oraz wewnętrznych wnoszą 64 cm, za wyjątkiem ścian zewnętrznych od strony dziedzińca, które mają grubość 48 cm. Ściany klatek schodowych mają grubość 48 cm.

Stropy nad parterem i piętem (strop poddasza) mają konstrukcję gęstożebrową z monolitycznymi żebrowymi i wypełnieniem z kształtek (pustaków) betonowych. Rozstaw osiowy żebrowych wynosi 1,0 m. Prefabrykowane kształtki betonowe stanowiące wypełnienie pomiędzy żebrowymi składają się z elementów dolnych w kształcie odwróconej litery T oraz betonowych płytek nakrywających o grubości 4 cm. Czoła kształtek są zadeklowane betonowymi płytkami. Na podstawie wykonanych odkrywek [1.6] można ocenić, że nad pustakami wypełniającymi wykonano monolityczny nadbeton o grubości ok. 6 cm. Żebra zbrojone są prętami ze stali gładkiej o średnicach 16 mm i 20 mm.

Klatki schodowe mają konstrukcję żelbetonową monolityczną. Stopnie biegów oparte są na ścianie klatki oraz na belce policzkowej. Każdy ze spoczników oparty jest na ścianie oraz na belce spocznikowej, na której opierają się także belki policzkowe biegów.

Konstrukcja dachu budynku jest dwuspadowa drewniana płatwiowo-krokwiowa (fot.1). Rozstawy osiowe krokwi wynoszą od 80 cm do 103 cm. Krokwie oparte są na płatwiach dolnych oraz pośrednich. Płatwie pośrednie podparte są słupami i usztywnione mieczami. Poprzecznym

usztynieniem konstrukcji są zastrzały i rozpory między słupami. Słupy oraz płatwie dolne oparte są na belkach tramowych. Tramy są oparte na ścianach zewnętrznych oraz tylko w niektórych miejscach dodatkowo na ścianie wewnętrznej (fot.2). W narożnikach między skrzydłami budynku tramy jednego skrzydła są oparte na tramie drugiego skrzydła (fot.3).

Przekroje poszczególnych elementów więźby:

- krokwie 14 x 16 cm
- płatwie 15 x 19 cm, 16 x 20 cm
- słupy 14 x 17 cm, 15x18 cm
- miecze 13 x 15 cm
- tramy 18 x 20 cm, 18 x 22 cm

Do krokwi od góry mocowane są drewniane łąty o przekroju ok. 5 x 5 cm, na których ułożone jest pokrycie z dachówek ceramicznych. Dach nie ma izolacji termicznej, a tylko pod dachówkę ułożona jest membrana wstępnego krycia.

Na podstawie wykonanych odkrywek [1.6] stwierdzono, że ściany nośne posadowione są bezpośrednio na gruncie za pośrednictwem ław fundamentowych bez odsadzek. Niewielkie poszerzenia (ok. 7 – 12 cm) wykonano w dolnej części ścian murowanych. Ławy są wykonane z betonu na grubym kruszywie wapiennym. Głębokość posadowienia wynosi ok. 1,3 m poniżej poziomu terenu przy budynku (identycznie dla ścian zewnętrznych i wewnętrznych). Poziom posadzki na parterze znajduje się ok. 70 cm powyżej poziomu terenu na zewnątrz. Na poziomie tuż poniżej posadzki parteru (ok. 57 cm nad terenem) w ścianach zewnętrznych natrafiono na hydroizolację poziomą z materiału bitumicznego (fot.30). Podłoga parteru spoczywa bezpośrednio na gruncie.

4. Opis stanu technicznego obiektu

Przy ocenie stanu technicznego stosowano poniższe kryteria:

Klasyfikacja stanu technicznego	Stopień zużycia elementu	Przykładowy opis
bardzo dobry	0 - 10%	Mury i posadzki suche. Deformacje nie występują. Elementy nośne jak słupy, filary, nadproża odpowiadają wymaganiom normowym. Mogą występować drobne rysy w tynkach.
dobry	10 - 25%	Stan elementów jest dobry. Mury i posadzki suche. Odchylenia murów od pionu małe. Mogą występować drobne zarysowania elementów konstrukcyjnych.
dostateczny	25 - 40%	Nieliczne rysy w sklepieniach lub stropach, głównie na wyższych kondygnacjach budynku. Zawilgocenia nad poziomem terenu. Niewielkie prze-

		cieki przez pokrycie. Niewielkie uszkodzenia murów. Elementy stalowe powierzchniowo lekko skorodowane
zły	40 - 50%	Mury i posadzki zawilgocone. Odchylenia od poziomu i pionu nieco większe. Zarysowania sklepień i filarków w ilości większej niż 10% powierzchni elementów. Elementy stalowe powierzchniowo silnie skorodowane.
awaryjny	> 50%	Mury silnie zawilgocone. Występuje powierzchniowa i wgłębna korozja. Znaczne odchylenia od pierwotnej geometrii elementów. Liczne pęknięcia sklepień, filarów, duże zniszczenie murów w różnych miejscach. Znaczne odkształcenia konstrukcji stalowych. Cechy i właściwości wbudowanych materiałów znacznie zdegradowane w stosunku do nowych – duże zniszczenie.

Ściany konstrukcyjne budynku są ogólnie w **dobrym stanie technicznym**. Podczas oględzin oraz wywiadu z użytkownikami budynku nie stwierdzono istotnych zarysowań ścian. Sporadycznie na ścianach wewnętrznych widoczne są siatkowe rysy, które są tylko zarysowaniami tynków (fot.4). W jednym miejscu na ścianie zewnętrznej występuje niewielka ukośna rysa na podokienniku (fot.5). Na cokołach wokół całego budynku występują lokalne zarysowania, spękania i odspojenia tynków cokołowych (fot.6 - 11), których przyczyną jest zawilgocenie przez wodę opadową i działanie mrozu. Uszkodzenia i lokalne odspojenia tynków widoczne są także na gzymsach pod okapem dachu (fot.12-15) oraz na ścianach (fot.12, 16, 17). W jednej ścianie na poddaszu występuje ukośne zarysowanie o rozwarości do ok. 5mm (fot.18). Nad dachem nad wejściem od strony wschodniej widoczne jest zawilgocenie i spękanie tynków na skutek ochlapywania przez wodę opadową z dachu nad gankiem (fot.19). Na ścianach i gzymsach lokalnie widoczne są uszkodzenia i odspojenia tynków, spowodowane przez zalewanie wodą opadową z nieszczelnego systemu odwodnienia dachu (fot.12, 13).

Konstrukcja więźby dachowej jest ogólnie w **dostatecznym stanie technicznym**. Niektóre elementy mają charakterystyczne podłużne spękania spowodowane wysychaniem i kurczeniem się drewna. Lokalnie, w miejscach dawnych lub obecnych przecieków przez pokrycie, widoczne są ślady korozji biologicznej (gnicia) elementów drewnianych. Niektóre belki tramowe są w **złym stanie technicznym na pograniczu awaryjnego** – wykazują znaczne ugięcia, świadczące o przeciążeniu. Dotyczy to zwłaszcza belek w narożnikach między skrzydłami budynku (fot.3). Wiele belek tramowych jest podpartych tylko na ścianach zewnętrznych. Brak jest dodatkowego, pośredniego podparcia tramów na ścianie wewnętrznej (to podparcie znajduje się tylko pod niektórymi belkami). Folia wstępnego krycia jest w wielu miejscach rozerwana (fot.20).

Strop nad parterem jest w **dostatecznym stanie technicznym**. Należy jednak zwrócić uwagę, że ta ocena ma charakter punktowy. Podczas wizji lokalnej nie było możliwości oględzin całego stropu, ze względu na osłonięcie sufitem podwieszonym, którego nie można było zdemontować w czasie normalnego działania szpitala. W celu oceny stanu technicznego stropu wykonano odkrywki [1.6] oraz obliczenia (patrz p.8.1).

Strop nad piętrem (strop poddasza) jest w **złym stanie technicznym na pograniczu stanu awaryjnego**. W narożnikach między skrzydłami budynku (zarówno po stronie wschodniej, jak i zachodniej) widoczne jest duże ugięcie stropu (fot.21). Lokalne nachylenie posadzki poddasza wynosi do 3,3°. W celu oceny stanu technicznego stropu wykonano odkrywkę [1.6] oraz obliczenia (patrz p.8.1).

Na podstawie oględzin i pomiarów oraz analizy materiałów archiwalnych ustalono, że fragment skrzydła zachodniego od strony dziedzińca został wtórnie dobudowany. Pierwotnie ten fragment skrzydła zachodniego miał układ dwutraktowy (analogicznie jak skrzydło wschodnie), a trzeci trakt został dobudowany wtórnie. Na styku ze środkową częścią budynku (fot.22) oraz skrzydłem zachodnim (fot.23) widoczne są szczeliny/zarysowania.

Na końcu skrzydła zachodniego znajduje się dwukondygnacyjna przybudówka. Parter tej przybudówki jest integralną częścią budynku, natomiast piętro zostało wtórnie dobudowane (fot.24).

Obok głównego wejścia do budynku znajduje się dobudówka, składająca się z części trzykondygnacyjnej oraz z części parterowej z zadaszeniem na słupkach (fot.25). Podczas wizji lokalnej stwierdzono, że dobudówka nie jest powiązana konstrukcyjnie z ryzalitem budynku, gdy pomiędzy nimi widoczna jest szczelina (fot.26). Część dobudówki jest nadbudowana nad ryzalitem wejściowym do budynku na poziomie poddasza.

Przed głównym wejściem do budynku znajduje się przewiązka, łącząca z sąsiednim budynkiem. Obecnie wejście do budynku prowadzi przez tę przewiązkę. Konstrukcja przewiązki składa się ze ścian podparapetowych murowanych z pustaków ceramicznych oraz łukowego zadaszenia z poliwęglanu kanałowego na podkonstrukcji stalowej. Przewiązka nie jest powiązana konstrukcyjnie z budynkiem szpitala.

W narożniku przy skrzydle zachodnim, od strony dziedzińca, znajduje się pomieszczenie stacji trafo (fot.27). Jest ono częściowo zagłębione w gruncie. Ściany pomieszczenia wykonano pustaków ceramicznych. Przekryte jest żelbetowym stropodachem płaskim. Na dachu znajduje się stalowe zadaszenie wentylacji. Wejście do pomieszczenia stanowią schody żelbetowe, osłonięte żelbetową ścianką oporową. Wejście na stropodach jest możliwe po stalowych schodach ze stopniami z blachy ryflowanej. Pomieszczenie stacji trafo nie jest powiązane konstrukcyjnie z budynkiem szpitala. **Stan techniczny tego obiektu jest zły**. Pustaki ceramiczne, z których wykonano ścianki nad stropem uległy prawie całkowitej destrukcji (fot.28) na skutek działania wilgoci i mrozu. Na ścianie przy wejściu do obiektu widoczne jest poziome pęknięcie o rozwartości ok. 1 cm

(fot.29). Posadzka z płytek ceramicznych na stropodachu jest spękana, a płytki są odspojone od podłoża.

5. Izolacje termiczne i przeciwwilgociowe

Na poziomie spodu podłogi parteru (ok. 57 cm nad terenem) w ścianach zewnętrznych znajduje się warstwa hydroizolacji poziomej wykonana z materiału bitumicznego (fot.30). W odkrywce fundamentu ściany wewnętrznej także natrafiono na bitumiczną hydroizolację pod posadzką parteru [1.6].

Budynek nie posiada izolacji termicznej ścian ani dachu.

6. Opis planowanej nadbudowy i przebudowy

Według projektu koncepcyjnego [1.3] planowane są następujące zasadnicze zmiany ingerujące w konstrukcję budynku:

- rozebranie więźby dachowej i pokrycia dachu,
- nadbudowanie drugiego piętra,
- nadbudowanie użytkowego poddasza i nowego dachu,
- dobudowanie skrzydła północnego,
- wyburzenie przybudówki obok wejścia głównego,
- wyburzenie stacji trafo,
- wyburzenie łącznika,
- dostosowanie konstrukcji budynku do obciążeń wg aktualnych norm,
- zmiana układu i funkcji pomieszczeń.

7. Zastosowane metody badań

7.1. Odkrywki stropów

Dla potrzeb niniejszej ekspertyzy zostały wykonane trzy odkrywki stropów [1.6]. Odkrywki wykonano od spodu, po miejscowym zdemontowaniu sufitu podwieszanego. Dwie odkrywki wykonano w stropie nad parterem, a jedną w stropie nad piętem (stropie poddasza). Wykonano także przewiert stropu od góry, w celu zmierzenia grubości poszczególnych warstw. W stropie nad piętem wykonano dodatkowo odkrywkę od góry (od strony poddasza), w tym samym celu. Wyniki odkrywek załączono na końcu opracowania.

7.2. Odkrywki fundamentów

Dla potrzeb ekspertyzy wykonano dwie odkrywki fundamentów [1.6]. Jedną odkrywkę wykonano od zewnątrz ściany zewnętrznej południowej, a drugą przy ścianie wewnętrznej podłużnej. We wszystkich odkrywkach stwierdzono, że ściany budynku są posadowione na ławach fundamentowych z betonu z grubym kruszywem wapiennym. Spód fundamentu ściany zewnętrznej znajduje się 1,33 m poniżej poziomu terenu przy budynku. Spód fundamentu ściany wewnętrznej znajduje

się 1,99 m poniżej posadzki w pomieszczeniu. Uwzględniając różnicę pomiędzy poziomem posadzki parteru, a poziomem terenu przy budynku można stwierdzić, że poziom posadowienia wszystkich fundamentów jest jednakowy i wynosi ok. 1,3 m poniżej poziomu terenu przy budynku.

W poziomie posadowienia występuje grunt niespoisty, który na podstawie analizy makroskopowej określono jako piasek średni w stanie średniozagęszczonym.

7.3. Badanie wytrzymałości betonu w stropach

W celu sprawdzenia wytrzymałości betonu w stropie nad parterem podjęto próbę badania metodą nieniszczącą za pomocą sklerometru cyfrowego Proceq Digi-Schmidt 2N. Ze względu na ograniczony dostęp i niewielkie wymiary żeber stropu gęstożebrowego pomiary były bardzo utrudnione. Na podstawie wyników można stwierdzić, że beton w konstrukcji odpowiada w przybliżeniu klasie C16/20. Ponieważ nie było możliwości pobrania próbek betonu do badań niszczących oraz wykonania kalibracji i korelacji, więc wyniki badań sklerometrycznych należy traktować jako przybliżone.

