

EKSPERTYZA BUDOWLANA

DOTYCZĄCA PRZEMIESZCZEŃ SEGMENTÓW BUDYNKU I DEFORMACJI OKIEN ORAZ ŻALUZJI OKIENNYCH WYDZIAŁU PRAWA I ADMINISTRACJI UNIWERSYTETU ŚLĄSKIEGO, ZLOKALIZOWANEGO W KATOWICACH PRZY UL. BANKOWEJ 11b

OBIEKT: WYDZIAŁ PRAWA I ADMINISTRACJI

UL. BANKOWA 11b
KATOWICE

Autorzy opracowania:

dr inż. Sławomir Kwiecień
Certyfikat Polskiego
Komitetu Geotechniki Nr 0226

Dr inż. Sławomir Kwiecień

Certyfikat Polskiego Komitetu Geotechniki
nr 0226

dr hab. inż. Łukasz Drobiec

Uprawnienia budowlane do projektowania
i kierowania robotami budowlanymi w specjalności
konstrukcyjno-budowlanej bez ograniczeń
nr ewid. SLK/1480/POOK/06 i 744/01
Rzeczoznawca budowlany dec. nr RZE/X/0021/12

Dr hab. inż. Łukasz Drobiec

Rzeczoznawca Budowlany

w specjalności konstrukcyjno-budowlanej obejmującej projektowanie i
kierowanie robotami budowlanymi bez ograniczeń, dec. Nr RZE/X/0021/12

Uprawnienia budowlane

do projektowania i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń w
specjalności konstrukcyjno-budowlanej

Nr ewid. **SLK/1480/POOK/06 i 744/01**

Członek Śląskiej Izby Inżynierów Budownictwa

o nr ewid. **SLK/BO/0384/03** – posiada wymagane ubezpieczenie od
odpowiedzialności cywilnej do 31.07.2015

Członek PZITB, IMS (International Masonry Society)

Katowice, wrzesień 2014

Spis treści

1. Podstawy opracowania.....	3
2. Cel i zakres	5
3. Opis obiektu	7
4. Podłoże gruntowe i jego wzmocnienie.....	14
5. Uszkodzenia obiektu.....	22
6. Wykonane badania.....	29
7. Przyczyny uszkodzeń	36
7.1. Przyczyny wychyleń segmentów budynku.....	36
7.2. Przyczyny uszkodzeń żaluzji weneckich	37
8. Analiza możliwości naprawy i dalszego użytkowania.....	38
8.1. Wpływ wychylenia budynku na jego użytkowanie.....	38
8.2. Wpływ sposobu montażu okien na użytkowanie obiektu	41
9. Wnioski	41
UPRAWNIENIA AUTORÓW EKSPERTYZY.....	43

Załącznik nr 1. Pomiar realizacyjny pochyłu budynku. Autor mgr inż. Adam Wojs

1. Podstawy opracowania

- 1.1. Umowa na opracowanie ekspertyzy.
- 1.2. Projekt budowlany. Wydział Prawa i Administracji Uniwersytetu Śląskiego w Katowicach. Stabil Sp.z.o.o., Katowice ul. Bratków 10/1, autorzy: mgr inż. arch. Jacek Kuś, mgr inż. arch. Tadeusz Orzechowski, mgr inż. arch. Henryk Wilkosz, mgr inż. arch. Magdalena Gwiazdowska, Katowice 1998 r.
- 1.3. Uproszczona dokumentacja geologiczno-inżynierska dla projektowanego budynku Wydziału Prawa i Administracji Uniwersytetu Śląskiego w Katowicach. Geobud, Katowice, ul. Sikorskiego 34, autorzy: mgr inż. Leszek Liberda, mgr Adam Kopński, Katowice, 1998 r.
- 1.4. NB-172/RB-7/99 Analiza projektowa wzmocnienia słabego podłoża budynku Wydziału Prawa i Administracji Uniwersytetu Śląskiego wraz z specjalnymi badaniami gruntów. Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, Katedra Geotechniki, autor: prof. dr hab. inż. Maciej Gryczmański, Gliwice 1999 r.
- 1.5. Powykonawcze rozmieszczenie kolumn i sondowań - rys. nr 1. Na podstawie projektu wzmocnienie podłoża budynku Wydziału Prawa i Administracji Uniwersytetu Śląskiego metodą wibroflotacji. Keller Polska Sp. z o.o. , autor: mgr inż. Grzegorz Dzik, maj 2001 r.
- 1.6. Sprawozdanie z kontrolnych badań stanu zagęszczenia pali żwirowych na terenie realizowanej inwestycji Budynek Wydziału Prawa i Administracji Uniwersytetu Śląskiego w Katowicach przy ul. Bankowej 12 (Etapy I i II). Przedsiębiorstwo Usługowo-Produkcyjne SOIL, Autor mgr inż. Marek Zajdel, Bydgoszcz, kwiecień - maj 2001 r.
- 1.7. Sprawozdanie z próbnego obciążenia kolumny żwirowej nr 520 wykonanej w ramach wzmocnienia podłoża dla posadowienia budynku Wydziału Prawa i Administracji Uniwersytetu Śląskiego w Katowicach, Keller Polska Sp.z.o.o., autor: mgr inż. Grzegorz Dzik, Gdynia, kwiecień 2001.
- 1.8. Protokoły odbioru kolumn kamiennych.
- 1.9. Atesty kruszywa użytego w kolumnach kamiennych.
- 1.10. Wyniki pomiarów geodezyjnych wychyleń elementów budynku (załącznik do niniejszej ekspertyzy). Autor: inż. Adam Wojs, sierpień 2014 r.
- 1.11. Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A.: Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Metodologia, badania polowe, badania laboratoryjne betonu i stali. Wydawnictwo Naukowe PWN. Warszawa 2010 (dodruk 2013).

- 1.12. B. Gil-Kleczeńska: „Odporność obiektów kubaturowych na wpływ eksploatacji górniczych w aspekcie ich użytkowania” Prace Głównego Instytutu Górnictwa. Konferencje nr 3. „Ochrona powierzchni i obiektów budowlanych przed szkodami górniczymi”. Katowice 1997.
- 1.13. B. Gil-Kleczeńska: „Techniczno-ekonomiczne zasady ochrony budynków przed szkodami górniczymi” Prace Głównego Instytutu Górnictwa. Konferencje nr 20. „Ochrona powierzchni i obiektów budowlanych przed szkodami górniczymi”. Katowice 1997.
- 1.14. Instytut Techniki Budowlanej. Praca Naukowo-Uslugowa nr SK-407/OG-591 „Opinia dotycząca prostowania budynków wychylonych na skutek eksploatacji górniczej”. Gliwice 1995.
- 1.15. A. Kowalski, E. Jędrzejec, J. Kwiatek: „Kategorie deformacji terenów górniczych”. IV Dni Miernictwa Górniczego i Ochrony Terenów górniczych. Rybro 1997.
- 1.16. J. Kwiatek i zespół: „Ochrona obiektów budowlanych na terenach górniczych”. Katowice 1997.
- 1.17. M. Kawulok: Ocena właściwości użytkowych budynków z uwagi na oddziaływania górnicze. Prace naukowe Instytutu Techniki Budowlanej. Warszawa 2000.
- 1.18. Gromysz k.: Usuwanie wychyleń budynków. XXIX Ogólnopolskie Warsztaty Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 26-29 marca 2014, Materiały konferencyjne, tom I s. 345-384.
- 1.19. W. Mika, L. Muszyński: ocena dopuszczalnych wychyleń budynków mieszkalnych na terenach górniczych z uwagi na bezpieczeństwo konstrukcji. Bezpieczeństwo o Ochrona Środowiska w Górnictwie. 3(199)/2011 str. 10-15.
- 1.20. Gromysz K.: Prostowanie 11-kondygnacyjnego budynku mieszkalnego wychylonego z pionu. Inżynieria i Budownictwo. 1/2007, s. 10-14.
- 1.21. Gromysz K.: Prostowanie budynków wychylonych z pionu. XXI Ogólnopolska Konferencja. Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji. Szczyrk, 8-11 marca 2006 r. Tom 1, str. 287-317.
- 1.22. Gromysz K.: O metodach eliminowania wychyleń obiektów budowlanych. Inżynieria i Budownictwo. 6/2006, s. 302-307.
- 1.23. Instrukcja ITB nr 364/2007: Wymagania techniczne dla obiektów wznoszonych na terenach górniczych. Warszawa 2007.
- 1.24. Wizje lokalne i pomiary prowadzone w sierpniu i wrześniu 2014.
- 1.25. Informacje uzyskane od użytkowników obiektu.

2. Cel i zakres

W budynku Wydziału Prawa i Administracji zaobserwowano symptomy przesunięcia w poziomie konstrukcji rotundy holu głównego oraz odspojenia ścianek działowych od łoża ścian nośnych zewnętrznych. Było to powodem zlecenia niniejszej ekspertyzy. Przeprowadzone w ramach ekspertyzy badania wykazały jednak, że przemieszczeniom uległy poszczególne segmenty obiektu, a nie sama rotunda. Ekspertyza dotyczy zatem wzajemnych przemieszczeń segmentów budynku Wydziału Prawa i Administracji Uniwersytetu Śląskiego. Budynek Wydziału usytuowano przy ul. Bankowej 11b w Katowicach.

Drugi, niezwiązany z przemieszczeniami, temat objęty zakresem ekspertyzy to deformacja okien i metalowych żaluzji okiennych – zewnętrznych.

W zakres ekspertyzy wchodzi:

- ▣ wizje lokalne i badania na obiekcie,
- ▣ analiza dokumentacji istniejącej,
- ▣ opis obiektu,
- ▣ opis podłoża gruntowego i projektowanego sposobu posadowienia,
- ▣ opis uszkodzeń,
- ▣ analiza przyczyn powstania uszkodzeń,
- ▣ wnioski i wytyczne dotyczące dalszej eksploatacji.

Lokalizację budynku Wydziału Prawa i Administracji UŚ pokazano na rys. 1, a widok jego elewacji frontowej na rys. 2.



Rys. 1. Lokalizacja budynku Wydziału Prawa i Administracji UŚ



Rys. 2. Widok elewacji frontowej Wydziału Prawa i Administracji UŚ

3. Opis obiektu

Budynek Wydziału Prawa i Administracji jest to cztero i pięciokondygnacyjny obiekt o rzucie opisanym na połowie elipsy o półosi małej równej 41,4 m i półosi wielkiej 60,15 m. Obiekt jest podpiwniczony, a w kondygnacji podziemnej usytuowano garaże. W bryle budynku wydzielono 4 segmenty dylatacjami o szerokości 10 cm. W części środkowej wyodrębniono hol wejściowy na bazie koła o średnicy 19,2 m, do którego przylegają 3 segmenty stanowiące wycinki elipsy. Wysokość projektowanego budynku wynosi 17,7 i 23,3 m. Przy budynku, od strony północno-zachodniej, znajduje się budynek techniczny, który stanowi niezależny obiekt, oddylatowany od przedmiotowego budynku.

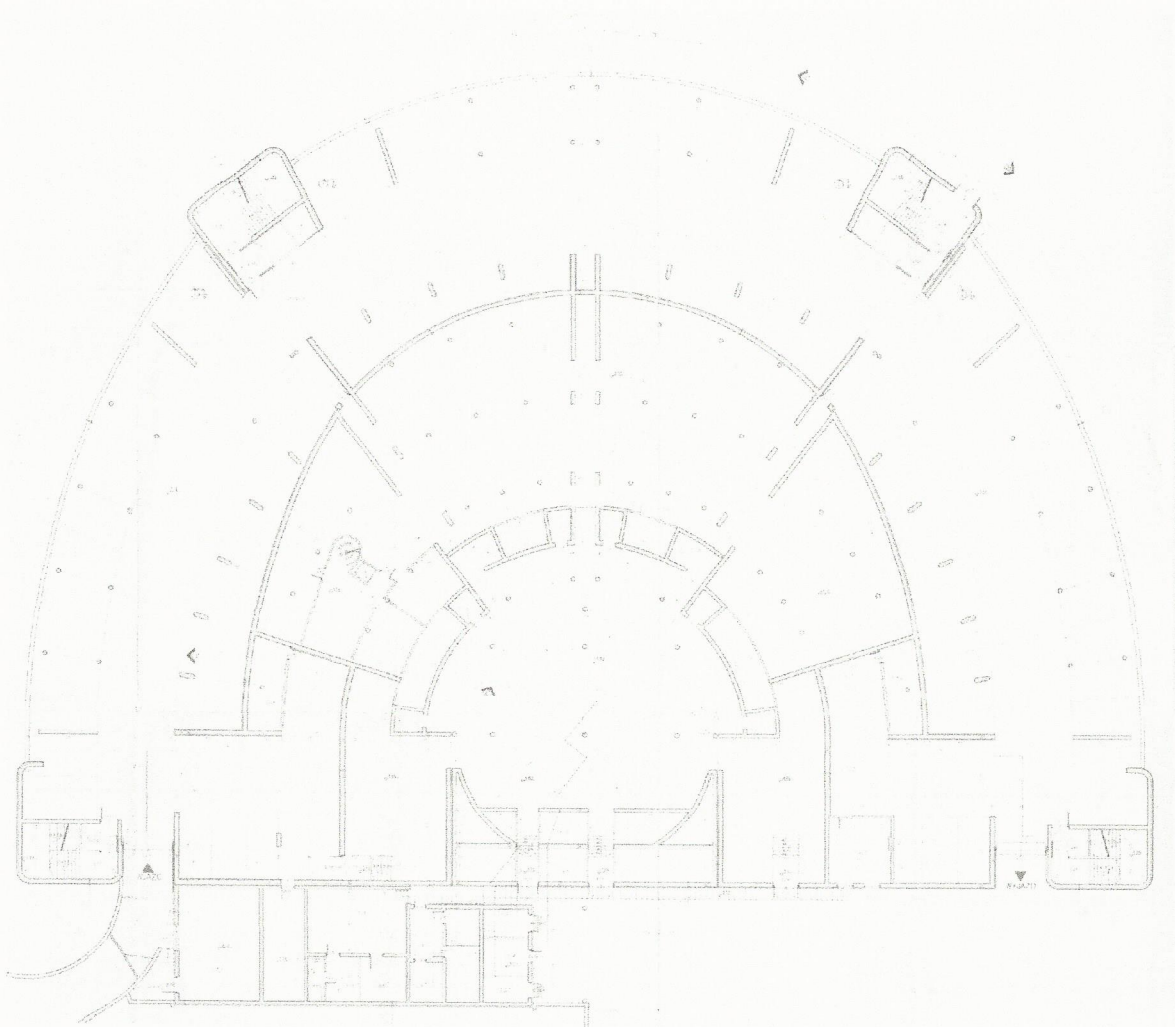
Konstrukcję nośną segmentu holu stanowią stalowe słupy rurowe oraz dwa pylony żelbetowe o przekroju zbliżonym do trójkątnego i ścianach grubości 30 cm. Na pylonach i na słupach zamocowano pierścień rozporowy, na którym wsparto konstrukcje przekrycia dachu - ułożone promieniście belki z drewna klejonego. Przekrycie dachu stanowi blacha. W projekcie przyjęto stal konstrukcyjną gatunku St3S i R45 oraz drewno klejone klasy KL33.

Konstrukcja pozostałych segmentów jest żelbetowa o układzie ścianowym i ramowym słupowo-ryglowym. Zastosowano ściany o grubości 30 cm i słupy okrągłe o średnicy 30, 35 i 40 cm. Stropy kolejnych kondygnacji wykonano jako żelbetowe monolityczne grubości 15 i 20 cm, krzyżowozbrojone, wsparte na układzie belek nośnych. Stropy nad audytoriami wykonano jako stalowe słupowo-belkowe z tężnikami podłużnymi i poprzecznymi. Elementy stalowe opierano na ścianach i na ruszcie żelbetowym. Konstrukcję nośną dachu wykonano w stropodachu niewentylowanego na płycie żelbetowej. Pokrycie dachu - papa termozgrzewalna. Konstrukcję zaprojektowano wykonać z betonu klasy B25, stali klasy A-III i A-0.

