



JOANNA BZÓWKA, *Joanna.Bzowka@polsl.pl*

Politechnika Śląska

TOMASZ BLEJARSKI, *blejarski@poczta.fm*

Biuro Projektów Tomasz Blejarski, Bytom

ZAGADNIENIA GEOTECHNICZNE W ANALIZIE STANU I ZABEZPIECZENIA BUDYNKU MIESZKALNEGO POSADOWIONEGO NA NIENOŚNYM PODŁOŻU

GEOTECHNICAL PROBLEMS IN ANALYSIS OF THE STATE AND STRENGTHENING OF HABITABLE BUILDING FOUNDED ON WEAK SUBSOIL

Streszczenie W artykule przedstawiono zagadnienia geotechniczne dotyczące budynku mieszkalnego posadowionego na nienośnym podłożu. Historia analizowanego budynku sięga lat 60-tych ubiegłego wieku. W ciągu trwania użytkowania budynek ulegał ciągłym osiadaniom i przemieszczeniom, dokonywano kolejnych analiz dotyczących stanu technicznego, sposobu naprawy i zabezpieczenia budynku przed nierównomiernymi osiadaniem. W artykule przedstawiono aktualny sposób zabezpieczenia i wzmocnienia fundamentów oraz przeniesienia sił z konstrukcji na głębiej zalegające nośne warstwy podłoża gruntowego poprzez wykonanie konstrukcji odciążającej fundamenty.

Abstract There are presented geotechnical analyses connected with habitable building founded on weak subsoil. History of the building reaches sixties of the previous century. During serviceability period of the analysed building, the continuous settlements and displacements were observed and some analyses of subsoil and building strengthening were proposed and carried out. The paper presents contemporary proposition of the method of strengthening foundations and transferring loads from the structure to good bearing capacity layers through unloading foundations structure.

1. Wprowadzenie

Analizowany budynek mieszkalny jest 5-cio kondygnacyjny, całkowicie podpiwniczony, zrealizowany w technologii tradycyjnej, o konstrukcji murywanej. Obiekt, zrealizowany w latach 1963÷1965, posadowiono w sposób bezpośredni na ławach fundamentowych grubości 0,5 m i różnicowanej szerokości, pod którymi została ułożona warstwa chudego betonu grubości 0÷1,2 m. Przyjęto podłużny układ ścian nośnych, stropy ceramiczne typu Ackermana, żelbetowe klatki schodowe oraz dach płaski z prefabrykowanych płyt dachowych na belkach DMS. Budynek został podzielony na trzy sekcje (nr 13, 15, 17), z których północno-wschodnia jest oddzielona dylatacją, a południowo-zachodnia przylega do starej zabudowy. Sekcja północno-wschodnia za dylatacją posiada większą szerokość niż pozostałe. Klatki schodowe zaprojektowano jako przelotowe.

Trudno jest ustalić, jakie zbrojenie podłużne posiadają żelbetowe ławy ścian nośnych. Zbrojenie poprzeczne ław ułożone dołem nie spełnia żadnych funkcji statycznych przy przenoszeniu sił wywołanych nierównomiernym osiadaniem podłoża gruntowego. Ławy poprzeczne zaprojektowano jako betonowe. Projektowana marka betonu w fundamentach $R_w = 140 \text{ kG/cm}^2$. Fundamentowanie budynku wykonywano w okresie zimowym (z wyją-

tkiem segmentu skrajnego od strony północno-wschodniej). Ściany piwnic o grubości 51 cm wykonano z cegły pełnej. Ściany piwnic przydylatacyjne, wykonano jako zespolone, wzmocnione słupkami żelbetowymi, zbrojonymi prętami $2 \phi 12$, rozstawionymi co 51 cm. Ściany piwnic również wykonano w okresie zimowym [1].



Rys. 1. Widok na dwie części budynku mieszkalnego (część zamieszkała i część przeznaczona do wyburzenia)

2. Analiza sposobu naprawy i zabezpieczenia budynku przed nierównomiernymi osiadaniami

Budynek mieszkalny oddano do użytku w 1966 roku, natomiast już w 1968 roku badano przyczyny pęknięć murów nośnych i ław fundamentowych oraz sposobu zabezpieczenia jego konstrukcji. W ciągu trwania użytkowania budynek ulegał ciągłym osiadaniami i przemieszczeniom, dokonywano kolejnych analiz dotyczących stanu technicznego, sposobu naprawy i zabezpieczenia budynku przed nierównomiernymi osiadaniami.