7.4. Badanie wytrzymałości muru

Raport z badań wytrzymałości muru zawiera opracowanie [1.7]. W celu sprawdzenia wytrzymałości muru w ścianach konstrukcyjnych pobrano 6 próbek walcowych $\phi 149$ mm - 3 ze ściany zewnętrznej północnej i 3 ze ściany zewnętrznej zachodniej. Odwierty wykonano poziomo, prostopadle do powierzchni ściany. Na podstawie wyników badań określono, że wytrzymałość muru na ściskanie wynosi od 1,3 MPa do 1,9 MPa (średnio 1,6 MPa).

8. Analizy obliczeniowe

W celu sprawdzenia możliwości ewentualnej przebudowy lub nadbudowy obiektu wykonano sprawdzające obliczenia statyczno-wytrzymałościowe. Geometrię obiektu po nadbudowie przyjęto na podstawie projektu koncepcyjnego [1.3], a obciążenia użytkowe na podstawie wytycznych [1.4].

Obciążenia określono na podstawie norm:

- ◆ *PN-EN 1991-1-1 Oddziaływania na konstrukcje - Część 1-1: Oddziaływania ogólne -Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.*
- ◆ *PN-EN 1991-1-3 Oddziaływania na konstrukcje - Część 1-3: Oddziaływania ogólne - Obciążenie śniegiem.*

Obliczenia stropów wykonano w oparciu o wytyczne norm:

- ◆ *PN-EN 1992-1-1 Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.*
 - ◆ *PN-EN 1990 Podstawy projektowania konstrukcji.*
- Obliczenia fundamentów wykonano w oparciu o wytyczne norm:
- ◆ *PN-EN 1997-1 Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne*
 - ◆ *PN-EN 1990 Podstawy projektowania konstrukcji.*

8.1. Obliczenia stropów

W obliczeniach stropów przyjęto, że żebra stropu gęstożebrowego są połączone z monolitycznym nadbetonem nad pustakami o grubości 6cm. Ze względu na to, że kształtki wypełniające pomiędzy żebrami wykonano jako dwudzielne tj. z osobnymi płytkami nakrywającymi od góry, należy założyć, że całość stropu musiała zostać zmonolityzowana przez wykonanie nadbetonu. W odkrywkach stropu nad parterem [1.6] autorzy opisali warstwę nad pustakami jako „wylewkę betonową” o grubości 12,5-14 cm, jednak ustalono to na podstawie przewiertu od góry o małej średnicy, co praktycznie uniemożliwia odróżnienie granicy wylewki i nadbetonu konstrukcyjnego. W praktyce nie stosowano tak grubych wylewek, z uwagi na ich bardzo duży ciężar i nieuzasadnione zużycie materiału. Z kolei w odkrywce stropu nad piętrem zaznaczono wylewkę o grubości 6 cm, która jest zapewne konstrukcyjnym nadbetonem monolityzującym strop. W opisie tej odkrywki podano także, że nad tą warstwą znajduje się „pustka” o grubości 3,5cm. W rzeczywistości jest to warstwa podsypki piaskowej, na której ułożona jest posadzka z cegieł na poddaszu. Było to rozwiązanie stosowane bardzo często na poddaszach w tamtym czasie.

W obliczeniach przyjęto ostrożne założenie, że belki stropu mają schemat belek jednoprzęsłowych wolnopodpartych, gdyż nie wiadomo, czy w stropy oparte są w ścianach za pośrednictwem wieńców żelbetowych, ani czy zastosowano zbrojenie górne nad podporami. W tamtym okresie raczej nie stosowano złożonych schematów statycznych stropów (np. schematów belek wieloprzęsłowych lub częściowo utwierdzonych). Obliczenia wykonano dla rozpiętości odpowiadającej głównemu traktowi w części środkowej i w skrzydłach oraz dla większej rozpiętości w narożnikach budynku, gdzie występuje wysunięcie ściany południowej (w osiach 2-6/K-M i 14-17/K-M wg koncepcji [1.3]). Obciążenia użytkowe przyjęto na podstawie [1.4].

Poniżej zestawiono wyniki obliczeń dla obciążeń po przebudowie wg [1.4].

PIĘTRO	PRZĘSŁO	ZBROJENIE ISTNIEJĄCE [cm ²]	ZBROJENIE WYMAGANE [cm ²]	RÓŻNICA	
				[cm ²]	[%]
PARTER	OSIE 2-3	12,06	14,08	-2,02	-14,3
PARTER	OSIE K-M	12,56	22,25	-9,69	-43,6
PIĘTRO	OSIE K-M	6,28	22,25	-15,97	-71,8

Jak można zauważyć istniejące zbrojenie stropów jest znacznie mniejsze niż zbrojenie wymagane dla przeniesienia projektowanych obciążeń. Z uwagi na to wyznaczono także maksymalne obciążenia użytkowe (równomiernie rozłożone) jakie mógłby przenieść strop.

PIĘTRO	PRZĘSŁO	Maksymalne dopuszczalne obciążenie użytkowe char. z uwagi na SGN [kN/m ²]	Maksymalne dopuszczalne obciążenie użytkowe char. z uwagi na SGU [kN/m ²]
PARTER	OSIE 2-3	3,0	0
PARTER	OSIE K-M	0,3	0

Na podstawie tych analiz można stwierdzić, że istniejący strop nad parterem wykazuje w osiach 2-6/K-M i 14-17/K-M przekroczenie ugięć dopuszczalnych nawet dla samego obciążenia stałego (przy zerowym obciążeniu użytkowym). Dla stropu nad piętrem nie wyznaczono dopuszczalnego obciążenia użytkowego, gdyż już dla stanu granicznego nośności (SGN) wykazuje on drastyczny niedobór zbrojenia.

8.2. Obliczenia fundamentów

Z uwagi na brak wyników badań geotechnicznych obliczenia fundamentów polegały na wyznaczeniu maksymalnej siły pionowej w poziomie spodu fundamentu pod ścianą środkową (wewnętrzną) oraz pod ścianą zewnętrzną. W obliczeniach założono, że ławy fundamentowe są usytuowane symetrycznie względem ścian fundamentowych. Geometrię ław przyjęto na podstawie odkrywek [1.6].

Ponadto wykonano orientacyjne obliczenia nośności fundamentów dla parametrów podłoża określonych w poziomie posadowienia na podstawie analizy makroskopowej wykonanej w odkrywkach oraz znanych wyników badań dla budynku znajdującego się w niedalekim sąsiedztwie. Przyjęto, że podłoże tworzą piaski średnie w stanie średniozagęszczonym ($J_D = 0,5$). Dla takich założeń obliczono, że nośność fundamentów jest wystarczająca dla przeniesienia obciążeń wynikających z planowanej nadbudowy i przebudowy wg [1.3] i [1.4]. Jednak na etapie projektu technicznego, po uzyskaniu dokumentacji geologiczno inżynierskiej, należy zweryfikować nośność podłoża z uwzględnieniem możliwości występowania warstw słabonośnych na większych głębokościach. Po tak przeprowadzonej analizie będzie można podjąć decyzję o ewentualnym wzmocnieniu fundamentów.

8.3. Obliczenia ścian

Obliczenia ścian konstrukcyjnych wykonano w oparciu o koncepcję [1.3] oraz wytyczne [1.4]. Wytrzymałość muru na ściskanie przyjęto na podstawie wyników badań [1.7]. Z uwagi na to, że grubość ścian jest stała na wysokości istniejącego budynku, obliczenia wykonano dla ścian na parterze:

- ściany zewnętrznej w osi L gr. 64 cm (pasma bez otworów)
- ściany zewnętrznej w osi L gr. 64 cm (filarek)
- ściany wewnętrznej w osi K gr. 64 cm.

Ze względu na zbyt niską nośność istniejących stropów (patrz p.8.1) zalecana jest ich wymiana. Przy montażu nowych stropów nie będzie możliwe wykonanie pełnych, ciągłych wieńców na ścianach (tj. wieńców o szerokości nie mniejszej niż wysokość stropu), gdyż wiązałoby się to z podcięciem istniejących ścian na całej długości na znaczną głębokość. Zgodnie z wytycznymi zawartymi w archiwalnej normie *PN-B-03002:2007 Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie* w takim przypadku zalecane było posługiwanie się w obliczeniach modelem przegubowym ścian. Norma *PN-EN 1996-1-1:2023-08. Projektowanie konstrukcji murowych przewiduje sto-*

sowanie wyłącznie modelu ciągłego, odpowiedniego w przypadku nowo wznoszonych konstrukcji, w których można zapewnić pełne oparcie i dociśnięcie wieńca stropu przez ścianę wyższej kondygnacji, co pozwala na utworzenie quasi-sztywnego węzła. Z uwagi na to w obliczeniach zdecydowano się na zastosowanie modelu przegubowego wg normy *PN-B-03002:2007*.

Grubość ściany przyjęto w obliczeniach jako 60cm (po odjęciu grubości tynków zewnętrznego i wewnętrznego). Ponieważ w badaniach [1.7] określono tylko średnią wytrzymałość muru, więc w obliczeniach zaliczono go do II kategorii elementów murowych. Podczas wizji lokalnej nie stwierdzono istotnych wad wykonania ścian ani poważnych uszkodzeń. Na odsłoniętych fragmentach oraz na pobranych próbkach (odwiertach) można zauważyć poprawny wątek oraz równe grubości i wypełnienie spoin. Z uwagi na to można uznać, że jakość wykonania robót murarskich odpowiada kategorii A.

Na podstawie wykonanych obliczeń można stwierdzić, że dla obciążeń po nadbudowie:

- ściana wewnętrzna w osi K ma wystarczającą nośność,
- ściana zewnętrzna w osi L bez otworów ma wystarczającą nośność,
- filarki ściany zewnętrznej w osi L mają zbyt małą nośność.

9. Zalecenia dla przebudowy i nadbudowy budynku

W przypadku przebudowy i zmiany sposobu użytkowania obiektu musi on spełnić warunki określone w Rozporządzeniu [1.9]. W szczególności istotne są wymagania zawarte w Rozdziale 3 § 6 Rozporządzenia, tj.:

- odpowiednia wytrzymałość konstrukcji
- warunki termiczne i wilgotnościowe w budynku.

Wykonane odkrytki i obliczenia uprawniają do stwierdzenia, że nośność istniejących stropów nad parterem i piętrem **jest niewystarczająca** dla przeniesienia planowanych obciążeń po przebudowie i rozbudowie obiektu. Także odporność ogniowa tych stropów jest wątpliwa, z uwagi na niewielkie przekroje elementów nośnych (żeber i płyty górnej). Dlatego zaleca się ich całkowitą wymianę na np. stropy gęstożebrowe lub żelbetowe monolityczne. Przy wyborze rodzaju nowego stropu należy wziąć po uwagę oprócz nośności także wymagania dotyczące odporności ogniowej, izolacyjności akustycznej oraz częstości drgań własnych.

Ponieważ w badaniach [1.7] wykazano bardzo małą wytrzymałość muru na ściskanie, zaleca się wykonanie dodatkowych badań ścian murowanych w celu zweryfikowania wytrzymałości muru inną metodą. Proponuję pobranie próbek i wyznaczenie niezależnie wytrzymałości cegieł i zaprawy, co pozwoli na obliczenie wytrzymałości charakterystycznej muru wg wzoru normowego.

Konstrukcję więźby dachowej oraz pokrycie dachu należy w całości rozebrać, w związku z planowaną nadbudową dodatkowej kondygnacji. Dachówki zmagazynować w celu wykorzystania na nowym dachu.

Na etapie projektu przebudowy rzeczoznawca ds. ppoż. powinien wykonać analizę obciążenia ogniowego dla planowanej funkcji obiektu oraz opracować opinię z wytycznymi m.in. na temat klasy odporności pożarowej budynku i odporności ogniowej elementów. Istniejące ściany nośne murowane z cegły pełnej o grubości min. 48 cm posiadają odporność ogniową nie mniejszą niż REI 240.

Zaleca się przeanalizować powiązanie pomiędzy główną częścią budynku nr 2, a dobudowanym w przeszłości fragmentem skrzydła zachodniego (od strony dziedzińca). W zależności od przyjętego podejścia możliwe jest oddylatowanie dobudowanej części, z odpowiednim zabezpieczeniem szczelin dylatacyjnych, albo pełne powiązanie konstrukcyjne (zszycie) z korpusem skrzydła zachodniego.

Budynek aktualnie nie posiada izolacji termicznej. Przy przebudowie i zmianie sposobu użytkowania konieczne będzie wykonanie izolacji termicznej podłóg, ścian zewnętrznych i dachu w celu dostosowania do wymagań określonych w Warunkach Technicznych [1.9]. Ze względu na zabytkowy charakter elewacji zaleca się zastosowanie termoizolacji od wewnątrz ścian. W przypadku izolowania od wewnątrz należy zastosować rozwiązanie zapobiegające wystąpieniu kondensacji, albo wykazać, że powstający w niekorzystnym okresie kondensat odparuje w ciągu roku obliczeniowego.

Budynek posiada hydroizolację poziomą ścian zewnętrznych na poziomie nieco poniżej posadzki parteru. Jest to bardzo korzystne i pozwoli na ograniczenie kosztów przebudowy. W projekcie przebudowy należy zaplanować odkopanie ścian fundamentowych, oczyszczenie ich i wykonanie nowej izolacji pionowej do poziomu min. 30 cm ponad projektowany poziom terenu wokół budynku. Nową hydroizolację pionową zabezpieczyć warstwą folii kubełkowej, która zapewni wentylację powierzchni ściany. Pod nową posadzką parteru zaprojektować hydroizolację poziomą i połączyć ją z istniejącą hydroizolacją poziomą w ścianach. Wokół budynku wykonać opaskę z otoczków frakcji 16/32 mm albo z płyt betonowych ze spadkiem na zewnątrz.

Przewiązkę, pomieszczenie stacji trafo oraz dobudówkę ryzalitu wejścia głównego od strony północnej zaleca się wyburzyć w całości. Nie są one powiązane konstrukcyjnie z analizowanym budynkiem, więc nie będzie to wymagało ingerencji w jego strukturę. Do budynku po przebudowie musi być zapewniony dostęp dla osób z niepełnosprawnościami.

W projekcie przebudowy należy zawrzeć wytyczne dotyczące sposobu naprawy rys, uszkodzeń i ubytków cokołów, gzymsów oraz tynków elewacyjnych.