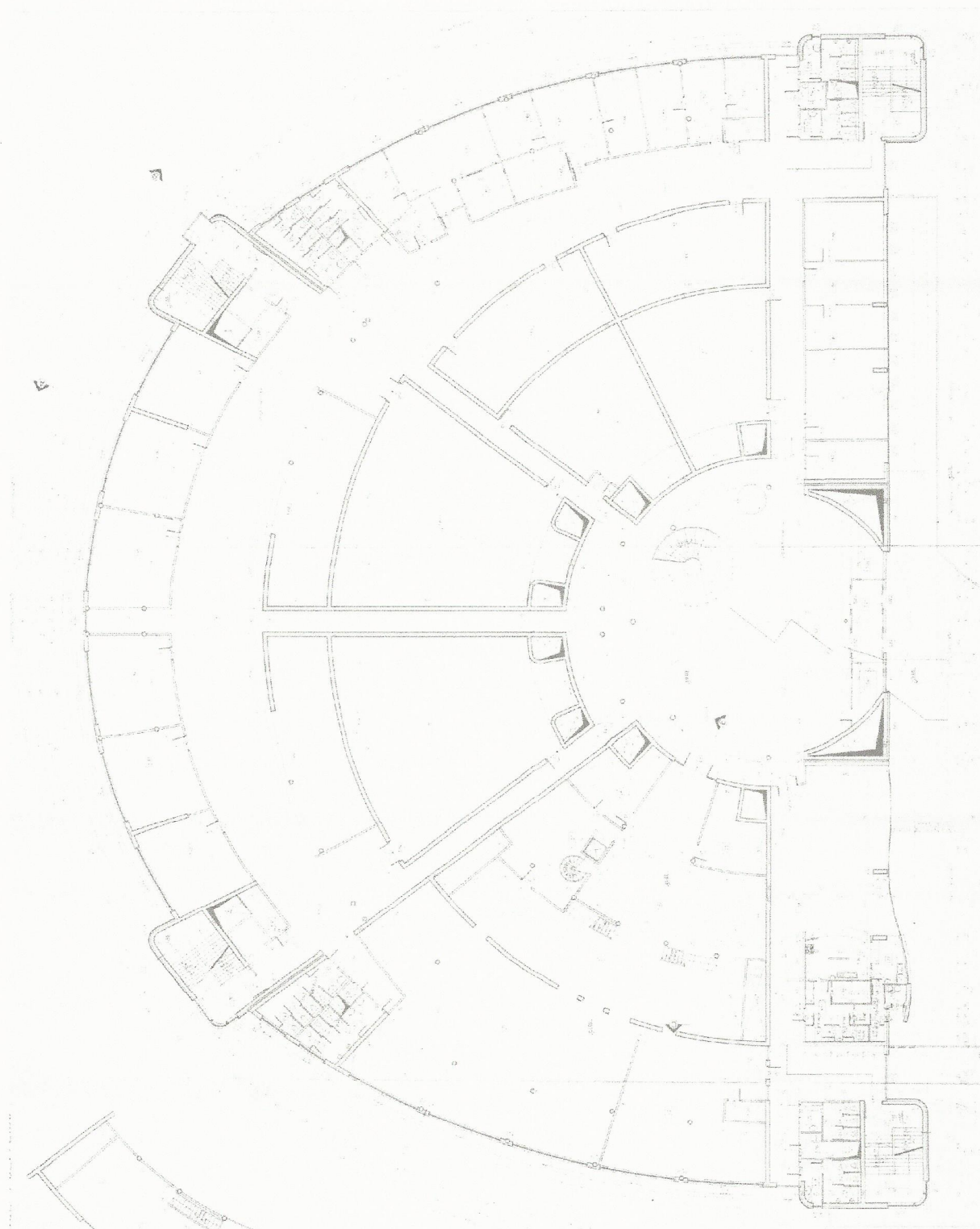
W budynku zabudowano cztery klatki schodowe o konstrukcji żelbetowej monolitycznej, ponadto w holu z poziomu parteru na pierwsze piętro zabudowano schody kręcone o konstrukcji stalowej. Komunikacja między piętrami możliwa jest dodatkowo przez długie klatki schodowe zabudowane promieniście w korytarzach między salami audytoryjnymi. W budynku znajduje się przeszklona winda, usytuowana w holu. Dodatkowo zaprojektowano dwie windy przy klatkach schodowych w okolicy wewnętrznych dylatacji między segmentami.

Budynek posadowiono na płycie żelbetowej grubości 30-50 cm, wzmocnionej rusztem belkowym, na specjalnie wzmocnionym podłożu gruntowym (opis podłoża i jego wzmocnienia zamieszczono w punkcie 4 ekspertyzy). Posadowienie zaprojektowano na dwóch poziomach - 4,9 m i - 6,25 m. Pod dylatacjami zaprojektowano ławy dylatacyjne. Przestrzenie między żebrami rusztu fundamentowego zaprojektowano wypełnić piaskiem, stanowiącym podłoże posadzki pomieszczeń piwnicznych.

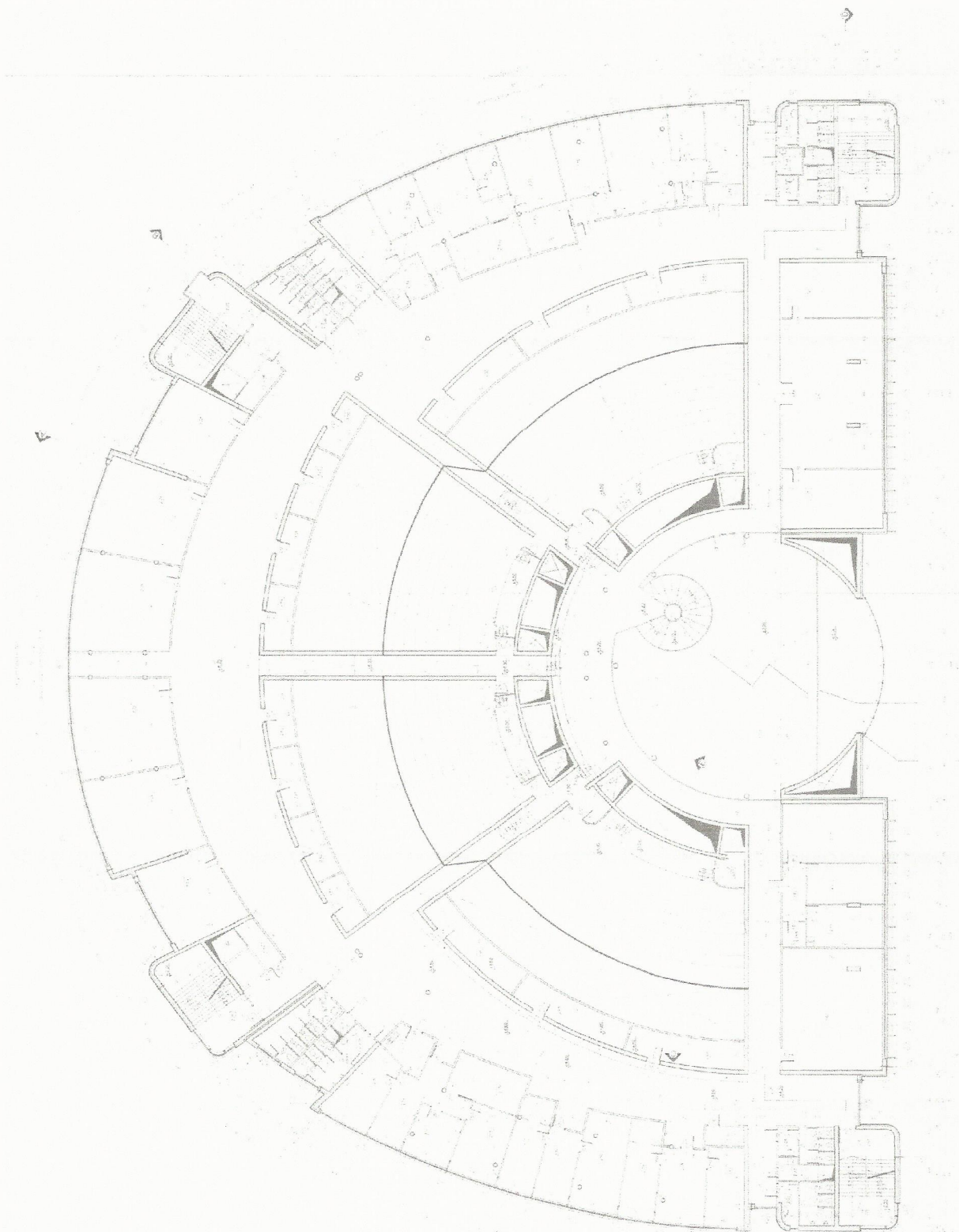
Na rys. 3, 4 i 5 pokazano rzuty przyziemia parteru i I pietra, natomiast na rys. 6 i 7 pokazano dwa przekroje obiektu.



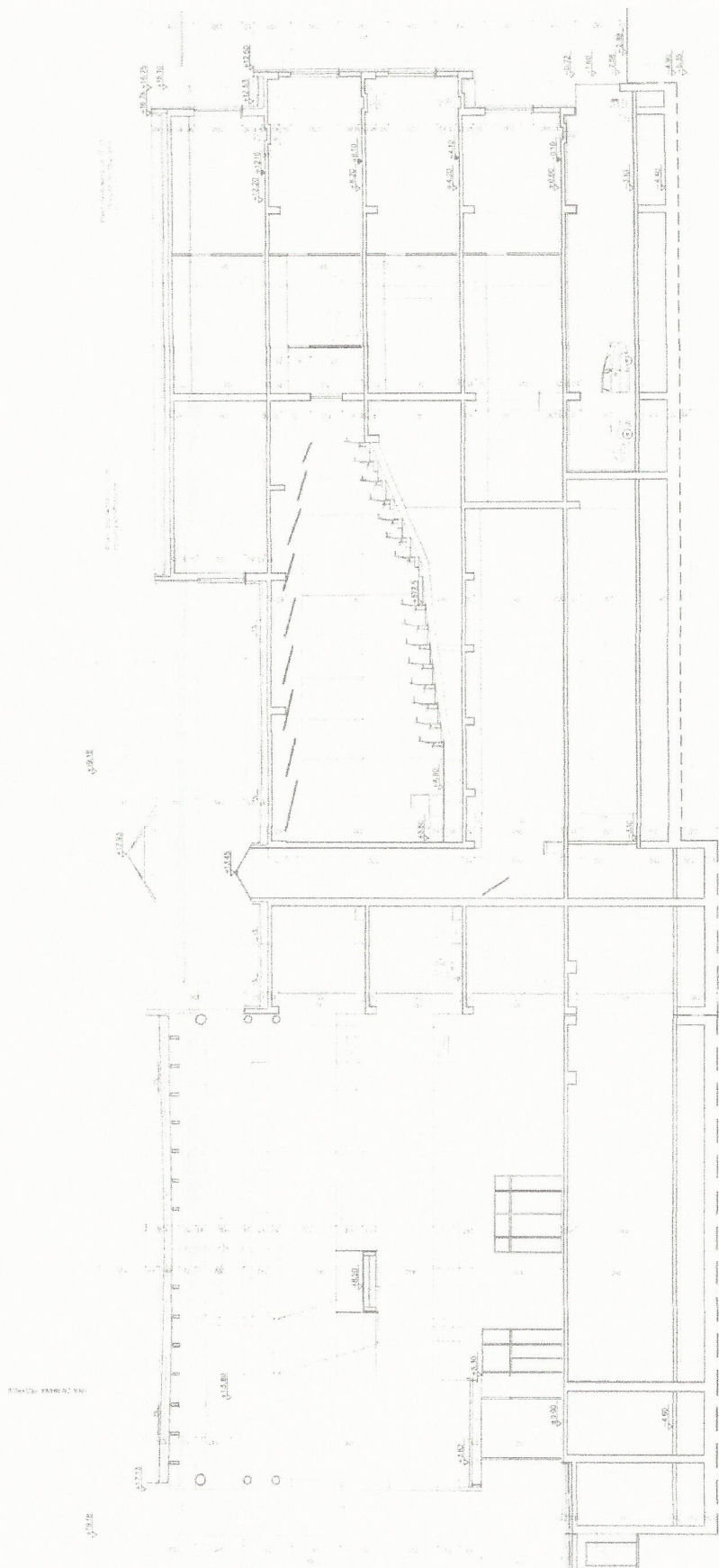
Rys. 3. Rzut przyziemia [1.2]



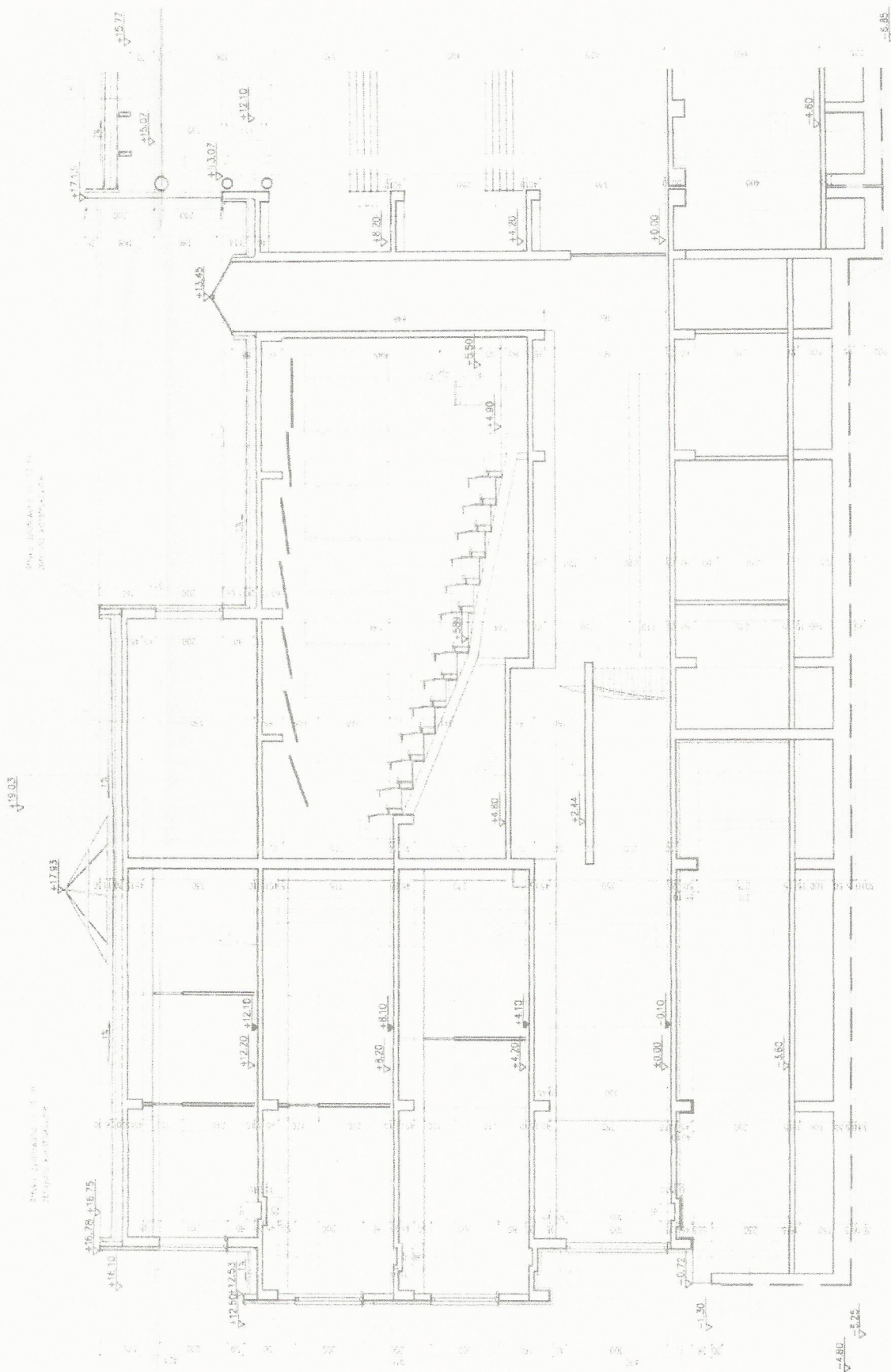
Rys. 4. Rzut parteru [1.2]



Rys. 5. Rzut I piętra [1.2]



Rys. 6. Przekrój A-A [1.2]



Rys. 7. Przekrój E-E [1.2]

W projekcie [1.2] przyjęto następując obciążenia: śniegiem strefa I (wg PN-B-02010:1980), wiatrem strefa I (wg PN-B-02011:1977), oraz obciążenia użytkowe:

- ▣ pomieszczenia biurowe (dziekanty) - 2,0 kN/m²,
- ▣ audytoria, aule, sale zebrań, kawiarnia - 3,0 kN/m²,
- ▣ biblioteka, archiwa - 5,0 kN/m²,
- ▣ maszynownia dźwigów - 5,0 kN/m²,
- ▣ galeria loggie wspornikowe - 4,0 kN/m²,
- ▣ korytarze i hol - 3,0 kN/m²,
- ▣ klatki schodowe - 4,0 kN/m².