W 1973 roku podjęto prace zmierzające do wzmocnienia podłoża poprzez stabilizację gruntów o niskich własnościach fizyko-mechanicznych zalegających pod budynkiem. Rozprowadzono przez odwiercone otwory iniekcyjne substancję zeskalającą do warstw gruntów organicznych (torfów, zalegających poniżej ław obiektu). Substancję zeskalającą stanowił środek chemiczny lignochrom glinowy. Ze względu na dużą miąższość warstwy torfu, praktyczne trudności w przestrzennym rozprowadzeniu preparatu na projektowanych głębokościach, brak dokładnych badań laboratoryjnych i wdrożeniowych działania lignochromu glinowego w środowisku gruntów organicznych, z tej metody wzmocnienia zrezygnowano.

W 1975 roku rozpoczęto prace drażenia studni, w celu wsparcia budynku na studniach, jednak rozwiązanie okazało się niemożliwe do wykonania ze względu na napotkane warunki gruntowe, tj. zdrowe drzewa o średnicy ok. 60 cm zatopione w torfie i namule. Przecięcie drzew w dobrym stanie było niemożliwe, gdyż do studni napływała woda gruntowa oraz

wypierany był torf. W czasie drążenia studni następowało zalewanie wodą wykopu. Prace zostały przerwane, studnie zasypano, a ubytki gruntu spod ław zamulono piaskiem.

Uwzględniając stwierdzone w torfie pnie drzew nie wykonano również zabicia ciągłej ścianki szczelnej, przewidywanej jako zabezpieczenie przed wypieraniem gruntów spod fundamentów.

Stan bezpieczeństwa konstrukcji, oceniony w 1974 roku jako „groźny”, uległ dalszemu pogorszeniu. Na podstawie analizy podanych wówczas przyczyn uszkodzenia budynku oraz informacji z przebiegu robót remontowych, zasugerowano przyjęcie do realizacji podbudowy ław palami odcinkowymi wciskanymi, np. systemu „Mega”, opierając je na gruntach nośnych zalegających pod torfami oraz wykonanie kotwień tam, gdzie będzie to konieczne dla ściągnięcia istniejących pęknięć, a następnie renowację i remont budynku w zakresie robót budowlano-instalacyjnych.

W 1985 roku ponownie określono przyczyny pęknięcia konstrukcji budynku. Stwierdzono, że dylatacje są nieczynne, u góry zaciśnięte. Nie było wystarczającej informacji o zdylatowaniu fundamentów, zaś poszczególne segmenty budynku były od góry dociskane w dylatacji poprzez sztywne tarcze poziome (stropy) i pionowe ściany, zaś od dołu rozciągane w fundamentach. Następowaly przesunięcia stropów, miażdżenie murów podłużnych w dylatacji i pęknięcie ścian. Proces osiadań przedłużał się i wciąż był procesem nieciągłym.

W efekcie nie wykonano żadnych przedsięwzięć mających na celu zakończenie procesu osiadań budynku, jedynie dodatkowo usztywniono budynek. Budynek nadal osiadał, osiadanie budynku było hamowane przez konstrukcję. Stwierdzono, że biorąc pod uwagę stan konstrukcji budynku i stan realizacji osiadań można zdecydować się na rozwiązanie dopuszczające realizację osiadań całkowitych. Należało jednak odblokować konstrukcyjne tłumienie tych przemieszczeń. Środkowy segment był ściśnięty przez pozostałe skrajne segmenty i nie miał swobody pionowego przemieszczenia. W celu odblokowania konstrukcyjnego tłumienia przemieszczeń budynku, które były powodem pęknięcia i zarysowania ścian, zaproponowano dwie możliwości działania, polegające na odtworzeniu dylatacji pomiędzy segmentami poprzez ich pionowe przecięcie lub poprzez częściowe wyprostowanie skrajnych segmentów.

W 1991 roku stwierdzono, że proces osiadań budynku nie został jeszcze zakończony, co oznacza, że wszelkie działania poczynione w celu zabezpieczenia budynku nie wyeliminowały przyczyny osiadań. Wprowadzone usztywnienie konstrukcji proces osiadań jedynie wydłużyło w czasie. Nastąpiła jakościowa zmiana przebiegu osiadań, która mogła być następstwem zmiany warunków pracy podłoża (obniżenie zwierciadła wody gruntowej, intensyfikacja procesu butwienia, pogorszenie parametrów geotechnicznych gruntów organicznych). Usztywnienie konstrukcji budynku, przy jego częściowym zdylatowaniu, w końcowym efekcie spowodowało jedynie przemieszczenia obiektu.

Kolejne orzeczenia w sprawie stanu konstrukcji budynku mieszkalnego potwierdzały, że proces osiadania budynku trwa nadal i że powstające nowe pęknięcia wymagają wzmocnień ścian i podłoża. Założono plomby gipsowe na wszystkich dostępnych pęknięciach i dokonywano kontroli zachowania się obiektu.