Projektowane nowe skrzydło północne należy oddzielić od budynku nr 2 szczeliną dylatacyjną na całej wysokości (od fundamentów do dachu). Posadowienie nowego skrzydła przy budynku istniejącym powinno minimalizować wpływ obciążenia wywołanego nowym budynkiem na fundamenty budynku istniejącego oraz na podłoże pod fundamentami.

10. Wnioski

- 1) Ogólny **stan techniczny** konstrukcji ścian budynku nr 2 można określić jako **dobry**.

- 2) Stan techniczny stropu nad parterem jest **dostateczny przy aktualnych obciążeniach**. Jednak jego nośność jest **niewystarczająca** dla przeniesienia obciążeń planowanych w projekcie koncepcyjnym przebudowy budynku.
- 3) Stan techniczny stropu nad piętrem (stropu poddasza) jest **zły na pograniczu stanu awaryjnego**. Jego nośność jest **niewystarczająca** dla przeniesienia obciążeń planowanych w projekcie koncepcyjnym przebudowy budynku.
- 4) W przypadku przebudowy lub nadbudowy zaleca się wymianę istniejących stopów na nowe stropy gęstożebrowe lub żelbetowe monolityczne.
- 5) W ramach projektu przebudowy należy wykonać obliczenia ścian murowanych z uwzględnieniem projektowanych otworów. Zaleca się dodatkowe zbadanie wytrzymałości murów, gdyż ma to zasadniczy wpływ na wynik obliczeń i decyzję o ewentualnej konieczności wzmocnienia ścian.
- 6) Przed przystąpieniem do projektu przebudowy lub nadbudowy należy wykonać badania geotechniczne oraz ew. uzupełniające odkrywki, które będą podstawą do ostatecznej weryfikacji nośności fundamentów przez projektanta.
- 7) Możliwa jest nadbudowa budynku o jedną kondygnację i użytkowe poddasze, pod warunkiem, że badania geotechniczne i obliczenia fundamentów potwierdzą wyniki wstępnych analiz.

Opracował:

mgr inż. Marcin Matoga



MARCIN MATOGA - KONSTRUKCJE BUDOWLANE
PRACOWNIA PROJEKTOWA KONSTRUKCJI BUDOWLANYCH I MOSTOWYCH
ul. Kołłątaja 9/7, 31-502 Kraków tel./fax (012) 421-29-23 www.mm-konstrukcje.pl

OBLICZENIA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWE

SPIS ZAWARTOŚCI

1.	Zestawienie obciążeń.....	1
2.	Belki stropowe.....	4
2.1.	Belka stropu nad parterem w osiach 2-3.....	4
2.2.	Belka stropu nad parterem w osiach K-L.....	5
2.3.	Belka stropu nad parterem w osiach K-L.....	6
3.	Fundamenty.....	8
3.1.	Ława fundamentowa w osi K - ściana wewnętrzna.....	8
3.2.	Ława fundamentowa w osi K - ściana zewnętrzna.....	10
4.	Ściany murowane.....	13
4.1.	Ściana zewnętrzna w osi L - pasmo.....	13
4.2.	Ściana zewnętrzna w osi L - filarek międzyokienny.....	15
4.3.	Ściana wewnętrzna w osi K - pasmo.....	17

1. ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ						
Poz.	opis obciążeń					

1.1 Dach			kN/m ²	γ	kN/m ²
1	pokrycie (dachówka na łątach)	0,70 kN/m ² =	0,70	1,35	0,95
2	wełna mineralna gr. 30cm	1,00 kN/m ³ x 0,30 m =	0,30	1,35	0,41
3	plyta GKF 2x1,25cm	2x 12,00 kN/m ³ x 0,0125 m =	0,30	1,35	0,41
		Δg=	1,30	1,35	1,76
4	konstrukcja stalowa	g= 0,30 kN/m ² =	0,30	1,35	0,41
		g + Δg=	1,60	1,35	2,16
5	śnieg wg PN-EN 1991-1-3, Kraków, strefa 3 s _k =1,2kN/m ² ; α=30°; μ _t =0,80; C _e =1,0; C _t =1,0;	s= 1,20 kN/m ² x 0,80 =	0,96	1,50	1,44
	OGÓŁEM	g + Δg + s =	2,56	1,41	3,60

1.2a Strop istniejący - pustak wypełniający 80x40cm			kN	γ	kN
1	plytka dolna t=3,0cm	24,0 x0,03 x0,80 x0,40 =	0,23	1,35	0,31
2	dekiel górny t=4,0cm	24,0 x0,04 x0,80 x0,40 =	0,31	1,35	0,41
2	dekiel czołowy t=2,0cm, h=20,0cm	2x 24,0 x0,02 x0,20 x0,40 =	0,08	1,35	0,10
3	żebro t _{gr} =2,5cm; h=20,0cm	24,0 x0,02 x0,20 x0,40 =	0,04	1,35	0,05
	OGÓŁEM		0,65	1,35	0,88

1.2b Strop istniejący - ciężar konstrukcji			kN/m ²	γ	kN/m ²
1	pustaki wypełniające	0,65 /(0,40 x1,00) =	1,63	1,35	2,19
		Δg=	1,63	1,35	2,19
2	nadbeton gr. 6,0cm	25,0 x0,06 =	1,50	1,35	2,03
3	belka 20x27cm	25,0 x0,20 x0,27 1 =	1,35	1,35	1,82
	OGÓŁEM		4,48	1,35	6,04

1.3 Strop międzykondygnacyjny (istniejące belki)			kN/m ²	γ	kN/m ²
1	gres gr. 1,0cm	21,0 kN/m ³ x 0,01 m =	0,21	1,35	0,28
2	wylewka cementowa gr. 7,0cm	21,0 kN/m ³ x 0,07 m =	1,47	1,35	1,98
3	styropian gr. 3,0cm	0,45 kN/m ³ x 0,04 m =	0,02	1,35	0,02
4	sufit podwieszany	0,30 kN/m ² =	0,30	1,35	0,41
		Δg=	2,00	1,35	2,70
5	strop gęstożebrowy	g= 4,48 kN/m ² =	4,48	1,35	6,05
		g + Δg =	6,48	1,35	8,75
6	obc. zast. od śc. działowych	sc= 1,20 kN/m ² =	1,20	1,35	1,62
7	obc. użytkowe - sale, korytarze	p ₁ = 5,00 kN/m ² =	5,00	1,50	7,50
8	obc. użytkowe - pom. techniczne	p ₂ = 7,50 kN/m ² =	7,50	1,50	11,25
9	obc. użytkowe (kat. E) - magazyn, serwerownia	p ₁ = 10,00 kN/m ² =	10,00	1,50	15,00
		g + Δg + p ₁ + sc =	12,68	1,41	17,87
	OGÓŁEM	g + Δg + p ₂ =	13,98	1,43	20,00
		g + Δg + p ₂ =	16,48	1,44	23,75

	1.4 Strop międzykondygnacyjny (projektowana płyta)	kN/m ²	γ	kN/m ²	
1	gres gr. 1,0cm	21,0 kN/m ³ x 0,01 m =	0,21	1,35	0,28
2	wylewka cementowa gr. 7,0cm	21,0 kN/m ³ x 0,07 m =	1,47	1,35	1,98
3	styropian gr. 3,0cm	0,45 kN/m ³ x 0,04 m =	0,02	1,35	0,02
4	sufit podwieszany	0,30 kN/m ² =	0,30	1,35	0,41
		Δg=	2,00	1,35	2,70
5	płyta żelbetowa gr. 20,0cm	g= 25,0 kN/m ³ x 0,20 m =	5,00	1,35	6,75
		g + Δg =	7,00	1,35	9,45
6	obc. zast. od śc. działowych	sc= 1,20 kN/m ² =	1,20	1,35	1,62
7	obc. użytkowe - sale, korytarze	p ₁ = 5,00 kN/m ² =	5,00	1,50	7,50
8	obc. użytkowe - pom. techniczne	p ₂ = 7,50 kN/m ² =	7,50	1,50	11,25
9	obc. użytkowe (kat. E) - magazyn, serwerownia	p ₁ = 10,00 kN/m ² =	10,00	1,50	15,00
	OGÓŁEM	g + Δg + p ₁ + sc =	13,20	1,41	18,57
		g + Δg + p ₂ =	14,50	1,43	20,70
		g + Δg + p ₂ =	17,00	1,44	24,45

	1.5 Ściana działowa gr. 15cm		kN/m ²	γ	kN/m ²
1	płyta g-k gr. 1,25cm	12,0 kN/m ³ x 0,0125 m =	0,15	1,35	0,20
2	wetna mineralna 12,5cm	1,20 kN/m ³ x 0,125 m =	0,15	1,35	0,20
3	płyta g-k gr. 1,25cm	19,0 kN/m ³ x 0,0125 m =	0,24	1,35	0,32
	OGÓŁEM		0,54	1,35	0,73

	1.6 Ściana murowana zewnętrzna gr. 25cm (projektowana)			kN/m ²	γ	kN/m ²
1	tynek gr. 1,0cm	19,0 kN/m ³ x 0,010 m =		0,19	1,35	0,26
2	wetna mineralna 20,0cm	1,00 kN/m ³ x 0,20 m =		0,20	1,35	0,27
3	tynek gr. 1,5cm	19,0 kN/m ³ x 0,015 m =		0,29	1,35	0,38
		Δg=		0,68	1,35	0,91
4	ściana bloczków silikatowych gr. 25,0cm	18,0 kN/m ³ x 0,25 m =		4,50	1,35	6,08
	OGÓŁEM			5,18	1,35	6,99

	1.7 Ściana murowana zewnętrzna gr. 48cm (istniejąca)			kN/m ²	γ	kN/m ²
1	tynek gr. 1,5cm	19,0 kN/m ³ x 0,015 m =		0,29	1,35	0,38
2	pianka PIR gr. 10cm	0,45 kN/m ³ x 0,10 m =		0,05	1,35	0,06
3	płyta g-k gr. 1,25cm	12,0 kN/m ³ x 0,0125 m =		0,15	1,35	0,20
		Δg=		0,48	1,35	0,65
4	ściana z cegły pełnej gr. 45,0cm	18,0 kN/m ³ x 0,45 m =		8,10	1,35	10,94
	OGÓŁEM			8,58	1,35	11,58

	1.8 Ściana murowana zewnętrzna gr. 63cm (istniejąca)				kN/m ²	γ	kN/m ²
1	tynk gr. 1,5cm	19,0 kN/m ³ x 0,015 m =			0,29	1,35	0,38
2	pianka PIR gr. 10cm	0,45 kN/m ³ x 0,10 m =			0,05	1,35	0,06
3	płyta g-k gr. 1,25cm	12,0 kN/m ³ x 0,0125 m =			0,15	1,35	0,20
		Δg=			0,48	1,35	0,65
4	ściana z cegły pełnej gr. 60,0cm	18,0 kN/m ³ x 0,60 m =			10,80	1,35	14,58
	OGÓŁEM				11,28	1,35	15,23

	1.9 Ściana murowana wewnętrzna gr. 25cm (projektowana)					kN/m ²	γ	kN/m ²
1	2x tynk gr. 1,5cm	2x	19,0 kN/m ³ x	0,015 m =		0,57	1,35	0,77
		Δg=				0,57	1,35	0,77
2	ściana bloczków silikatowych gr. 25,0cm		18,0 kN/m ³ x	0,25 m =		4,50	1,35	6,08
	OGÓŁEM					5,07	1,35	6,84

	1.10 Ściana murowana wewnętrzna gr. 63cm (istniejąca)	kN/m ²	γ	kN/m ²
1	2x tynk gr. 1,5cm	2x 19,0 kN/m ³ x 0,015 m =	0,57	1,35
		Δg=	0,57	0,77
2	ściana z cegły pełnej gr. 60,0cm	18,0 kN/m ³ x 0,60 m =	10,80	1,35
	OGÓŁEM		11,37	15,35

	1.11 Ściana fundamentowa zewnętrzna murowana gr. 74cm	kN/m ²	γ	kN/m ²
1	2x tynk gr. 1,5cm	2x 19,0 kN/m ³ x 0,015 m =	0,57	1,35
		Δg=	0,57	0,77
2	ściana z cegły gr. 60cm+7cm+7cm=74cm	18,0 kN/m ³ x 0,74 m =	13,32	1,35
	OGÓŁEM		13,89	18,75

	1.12 Ściana fundamentowa wewnętrzna murowana gr. 84cm	kN/m ²	γ	kN/m ²
1	2x tynk gr. 1,5cm	2x 19,0 kN/m ³ x 0,015 m =	0,57	1,35
		Δg=	0,57	0,77
2	ściana z cegły gr. 60cm+12cm+12cm=84cm	18,0 kN/m ³ x 0,84 m =	15,12	1,35
	OGÓŁEM		15,69	21,18

	1.13 Ściana fundamentowa zewnętrzna betonowa gr. 74cm	kN/m ²	γ	kN/m ²
1	ściana z betonu na tłuczniu gr. 74,0cm	18,0 kN/m ³ x 0,74 m =	13,32	1,35
	OGÓŁEM		13,32	17,98

	1.14 Ściana fundamentowa wewnętrzna betonowa gr. 84cm	kN/m ²	γ	kN/m ²
1	ściana z betonu na tłuczniu gr. 84,0cm	18,0 kN/m ³ x 0,84 m =	15,12	1,35
	OGÓŁEM		15,12	20,41

	1.15 Obciążenie wiatrem - budynek	kN/m ²	γ	kN/m ²
1	wiatr wg PN-EN 1991-1-4 (Eurokod 1) Kraków (strefa 1, teren IV, z=19,5m); q _b = 0,30kPa; Ce(z)=1,82	0,30x kPa x1,82 x C _{pe} =	0,546C	1,50
				0,819C