Dodatkowo przyjęto obciążenie:

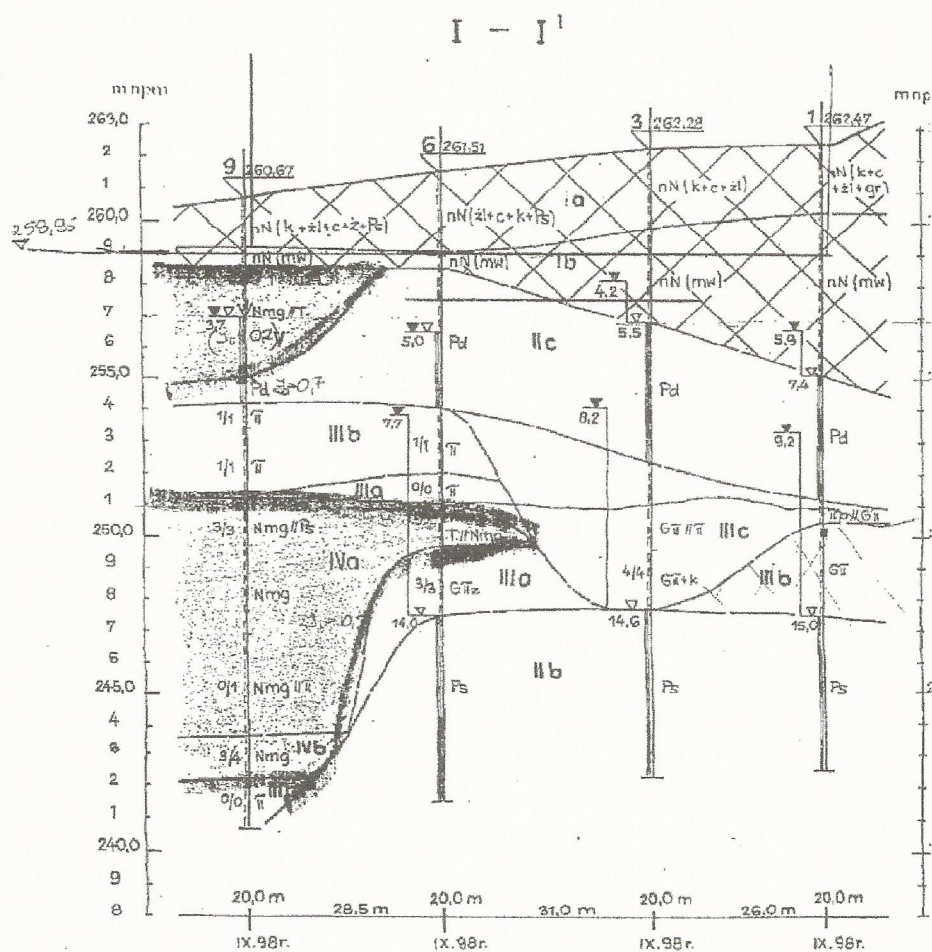
- ▣ stropem podwieszonym w audytoriach - 0,5 kN/m²,
- ▣ stropem podwieszonym w pozostałych pomieszczeniach - 0,2 kN/m²,
- ▣ obciążenie posadzki w garażu (samochody osobowe) - 3 kN/m².

W projekcie [1.2] przyjęto okna aluminiowe, spełniające wymogi izolacji akustycznej, izolacji termicznej i przenoszące obciążenia wiatrem zgodnie z PN-B-02151-03:1987, PN-B-02020:1991 i PN-B-02011:1977. W projekcie zamieszczono uwagę, aby okna posiadały stosowane świadectwa i badania ITB. Zalecano, aby montaż odbywał się zgodnie z instrukcją producenta. Zamieszczono również zapis: "z uwagi na występowanie pasów okiennych o znacznych długościach, należy przewidzieć systemowe dylatacje technologiczne. Obróbki, uszczelnienia i wykończenia systemowe".

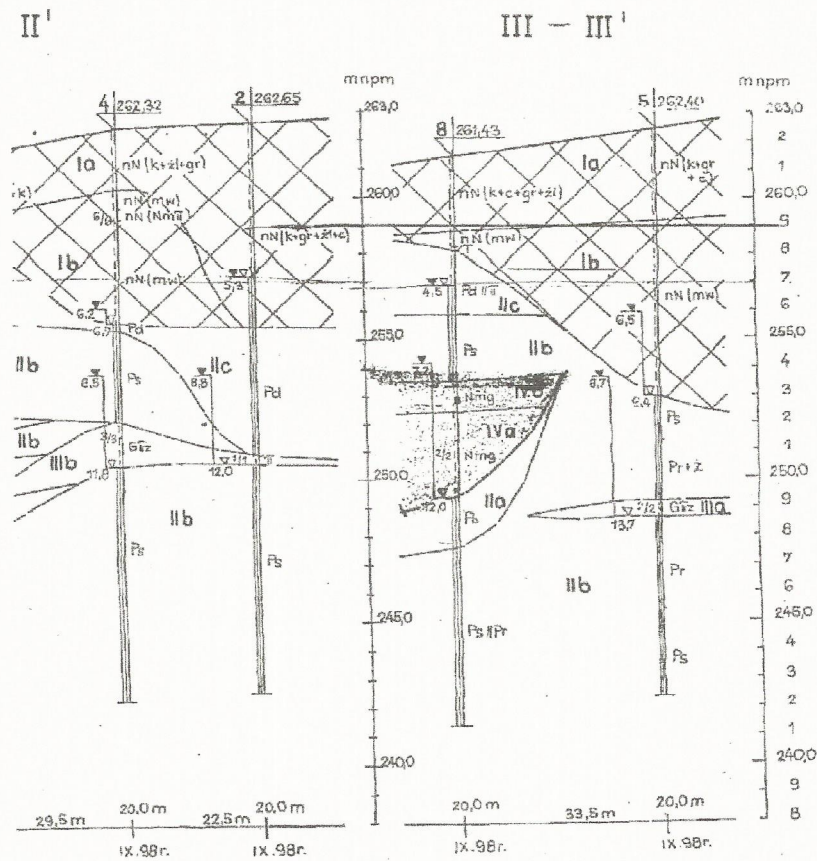
W projekcie [1.2] przyjęto wyposażyć budynek w żaluzje zewnętrzne (weneckie) w kolorze ślusarki okiennej. Zalecono montaż żaluzji równoległe z pracami elewacyjnymi. Przyjęto, że kasety żaluzji ukryte będą w warstwach izolacji. Dopuszczono ręczny i mechaniczny napęd żaluzji. Od strony zachodniej zaprojektowano stałe żaluzje aluminiowe, mocowane do własnej konstrukcji wsporczej.

4. Podłoże gruntowe i jego wzmocnienie

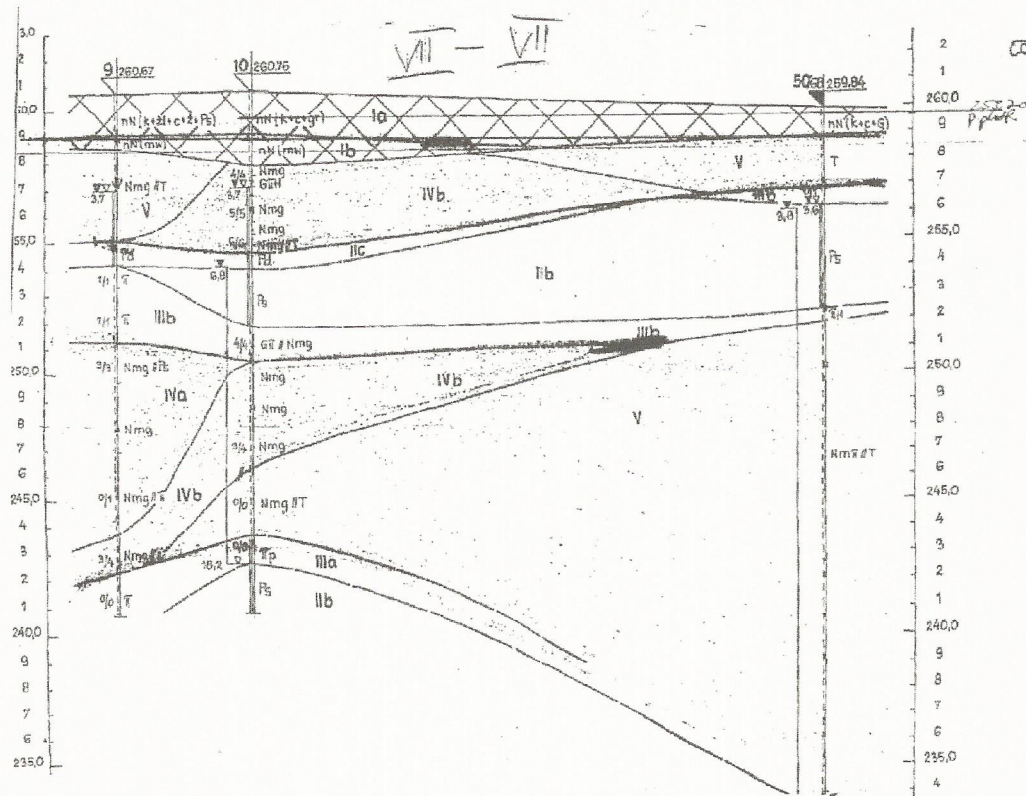
Na potrzeby projektu [1.2] wykonano uproszczoną dokumentację geologiczno-inżynierską [1.3], w ramach której wykonano 10 odwiertów o głębokości około 20 m. Stwierdzono, że grunt budują utwory czwartorzędowe. W spągu wykonanego profilu terenu występują ility przykryte serią piasków różnoziarnistych, pospółek, otoczaków i żwirów. Bezpośrednio nad nimi zalega seria osadów gliniastych i organicznych. Osady organiczne nawiercono w strefie od strony południowej (od strony rzeki Rawa). Sumaryczna miąższość torfów i namułłów wynosi 12,5 m (otwór nr 9), 10 m (otwór nr 10) i 4,2 m (otwór nr 8). W kierunku północnym miąższość warstw organicznych maleje i zanika, ustępując osadom gliniastym reprezentowanym przez pyły, gliny pylaste, i gliny pylaste zwięzłe. Część terenu przekryta była nasypami o miąższości 1,9 do 9,4 m. Na rys. 8-11 pokazano przekroje geotechniczne uzyskane z badań.



Rys. 8. Przekrój geotechniczny I-I [1.3]



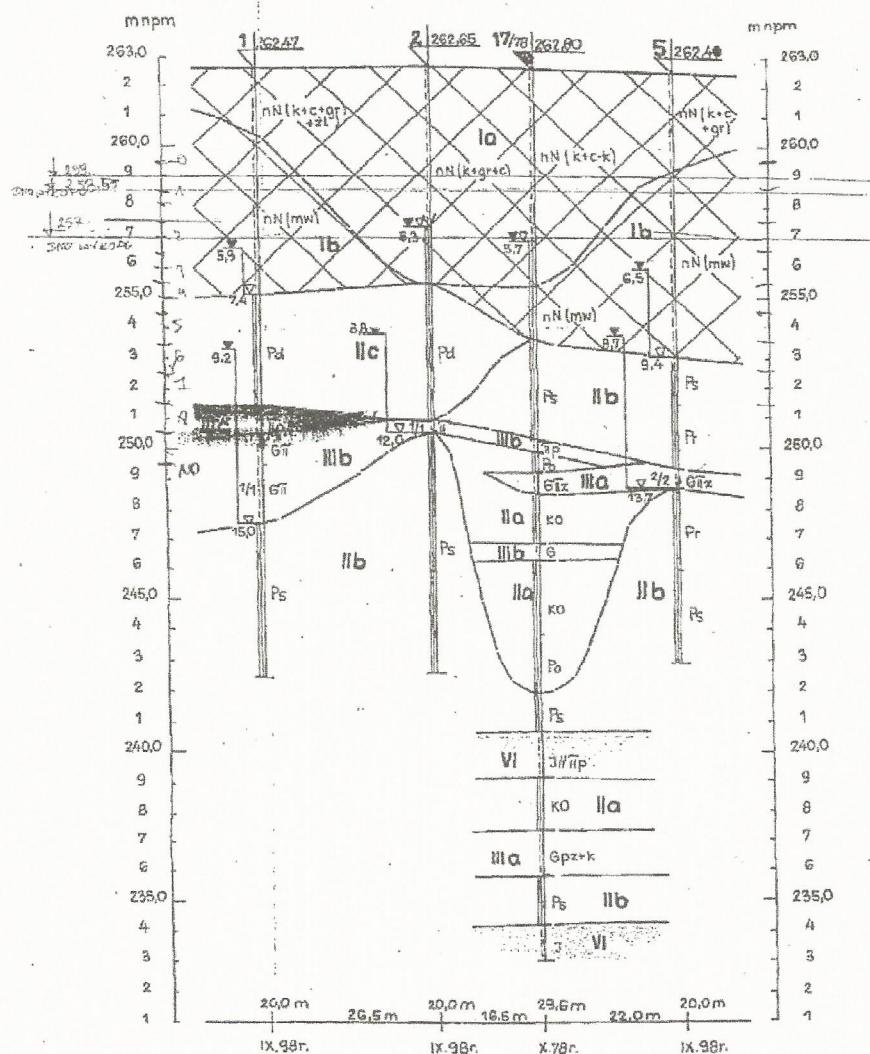
Rys. 9. Przekroje geotechniczne II-II i III-III [1.3]



Rys. 10. Przekrój geotechniczny VII-VII [1.3]

6

IV - IV'



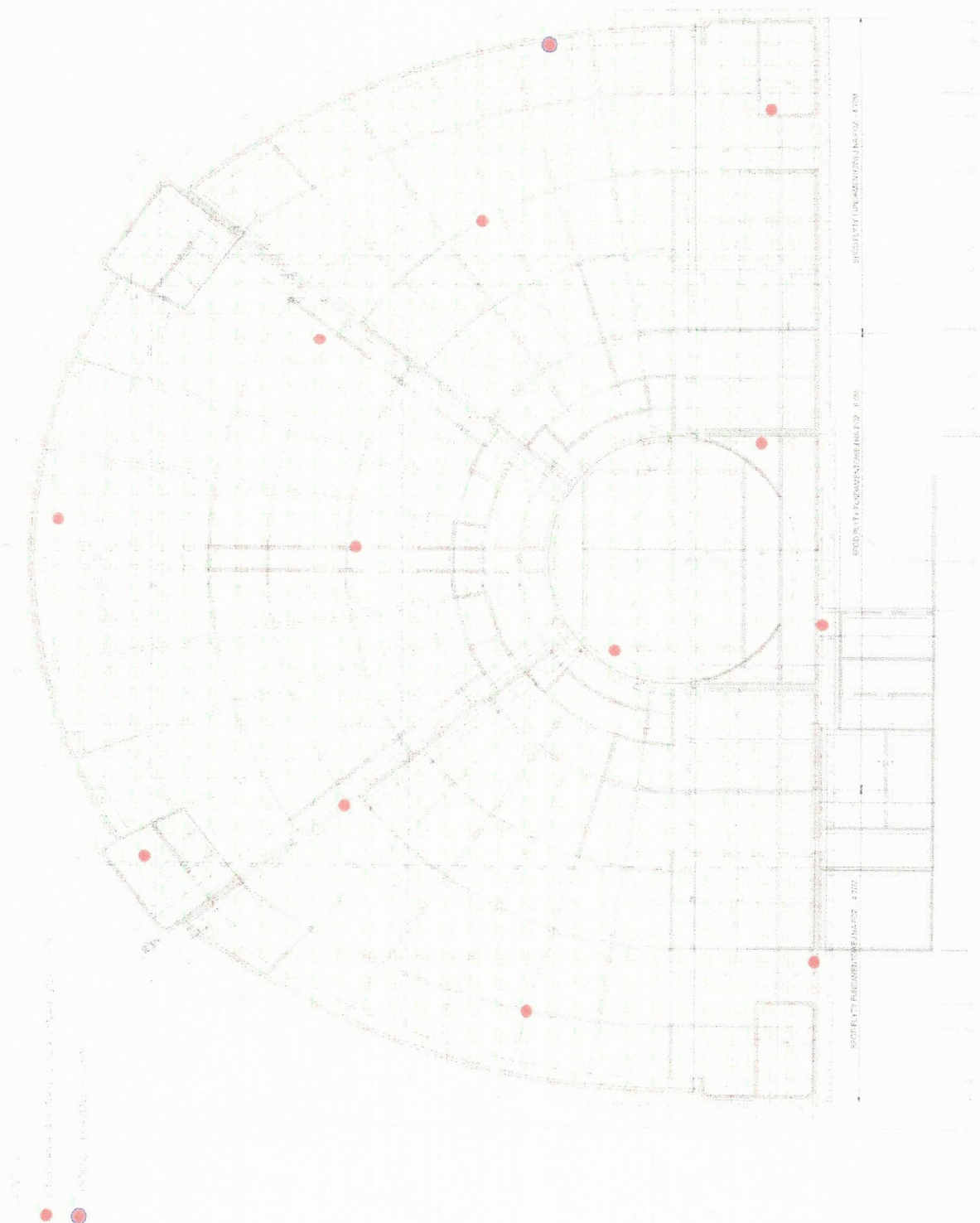
Rys. 11. Przekrój geotechniczny IV-IV [1.3]

Podłoże gruntowe pod przedmiotowym budynkiem ma więc bardzo niekorzystne ukształtowanie. W dokumentacji geologiczno-inżynierskiej [1.3] zalecono rozważenie zmiany usytuowania budynku w obszarze, gdzie podłoże gruntowe pod całym jego obrysem miałoby podobny układ. Alternatywnie dopuszczono posadowienie poza obszarem gruntów organicznych, pod warunkiem wymiany nasypów niebudowlanych na nasyp budowlany.