W 1993 roku postanowiono wykwaterować mieszkańców z zagrożonej części obiektu, gdyż wszystkie elementy awarii uległy dalszemu pogłębieniu; szczeliny w murach, szczególnie ściany wewnętrznej, które przeszły w strefy pęknięć, wypełnione pokruszonym murem były szersze. Pojawiły się nowe rysy, zwłaszcza w ścianach poprzecznych, znaczna część plomb gipsowych została uszkodzona.

W 1996 roku eksperci zalecili zabezpieczenie segmentu, z którego wykwaterowano mieszkańców poprzez szczelne zamurowanie wszystkich otworów drzwiowych i okiennych w ścianach nośnych i usztywniających, tak, aby powstała sztywna skrzynia, o wiele bardziej

odporna na nierównomierne osiadania. Pozostawienie tej części budynku w formie „sarkofagu” miało za zadanie zabezpieczenie środkowego segmentu przed wypychaniem spod niego torfu, wskutek odciążenia tej warstwy. Stanowiło ono także podparcie dla segmentu środkowego budynku. Zalecono, aby pozostawić zabezpieczony segment budynku tak długo, aż osiadania budynku ustabilizują się, natomiast ewentualna rozbiórka „sarkofagu” wymagałaby pozostawienia większości materiału z rozbiórki w zarysie segmentu, żeby zabezpieczyć środkowy segment budynku przed wypychaniem torfu poza jego obrys.

Stropy części budynku wysiedlonego i wyłączzonego z eksploatacji nr 13 zabezpieczono stemplami budowlanymi. Wykonano dylatację między budynkami 13 i 15, łącznie z odcięciem stropów budynku 13 części wysiedlonej. Budynek 17 i 15 został zabezpieczony przez ankrowanie, które wykonano w poziomach wszystkich stropów. Ankrowania nie wykonano jedynie na poziomie ław fundamentowych. Zainstalowano nowe plomby gipsowo-szklane, zabudowane na wszystkich kondygnacjach budynku 17.

Kontrola techniczna budynku wykonana w 2009 roku wykazała, że proces osiadania budynku nie został zatrzymany.

3. Warunki gruntowo-wodne podłoża analizowanego budynku mieszkalnego

W 1960 roku podłoże gruntowe rozpoznano 6-cioma otworami badawczymi o głębokości 9÷18 m, zaś w 1973 roku 7-mioma otworami o głębokości 6÷10 m.

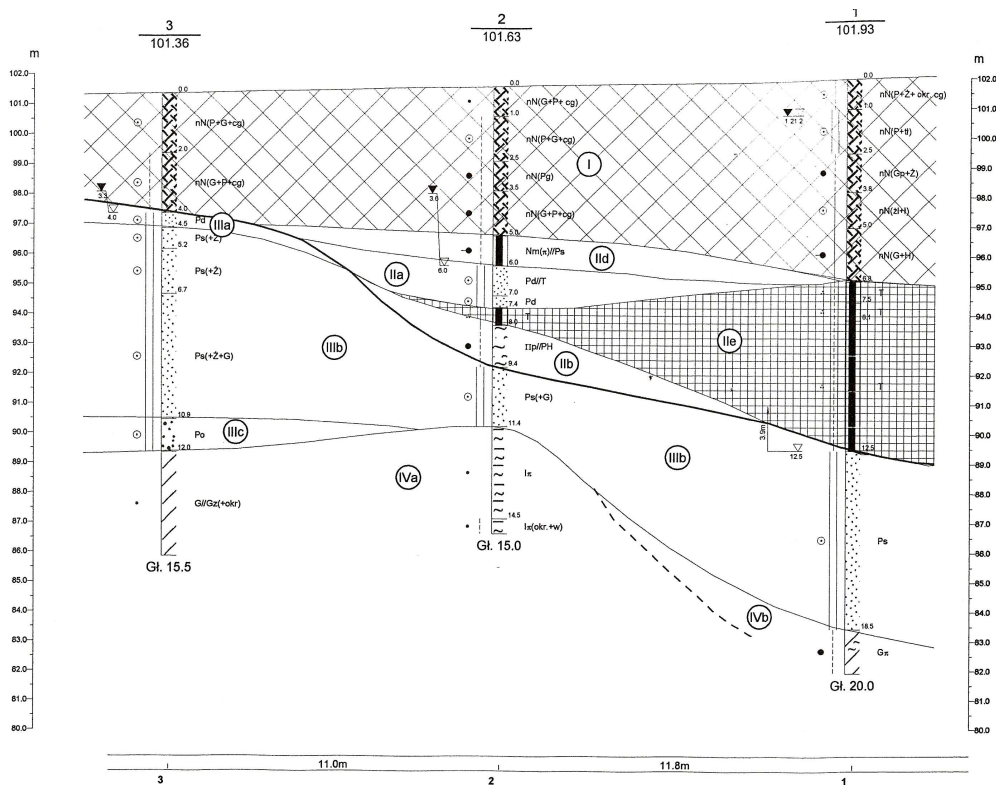
Rozpoznanie podłoża wykazało występowanie w nim niejednorodnie ukształtowanych utworów czwartorzędowych, od glin i ilów poprzez torfy i namuły, aż do osadów piaszczysto-żwirowych. Grunty organiczne zalegają na głębokości od 3,9 do 5,2 m ppt., o zmiennej miąższości od 2,5 do 5,4 m. Ponadto, podłoże gruntowe charakteryzuje nieregularny zasięg występowania gruntów organicznych. Pod środkową częścią budynku występuje warstwa torfu o miąższości od 0 do 5,4 m; największa grubość torfu znajduje się w 1/3 długości segmentu nr 15, od strony segmentu nr 17. Natomiast pod skrajnymi częściami segmentów 13 i 17, na końcach budynku nie stwierdzono występowania torfu. Warstwa torfu zalega już na głębokości ok. 1,5 m poniżej ław fundamentowych. Torf ten jest stosunkowo młody; znajdujący się w tym miejscu staw zasypano przed ok. 95 laty.