2. BELKI STROPOWE

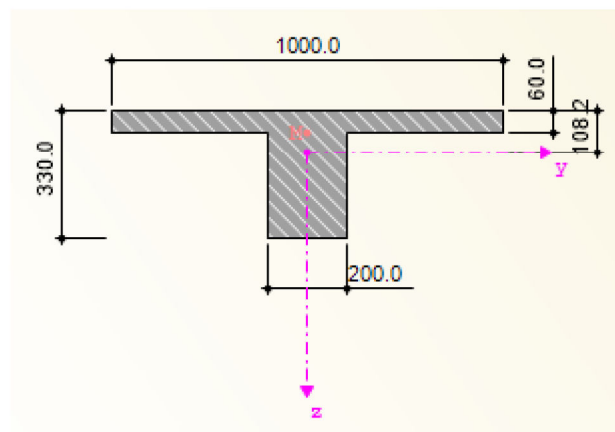
BELKA STROPOWA								
Poz.	opis obciążeń		kN/m		γ_{max}	ψ		
OBCIĄŻENIA STAŁE								
1	Ciężar własny stropu							
	Belka stropowa 20x27cm		25,0x	0,20m x0,27m	1,35	1,35	0,85	1,55
	Nadbeton gr. 6,0cm		25,0x	0,06m x1,00m	1,50	1,35	0,85	1,72
	Pustaki wypełniające		1,63x	1,00m	1,63	1,35	0,85	1,87
2	Stałe strop międzykondygnacyjny		2,00x	1,00m	2,00	1,35	0,85	2,30
3	Ściany działowe		1,20x	1,00m	1,20	1,35	0,85	1,38
OBCIĄŻENIA ZMIENNE								
4	Użytkowe		5,00x	1,00m	5,00	1,50	1,00	7,5
	ŁĄCZNIE				12,68	-	-	16,33

Materiały

Mat.- Nr	Opis materiału		Komentarz
	Klasa wytrzymałości betonu	Stal zbrojeniowa	
1	Beton C16/20	B 240 S (A-I)	

Przekroje

Przekrój nr	Mat. nr	Opis przekroju	Uwagi	Komentarz
1	1	FB 330/1000/60/200		



2.1 BELKA STROPU NAD PARTEREM W OSIACH 2-3

Grupa zbrojenia nr 1

ZBROJENIE PODŁUŻNE	
Dostępne średnice:	16.0 mm
ZBROJENIE NA ŚCINANIE	
Dostępne średnice:	6.0 mm
Ilość ramion strzemion:	2
Pochylenie:	90°
Typ zakotwienia:	Hak
Układ strzemion:	

ROZMIESZCZENIE ZBROJENIA	
Otulina betonowa według normy	-
Otulina zbrojenia c-górna:	25.0 mm
Otulina zbrojenia c-dolna:	25.0 mm
Otulina zbrojenia c-boczna:	20.0 mm
Układ zbrojenia:	-z (górze) - +z (dół) (zoptymalizowane rozłożenie)
Na całej szerokości przekroju:	-
Zbrojenie skręcane rozłożone po obwodzie:	-
Odpowiednie siły wewnętrzne:	N, V-y, V-z, M-y, M-z
UŻYTKOWALNOŚĆ	
Analiza rys	
Wartości graniczne dopuszczalnej szerokości rysy $w_{k,max,-z (górze)}$:	0.3 mm
Wartości graniczne dopuszczalnej szerokości rysy $w_{k,max,-z (dół)}$:	0.3 mm
Wymiarowanie bez bezpośredniego obliczania szerokości rys:	-
Ograniczenie naprężenia w stali σ_s :	x
Wg sytuacji obliczeniowej z $k_3 * f_{yk}$ i $k_4 * f_{yk}$ wg EN 1992-1-1, NDP(7.2)	
Współczynnik k_3 ograniczający naprężenia w stali k_3 :	0.800
Współczynnik k_4 ograniczający naprężenia w stali k_4 :	1.000

Dane ugięcia

nr	Odniesienie do	Element	Długość odniesienia		Wygięcie wstępne w_0 [mm]	Wartość graniczna L / [-]	$u_{z,max}$ [mm]	Komentarz
		nr	Element	L [m]				
1	Pręt	1	Odległość pomiędzy podporami	6.930	0.0	250	27.7	

Wymagane zbrojenie wg prętów (1)

Zbrojenie	Pręt nr	Położenie x [m]	Obciążenie	Zbrojenie Powierzchnia	Jednostka	Komunikat o błędach lub uwaga
Pręt nr 1 - FB 330/1000/60/200						
$A_{s,z (górze)}$	1	0.000	KO7	0.00	cm ²	
$A_{s,z (dół)}$	1	3.465	KO7	14.08	cm ²	
$A_{s,T}$	1	0.000	KO7	0.00	cm ²	
$a_{sw,V, strzemię}$	1	0.010	KO7	4.62	cm ² /m	
$a_{sw,T, strzemię}$	1	0.000	KO7	0.00	cm ² /m	

Sprawdzenie użyteczności według prętów

Pręt nr	Położenie x [m]	Obciążeni e	wymiarowania	Typ				
				Istniejąca wartość	Wartość graniczna	Jednostka	Wytrzymałoś ć	Uwaga
Pręt nr 1 - FB 330/1000/60/200								
1	3.465	KO19	$u_{z,lokalny}$	43.8	27.7	mm	1.59	
1	3.465	KO11	σ_s	230.44	192.00	MPa	1.21	
1	3.465	KO15	w_k	0.112	0.300	mm	0.38	

2.2 BELKA STROPU NAD PARTEREM W OSIACH K-L

Grupa zbrojenia nr 1

ZBROJENIE PODŁUŻNE	
Dostępne średnice:	16.0 mm
ZBROJENIE NA ŚCINANIE	
Dostępne średnice:	6.0 mm
Ilość ramion strzemion:	2
Pochylenie:	90°
Typ zakotwienia:	Hak
Układ strzemion:	

ROZMIESZCZENIE ZBROJENIA	
Otulina betonowa według normy	-
Otulina zbrojenia c-górna:	25.0 mm
Otulina zbrojenia c-dolna:	45.0 mm
Otulina zbrojenia c-boczna:	30.0 mm
Układ zbrojenia:	-z (górze) - +z (dół) (zoptymalizowane rozłożenie)
Na całej szerokości przekroju:	-
Zbrojenie skręcane rozłożone po obwodzie:	-
Odpowiednie siły wewnętrzne:	N, V-y, V-z, M-y, M-z
UŻYTKOWALNOŚĆ	
Analiza rys	
Wartości graniczne dopuszczalnej szerokości rysy w _{k,max,-z (górze)} :	0.3 mm
Wartości graniczne dopuszczalnej szerokości rysy w _{k,max,-z (dół)} :	0.3 mm
Wymiarowanie bez bezpośredniego obliczania szerokości rys:	-
Ograniczenie naprężenia w stali σ_s :	x
Wg sytuacji obliczeniowej z $k_3 \cdot f_{yk}$ i $k_4 \cdot f_{yk}$ wg EN 1992-1-1, NDP(7.2)	
Współczynnik k_3 ograniczający naprężenia w stali k_3 :	0.800
Współczynnik k_4 ograniczający naprężenia w stali k_4 :	1.000

Dane ugięcia

nr	Odniesienie do	Element	Długość odniesienia		Wygięcie wstępne	Wartość graniczna	$u_{z,max}$	Komentarz
		nr	Element	L [m]	w ₀ [mm]	L / [-]	[mm]	
1	Pręt	2	Odległość pomiędzy podporami	8.000	0.0	250	32.0	

Wymagane zbrojenie wg prętów (2)

Zbrojenie	Pręt nr	Położenie x [m]	Obciążenie	Zbrojenie Powierzchnia	Jednostka	Komunikat o błędach lub uwaga
Pręt nr 2 - FB 330/1000/60/200						
A _{s,-z (górze)}	2	0.000	KO7	0.00	cm ²	
A _{s,+z (dół)}	2	4.000	KO7	22.25	cm ²	
A _{s,T}	2	0.000	KO7	0.00	cm ²	
a _{sw,V,strzemie}	2	7.715	KO7	5.87	cm ² /m	
a _{sw,T,strzemie}	2	0.000	KO7	0.00	cm ² /m	

Sprawdzenie użyteczności według prętów

Pręt nr	Położenie x [m]	Obciążenie	Typ					
			wymiarowania	Istniejąca wartość	Wartość graniczna	Jednostka	Wytrzymałość	Uwaga
Pręt nr 2 - FB 330/1000/60/200								
2	4.000	KO19	$u_{z,lokalny}$	473.6	32.0	mm	14.80	
2	3.000	KO11	σ_s	287.24	192.00	MPa	1.50	
2	4.000	KO15	w_k	0.254	0.300	mm	0.85	

2.3 BELKA STROPU NAD PARTEREM W OSIACH K-L

Grupa zbrojenia nr 1

ZBROJENIE PODŁUŻNE	
Dostępne średnice:	16.0 mm
ZBROJENIE NA ŚCINANIE	
Dostępne średnice:	6.0 mm
Ilość ramion strzemion:	2
Pochylenie:	90°
Typ zakotwienia:	Hak
Układ strzemion:	

ROZMIESZCZENIE ZBROJENIA	
Otulina betonowa według normy	-
Otulina zbrojenia c-górna:	25.0 mm
Otulina zbrojenia c-dolna:	45.0 mm
Otulina zbrojenia c-boczna:	30.0 mm
Układ zbrojenia:	-z (górn) - +z (dół) (zoptymalizowane rozłożenie)
Na całej szerokości przekroju:	-
Zbrojenie skręcone rozłożone po obwodzie:	-
Odpowiednie siły wewnętrzne:	N, V-y, V-z, M-y, M-z
UŻYTKOWALNOŚĆ	
Analiza rys	
Wartości graniczne dopuszczalnej szerokości rysy $w_{k,max,-z (góra)}$:	0.3 mm
Wartości graniczne dopuszczalnej szerokości rysy $w_{k,max,-z (dół)}$:	0.3 mm
Wymiarowanie bez bezpośredniego obliczania szerokości rys:	-
Ograniczenie naprężenia w stali σ_s :	x
Wg sytuacji obliczeniowej z $k_3 \cdot f_{yk}$ i $k_4 \cdot f_{yk}$ wg EN 1992-1-1, NDP(7.2)	
Współczynnik k_3 ograniczający naprężenia w stali k_3 :	0.800
Współczynnik k_4 ograniczający naprężenia w stali k_4 :	1.000

Dane ugięcia

nr	Odniesienie do	Element	Długość odniesienia		Wygięcie wstępne w_0 [mm]	Wartość graniczna L / [-]	$u_{z,max}$ [mm]	Komentarz
		nr	Element	L [m]				
6	Pręt	6	Odległość pomiędzy podporami	8.000	0.0	250	32.0	

Wymagane zbrojenie wg prętów (6)

Zbrojenie	Pręt nr	Położenie x [m]	Obciążenie	Zbrojenie Powierzchnia	Jednostka	Komunikat o błędach lub uwaga
Pręt nr 6 - FB 330/1000/60/200						
$A_{s,-z (góra)}$	6	0.000	KO7	0.00	cm ²	
$A_{s,+z (dół)}$	6	4.000	KO7	22.25	cm ²	
$A_{s,T}$	6	0.000	KO7	0.00	cm ²	
$a_{sw,V,striemij}$	6	7.715	KO7	5.87	cm ² /m	
$a_{sw,T,striemij}$	6	0.000	KO7	0.00	cm ² /m	

Sprawdzenie użyteczności według prętów

Pręt nr	Położenie x [m]	Obciążenie	Typ					
			wymiarowania	Istniejąca wartość	Wartość graniczna	Jednostka	Wytrzymałość	Uwaga
Pręt nr 6 - FB 330/1000/60/200								
6	2.500	KO17	$u_{z,lokalny}$	1185.6	32.0	mm	37.06	
6	2.500	KO9	σ_s	310.62	192.00	MPa	1.62	
6	2.500	KO13	w_k	0.350	0.300	mm	1.17	

3. FUNDAMENTY

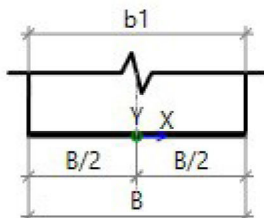
3.1 ŁAWA FUNDAMENTOWA W OSI K - ŚCIANA WEWNĘTRZNA

FUNDAMENT - ŚCIANA WEWNĘTRZNA W OSI K									
Poz.	opis obciążeń					kN/m	γ_{max}	ψ	kN/m
OBCIĄŻENIA STAŁE									
1	Stropy międzykondygnacyjny L=6,56m+2,46m	3x	7,00x	9,02m	x0,50	94,7	1,35	1,00	127,9
2	Ściany działowe L=6,56m+2,46m	3x	1,20x	9,02m	x0,50	16,2	1,35	1,00	21,9
3	Ściana wewnętrzna projektowana; h=4,05m		5,07x	4,05m		20,5	1,35	1,00	27,7
4	Ściana wewnętrzna istniejąca; h=8,94m		11,37x	8,94m		101,6	1,35	1,00	137,2
5	Ściana fundamentowa murowana; h=0,60m		15,69x	0,60m		9,41	1,35	1,00	12,7
6	Ściana fundamentowa betonowa; h=1,20m		15,12x	1,20m		18,1	1,35	1,00	24,5
OBCIĄŻENIA ZMIENNE									
7	Użytkowe poddasze L=6,56m+2,46m+0,63m		7,50x	(9,02m	x0,50 +0,63m)	38,6	1,50	0,70	40,5
8	Użytkowe stropy L=6,56m+2,46m	2x	5,00x	9,02m	x0,50	45,1	1,50	0,70	47,4
	ŁĄCZNIE					344,3	-	-	439,8

Obliczenia dla fundamentu: Stan Graniczny Nośności

Obliczenia zgodne z normą PN-EN 1997-1:2008

Geometria fundamentu - Ława prostokątna



Szerokość fundamentu	B	= 0,84 m
Przyłożenie obciążenia	b1	= 0,84 m
	e_y	= 0,00 m

Profil gruntu

Nr	Name	Z [m]	H [m]	γ_{soil} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	φ' [deg]	C' [kPa]	C_u [kPa]	M_{oi} [kPa]	M_i [kPa]
1	Piasek średni	0,00	4,80	18,50	26,50	18,50	33,00	0,00	0,00	95869,80	106522,00

Poziom posadowienia fundamentu	$z_{FL} = -1,80$ m
Fundament	monolityczny

Obciążenia

Obciążenia wymiarujące:

Nazwa	Stan graniczny	V [kN]	H _y [kN]	M _x [kNm]	q [kPa]
SGN1	SGN	439,80	0,00	0,00	0,00

Weryfikacja nośności gruntu

Krytyczny SGN1

$q_{\max} / q_{\text{ult}} = 55\%$ Spełnia

$$q_{\max} = 568,61 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 568,61 \text{ kN/m}^2$$

$$y = 1.5 * B - 3 * e_y = 0,00 \text{ m}$$

$$A = B * L = 0,84 \text{ m}^2$$

$$V = V_A + V_B + F = 477,64 \text{ kN}$$

$$e_{Ty} = (V_A * e_y + V_B * e_y + M_{yA} + M_{yB} + (H_{yA} + H_{yB}) * h) / V = 0,00 \text{ m}$$