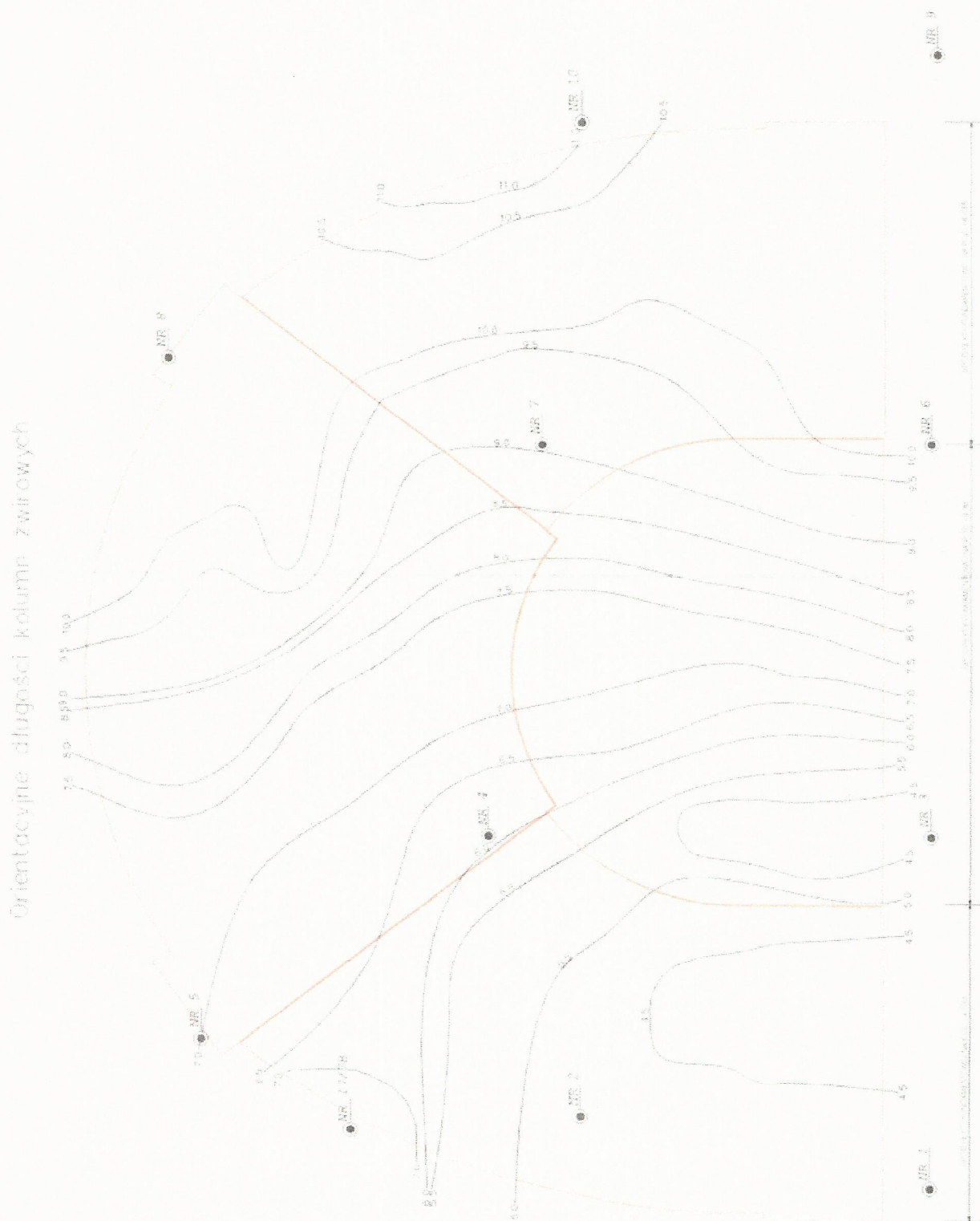
W projekcie [1.3] podano, że wzmocnienie gruntu powinno zapewnić przyjęcie obciążeń na poziomie 165 kN/m^2 . Ponieważ postawiono posadowić budynek w pierwotnie zakładanej lokalizacji zlecono Katedrze Geotechniki Politechniki Śląskiej wykonanie analizy wzmocnienia

słabego podłoża [1.4]. W pracy tej wykluczono możliwość posadowienia bezpośredniego, gdyż przy takim posadowieniu mogłoby dojść do nierównomiernych osiadań i obrotów poszczególnych segmentów. Sprzyja temu zmienna grubość nasypu z mułu węglowego (przekrój I-I - rys. 8) - różnica osiadań może tu wynosić nawet 20 cm. W związku z tym w pracy zalecono [1.4] zalecono wzmocnienie podłoża gruntowego przez wykonanie kolumn kamiennych. Dokumentacja [1.4] zawiera również wstępny projekt kolumn kamiennych. Przyjęto w nim, że przed przystąpieniem do wibrowymiany wykona się wykop o głębokości 1,0-3,0 m. Projektowane długości kolumn kamiennych uwzględniają ich zagłębienie w warstwach nośnych na 30 cm. W okolicy otworów nr 9 i 10 dopuszczono możliwość zakończenia kolumn w warstwie namułu gliniastego, gdy jego wytrzymałość natychmiastowa przekracza 100 kPa. Przyjęto, że maksymalne obciążenie głowicy kolumny ma wynosić 514 kPa, z czego znaczna część zostanie przekazana na otoczenie przez pobocznice. Łączna długość wszystkich kolumn powinna wynosić 9080 m, a średnia długość kolumny 7,6 m. W pracy zalecono, aby formowanie kolumn kamiennych zlecić Katowickiemu Przedsiębiorstwu Budownictwa Przemysłowego "Budus" S.A. Zalecono ponadto, aby po wykonaniu kolumn kamiennych przeprowadzić badania kontrolne obejmujące próbne obciążenia trzech wytypowanych kolumn i jedno obciążenie układu 3 kolumn. Zalecono również monitoring osiadań w trakcie wznoszenia obiektu i w pierwszym okresie jego eksploatacji.

Projekt wzmocnienia podłoża gruntowego i jego wykonanie zlecono firmie Keller Polska Sp. z o.o. Administrator obiektu nie dysponuje niestety projektem wzmocnienia. Autorom ekspertyzy udostępniono tylko dokumentację powykonawczą, z której wynika, że pod budynek wykonano 1187 szt. punktów wibroflotacji oraz kolumn żwirowych KSS o łącznej długości 8544,7 mb. Lokalizację kolumn pokazano na rys. 12. Na rys. 13 pokazano orientacyjną mapę długości wykonanych kolumn żwirowych oraz miejsca odwiertów wykonanych na potrzeby dokumentacji [1.3]. W dokumentacji powykonawczej zamieszczono metryki wykonania każdej kolumny (obejmujące datę wykonania, zagłębienie wibratora, długość trzonu kolumny, ilość zużytego kruszywa), a dla kolumn, w których stosowano wibrator z rdzeniowym podawaniem kruszywa w dokumentacji powykonawczej zamieszczono wydruki z automatycznego rejestratora.

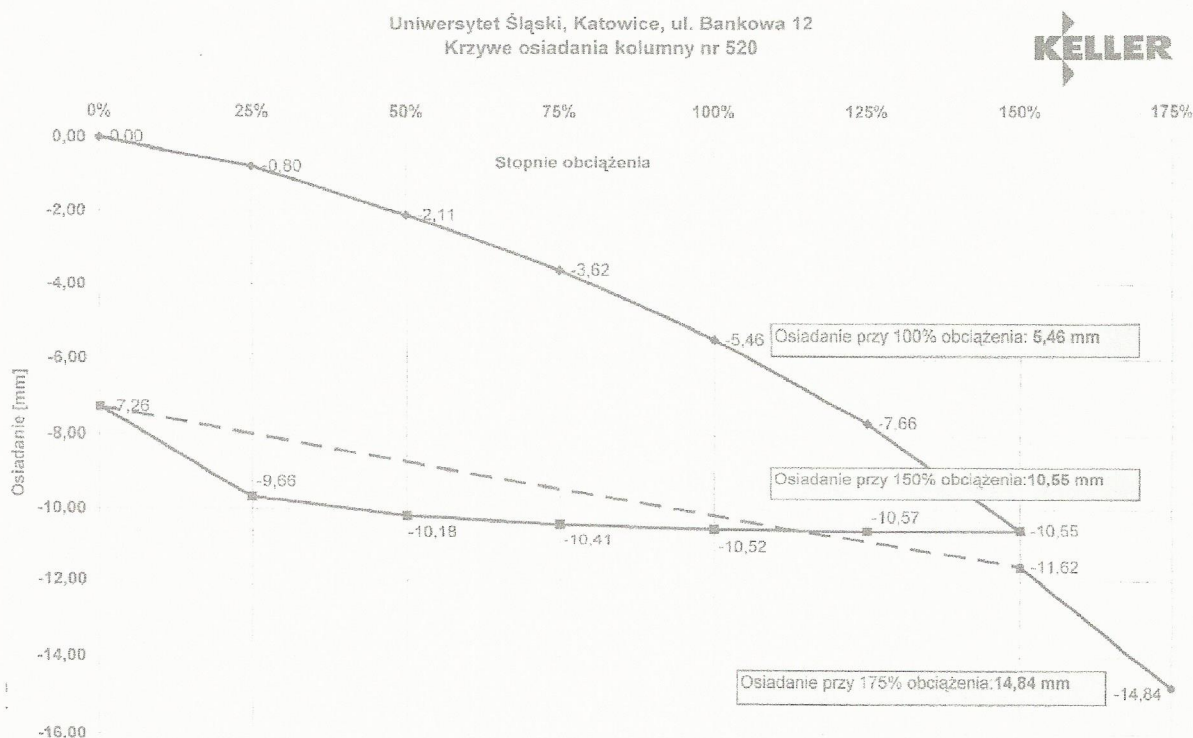


Rys. 12. Lokalizacja kolumn kamiennych wraz z zaznaczeniem miejsc badania sondom dynamiczną (czerwone koła) i miejsc próbnego obciążenia (czerwone koło z niebieskim okręgiem) [1.5]

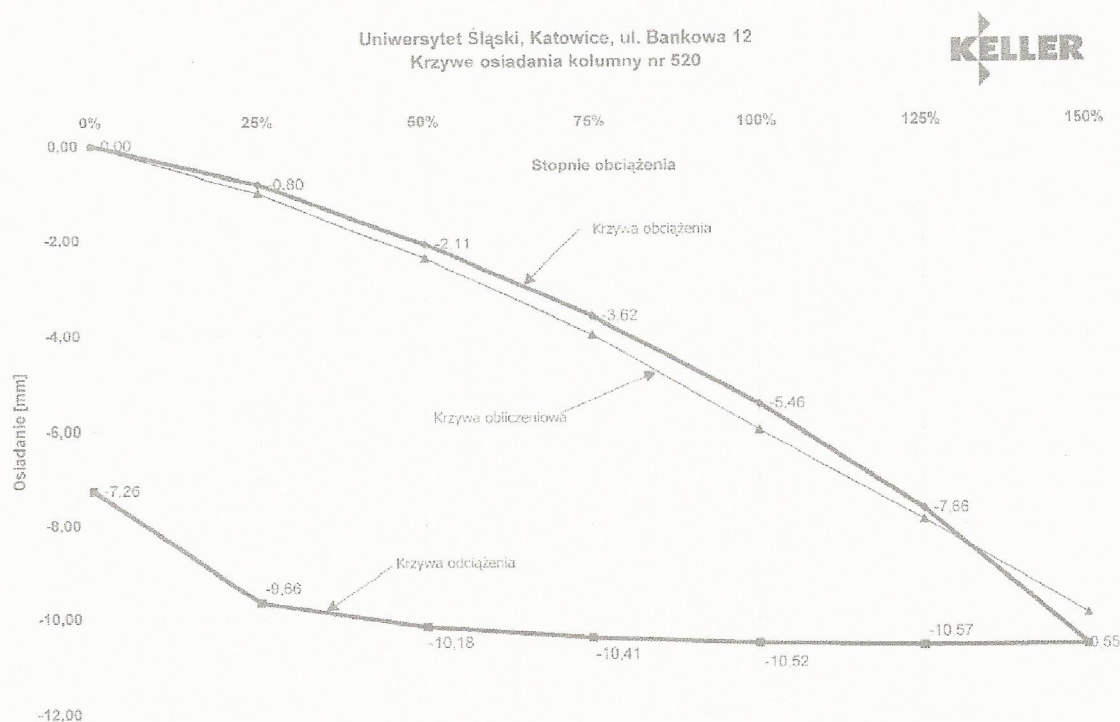


Rys. 13. Orientacyjna mapa długości kolumn kamiennych oraz miejsca odwiertów wykonanych na potrzeby dokumentacji [1.3] - wg rys. [1.5]

Po wykonaniu kolumn kamiennych przeprowadzono próbne obciążenie jednej kolumny (nr 520 - rys 12) i kontrolę stopnia zagęszczenia 9 kolumn metodą sondowań sondą dynamiczną SD-30. W próbnym obciążeniu kolumny nr 520 przyjęto, na podstawie metody Priebego, że kolumny wewnętrzne przenoszą 60% obciążenia, a kolumny zewnętrzne (w tym kolumna nr 520) 80% obciążenia kolumn wewnętrznych [1.7]. W ten sposób przyjęto, że obciążenie równe rzeczywistemu wyniesie 194 kN na jedną kolumnę. Badanie prowadzono w dwóch cyklach: cykl pierwszy obejmował obciążenie do poziomu 150% przyjętego obciążenia na jedną kolumnę, następnie, po odciążeniu zrealizowano drugi cykl obciążenia do poziomu 175% przyjętego obciążenia na jedną kolumnę. Przy poziomie 175% przyjętego obciążenia uzyskano poziom przejmowania obciążenia przez kolumnę równy 138,6 kN/m². W projekcie [1.2] jako poziom przejmowania obciążeń przyjęto 165 kN/m². Na rys. 14 pokazano krzywe osiadania kolumny nr 520, a na rys. 15 krzywą uzyskaną z cyklu pierwszego badań porównano z wynikami obliczeń metodą Priebego (przy użyciu programu VIBRI).



Rys. 14. Krzywe osiadań w dwóch cyklach obciążenia [1.7]



Rys. 15. Porównanie krzywej osiadań pierwszego cyklu obciążenia z wynikami obliczeń [1.7]

W sprawozdaniu z badań obciążenia próbnego kolumny nr 520 [1.7] podano następujące wnioski:

- pomierzone całkowite osiadanie kolumny skrajnej przy charakterystycznym obciążeniu projektowym równym (194 kN) wyniosło 5,46 mm. Osiadanie to mieści się w zakresie obserwowanych i akceptowanych wyników badań pojedynczych kolumn żwirowych.
- Kształt krzywej osiadania wskazuje, że przy poziomie 175% charakterystycznego obciążenia projektowego (340 kN) nie osiągnięto fazy zniszczenia kolumny.
- Z dużym zapasem bezpieczeństwa można przyjąć, że osiadanie kolumny wewnętrznej w rejonie otworu nr 10, przy jej obciążeniu projektowym wynoszącym 242 kN nie przekroczy osiadania 7,6 mm pomierzonego dla kolumny skrajnej (125%).
- Pomierzone osiadania kolumny skrajnej okazały się niższe o ok. 20% od obliczonych dla warunków próbnego obciążenia i warunków gruntowych przyjętych na podstawie dokumentacji geologicznej. Oznacza to, że parametry odkształceniowe podłoża stwierdzone w trakcie badania są korzystniejsze niż przyjęte na podstawie dostępnej dokumentacji geologicznej.

Jako dodatkowy wniosek w sprawozdaniu [1.7] podniesiono, że maksymalne całkowite osiadania płyty fundamentowej budynku, przy przyjęciu niekorzystnych warunków gruntowych w rejonie odwiertu nr 10, nie powinny przekroczyć 7-10 cm. Stwierdzono, że znaczna część całkowitego osiadania (co najmniej 50%) wystąpi w trakcie wznoszenia stanu surowego, tj. przed zakończeniem budowy.

Badania sondą dynamiczną przeprowadzono w dwóch etapach [1.6]. W etapie pierwszym przeprowadzono badanie kolumn nr 117, 364, 20, 861 i 131. Kolumny wykonane zostały z pospółki i kruszywa skalnego (żwiru). W badaniach stwierdzono, że stopień zagęszczenia na małej głębokości (do 0,6 m) wynosi $I_D = 0,61 \div 0,68$. Na głębokości około 5 m stopień zagęszczenia wynosi $I_D = 0,67 \div 0,88$, a na głębokości około 7 m $I_D = 0,74 \div 0,85$. W drugim etapie badaniu poddano kolumny oznaczone numerami 7, 481, 826, 1109. Na małej głębokości (do 0,5 m) uzyskany z badań stopień zagęszczenia wynosi $I_D = 0,62 \div 0,64$. Na głębokości około 4 m stopień zagęszczenia wynosi $I_D = 0,76 \div 0,81$, a na głębokości około 7 m (w kolumnie nr 1109) $I_D = 0,78 \div 0,80$.