Wypadkowe obciążenie w rdzeniu podstawy fundamentu

$$\text{abs}(e_{Ty}) / B < 1/3$$

$$B' = B - 2 * \text{abs}(e_{Ty}) = 0,84 \text{ m}$$

Nośność gruntu dla warunków z odpływem

Warstwa gruntu - Piasek średni

$$N_q = e^{\pi \tan(\varphi')} \tan^2(45 + \varphi' / 2) = 26,08$$

$$N_c = (N_q - 1) * \text{ctg}(\varphi') = 38,63$$

$$N_y = 2 * (N_q - 1) * \tan(\varphi') = 32,57$$

$$b_q = b_y = (1 - \alpha * \tan(\varphi'))^2 = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c * \tan(\varphi')) = 1,00$$

$$s_q = 1 + (B' / L') * \sin(\varphi') = 1,46$$

$$s_y = 1 - 0.3 * (B' / L') = 0,75$$

$$s_c = (s_q * N_q - 1) / (N_q - 1) = 1,48$$

$$m_B = [2 + (B' / L')] / [1 + (B' / L')] = 1,54$$

$$m_L = [2 + (L' / B')] / [1 + (L' / B')] = 1,46$$

$$\theta = \text{atan}(H_x / H_y) = 0,00$$

$$m = m_L * \cos^2\theta + m_B * \sin^2\theta = 1,46$$

$$i_q = [1 - H / (V + A' * c' * \text{ctg}(\varphi'))]^m = 1,00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c * \tan(\varphi')) = 1,00$$

$$i_y = [1 - H / (V + A' * c' * \text{ctg}(\varphi'))]^{m+1} = 1,00$$

$$q' = 33,30 \text{ kPa}$$

Dopuszczalne naprężenia w gruncie

$$q_{\text{ultD}} = c' * N_c * b_c * s_c * i_c + q' * N_q * b_q * s_q * i_q + 0,5 * \gamma'_i * B' * N_y * b_y * s_y * i_y$$

$$i_y = 1455,16 \text{ kN/m}^2$$

Dopuszczalne naprężenia w gruncie

$$q_{\text{ult}} = q_{\text{ultD}} / \gamma_{R,v} = 1039,40 \text{ kN/m}^2$$

Obliczenia dla fundamentu: Stan Graniczny Użytkowości

Obliczenia zgodne z normą PN-EN 1997-1:2008

Obciążenia

Obciążenia wymiarujące:

Nazwa	Stan graniczny	V [kN]	H _y [kN]	M _x [kNm]	q [kPa]
SGU1	SGU	344,30	0,00	0,00	0,00

Weryfikacja osiadania

Krytyczny SGU1

$$s / s_{\text{allow}} = 8\% \text{ Spełnia}$$

Natychmiastowe osiadanie

$$s_0 = \sum(\sigma_{zdi} * h_i / M_{oi}) = 3,94 \text{ mm}$$

Osiadanie konsolidacyjne

$$s_1 = \sum(\lambda * \sigma_{zsi} * h_i / M_i) = 0,28 \text{ mm}$$

Całkowite osiadanie

$$s = s_0 + s_1 = 4,22 \text{ mm}$$

Dopuszczalne osiadanie

$$s_{\text{allow}} = 50,00 \text{ mm}$$

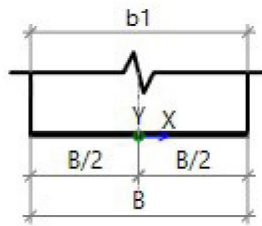
3.2 ŁAWA FUNDAMENTOWA W OSI K - ŚCIANA ZEWNĘTRZNA

FUNDAMENT - ŚCIANA ZEWNĘTRZNA W OSI L								
Poz.	opis obciążeń				kN/m	γ_{max}	ψ	kN/m
OBCIĄŻENIA STAŁE								
1	Dach L=11,32m, $\alpha=23^\circ$	1,60x	11,32m	x0,50 /cos(23°)	9,83	1,35	1,00	13,3
2	Stropy międzykondygnacyjny L=6,56m	3x	7,00x	6,56m x0,50	68,9	1,35	1,00	93,0
3	Ściany działowe L=6,56m	3x	1,20x	6,56m x0,50	11,8	1,35	1,00	15,9
4	Ściana zewnętrzna projektowana; h=5,95m	5,18x	5,95m		30,8	1,35	1,00	41,6
5	Ściana zewnętrzna istniejąca; h=8,75m	11,28x	8,75m		98,7	1,35	1,00	133,2
6	Ściana fundamentowa murowana; h=1,03m	13,89x	1,03m		14,31	1,35	1,00	19,3
7	Ściana fundamentowa betonowa; h=1,00m	13,32x	1,00m		13,3	1,35	1,00	18,0
OBCIĄŻENIA ZMIENNE								
8	Śnieg L=11,32m	0,96x	11,32m	x0,50	5,43	1,50	0,50	4,1
9	Użytkowe poddasze L=6,54m	7,50x	6,56m	x0,50	24,60	1,50	0,70	25,8
10	Użytkowe stropy L=6,54m	2x	5,00x	6,56m x0,50	32,8	1,50	0,70	34,4
	ŁĄCZNIE				310,5	-	-	398,7

Obliczenia dla fundamentu: Stan Graniczny Nośności

Obliczenia zgodne z normą PN-EN 1997-1:2008

Geometria fundamentu - Ława prostokątna



Szerokość fundamentu	B	= 0,74 m
Przyłożenie obciążenia	b1	= 0,74 m
	e_y	= 0,00 m

Profil gruntu

Nr	Name	Z [m]	H [m]	γ_{soil} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	φ' [deg]	C' [kPa]	C_u [kPa]	M_{oi} [kPa]	M_i [kPa]
1	Piasek średni	0,00	4,80	18,50	26,50	18,50	33,00	0,00	0,00	95869,80	106522,00

Poziom posadowienia fundamentu	z_{FL} = -1,33 m
Fundament	monolityczny

Obciążenia

Obciążenia wymiarujące:

Nazwa	Stan graniczny	V [kN]	H_y [kN]	M_x [kNm]	q [kPa]
SGN1	SGN	398,7	0,00	0,00	0,00

Weryfikacja nośności gruntu

Krytyczny SGN1

$$q_{max} / q_{ult} = 75\% \text{ Spełnia}$$

$$q_{max} = 572,08 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 572,08 \text{ kN/m}^2$$

$$y = 1.5 * B - 3 * e_y = 0,00 \text{ m}$$

$$A = B * L = 0,74 \text{ m}^2$$

$$V = V_A + V_B + F = 423,34 \text{ kN}$$

$$e_{Ty} = (V_A * e_y + V_B * e_y + M_{yA} + M_{yB} + (H_{yA} + H_{yB}) * h) / V = 0,00 \text{ m}$$

Wypadkowe obciążenie w rdzeniu podstawy fundamentu

$$\text{abs}(e_{Ty}) / B < 1/3$$

$$B' = B - 2 * \text{abs}(e_{Ty}) = 0,74 \text{ m}$$

Nośność gruntu dla warunków z odpływem

Warstwa gruntu - Piasek średni

$$N_q = e^{\pi \tan(\varphi')} \tan^2(45 + \varphi' / 2) = 26,08$$

$$N_c = (N_q - 1) * \text{ctg}(\varphi') = 38,63$$

$$N_y = 2 * (N_q - 1) * \tan(\varphi') = 32,57$$

$$b_q = b_y = (1 - \alpha * \tan(\varphi'))^2 = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c * \tan(\varphi')) = 1,00$$

$$s_q = 1 + (B' / L') * \sin(\varphi') = 1,40$$

$$s_y = 1 - 0,3 * (B' / L') = 0,78$$

$$s_c = (s_q * N_q - 1) / (N_q - 1) = 1,42$$

$$m_B = [2 + (B' / L')] / [1 + (B' / L')] = 1,57$$

$$m_L = [2 + (L' / B')] / [1 + (L' / B')] = 1,43$$

$$\theta = \text{atan}(H_x / H_y) = 0,00$$

$$m = m_L * \cos^2\theta + m_B * \sin^2\theta = 1,43$$

$$i_q = [1 - H / (V + A' * c' * \text{ctg}(\varphi'))]^m = 1,00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c * \tan(\varphi')) = 1,00$$

$$i_y = [1 - H / (V + A' * c' * \text{ctg}(\varphi'))]^{m+1} = 1,00$$

$$q' = 24,61 \text{ kPa}$$

Dopuszczalne naprężenia w gruncie

$$q_{ultD} = c' * N_c * b_c * s_c * i_c + q' * N_q * b_q * s_q * i_q + 0,5 * \gamma_i' * B' * N_{\gamma} * b_{\gamma} * s_{\gamma} * i_{\gamma}$$

$$i_v = 1073,84 \text{ kN/m}^2$$

Dopuszczalne naprężenia w gruncie

$$q_{ult} = q_{ultD} / \gamma_{R,v} = 767,03 \text{ kN/m}^2$$

Obliczenia dla fundamentu: Stan Graniczny Użytkowalności

Obliczenia zgodne z normą PN-EN 1997-1:2008

Obciążenia

Obciążenia wymiarujące:

Nazwa	Stan graniczny	V [kN]	H _y [kN]	M _x [kNm]	q [kPa]
SGU1	SGU	310,5	0,00	0,00	0,00

Weryfikacja osiadania

Krytyczny SGU1

$$s / s_{allow} = 8\% \text{ Spełnia}$$

Natychmiastowe osiadanie

$$s_0 = \sum(\sigma_{zdi} * h_i / M_{oi}) = 3,60 \text{ mm}$$

Osiadanie konsolidacyjne

$$s_1 = \sum(\lambda * \sigma_{zsi} * h_i / M_i) = 0,19 \text{ mm}$$

Całkowite osiadanie

$$s = s_0 + s_1 = 3,79 \text{ mm}$$

Dopuszczalne osiadanie

$$s_{allow} = 50,00 \text{ mm}$$

4. ŚCIANY MUROWANE

4.1 ŚCIANA ZEWNĘTRZNA W OSI L - PASMO

ŚCIANA ZEWNĘTRZNA W OSI L - PASMO								
Poz.	opis obciążeń				kN/m	γ_{max}	ψ	kN/m
OBCIĄŻENIE ZE ŚCIANY WYŻSZEJ KONDYGNACJI								
1	Dach L=11,32m, $\alpha=30^\circ$	1,60x	11,32m	x0,50 /cos(30°)	10,46	1,35	1,00	14,1
2	Śnieg L=11,32m	0,96x	11,32m	x0,50	5,43	1,50	0,50	4,1
3	Stałe stropy L=6,56m	2x	7,00x	6,56m x0,50	45,9	1,35	1,00	62,0
4	Użytkowe poddasze L=6,56m	7,50x	6,56m	x0,50	24,60	1,50	0,70	25,8
5	Użytkowe stropy L=6,56m	5,00x	6,56m	x0,50	16,40	1,50	0,70	17,2
6	Ściana zewnętrzna projektowana; h=5,95m (20% redukcja ze względu na otwory)	5,18x	5,95m	x0,80	24,7	1,35	1,00	33,3
7	Ściany działowe L=6,56m	2x	1,20x	6,56m x0,50	7,9	1,35	1,00	10,6
8	Ściana zewnętrzna istniejąca; h=4,73m (20% redukcja ze względu na otwory)	11,28x	4,73m	x0,80	42,7	1,35	1,00	57,6
		$\Sigma =$			178,0	-	-	224,8
OBCIĄŻENIE ZE STROPU NADLEGŁEGO								
1	Stropy międzykondygnacyjny L=6,56m	7,00x	6,56m	x0,50	23,0	1,35	1,00	31,0
2	Użytkowe stropy L=6,56m	5,00x	6,56m	x0,50	16,4	1,50	0,70	17,2
3	Ściany działowe L=6,56m	1,20x	6,56m	x0,50	3,94	1,35	1,00	5,31
		$\Sigma =$			43,3	-	-	53,5
CIĘŻAR ŚCIANY PARTERU								
1	Ściana zewnętrzna istniejąca; h=4,02m (20% redukcja ze względu na otwory)	11,28x	4,02m	x0,80	36,3	1,35	1,00	49,0
	ŁĄCZNIE				257,6	-	-	327,3

Parametry materiałów:

$f_k := 1.6 \cdot \text{MPa}$	wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie (na podstawie wyników badań)
$\gamma_m := 2.2$	częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru
$\alpha_c := 1000$	cecha sprężystości muru
$\eta_E := 0.3$	współczynnik wg p.4.7 PN-B-03002
$\phi_{inf} := 1.5$	współczynnik pełzania muru
$E := \alpha_c \cdot f_k = 1.6 \cdot \text{GPa}$	moduł sprężystości muru (wg p. 4.7 PN-B-03002)

Parametry ściany:

$t := 60 \cdot \text{cm}$	grubość ściany (64cm z tynkiem)
$b := 100 \cdot \text{cm}$	szerokość pasma obliczanego / filarka
$\eta_A = 1$	współczynnik redukcyjny ze względu na małe wymiary przekroju
$h_1 := 402 \cdot \text{cm}$	wysokość ściany w świetle stropów
$\rho_h := 1.0$	współczynnik usztywnienia przestrzennego budynku
$\rho_n := 1.0$	współczynnik usztywnienia ściany
$h_{eff} := h_1 \cdot \rho_h \cdot \rho_n = 4.02 \text{ m}$	wysokość efektywna ściany

Obciążenia

$N_{od} := 224.8 \cdot \text{kN}$	obciążenie ze ściany wyższej kondygnacji
$N_{s1_1_d} := 53.5 \cdot \text{kN}$	obc. ze stropu nadległego po jednej stronie ściany ($N_{s1_1} \geq N_{s1_2}$)

$N_{s1_2_d} := 0 \cdot \text{kN}$	obc. ze stropu nadległego po drugiej stronie ściany (dla ścian zewn.=0)
$N_{2d} := 327.3 \cdot \text{kN}$	(dla $N_{s1_1}/N_{s1_2} \leq 1.15$ można przyjąć w przybliżeniu $N_{s1_1} = N_{s1_2}$)
$w_d := 1.017 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0.7 \cdot b = 0.712 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	siła całkowita w dolnym przekroju ściany
	poziome obciążenie obliczeniowe na pasmo obliczane