5. Uszkodzenia obiektu

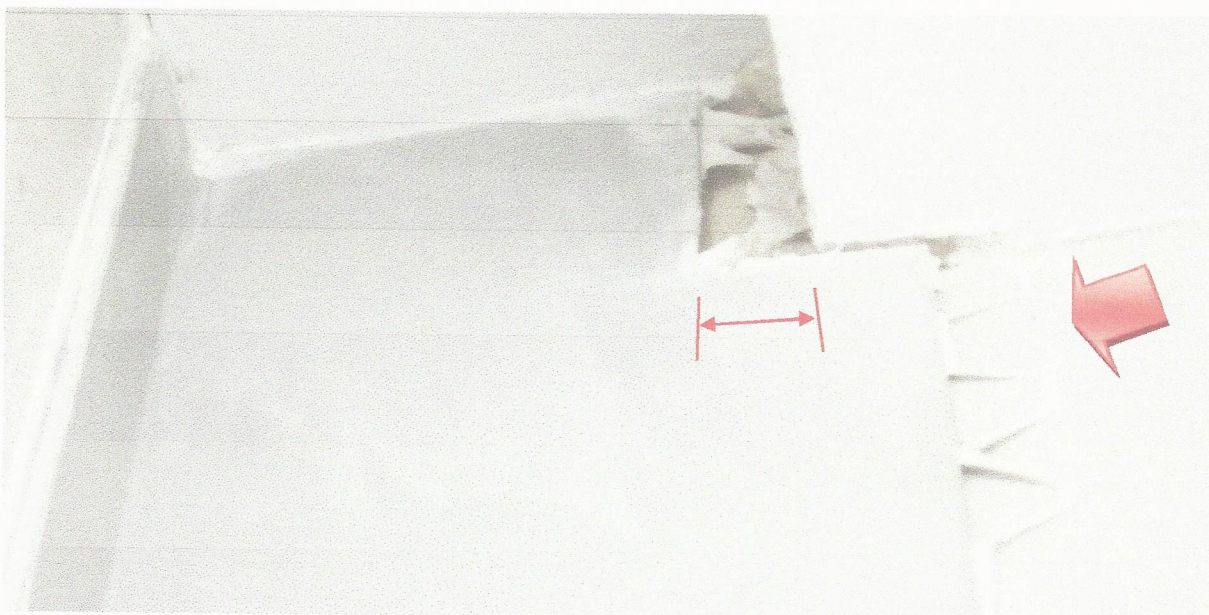
Podczas oględzin obiektu stwierdzono występowanie następujących uszkodzeń i nieprawidłowości:

- ▣ Przemieszczenia oraz obroty segmentów i związane z tym uszkodzenia elementów wykończenia,
- ▣ wadliwy sposób montażu okien i związane z tym uszkodzenia żaluzji weneckich.

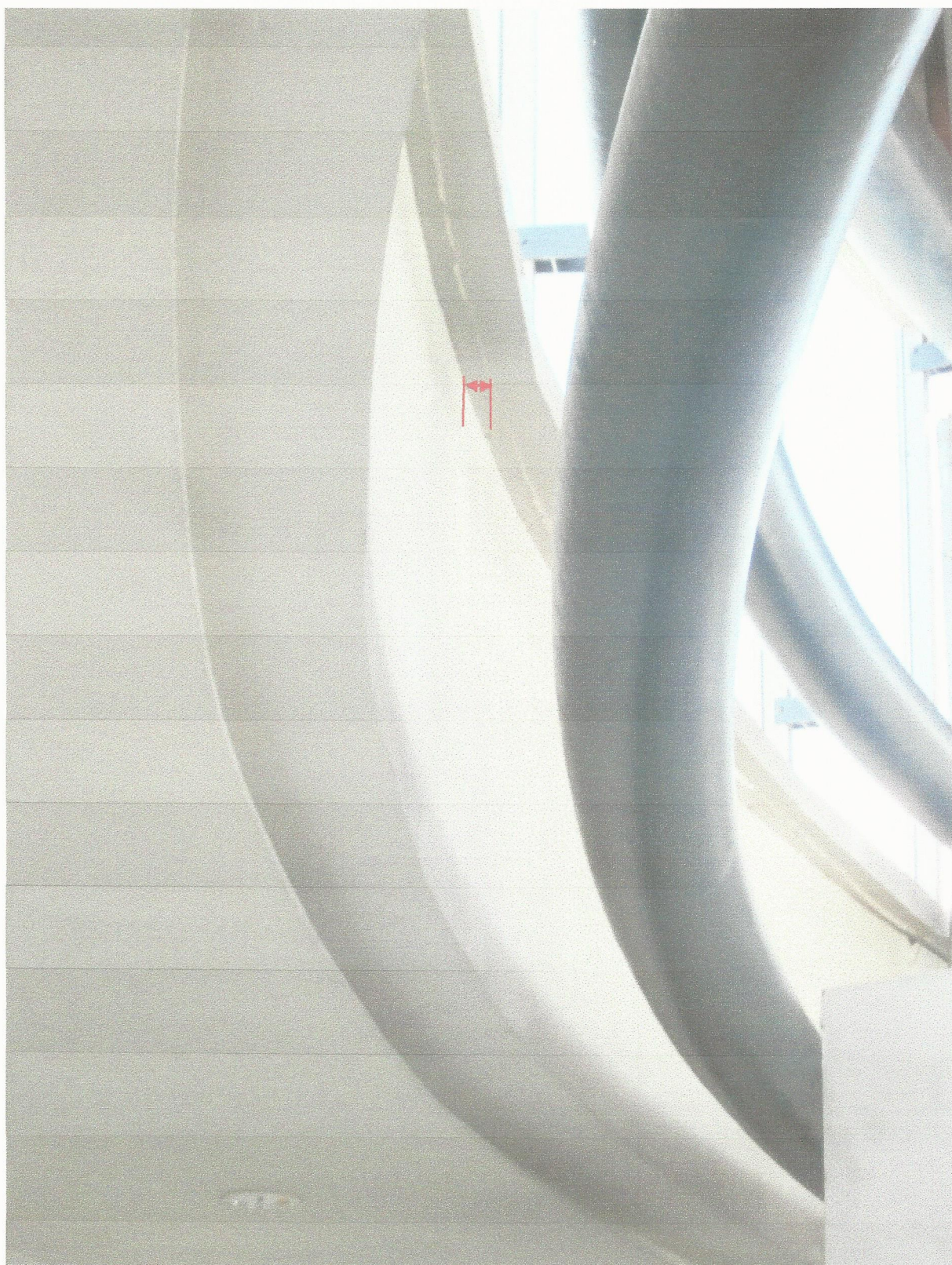
Wizje lokalne prowadzone na obiekcie pozwoliły stwierdzić, że poszczególne segmenty obiektu ulegają przemieszczeniom i obrotom. O fakcie tym świadczą obserwowane rozszerzenia przerw dylatacyjnych oraz listew maskujących w dylatacjach, odspojenia kitów i silikonów w rejonie dylatacji (rys. 16-22). W dolnej kondygnacji garażu na dylatacjach zabudowano ścinki z cegły silikatowej. Ścianki te zostały w znacznym stopniu zarysowane (rys. 23).



Rys. 16. Przesunięcie listwy maskującej między segmentem środkowym i południowym



Rys. 17. Przesunięcie listwy maskującej między segmentem południowym i wschodnim



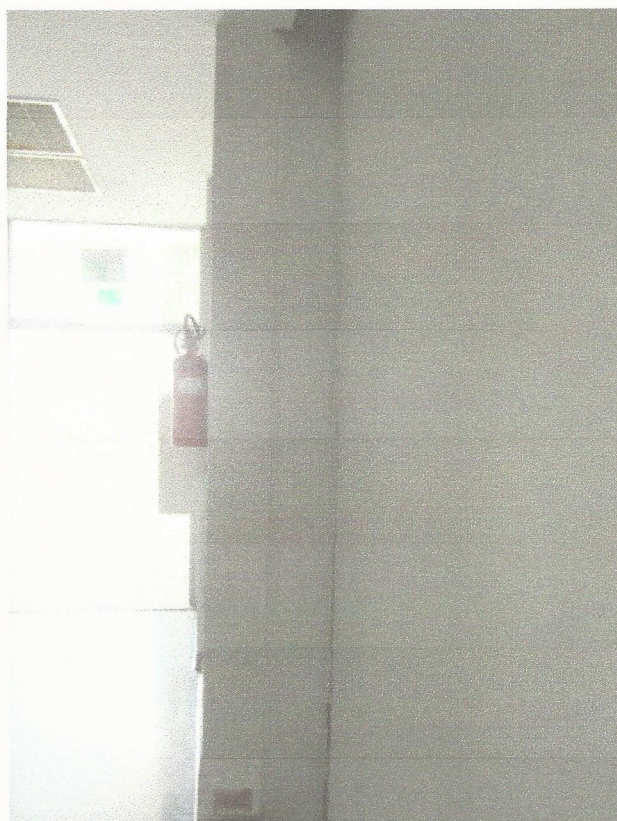
Rys. 18. Przesunięcie w rejonie pierścienia górnego między segmentem środkowym i południowym



Rys. 19. Uszkodzenia dylatacji między segmentem północnym i środkowym



Rys. 20. Rozszczelnienie dylatacji między segmentem środkowym i południowym



Rys. 21. Rozwarcie dylatacji między segmentem środkowym i południowym



Rys. 22. Rozwarcie dylatacji między segmentem środkowym i południowym na staniej kondygnacji

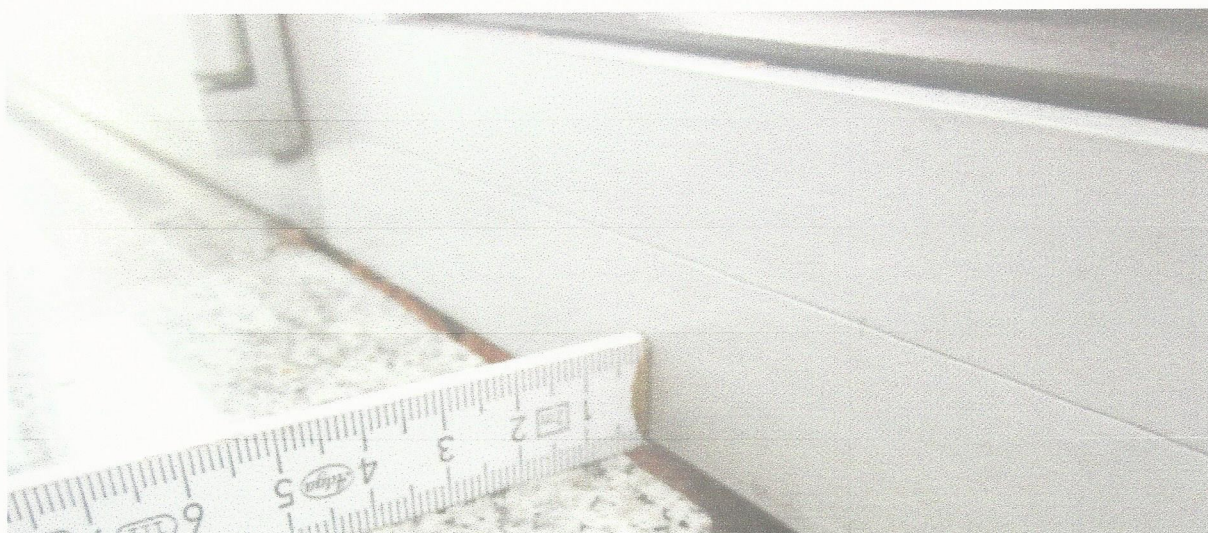


Rys. 23. Zarysowanie ścianki zabudowanej w garażu na dylatacji segmentem środkowym i południowym

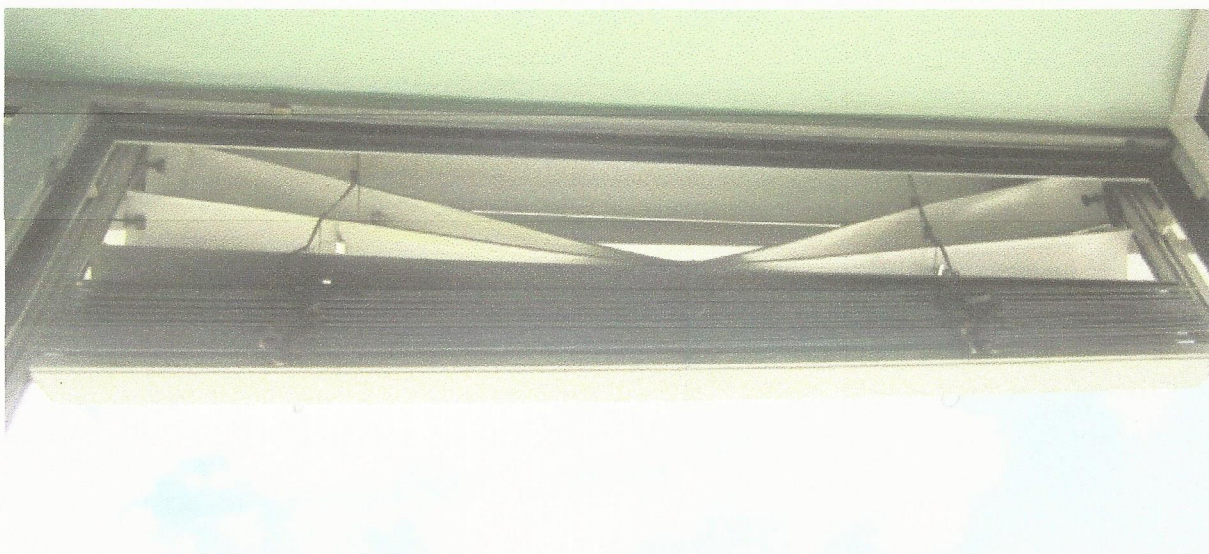
Podczas oględzin stwierdzono uszkodzenia mocowania ślusarki okiennej. Okna wykazują tendencję do przemieszczania (nie są odpowiednio zakotwione). Pod naciskiem dłoni przemieszczają się o kilka milimetrów (5-6 mm). Swobodne przemieszczenia okien pozwalają na deformacje płaszczyzny okien pod wpływem zmian temperatury zewnętrznej i wewnętrznej. Powstają nawet szczeliny między oknem i parapetem (rys. 24 i 25). Deformacje te są zmienne w zależności od pory roku i powodują wyginanie żaluzji weneckich mocowanych do okien (rys. 26). W najgorszym stanie znajdują się okna zabudowane w pomieszczeniach 2.21, 2.22, 2.23 i 2.24. Stwierdzono również odspojenia ścian działowych od ściany zewnętrznej i uszkodzenia ścian wypełniających pod oknami.



Rys. 24. Deformacja okien na skutek złego mocowania



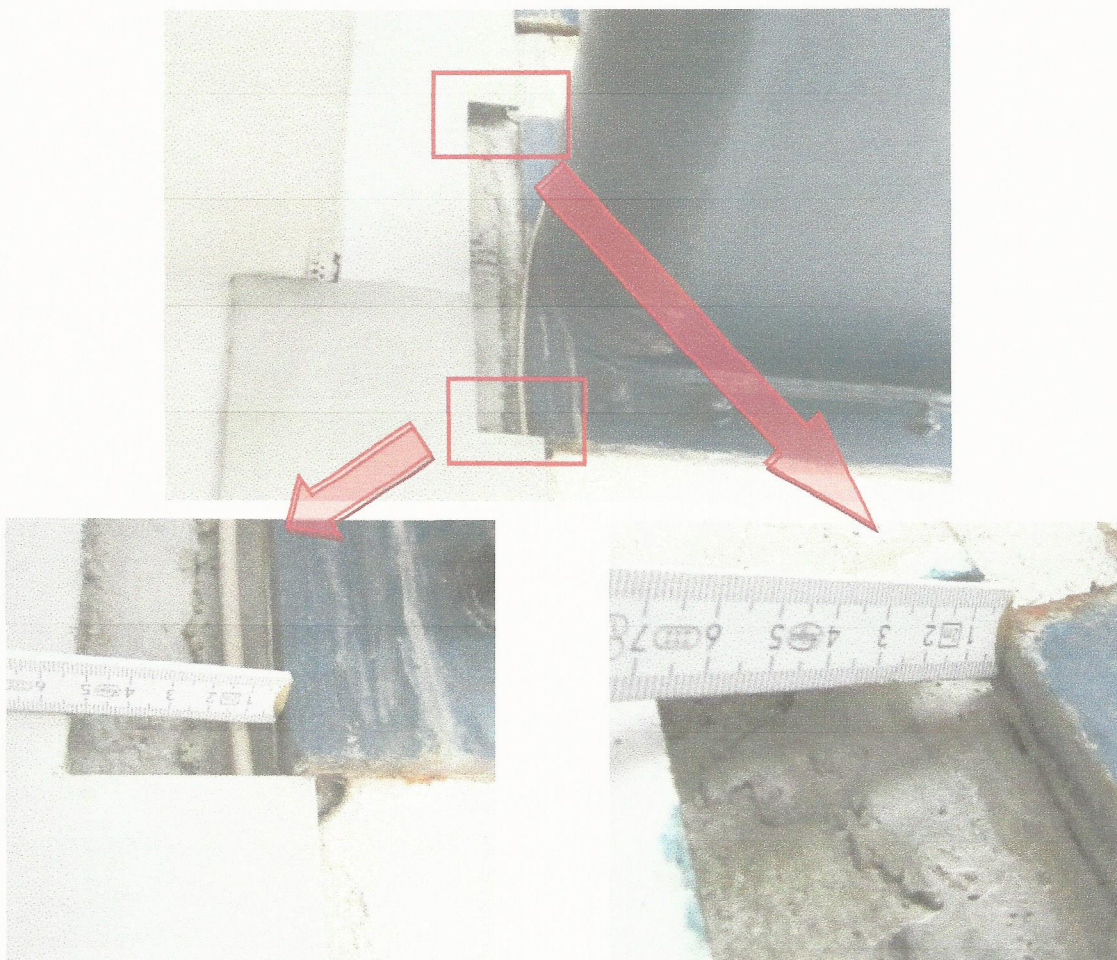
Rys. 25. Zanik rysy nr 1 w narożniku północno-wschodnim na poziomie II piętra