$f_d := \frac{f_k}{\gamma_m \cdot \eta_A}$	$f_d = 0.73 \cdot \text{MPa}$	wytrzymałość obliczeniowa muru na ściskanie
--	-------------------------------	---

$\alpha_{c_inf} := \frac{\alpha_c}{1 + \eta_E \cdot \phi_{inf}}$	$\alpha_{c_inf} = 690$
---	-------------------------

$e_a := \max\left(\frac{h_1}{300}, 10 \cdot \text{mm}\right)$	$e_a = 13 \cdot \text{mm}$	mimośród przypadkowy
---	----------------------------	----------------------

$M_{wd} := \frac{w_d \cdot h_1^2}{8}$	$M_{wd} = 1.44 \cdot \text{kNm}$	moment zginający od wiatru
---------------------------------------	----------------------------------	----------------------------

$N_{md} := \frac{N_{od} + N_{s1_1_d} + N_{s1_2_d} + N_{2d}}{2}$	$N_{md} = 302.8 \cdot \text{kN}$	siła pionowa w połowie wysokości ściany
---	----------------------------------	---

$e_{m_w} := \frac{M_{wd}}{N_{md}}$	$e_{m_w} = 5 \cdot \text{mm}$	mimośród dodatkowy
-------------------------------------	--------------------------------	--------------------

$M_{1d} := \max\left[\left[N_{od} \cdot e_a + (N_{s1_1_d} - N_{s1_2_d}) \cdot (0.33 \cdot t + e_a)\right], \left[(N_{od} + N_{s1_1_d} + N_{s1_2_d}) \cdot e_a\right]\right]$	$M_{1d} = 14.32 \cdot \text{kNm}$	moment zginający w górnym przekroju ściany
--	-----------------------------------	--

$M_{2d} := N_{2d} \cdot e_a$	$M_{2d} = 4.39 \cdot \text{kNm}$	moment zginający w dolnym przekroju ściany
------------------------------	----------------------------------	--

$e_m := \max\left(\frac{0.6 \cdot M_{1d} + 0.4 \cdot M_{2d}}{N_{md}} + e_{m_w}, 0.05 \cdot t\right)$	$e_m = 39 \cdot \text{mm}$	zastępczy mimośród początkowy
---	----------------------------	-------------------------------

$e_1 := \frac{M_{1d}}{N_{od} + N_{s1_1_d} + N_{s1_2_d}}$	$e_1 = 51 \cdot \text{mm}$	mimośród w górnym przekroju ściany
--	----------------------------	------------------------------------

$e_2 := \frac{M_{2d}}{N_{2d}}$	$e_2 = 13 \cdot \text{mm}$	mimośród w dolnym przekroju ściany
--------------------------------	----------------------------	------------------------------------

$h_{eff} := h_1 \cdot \rho_h \cdot \rho_n$	$h_{eff} = 402.0 \cdot \text{cm}$	wysokość efektywna ściany
--	-----------------------------------	---------------------------

$\lambda := \frac{h_{eff}}{t} \cdot \sqrt{\frac{1}{\alpha_{c_inf}}}$	$\lambda = 0.255$	współczynnik smukłości ściany
---	-------------------	-------------------------------

$n := \frac{\lambda - 0.063}{0.73 - 1.17 \cdot \frac{e_m}{t}}$	$\Phi_m := \left(1 - 2 \cdot \frac{e_m}{t}\right) \cdot e^{-\frac{n^2}{2}}$	$\Phi_m = 0.834$
--	---	------------------

$\Phi_1 := 1 - \frac{2 \cdot e_1}{t}$	$\Phi_1 = 0.828$	$\Phi_2 := 1 - \frac{2 \cdot e_2}{t}$	$\Phi_2 = 0.955$
---------------------------------------	------------------	---------------------------------------	------------------

$N_{1Rd} := \Phi_1 \cdot b \cdot t \cdot f_d$	$N_{1Rd} = 361.5 \cdot \text{kN}$	$>$	$N_{od} + N_{s1_1_d} + N_{s1_2_d} = 278.3 \cdot \text{kN}$
---	-----------------------------------	-----	--

$N_{2Rd} := \Phi_2 \cdot b \cdot t \cdot f_d$	$N_{2Rd} = 416.9 \cdot \text{kN}$	$>$	$N_{2d} = 327.3 \cdot \text{kN}$
---	-----------------------------------	-----	----------------------------------

$N_{mRd} := \Phi_m \cdot b \cdot t \cdot f_d$	$N_{mRd} = 363.7 \cdot \text{kN}$	$>$	$N_{md} = 302.8 \cdot \text{kN}$
---	-----------------------------------	-----	----------------------------------

Maksymalne wyczerpanie:

max_wyt = 83.0%

4.2 ŚCIANA ZEWNĘTRZNA W OSI L - FILAREK MIĘDZYOKIENNY

Parametry materiałów:

$f_k := 1.6 \cdot \text{MPa}$	wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie (na podstawie wyników badań)
$\gamma_m := 2.2$	częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru
$\alpha_c := 1000$	cecha sprężystości muru
$\eta_E := 0.3$	współczynnik wg p.4.7 PN-B-03002
$\phi_{inf} := 1.5$	współczynnik pełzania muru
$E := \alpha_c \cdot f_k = 1.6 \cdot \text{GPa}$	moduł sprężystości muru (wg p. 4.7 PN-B-03002)

Parametry ściany:

$t := 60 \cdot \text{cm}$	grubość ściany (64cm z tynkiem)
$b := 149 \cdot \text{cm}$	szerokość pasma obliczanego / filarka
$b_z := 2.65 \text{m}$	szerokość zbierania obciążenia przypadająca na filarek
$\eta_A = 1$	współczynnik redukcyjny ze względu na małe wymiary przekroju
$h_1 := 402 \cdot \text{cm}$	wysokość ściany w świetle stropów
$\rho_h := 1.0$	współczynnik usztywnienia przestrzennego budynku
$\rho_n := 1.0$	współczynnik usztywnienia ściany
$h_{eff} := h_1 \cdot \rho_h \cdot \rho_n = 4.02 \text{ m}$	wysokość efektywna ściany

Obciążenia

$N_{od} := 224.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot b_z = 595.7 \cdot \text{kN}$	obciążenie ze ściany wyższej kondygnacji
$N_{s1_1_d} := 53.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot b_z = 141.8 \cdot \text{kN}$	obc. ze stropu nadległego po jednej stronie ściany ($N_{s1_1} \geq N_{s1_2}$)
$N_{s1_2_d} := 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot b_z = 0 \cdot \text{kN}$	obc. ze stropu nadległego po drugiej stronie ściany (dla ścian zewn.=0) (dla $N_{s1_1}/N_{s1_2} \leq 1.15$ można przyjąć w przybliżeniu $N_{s1_1} = N_{s1_2}$)
$N_{2d} := 327.3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot b_z = 867.3 \cdot \text{kN}$	siła całkowita w dolnym przekroju ściany
$w_d := 0.819 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0.7 \cdot b_z = 1.519 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	poziome obciążenie obliczeniowe na pasmo obliczane

$f_d := \frac{f_k}{\gamma_m \cdot \eta_A}$	$f_d = 0.73 \cdot \text{MPa}$	wytrzymałość obliczeniowa muru na ściskanie
$\alpha_{c_inf} := \frac{\alpha_c}{1 + \eta_E \cdot \phi_{inf}}$	$\alpha_{c_inf} = 690$	
$e_a := \max\left(\frac{h_1}{300}, 10 \cdot \text{mm}\right)$	$e_a = 13 \cdot \text{mm}$	mimośród przypadkowy
$M_{wd} := \frac{w_d \cdot h_1^2}{8}$	$M_{wd} = 3.07 \cdot \text{kNm}$	moment zginający od wiatru

$$N_{md} := \frac{N_{od} + N_{s1_1_d} + N_{s1_2_d} + N_{2d}}{2}$$

$$N_{md} = 802.4 \cdot \text{kN}$$

siła pionowa w połowie
wysokości ściany

$$e_{m_w} := \frac{M_{wd}}{N_{md}}$$

$$e_{m_w} = 4 \cdot \text{mm}$$

mimośród dodatkowy

$$M_{1d} := \max \left[\left[N_{od} \cdot e_a + (N_{s1_1_d} - N_{s1_2_d}) \cdot (0.33 \cdot t + e_a) \right], (N_{od} + N_{s1_1_d} + N_{s1_2_d}) \cdot e_a \right]$$

$$M_{1d} = 37.95 \cdot \text{kNm}$$

moment zginający w górnym przekroju ściany

$$M_{2d} := N_{2d} \cdot e_a$$

$$M_{2d} = 11.62 \cdot \text{kNm}$$

moment zginający w dolnym przekroju ściany

$$e_m := \max \left(\frac{0.6 \cdot M_{1d} + 0.4 \cdot M_{2d}}{N_{md}} + e_{m_w}, 0.05 \cdot t \right)$$

$$e_m = 38 \cdot \text{mm}$$

zastępczy mimośród początkowy

$$e_1 := \frac{M_{1d}}{N_{od} + N_{s1_1_d} + N_{s1_2_d}}$$

$$e_1 = 51 \cdot \text{mm}$$

mimośród w górnym przekroju ściany

$$e_2 := \frac{M_{2d}}{N_{2d}}$$

$$e_2 = 13 \cdot \text{mm}$$

mimośród w dolnym przekroju ściany

$$h_{eff} := h_1 \cdot \rho_h \cdot \rho_n$$

$$h_{eff} = 402.0 \cdot \text{cm}$$

wysokość efektywna ściany

$$\lambda := \frac{h_{eff}}{t} \cdot \sqrt{\frac{1}{\alpha_{c_inf}}}$$

$$\lambda = 0.255$$

współczynnik smukłości ściany

$$n := \frac{\lambda - 0.063}{0.73 - 1.17 \cdot \frac{e_m}{t}}$$

$$\Phi_m := \left(1 - 2 \cdot \frac{e_m}{t} \right) \cdot e^{\frac{-n^2}{2}}$$

$$\Phi_m = 0.837$$

$$\Phi_1 := 1 - \frac{2 \cdot e_1}{t}$$

$$\Phi_1 = 0.828$$

$$\Phi_2 := 1 - \frac{2 \cdot e_2}{t}$$

$$\Phi_2 = 0.955$$

$$N_{1Rd} := \Phi_1 \cdot b \cdot t \cdot f_d$$

$$N_{1Rd} = 538.6 \cdot \text{kN}$$

<

$$N_{od} + N_{s1_1_d} + N_{s1_2_d} = 737.5 \cdot \text{kN}$$

$$N_{2Rd} := \Phi_2 \cdot b \cdot t \cdot f_d$$

$$N_{2Rd} = 621.1 \cdot \text{kN}$$

<

$$N_{2d} = 867.3 \cdot \text{kN}$$

$$N_{mRd} := \Phi_m \cdot b \cdot t \cdot f_d$$

$$N_{mRd} = 544.0 \cdot \text{kN}$$

<

$$N_{md} = 802.4 \cdot \text{kN}$$

Maksymalne wyężenie:

$$\max_wyt = 148. \%$$

Uwaga! Przekroczona nosność filarka.

4.3 ŚCIANA WEWNĘTRZNA W OSI K - PASMO

ŚCIANA WEWNĘTRZNA W OSI K							
Poz.	opis obciążeń			kN/m	γ_{max}	ψ	kN/m
OBCIĄŻENIE ZE ŚCIANY WYŻSZEJ KONDYGNACJI							
1	Stałe strop L=6,56m+2,46m	2x	7,00x 9,02m x0,50	63,1	1,35	1,00	85,2
2	Ściana wewnętrzna projektowana; h=4,05m	5,07x	4,05m	20,5	1,35	1,00	27,7
3	Użytkowe poddasze L=6,56m+2,46m+0,63m	7,50x	(9,02m x0,50 +0,63m)	38,6	1,50	0,70	40,5
4	Użytkowe stropy L=6,56m+2,46m	5,00x	9,02m x0,50	22,6	1,50	0,70	23,7
5	Ściany działowe L=6,56m+2,46m	2x	1,20x 9,02m x0,50	10,8	1,35	1,00	14,6
6	Ściana wewnętrzna istniejąca; h=4,73m	11,37x	4,73m	53,8	1,35	1,00	72,6
			Σ =	209,4	-	-	264,3
OBCIĄŻENIE ZE STROPU NADLEGŁEGO - DŁUŻSZE PRZĘSŁO							
1	Stropy międzykondygnacyjny L=6,56m	7,00x	6,56m x0,50	23,0	1,35	1,00	31,0
2	Użytkowe stropy L=6,56m	5,00x	6,56m x0,50	16,4	1,50	0,70	17,2
3	Ściany działowe L=6,56m	1,20x	6,56m x0,50	3,94	1,35	1,00	5,31
			Σ =	43,3	-	-	53,5
OBCIĄŻENIE ZE STROPU NADLEGŁEGO - KRÓTSZE PRZĘSŁO							
1	Stropy międzykondygnacyjny L=2,46m	7,00x	2,46m x0,50	8,6	1,35	1,00	11,6
2	Użytkowe stropy L=2,46m	5,00x	2,46m x0,50	6,2	1,50	0,70	6,5
3	Ściany działowe L=2,46m	1,20x	2,46m x0,50	1,48	1,35	1,00	1,99
			Σ =	16,2	-	-	20,1
CIĘŻAR ŚCIANY PARTERU							
1	Ściana wewnętrzna istniejąca; h=4,21m	11,37x	4,21m	47,9	1,35	1,00	64,6
	ŁĄCZNIE			316,8	-	-	402,6

Parametry materiałów:

$f_k := 1.6 \cdot \text{MPa}$	wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie (na podstawie wyników badań)
$\gamma_m := 2.2$	częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru
$\alpha_c := 1000$	cecha sprężystości muru
$\eta_E := 0.3$	współczynnik wg p.4.7 PN-B-03002
$\phi_{inf} := 1.5$	współczynnik pełzania muru
$E := \alpha_c \cdot f_k = 1.6 \cdot \text{GPa}$	moduł sprężystości muru (wg p. 4.7 PN-B-03002)

Parametry ściany:

$t := 60 \cdot \text{cm}$	grubość ściany (64cm z tynkiem)
$b := 100 \text{cm}$	szerokość pasma obliczanego / filarka
$\eta_A = 1$	współczynnik redukcyjny ze względu na małe wymiary przekroju
$h_1 := 421 \cdot \text{cm}$	wysokość ściany w świetle stropów
$\rho_h := 1.0$	współczynnik usztywnienia przestrzennego budynku
$\rho_n := 1.0$	współczynnik usztywnienia ściany
$h_{eff} := h_1 \cdot \rho_h \cdot \rho_n = 4.21 \text{ m}$	wysokość efektywna ściany

Obciążenia

$N_{od} := 264.3 \cdot \text{kN}$	obciążenie ze ściany wyższej kondygnacji
$N_{s1_1_d} := 53.5 \cdot \text{kN}$	obc. ze stropu nadległego po jednej stronie ściany ($N_{s1_1} \geq N_{s1_2}$)

$$N_{s1_2_d} := 20.1 \cdot \text{kN}$$

obc. ze stropu nadległego po drugiej stronie ściany (dla ścian zewn.=0)

(dla $N_{s1_1}/N_{s1_2} \leq 1.15$ można przyjąć w przybliżeniu $N_{s1_1} = N_{s1_2}$)

$$N_{2d} := 402.6 \cdot \text{kN}$$

siła całkowita w dolnym przekroju ściany

$$w_d := 0.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b$$

poziome obciążenie obliczeniowe na pasmo obliczane

$$f_d := \frac{f_k}{\gamma_m \cdot \eta_A}$$

$f_d = 0.73 \cdot \text{MPa}$ wytrzymałość obliczeniowa muru na ściskanie

$$\alpha_{c_inf} := \frac{\alpha_c}{1 + \eta_E \cdot \phi_{inf}}$$

$\alpha_{c_inf} = 690$

$$e_a := \max\left(\frac{h_1}{300}, 10 \cdot \text{mm}\right)$$

$e_a = 14 \cdot \text{mm}$ mimośród przypadkowy

$$M_{wd} := \frac{w_d \cdot h_1^2}{8}$$

$M_{wd} = 0.44 \cdot \text{kNm}$ moment zginający od wiatru

$$N_{md} := \frac{N_{od} + N_{s1_1_d} + N_{s1_2_d} + N_{2d}}{2}$$

$N_{md} = 370.3 \cdot \text{kN}$ siła pionowa w połowie wysokości ściany

$$e_{m_w} := \frac{M_{wd}}{N_{md}}$$

$e_{m_w} = 1 \cdot \text{mm}$ mimośród dodatkowy

$$M_{1d} := \max\left[\left[N_{od} \cdot e_a + (N_{s1_1_d} - N_{s1_2_d}) \cdot (0.33 \cdot t + e_a)\right], (N_{od} + N_{s1_1_d} + N_{s1_2_d}) \cdot e_a\right]$$

$M_{1d} = 10.79 \cdot \text{kNm}$ moment zginający w górnym przekroju ściany

$$M_{2d} := N_{2d} \cdot e_a$$

$M_{2d} = 5.65 \cdot \text{kNm}$

moment zginający w dolnym przekroju ściany

$$e_m := \max\left(\frac{0.6 \cdot M_{1d} + 0.4 \cdot M_{2d}}{N_{md}} + e_{m_w}, 0.05 \cdot t\right)$$

$e_m = 30 \cdot \text{mm}$ zastępczy mimośród początkowy

$$e_1 := \frac{M_{1d}}{N_{od} + N_{s1_1_d} + N_{s1_2_d}}$$

$e_1 = 32 \cdot \text{mm}$ mimośród w górnym przekroju ściany

$$e_2 := \frac{M_{2d}}{N_{2d}}$$

$e_2 = 14 \cdot \text{mm}$ mimośród w dolnym przekroju ściany

$$h_{eff} := h_1 \cdot \rho_h \cdot \rho_n$$

$h_{eff} = 421.0 \cdot \text{cm}$ wysokość efektywna ściany

$$\lambda := \frac{h_{eff}}{t} \cdot \sqrt{\frac{1}{\alpha_{c_inf}}}$$

$\lambda = 0.267$ współczynnik smukłości ściany

$$n := \frac{\lambda - 0.063}{0.73 - 1.17 \cdot \frac{e_m}{t}}$$

$$\Phi_m := \left(1 - 2 \cdot \frac{e_m}{t}\right) \cdot e^{-\frac{n^2}{2}} \quad \Phi_m = 0.859$$

$$\Phi_1 := 1 - \frac{2 \cdot e_1}{t}$$

$\Phi_1 = 0.894$

$$\Phi_2 := 1 - \frac{2 \cdot e_2}{t}$$

$\Phi_2 = 0.953$

$$N_{1Rd} := \Phi_1 \cdot b \cdot t \cdot f_d$$

$N_{1Rd} = 389.9 \cdot \text{kN}$

$> N_{od} + N_{s1_1_d} + N_{s1_2_d} = 337.9 \cdot \text{kN}$

$$N_{2Rd} := \Phi_2 \cdot b \cdot t \cdot f_d$$

$N_{2Rd} = 416.0 \cdot \text{kN}$

$> N_{2d} = 402.6 \cdot \text{kN}$

$$N_{mRd} := \Phi_m \cdot b \cdot t \cdot f_d$$

$N_{mRd} = 375.0 \cdot \text{kN}$

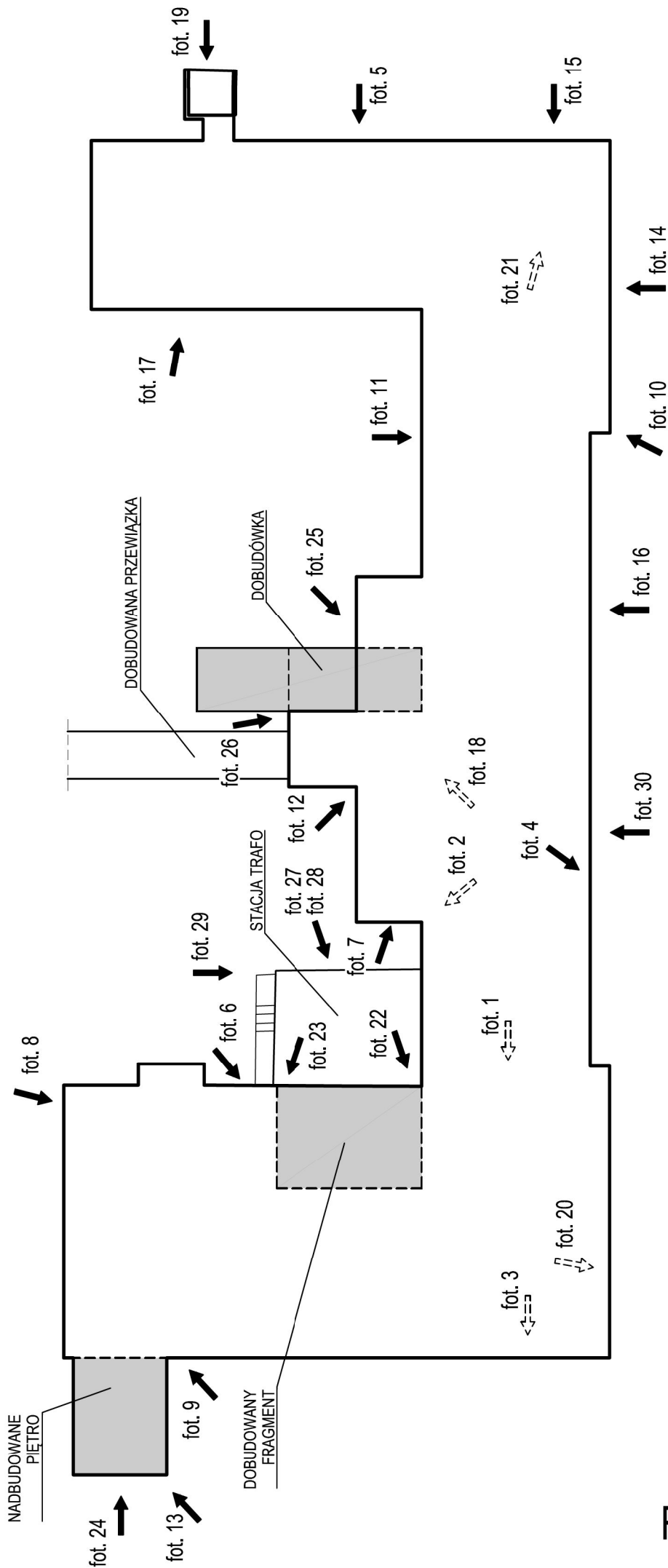
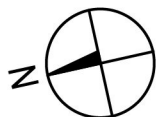
$> N_{md} = 370.3 \cdot \text{kN}$

Maksymalne wyężenie:

$\max_wyt = 98.7\%$

- KONIEC -

LOKALIZACJA FOTOGRAFII



Oznaczenia:

<---> zdjęcia na poddaszu



MARCIN MATOGA - KONSTRUKCJE BUDOWLANE
PRACOWNIA PROJEKTOWA KONSTRUKCJI BUDOWLANYCH I MOSTOWYCH
ul. Kołłątaja 9/7, 31-502 Kraków tel/fax(012) 421-29-23 www.mm-konstrukcje.pl

ZAŁĄCZNIK 1

FOTOGRAFIE



fot.1



fot.2



fot.3



fot.4



fot.5



fot.6



fot.7



fot.8



fot.9



fot.10



fot.11



fot.12



fot.13



fot.14



fot.15



fot.16



fot.17



fot.18



fot.19



fot.20



fot.21



fot.22



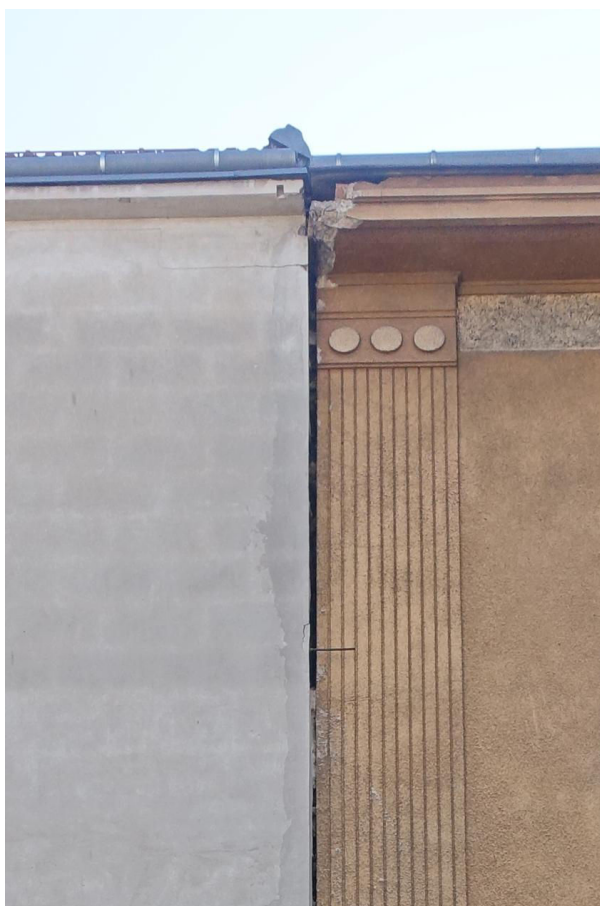
fot.23



fot.24



fot.25



fot.26



fot.27



fot.28



fot.29



fot.30



MARCIN MATOGA - KONSTRUKCJE BUDOWLANE
PRACOWNIA PROJEKTOWA KONSTRUKCJI BUDOWLANYCH I MOSTOWYCH
ul. Kołłątaja 9/7, 31-502 Kraków tel/fax(012) 421-29-23 www.mm-konstrukcje.pl