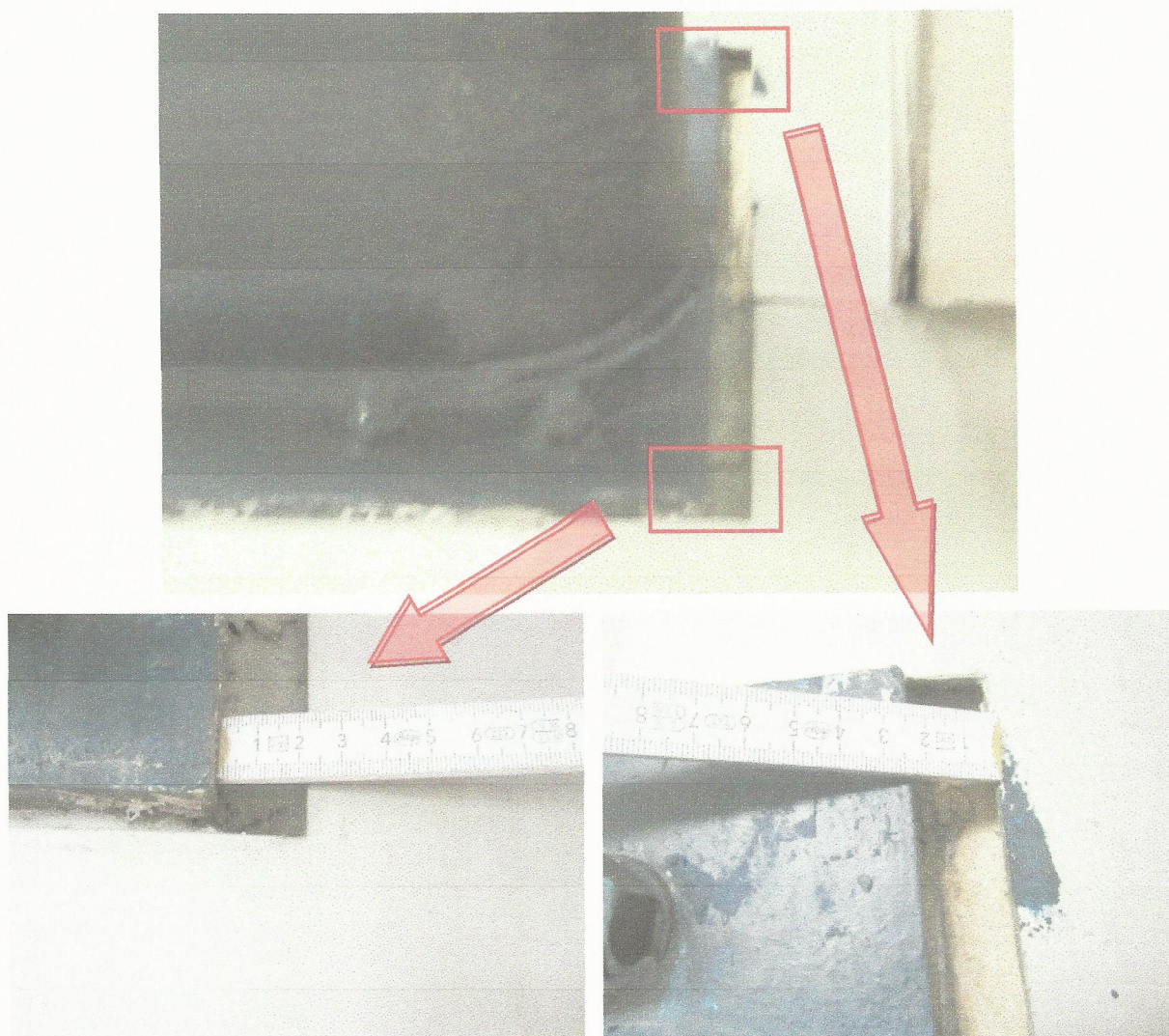
Rys. 26. Zanik rysy nr 1 w narożniku północno-wschodnim na poziomie II piętra

6. Wykonane badania

W ramach niniejszej ekspertyzy wykonano badania bezpośrednie oraz pomiary geodezyjne wychyleń budynku Wydziału Prawa i Administracji UŚ. Badania bezpośrednie polegały na pomiarze przemieszczeń w okolicach dylatacji i pomiarze wychyleń poziomą automatyczną. Zmierzono przemieszczenie listwy maskującej dylatację między segmentem środkowym i południowym w rejonie mocowania do żelbetowego pylonu stalowego pierścienia pod konstrukcją przekrycia rotundy. Stwierdzono, że w dolnej części blachy mocującej przemieszczenie wynosi 54 mm, a w górnej 64 mm (rys. 27). Podobny pomiar wykonano w dylatacji między segmentem środkowym i północnym, lecz tam przemieszczenia były mniejsze. W dolnej części blachy mocującej uzyskano przemieszczenie rzędu 21 mm, a w górnej 23 mm (rys. 28).



Rys. 27. Pomiar przemieszczenia listwy dylatacyjnej względem stalowego pierścienia podporowego konstrukcji dachu nad segmentem holu (dylatacja między segmentem południowym a środkowym)



Rys. 28. Pomiar przemieszczenia listwy dylatacyjnej względem stalowego pierścienia podporowego konstrukcji dachu nad segmentem holu (dylatacja między segmentem północnym a środkowym)

Dokonano pomiarów szerokości przerw dylatacyjnych między segmentami południowym i wschodnim oraz wschodnim i północnym. Pomiar przeprowadzono na wszystkich piętrach budynku (poza garażem, gdzie dylatacja jest przesłonięta). Wyniki pomiaru zamieszczono w tablicy 1. Stwierdzono, że dylatacja między segmentem południowym a wschodnim rozszerza się wraz z wysokością budynku. Różnica szerokości dylatacji mierzonej na parterze i III piętrze wynosi 15 mm. W wypadku dylatacji między segmentem północnym i wschodnim obserwuje się podobną tendencję, lecz wielkości przemieszczeń i obrotów są znacznie mniejsze. Różnica szerokości dylatacji mierzonej na parterze i III piętrze wynosi zaledwie 3 mm.

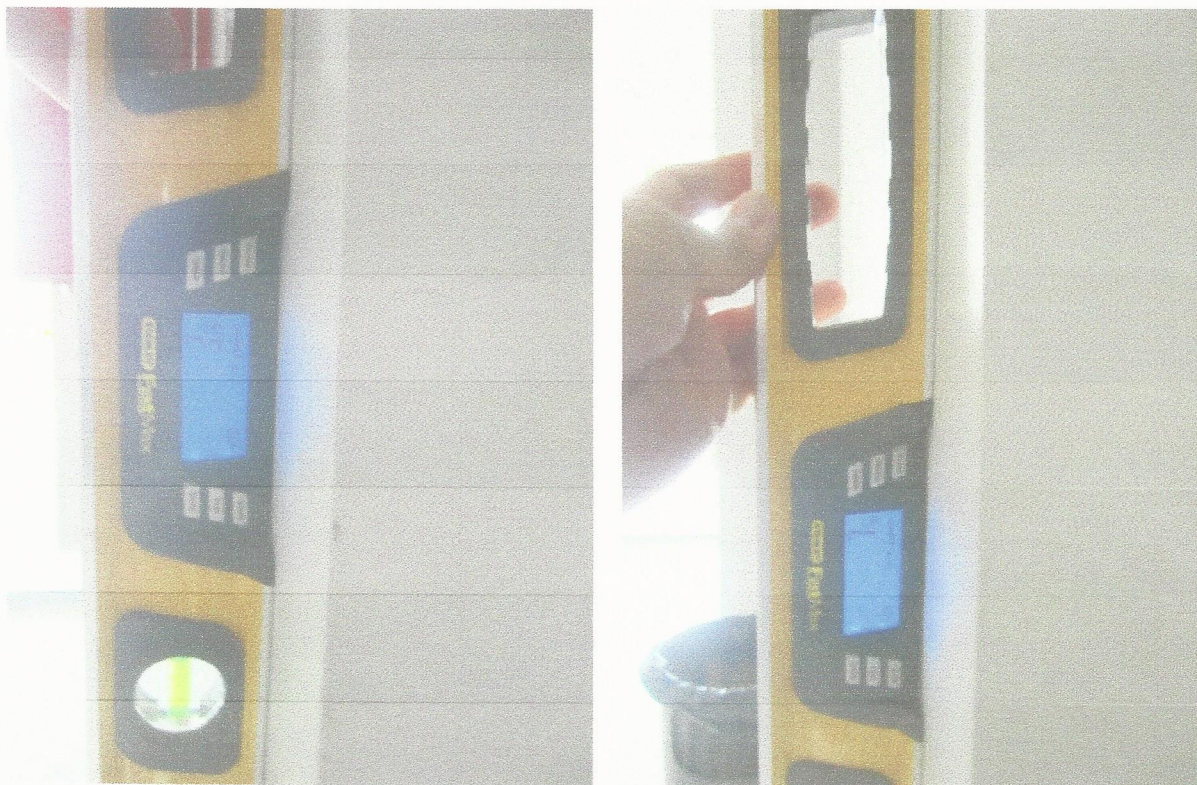
Tablica 1. Pomiar szerokości dylatacji

Miejsce pomiaru	Dylatacja między segmentem południowym a wschodnim, pomiar na wysokości 1,65 m powyżej posadzki	Dylatacja między segmentem północnym a wschodnim, pomiar na wysokości 2,1 m powyżej posadzki
III piętro	31 mm	15 mm
II piętro	26 mm	13 mm
I piętro	22 mm	12 mm
parter	16 mm	12 mm

Przeprowadzono również pomiary wypoziomowania stropów i pionowości ścian przy pomocy automatycznej poziomicy. Badania takie są zgrubne (obejmują jedynie lokalny pomiar) i należy pamiętać, że mogą być obarczone błędem wynikającym z niedokładności wykonania ścian i wypraw oraz ugięć stropów. W badaniach stropów uzyskano nachylenia rzędu 5-7 mm/m (rys. 29), natomiast w badaniach ścian 3-7 mm/m (rys. 30).



Rys. 29. Nachylenie badanych stropów Wydziału Prawa i Administracji UŚ



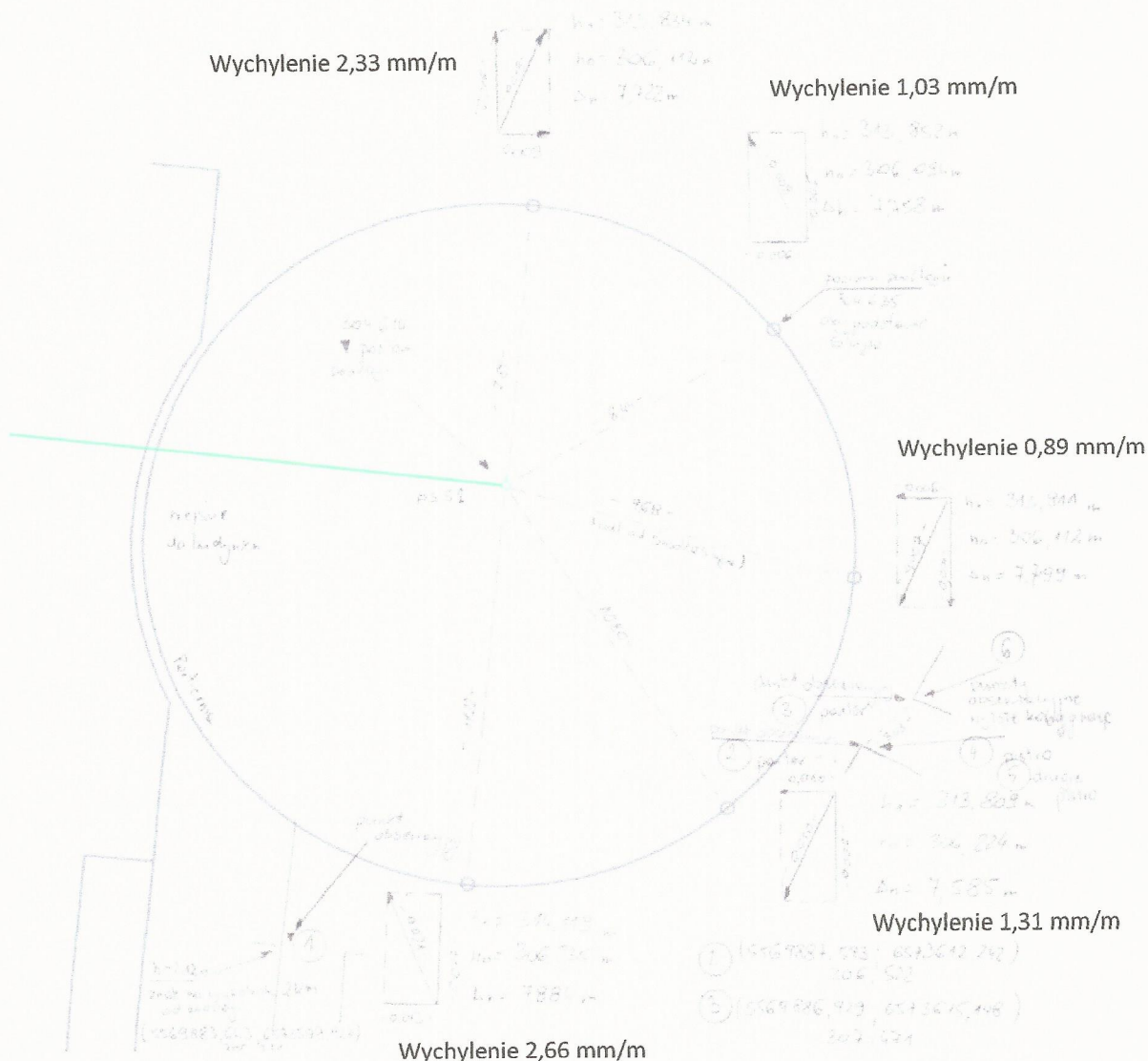
Rys. 30. Nachylenie badanych ścian Wydziału Prawa i Administracji UŚ

W związku z otrzymanymi wynikami zgrubnego pomiaru automatyczną poziomą zdecydowano się wykonać geodezyjny pomiar dokładny wychyleń elementów budynku. Opis techniki pomiaru i szczegółowe wyniki zamieszczono w Załączniku nr 1 do niniejszej ekspertyzy. Na rys. 31 pokazano kierunek i wartości wychylenia od pionu słupów stalowych konstrukcji przekrycia holu wejściowego (segmentu środkowego). Wchylenia słupów wynoszą od 0,89 mm/m do 2,66 mm/m i występują w różnych kierunkach. Pozwala to przypuszczać, że znaczna część wychyleń jest wynikiem montażu konstrukcji.

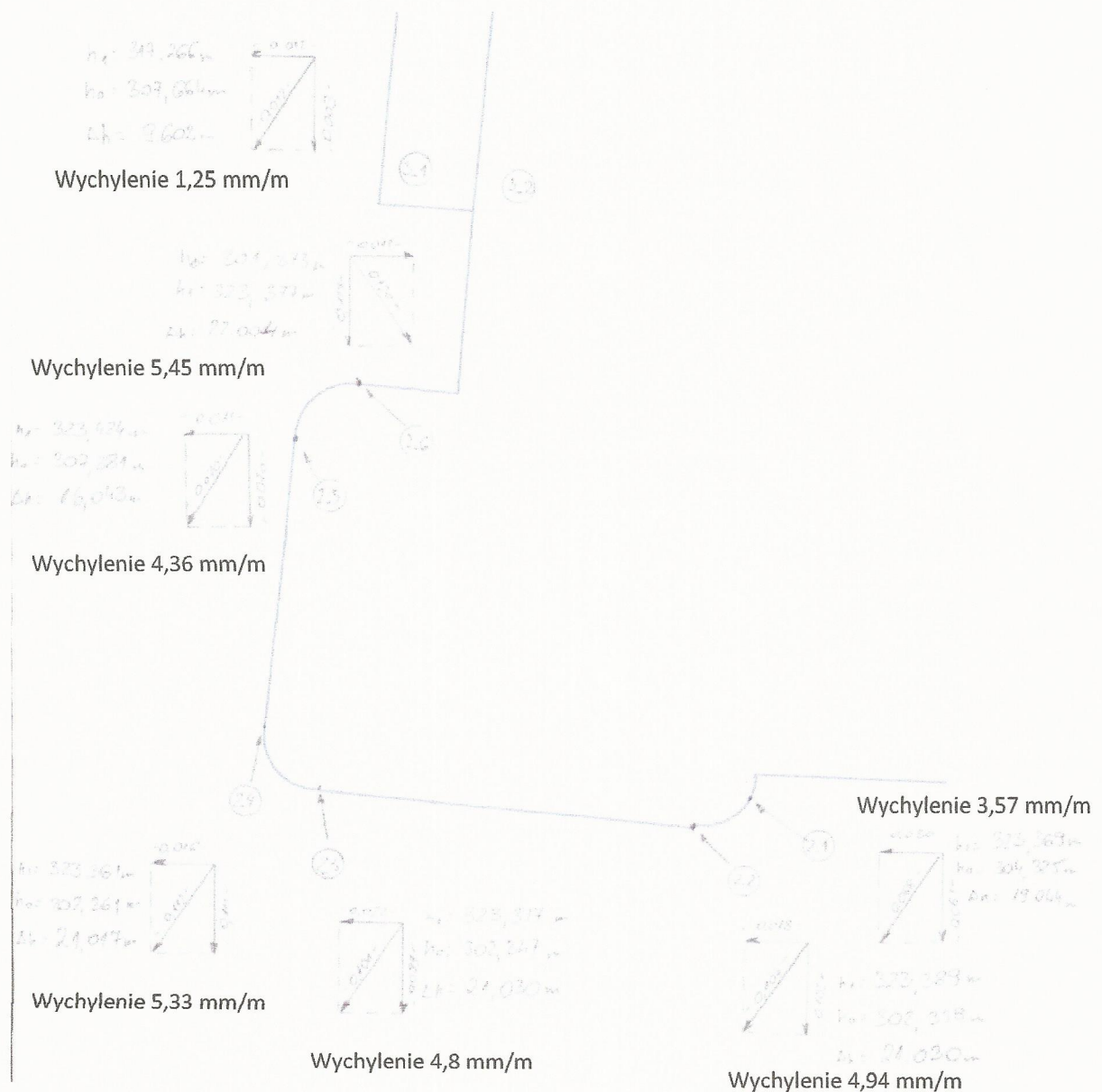
Na rys. 32 pokazano wychylenia południowo-zachodniego narożnika segmentu południowego. Wykazuje on największe wychylenia średnio rzędu 5 mm/m (maksymalne 6,1 mm/m). Kierunek wychylenia w badanych punktach jest zgodny (południowo-zachodni), a największe wychylenia występują w okolicy odwiertów nr 9 i 10, gdzie w badaniach [1.3] wykazano najgorsze podłoże gruntowe.

Na rys. 33 pokazano wychylenia elewacji w okolicy wejścia głównego do budynku. Wchylenia elewacji segmentu południowego są podobne jak narożnika południowo-

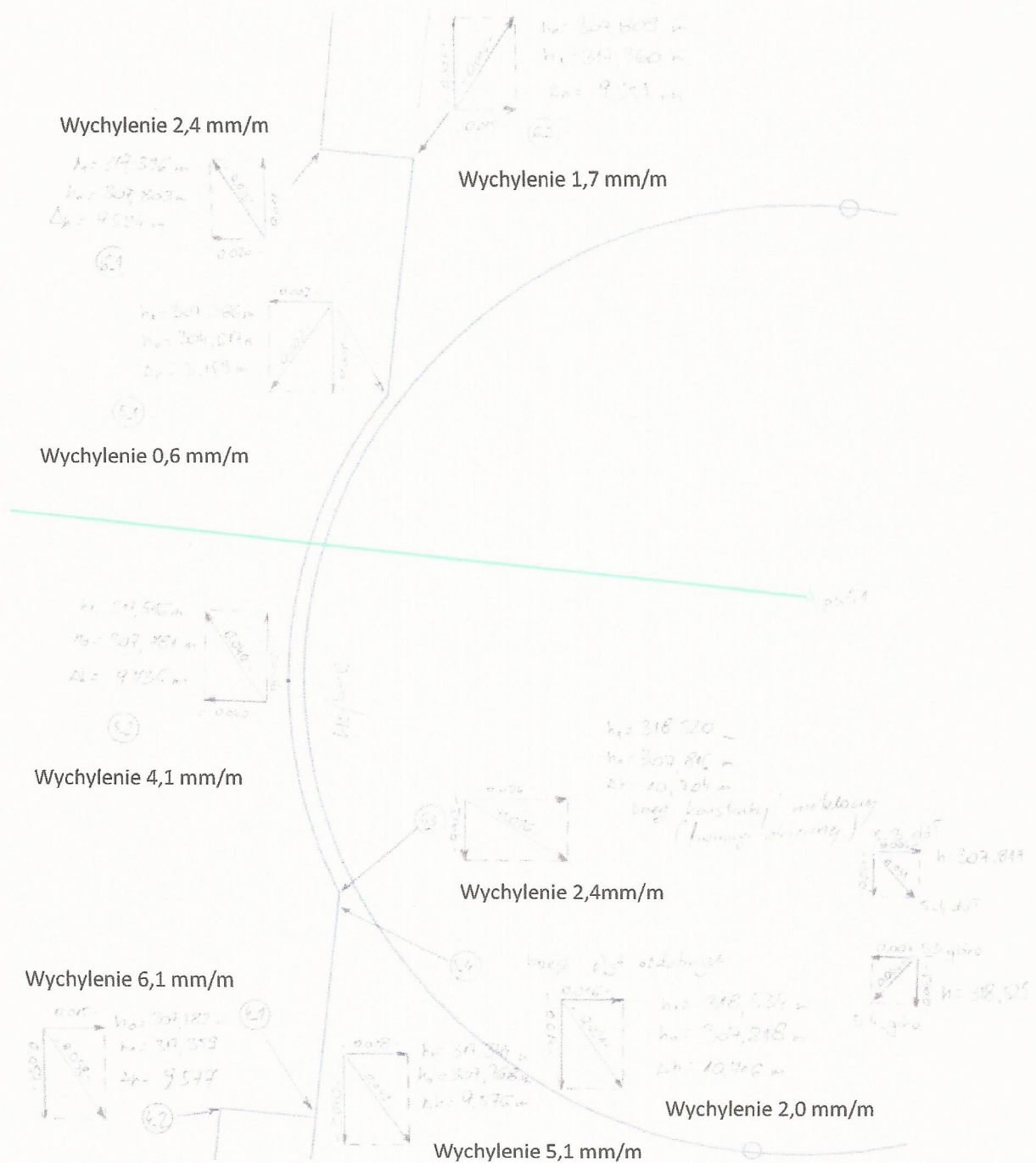
zachodniego tego segmentu (rys. 32). Wychylenia elewacji segmentu środkowego są mniejsze (0,6-4,1 mm/m), natomiast wychylenia elewacji segmentu północnego wynoszą 1,7÷2,4 mm/m.



Rys. 31. Pomiar wychyleń stalowych słupów nośnych segmentu środkowego



Rys. 32. Pomiar wychylenia elementów południowo-zachodniego narożnika segmentu południowego



Rys. 33. Pomiar wychylenia elementów części środkowej elewacji frontowej budynku

Podsumowując wyniki badań bezpośrednich i geodezyjnych stwierdzić można, że największe wychylenie (średnio 5 mm/m) notuje segment południowy. Kierunek tego wychylenia jest południowo-zachodni. Pozostałe segmenty wychylają się w dużo mniejszym zakresie.

7. Przyczyny uszkodzeń

7.1. Przyczyny wychyleń segmentów budynku

Wybudowany obiekt posadowiony został na podłożu, o różnej nośności i sztywności, wzmocnionym kolumnami wibrowymiany. Również zmienna jest miąższość wzmocnianego podłoża. W przypadku części południowej wzmocnienie sięgało maksymalnie ok. 11 m poniżej poziomu platformy roboczej a części północnej odpowiednio ok. 4,5 m. Dodatkowo pod częścią południową podłoże budowały grunty organiczne w postaci namulów i torfów (pakiety IVa, IVb i V). Tym samym warunki gruntowe były złożone i niekorzystne.

Nierównomierne osiadania obiektu mogą wystąpić w sytuacji, gdy przy zbliżonych naciskach jednostkowych fundamentu na podłożu, to ostatnie budują grunty o różnej sztywności w planie, jak i różnej miąższości. Taka sytuacja mogła mieć miejsce przy rozpatrywanym obiekcie choć trudno jest jednoznacznie (liczbowo) określić przyczyny nierównomiernych osiadań jak i ich wartość ze względu na brak pewnych informacji.

Po pierwsze dokumentacja geologiczno-inżynierska nie podaje części parametrów mechanicznych, niezbędnych do przeprowadzenia obliczeń. Jest to przede wszystkim brak parametrów odkształceniowych (moduły M_0 lub E_0) dla warstw gruntów organicznych (pakiety IVa, IVb i V). Są one tym bardziej niezbędne do ewentualnych obliczeń, gdyż w okolicach otworów nr 9 i 10 kolumny kamienne wykonano jako zawieszane. Trzeba tu przypomnieć, że największe przemieszczenia i obroty notuje segment południowy, czyli segment usytuowany właśnie w strefie otworów nr 9 i 10.

Po drugie mała ilość próbnymi obciążeniami powykonawczymi. Przeprowadzono tylko jedno obciążenie, w najgorszych warunkach gruntowych i dla najdłuższej kolumny. Wstępny projekt wzmocnienia [1.4] przewidywał natomiast trzy próbne obciążenia kolumn pojedynczych i jedno obciążenie kolumn w grupie (3 kolumny). Odpowiednio zlokalizowane badania (np. w skrajnych warunkach gruntowych (pod względem sztywności) pod segmentem południowym) mogłyby dać odpowiedź na temat różnic sztywności tak wzmocnionego podłoża i wykluczyć, bądź nie, możliwość wystąpienia nierównomiernych osiadań.

Po trzecie brak, zalecanego we wstępnym projekcie wzmocnienia [1.4], monitoringu osiadań budynku w trakcie wznoszenia i w pierwszym okresie jego eksploatacji. Takie badania przedstawiłyby z jednej strony wartość osiadań jak i ich różnice dla poszczególnych segmentów, a z drugiej odpowiedziałyby na pytanie czy proces osiadań został zakończony. Inwestor dysponowałby wiedzą na temat szybkości narastania obciążeń i na podstawie tej wiedzy można by wnioskować o tym czy lub kiedy osiadania ustaną. Wobec braku podstawowych informacji trudno jest cokolwiek prognozować.

W chwili obecnej najistotniejsza dla użytkownika obiektu jest informacja czy proces osiadań obiektu został zakończony, a jeśli nie to jak duży jest przyrost osiadań w czasie. Taką odpowiedź może dać jedynie sukcesywny monitoring obiektu, który jak już wspomniano przewidywał projekt wykonawczy wzmocnienia [1.4] i powinien być realizowany od ponad 10 lat.

7.2. Przyczyny uszkodzeń żaluzji weneckich

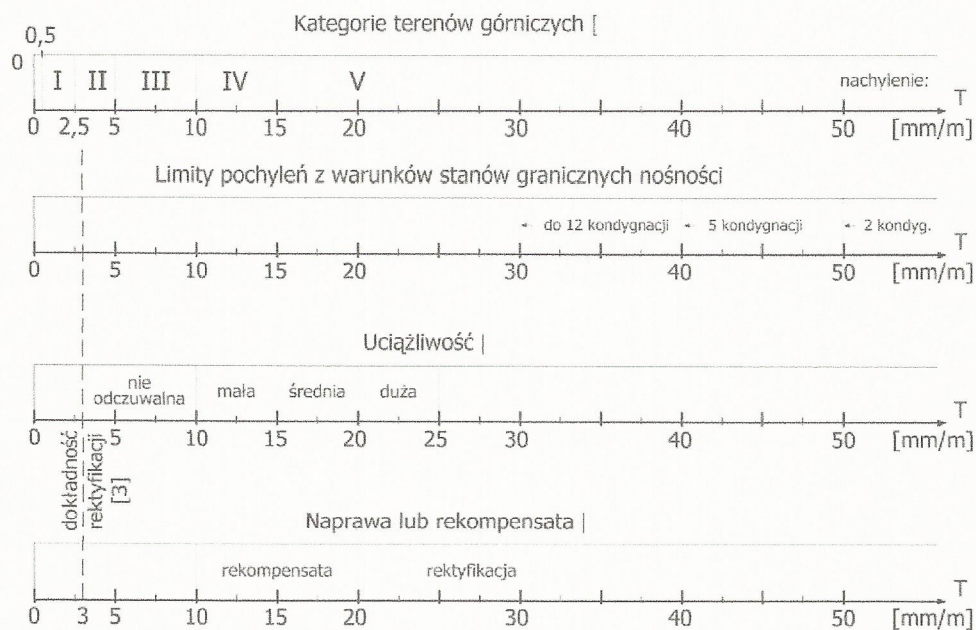
Przyczyną uszkodzenia żaluzji weneckich jest niewłaściwy montaż okien i brak skutecznych dylatacji wzdłuż ich długości. Okna nie są kotwione wzdłuż długości i ulegają swobodnym deformacjom związanym z odkształceniami termicznymi oraz pod wpływem parcia i ssania wiatru. Deformacje te powodują zmiany położenia prowadnic i w efekcie deformacje samych żaluzji. Podczas montażu nie zastosowano się do wytycznych projektu [1.2] gdzie zamieszczono zapis: "z uwagi na występowanie pasów okiennych o znacznych długościach, należy przewidzieć systemowe dylatacje technologiczne. Obróbki, uszczelnienia i wykończenia systemowe". Dylatacji takich nie wykonano, a sam montaż jest nieodpowiedni.

Konieczne będzie kotwienie okien w strefie środkowej, co wymagać będzie demontażu parapetów i wykonaniu konstrukcji wsporczej montowanej do stropów (od góry i od dołu). Podczas kotwienia okien należy uzupełnić braki izolacji wokół okien. Przyjęte rozwiązanie kotwienia należy skonsultować z producentem ślusarki okiennej. Należy uzyskać zapewnienie, że przy braku dylatacji, kotwienie okien nie spowoduje uszkodzeń (np. oszklenia) ze względu na kumulację naprężeń termicznych.

8. Analiza możliwości naprawy i dalszego użytkowania

8.1. Wpływ wychylenia budynku na jego użytkowanie

Wchylenie budynków z pionu jest zjawiskiem częstym, szczególnie na terenach o słabej nośności gruntów oraz w rejonie eksploatacji górniczej. Problem ten znalazł to swoje odzwierciedlenie w publikacjach podejmowanych z tego zakresu. Publikacje te można podzielić na trzy grupy. Pierwsza dotyczy wychylenia jako zjawiska społecznego, w których wychylenie pojmuje się w kategoriach uciążliwości [1.12] ÷ [1.17]. Na podstawie opracowań od [1.12] ÷ [1.16] wykonano rys. 34, z którego wynika, że wychylenie (T) do 10 mm/m jest nieodczuwalne przez użytkowników obiektu, a uciążliwość wychylenia od 10 do 20 mm/m jest mała i średnia. W pracy [1.18] podano, że wychylenie wynoszące 15-25 mm/m jest odczuwalne, a większe wychylenie jest uciążliwe. Instrukcja ITB nr 364/2007 [1.23] wychylenie na poziomie 10÷15 mm/m definiuje jeszcze jako mało uciążliwe. W przedmiotowym budynku maksymalne wychylenie wynosi nieco ponad 6 mm/m - jest to więc uciążliwość nieodczuwalna.

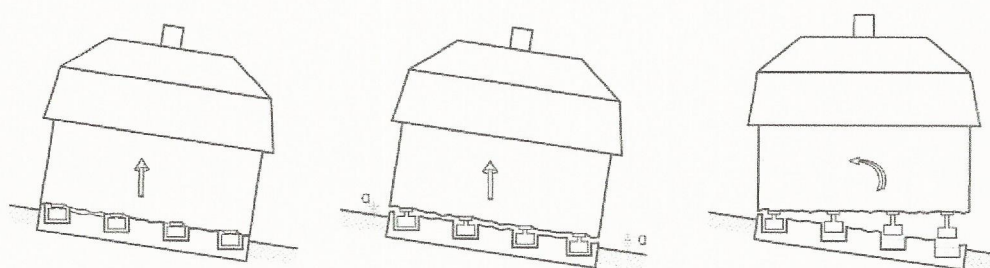


Rys. 34. Uciążliwości wywołane wychyleniem

Druga grupa publikacji dotyczy bezpieczeństwa użytkowania wychylonych obiektów. Jedną z ostatnich prac z tego zakresu jest artykuł [1.19]. Według tej publikacji, dopuszczalnym wychyleniem ze względu na nośność konstrukcji o tradycyjnej konstrukcji nośnej wynosi 60 mm/m dla budynków o wysokości od 1 do 2 kondygnacji i 40 mm/m dla budynków o wysokości od 3 do 5 kondygnacji.

Trzecia grupa publikacji dotyczy metod prostowania budynków, gdzie wyróżnić można prace [1.18], [1.20] ÷ [1.22]. Prostować budynki można przez usuwanie gruntu spod wyżej położonej części budynku, bądź przez podnoszenie części położonej niżej. Ta ostatnia metoda stosowana jest najczęściej i sprowadza się do nierównomiernego podnoszenia budynków za pomocą układu podnośników wbudowanych w ścianach kondygnacji piwnicznej budynku

Proces prostowania składa się z trzech faz (rys. 35). W pierwszej doprowadza się do rozerwania budynku. Powstaje pozioma szczelina biegnąca między podnośnikami. W przypadku budynków o ścianach żelbetowych przebieg tej szczeliny zdeterminowany jest rozwiązaniami konstrukcyjnymi (połączeniem elementów prefabrykowanych albo przekrojem, w którym rozcięto zbrojenie, w przypadku konstrukcji monolitycznych). W konstrukcjach murowanych szczelina biegnie pod wbudowanym wzmocnieniem ścian. Powstanie tej szczeliny jest stymulowane poprzez sekwencyjne wymuszanie przemieszczeń w poszczególnych podnośnikach.



Rys. 35. Fazy prostowania przez nierównomierne podnoszenie

Faza druga to równoległe podnoszenie. Wszystkie podnośniki wykonują jednakową liczbę kroków, w wyniku czego budynek jest podnoszony na wysokość 20-30 mm. Jest to

konieczne, aby w następnym etapie prostowania krawędzie obracanej części budynku i pozostającej w gruncie nie zahaczały o siebie.