ZAŁĄCZNIK 2

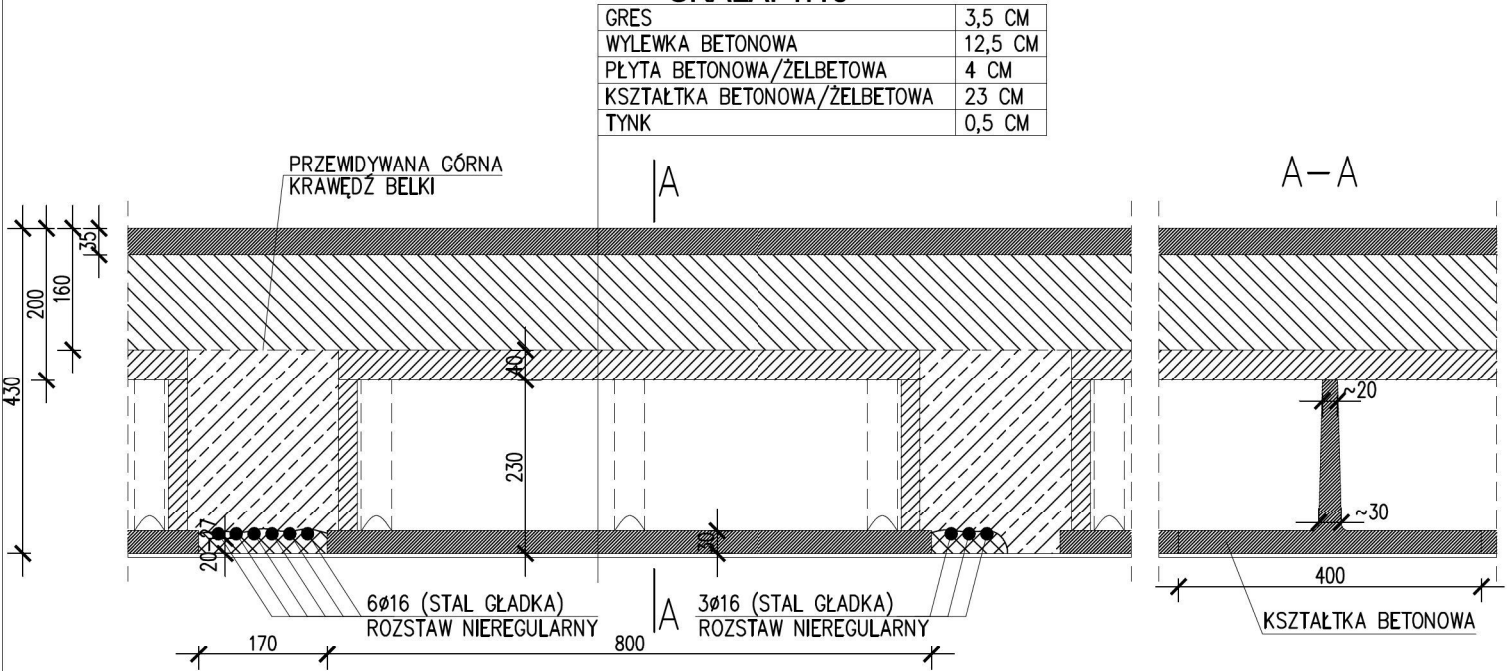
ODKRYWKI

KARTA ODKRYWKI STROPU

NR ODKRYWKI	STROP NAD KONDYGNACJĄ	DATA
ST.1	0	2025-03

RYSUNEK

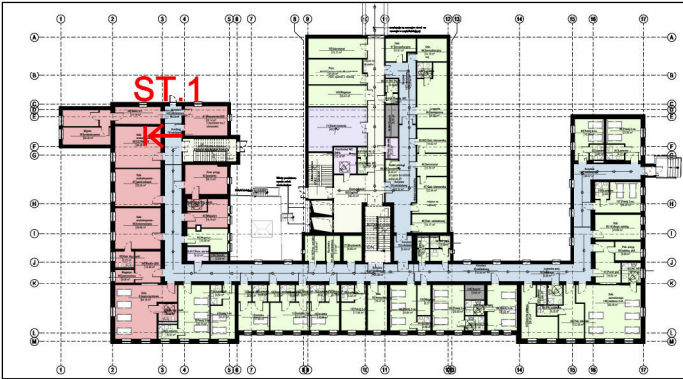
SKALA: 1:10



UWAGI

LEGENDA

LOKALIZACJA ODKRYWKI



FOTOGRAFIE



SPÓD STROPU - ODSŁONIĘTA BELKA STROPOWA

KARTA ODKRYWKI STROPU

NR ODKRYWKI

STROP NAD KONDYGNACJĄ

DATA

ST.2

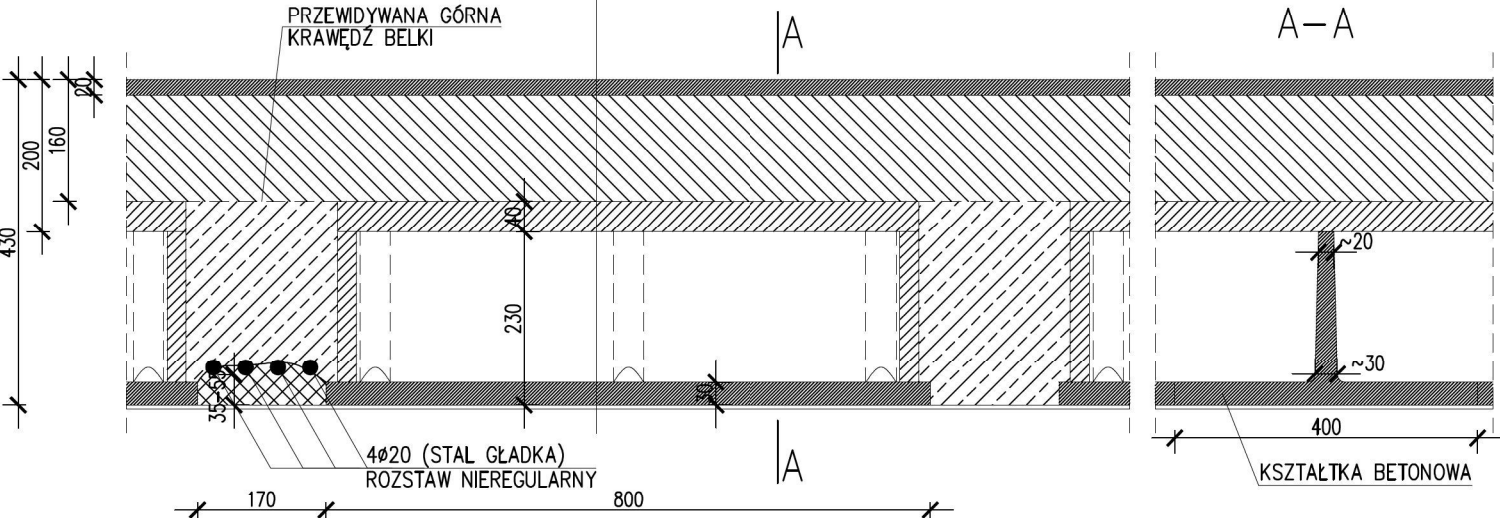
0

2025-03

RYSUNEK

SKALA: 1:10

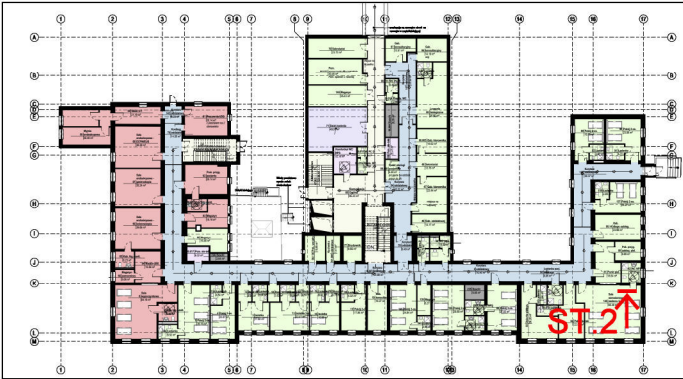
GRES	2 CM
WYLEWKA BETONOWA	14 CM
PLYTA BETONOWA/ŻELBETOWA	4 CM
KSZTAŁTKA BETONOWA/ŻELBETOWA	23 CM
TYNK	0,5 CM



UWAGI

LEGENDA

LOKALIZACJA ODKRYWKI



FOTOGRAFIE



SPÓD STROPU - ODSŁONIĘTA BELKA STROPOWA

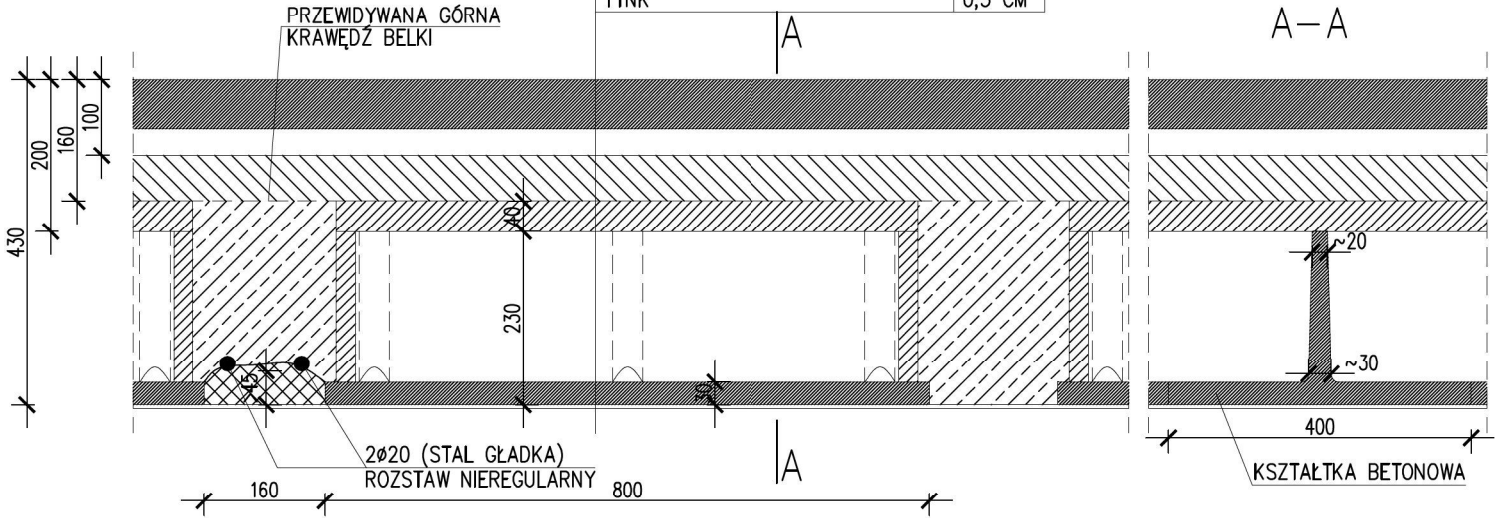
KARTA ODKRYWKI STROPU

NR ODKRYWKI	STROP NAD KONDYGNACJĄ	DATA
ST.3	+1	2025-03

RYSUNEK

SKALA: 1:10

PŁYTA Ceglana	6,5 CM
PUSTKA	3,5 CM
WYLEWKA BETONOWA	6 CM
PŁYTA BETONOWA/ŻELBETOWA	4 CM
KSZTAŁTKA BETONOWA/ŻELBETOWA	23 CM
TYNK	0,5 CM



UWAGI

LEGENDA

LOKALIZACJA ODKRYWKI



FOTOGRAFIE

KARTA ODKRYWKI FUNDAMENTU

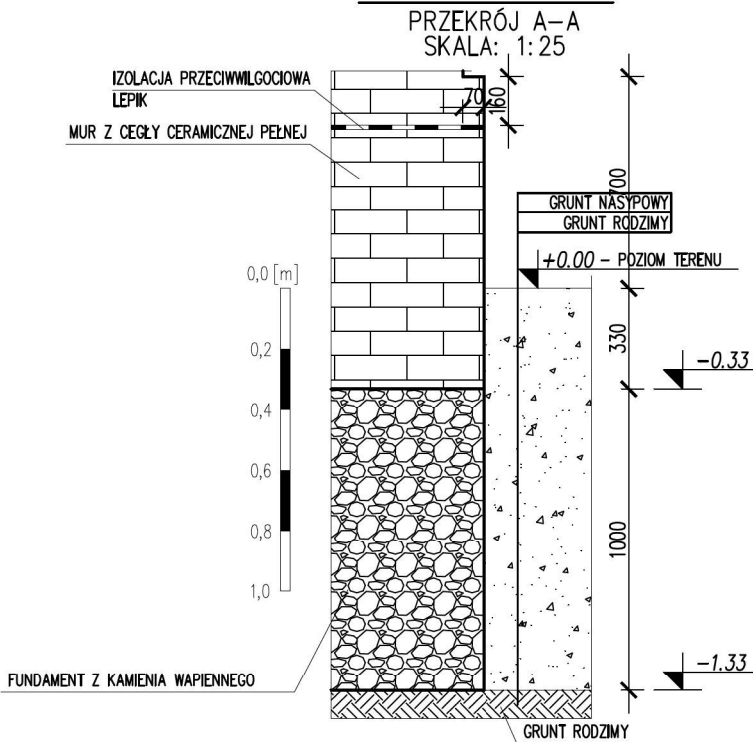
NR ODKRYWKI

F.1

DATA

2025-03

RYSUNEK

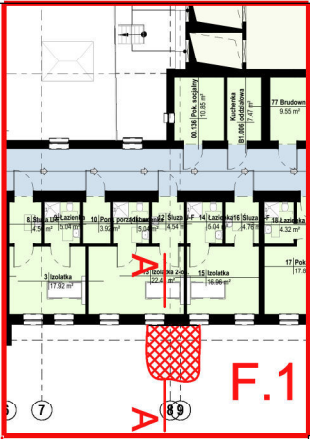


UWAGI

LEGENDA

* – WARTOŚĆ PRZYBLIŻONA NIEPOTWIERDZONA POMIAREM

LOKALIZACJA ODKRYWKI



OBSZAR A



RZUT KONDYGNACJI 0

FOTOGRAFIE



KARTA ODKRYWKI FUNDAMENTU

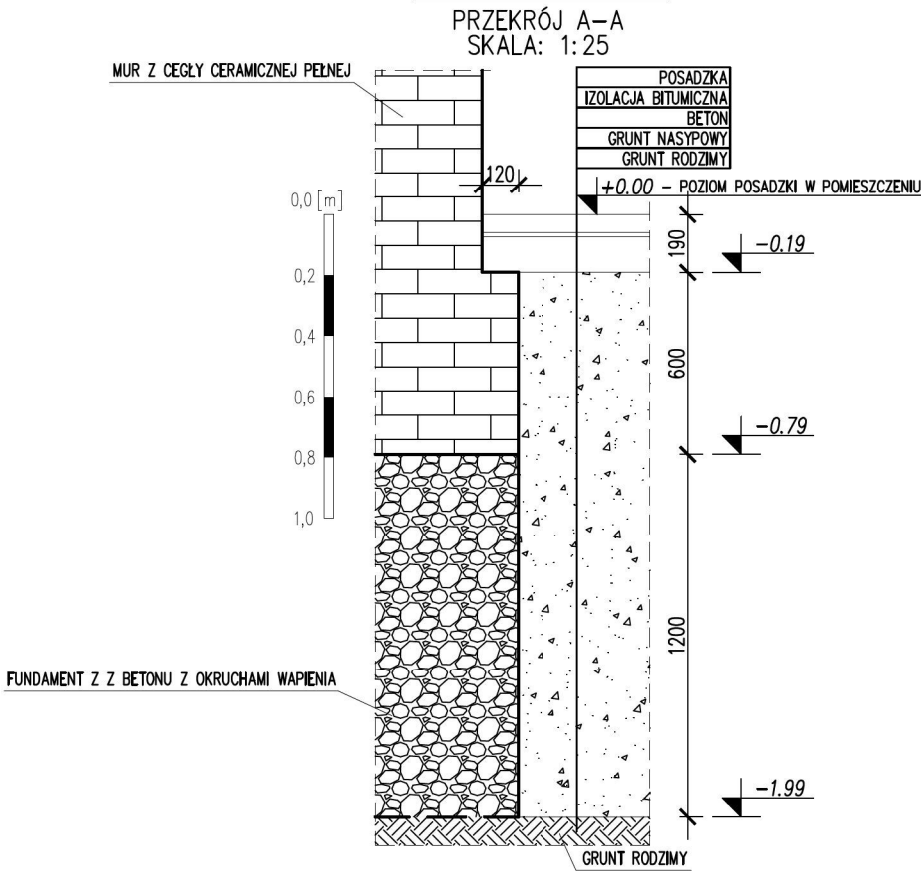
NR ODKRYWKI

F.2

DATA

2025-03

RYSUNEK



UWAGI

LEGENDA

* – WARTOŚĆ PRZYBLIŻONA NIEPOTWIERDZONA POMIAREM

FOTOGRAFIE

LOKALIZACJA ODKRYWKI



OBSZAR A



RZUT KONDYGNACJI 0