Faza trzecia sprowadza się do nierównomiernego podnoszenia budowli.

Każdy obiekt przeznaczony do prostowania wymaga szeregu zabiegów przygotowawczych, obejmujących:

- ❑ wykucie wnęk pod podnośniki,
- ❑ wykonanie niezbędnych wzmocnień,
- ❑ zabudowę podnośników w kondygnacji piwnicznej,
- ❑ czasowe odcięcie instalacji centralnego ogrzewania, gazowej i wodno-kanalizacyjnej.

Obecnie w Polsce rozwinęły się trzy sposoby rektyfikacji budynków przez nierównomierne podnoszenie. Różnią się one jedynie typem stosowanych podnośników i rodzajem sterowania (sterowanie przemieszczeniem tłoka podnośnika, sterowanie siłą w podnośniku). Poszczególne systemy, ze względu na nośność pojedynczego podnośnika, są przypisane do danego rodzaju rektyfikowanego obiektu.

Umieszczenie podnośników wynika z rozkładu naprężeń w przewidywanej płaszczyźnie rozerwania budynku. Ponadto projektując rozkład podnośników dodatkowo zabezpiecza się kominy i schody prowadzące do piwnicy oraz różnego rodzaju przybudówki.

Na czas rektyfikacji stosuje się zabezpieczenie budynku. Najczęściej wykonuje się je w postaci dwóch ceowników umieszczonych po obu stronach rozrywanych ścian. Budynki wychylone poddaje się procesowi prostowania najczęściej przy wychyleniu od 20 mm/m.

Pochylenie przedmiotowego budynku wynosi około 5÷6mm/m. Zgodnie z rys. 34 nie zagraża mu niespełnienie stanów granicznych nośności. W budynku nie stwierdzono występowania żadnych zarysowań ścian i stropów. Zgodnie z rys. 34 uciążliwość wychylenia budynku jest nieodczuwalna. Budynek nie kwalifikuje się jeszcze do prostowania. W wypadku pogłębienia wychyleń prostowanie powinno być poprzedzone wzmocnieniem podłoża gruntowego (iniekcje lub dodatkowe palowanie). Należy tu nadmienić, że oba procesy są niezwykle kosztowne. Ze względu na brak miejsca (małą wysokość kondygnacji garażu) mogą być niezwykle trudne do wykonania.

W związku ze stwierdzeniem wychyleń zaleca się:

- ❑ zabudowanie stałych reperów na obiekcie,
- ❑ prowadzenie monitoringu geodezyjnego (przez pierwszy rok pomiary co 3 miesiące, w kolejnych latach co ½ roku),
- ❑ w przyszłości nie zwiększać nacisków na podłoże gruntowe,
- ❑ nie zmieniać warunków wodnych (nie obniżać poziomu zwierciadła wody gruntowej).

8.2. Wpływ sposobu montażu okien na użytkowanie obiektu

Okna zamontowane są w sposób niewłaściwy. Należy jak najszybciej wykonać korekty montażu zgodnie z zaleceniami podanymi w punkcie 7.2. wykonując w pierwszej kolejności korektę montażu w oknach gdzie już stwierdzono deformację i występują uciążliwości w użytkowaniu. Niewykonanie dodatkowego kotwienia okien może w przyszłości spowodować ich uszkodzenie (np. oszklenia) lub uszkodzenia istniejącego mocowania i wypadnięcia ślusarki. Należy liczyć się z występującymi deformacjami w kolejnych oknach, które należy sukcesywnie usuwać.

9. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych oględzin, badań i analiz można stwierdzić, że w budynku wydziału Prawa i Administracji Uniwersytetu Śląskiego:

- ❑ występują wychylenia segmentów od pionu oraz uszkodzenia żaluzji weneckich i ścian wypełniających.
- ❑ Wychylenia poszczególnych segmentów są zróżnicowane. Największe wychylenie (nieco ponad 6 mm/m) notuje segment południowy (zabudowany od strony rzeki Rawa, gdzie występują najgorsze warunki geotechniczne - grunty organiczne o znacznej miąższości).
- ❑ Przyczyną powstania wychyleń jest nierównomierne osiadanie podłoża gruntowego wzmocnionego przez wibrofaltację. Z powodu braku części danych dotyczących gruntu, kolumn kamiennych i zmian osiadań w czasie (zob. pkt 7.1) nie można dokładnie sprecyzować czy procesy związane z osiadaniem gruntu są już

ustabilizowane. Istnieje niebezpieczeństwo, że będą one jeszcze postępować przez pewien czas.

- ❑ Wychylenia segmentów budynku nie zagrażają na razie bezpieczeństwu konstrukcji.
- ❑ Uciążliwość wychyleń segmentów jest na razie nieodczuwalna. Należy jednak monitorować wychylenia w sposób określony w 8.1. W wypadku pogłębienia się wychyleń do poziomu 20 mm/m konieczne będzie prostowanie segmentów budynku poprzedzone wzmocnieniem podłoża.
- ❑ Postępowanie wychyleń może powodować uszkodzenia elementów wykończenia w okolicach dylatacji oraz uszkodzenia ciągłości pokrycia dachu. Uszkodzenia te należy na bieżąco naprawiać.
- ❑ Przyczyną uszkodzeń żaluzji oraz ścian wypełniających jest niewłaściwy montaż okien. Okna nie są kotwione wzdłuż długości i ulegają swobodnym deformacjom związanym z odkształceniami termicznymi oraz pod wpływem parcia i ssania wiatru. Deformacje te powodują zmiany położenia prowadnic i w efekcie deformacje samych żaluzji i zarysowania oraz odspojenia ścian wypełniających.
- ❑ Należy dokonać naprawy kotwienia okien zgodnie z zaleceniami podanymi w punkcie 8.2.

dr inż. Sławomir Kwiecień
Certyfikat Polskiego
Komitetu Geotechniki nr 0226

Dr inż. Sławomir Kwiecień

Certyfikat Polskiego Komitetu Geotechniki nr 0226

dr hab. inż. Łukasz Drobiec

Uprawnienia budowlane do projektowania
i kierowania robotami budowlanymi w specjalności
konstrukcyjno-budowlanej bez ograniczeń
nr ewid. SLK/1480/POOK/06 i 744/01
Rzeczoznawca budowlany dec. nr RZE/X/0021/12

Dr hab. inż. Łukasz Drobiec

Rzeczoznawca Budowlany

w specjalności konstrukcyjno-budowlanej obejmującej projektowanie i kierowanie robotami budowlanymi bez ograniczeń, dec. Nr RZE/X/0021/12

Uprawnienia budowlane

do projektowania i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń w specjalności konstrukcyjno-budowlanej

Nr ewid. **SLK/1480/POOK/06 i 744/01**

Członek Śląskiej Izby Inżynierów Budownictwa

o nr ewid. **SLK/BO/0384/03** – posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej do 31.07.2015

Członek PZITB, IMS (International Masonry Society)

UPRAWNIENIA AUTORÓW EKSPERTYZY



P O L S K A
I Z B A
I N Ż Y N I E R Ó W
B U D O W N I C T W A

Krajowa Komisja Kwalifikacyjna
KK-0056-0021/12

Warszawa, dnia 2 sierpnia 2012 r.

DECYZJA Nr RZE/X/ 0021/12

Na podstawie art. 36 ust.1 pkt. 3 ustawy z 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz techników (Dz. U. z 2001 r. Nr 5, poz.42 z późn. zm.) w związku z art. 15 ust. 1 i 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (t.j. Dz. U. z 2010 r. Nr 243, poz. 1623), po rozpatrzeniu wniosku Pana dr inż. Łukasza Drobiec z dnia 2 lutego 2012 r. oraz dokumentów stwierdzających wymagane wykształcenie, praktykę zawodową i uprawnienia budowlane z dnia 28 grudnia 2001 r. Nr ewid. APR.HL4/AZ/7132/744/01 (decyzja nr 744/01), z dnia 14 grudnia 2006 r. Nr ewid. SLK/1480/POOK/06, a także znaczący dotorek praktyczny w zakresie objętym izoczoznawstwem

Krajowa Komisja Kwalifikacyjna Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa
nadaje

Panu Łukaszowi Drobiec
ur. dnia 9 października 1972 r. w Tychach

doktorowi inżynierowi budownictwa

tytuł

RZECZOZNAWCY BUDOWLANEGO

w specjalności konstrukcyjno – budowlanej obejmującej projektowanie i kierowanie robotami budowlanymi bez ograniczeń.

Pan dr inż. Łukasz Drobiec może wykonywać funkcję rzeczoznawcy budowlanego na terenie całego kraju w wyżej wymienionym zakresie.

Uzasadnienie

Krajowa Komisja Kwalifikacyjna Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa na podstawie złożonych dokumentów i przeprowadzonego postępowania kwalifikacyjnego ustaliła, że Pan dr inż. Łukasz Drobiec spełnia wymagania określone w art. 15 ust. 1 ustawy z 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (t.j. Dz. U. z 2010 r. Nr 243, poz. 1623). W związku z powyższym Krajowa Komisja Kwalifikacyjna orzekła jak w sentencji.

Pouczenie:

Od niniejszej decyzji przysługuje wniosek o ponowne rozpatrzenie sprawy do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa, 00-048 Warszawa, ul. Mazowiecka 6/8, w terminie 14 dni od daty otrzymania decyzji.



Skład Orzekający
Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej:

Dr inż. Marian Płachecki
Przewodniczący Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej

Mgr inż. Szczepan Mikurenda

Mgr inż. Renata Staszak

Otrzymał:

1. Pan Łukasz Drobiec, ul. Książkiewskiego 4, 41-406 Mysłowice
2. Śląska Olszewska Komisja Kwalifikacyjna
3. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
4. a/a



SLK/OKK/7131/1480/06

Katowice, dnia 14 grudnia 2006 r.

DECYZJA

Na podstawie art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (Dz.U. z 2001 r. Nr 5, poz. 42 z późn. zm.), art. 13 ust. 1 pkt. 1 i 2 i ust. 2, art. 14 ust. 1 pkt. 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Dz.U. z 2003 r. Nr 207, poz. 2016 z późn. zm.) oraz § 11 ust. 1 pkt. 1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz.U. z 2006 r. Nr 83, poz. 578 z późn. zm.) w związku z art. 104 Kodeksu postępowania administracyjnego (Dz.U. z 2000 r. Nr 98, poz. 1071 z późn. zm.)

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna Śl.OiIB n a d a j e

Panu(i) Łukaszowi Drobiec

Dr inż. budownictwa

ur. dnia 09 października 1972 w Tychach

UPRAWNIENIA BUDOWLANE
numer ewidencyjny SLK/1480/POOK/06

do projektowania bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno - budowlanej

UZASADNIENIE

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna Śląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Katowicach na podstawie protokołów z postępowania kwalifikacyjnego oraz z przeprowadzonego egzaminu, stwierdziła, że Pan(i) **Łukasz Drobiec** posiada wymagane prawem: wykształcenie i praktykę zawodową oraz uzyskał(a) pozytywny wynik egzaminu - konieczne do uzyskania uprawnień budowlanych **do projektowania bez ograniczeń w specjalności konstrukcyjno - budowlanej**.

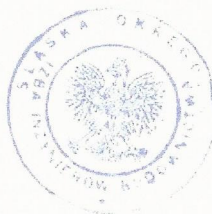
Szczegółowy zakres uprawnień jest określony na odwrocie niniejszej decyzji.

Pouczenie



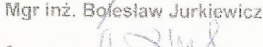
- Zgodnie z art. 12 ust. 7 w/w ustawy Prawo budowlane – podstawę do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie stanowi wpis do centralnego rejestru Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego oraz wpis na listę członków właściwej izby samorządu zawodowego.
- Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Śl.OiIB w Katowicach w terminie 14 dni od dnia jej doręczenia.

Otrzymują:

- Pan(i) Łukasz Drobiec
Kraszewskiego 4
41-400 Mysłowice
- Okręgowa Rada Izby
- Główny Inspektor
Nadzoru Budowlanego
- a/a.



Skład orzekający OKK

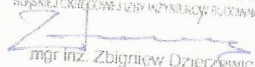
- 
Mgr inż. Zbigniew Dzierżewicz
- 
Mgr inż. Bolesław Jurkiewicz
- 
Mgr inż. Tadeusz Lipiński

zakres:

Na podstawie art. 12 ust. 1 pkt 1 i art. 13 ust. 4 Prawa budowlanego w związku z § 17 ust. 1 pkt 1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie Pan(i) **Lukasz Drobiec** jest uprawniony(a) w specjalności **konstrukcyjno - budowlanej** do:

- projektowania obiektu budowlanego w zakresie sporządzania projektu architektoniczno - budowlanego, w odniesieniu do konstrukcji obiektu
- sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu, w zakresie specjalności konstrukcyjno-budowlanej, z wyłączeniem projektów zagospodarowania działki lub terenu obejmujących budynki,
- sprawdzania projektów budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego,
- sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych

bez ograniczeń.

PRZEWODNICZĄCY
OKRĘGOWEJ KOMISJI KWALIFIKACYJNEJ
ŚLĄSKIEJ OKRĘGOWEJ ZWIĄZKU INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA

mgr inż. Zbigniew Dzierżewicz



WOJEWODA ŚLĄSKI

Katowice 28 grudnia 2001 r.
APR. II.3/AZ/7182/744/01

DECYZJA 744/01

Na podstawie art. 13 i 14 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (tekst jednolity Dz.U. Nr 106 z 2000 r. poz. 1126), i § 9 ust. 1 rozporządzenia M.G.P. i B. z dnia 30.12.1994 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz.U. Nr 8, poz.38 z 1995 r.), w związku z art. 104 § 1 i 2 Kpa (tekst jednolity Dz.U. Nr 98 z 2000 r. poz. 1071), po rozpatrzeniu wniosku Pana Łukasza Drobieca na podstawie dokumentów stwierdzających wymagane wykształcenie oraz praktykę zawodową oraz na podstawie pozytywnej oceny z egzaminu na uprawnienia budowlane złożonego przed Komisją egzaminacyjną powołaną Zarządzeniem Nr 160/99 z 19 sierpnia 1999r. stwierdza się, że:

Pan magister inżynier Łukasz DROBIEC
ur. dnia 9 października 1972 r.w Tychach
otrzymuje
UPRAWNIENIA BUDOWLANE
bez ograniczeń
do kierowania robotami budowlanymi
w specjalności: konstrukcyjno-budowlanej

Uzasadnienie

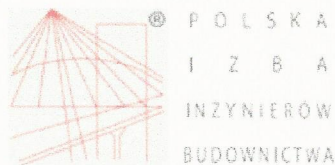
W związku z potwierdzeniem przez Komisję egzaminacyjną powołaną przez Wojewodę Śląskiego Zarządzeniem nr 160/99 z 19 sierpnia 1999 r., posiadaną przez Pana inż.Łukasza Drobieca wymaganego prawem wykształcenia na Wydziale Budownictwa na kierunku budownictwo specjalność: Konstrukcje Budowlane i Inżynierskie oraz praktyki zawodowej koniecznej do uzyskania uprawnień budowlanych w w/w specjalności i po uzyskaniu pozytywnego wyniku egzaminu na uprawnienia budowlane, orzeczono jak w sentencji

Od niniejszej decyzji przysługuje odwołanie do Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego 00-926 Warszawa ul. Krucza 38/42, za pośrednictwem Wojewody Śląskiego w terminie 14 dni od daty otrzymania decyzji.

Orzynamy:

1. Pan Łukasz Drobiec
ul. Drzymały 9,41-407 Imielin
2. Główny Inspektor
Nadzoru Budowlanego
ul. Krucza 38/42,
00-926 Warszawa
3. a/a





Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

SLK-D7N-YKQ-MZA *

Pan Łukasz Drobiec o numerze ewidencyjnym SLK/BO/0384/03
adres zamieszkania ul. Kraszewskiego 4, 41-400 Mysłowice
jest członkiem Śląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 2015-07-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2014-07-09 roku przez:

Franciszek Buszka, Przewodniczący Rady Śląskiej 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.pilib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

Polski Komitet Geotechniki
z siedzibą w Instytucie Badawczym Dróg i Mostów
03-301 Warszawa, ul. Jagiellońska 80

Certyfikat

Nr 0226



Polski Komitet Geotechniki
stowarzyszony
w Międzynarodowym Stowarzyszeniu
Mechaniki Gruntów
i Inżynierii Geotechnicznej

zaświadcza, że:

Pan
dr inż. **Sławomir Kwiecień**

zamieszkały
ul. Gustawa Morcinka 19/3, 44-180 Toszek

Ma stosowne kwalifikacje i doświadczenie zawodowe gwarantujące, że wykonawstwo przez niego opracowania z zakresu geotechniki reprezentują poziom odpowiadający nowoczesnym standardom w budownictwie.

W przypadku specjalnych problemów i nietypowych rozwiązań może liczyć na koleżeńską współpracę uznanych specjalistów, którzy są również członkami naszego komitetu.

Prezjsem Polskiego Komitetu Geotechniki

prof. dr hab. inż. Zbigniew Lechociński



Warszawa, dnia 30 czerwca 2010 roku