Według badań z 1960 roku, zawartość części organicznych w torfie wahała się od 6,9 do 87%, wilgotność torfu wynosiła 320%, ciężar objętościowy $1,04 \text{ g/cm}^3$, edometryczny moduł ścisłości 800 kPa, spójność 6 kPa, kąt tarcia wewnętrznego 11° . Poziom wody gruntowej występował 2,7 m ppt. we wszystkich otworach badawczych. Wykonane wówczas badania wykazały duże nawodnienie terenu i występowanie wód swobodnych powyżej stropu gruntów organicznych.

W 2010 roku wykonano dodatkowo 6 otworów badawczych, systemem mechanicznym na sucho, w tym 4 otwory do głębokości 15,0÷15,5 m i 2 otwory do głębokości 20,0÷20,5 m. Z dokumentacji badań geotechnicznych [2] wynika, że starsze podłoże analizowanego terenu budują utwory karbońskie, reprezentowane przez łupki i mułowce oraz piaszkowce z pokładami węgla. Na karbonie zalegają utwory trzeciorzędowe – mioceńskie, wykształcone jako szare iły, niekiedy iły pylaste, w stropowych partiach przechodzące w gliny zwięzłe. Stropowe partie terenu budują osady czwartorzędowe – plejstocieńskie, wykształcone jako gliny morenowe – gliny piaszczyste ze żwirami oraz piaski i żwiry. W strefie przypowierzchniowej występują utwory czwartorzędowe – holocenu, wykształcone w postaci glin i piasków gliniastych, piasków drobnych oraz gruntów organicznych – torfów i namułów organicznych. Powierzchnię terenu pokrywają nasypy niebudowlane, piaszczysto-gliniaste, z domieszkami okruszków cegły i kamieni (por. rys. 2).

W budowie podłoża wyraźnie zaznacza się nachylenie spągu, jak również wzrost miąższości gruntów organicznych. Miąższość wzrasta w kierunku północno-wschodnim, gdzie w jednym z otworów sumaryczna miąższość torfów i namulów organicznych przekracza 7,0 m. Ponadto, niekorzystnym czynnikiem jest fakt, że w rejonie tego otworu seria gruntów organicznych przedzielona jest warstwą miękkoplastycznych piasków gliniastych. W części południowo-zachodniej budynku grunty organiczne zanikają.

W podłożu występuje jeden poziom wodonośny – czwartorzędowy. Poziom charakteryzuje się zwierciadłem wody napiętym, lokalnie swobodnym, przy czym charakter zwierciadła wody uwarunkowany jest zaleganiem spągu i miąższością napinającej warstwy gruntów spoistych – półprzepuszczalnych namulów organicznych. Zwierciadło swobodne występuje w jednym z otworów na głębokości 3,0 m ppt., w pozostałych otworach woda występuje pod napięciem dochodzącym do 8,5 m słupa wody. Zwierciadło wody nawiercono na głębokości 10,4÷12,5 m; zwierciadło stabilizuje się generalnie na głębokości 3,3÷3,7 m ppt. Ponadto, woda występuje w strefie bezpośrednio przypowierzchniowej, w zamkniętej soczewce piasków oraz jako woda ociekowa w nasypach. Zwierciadło wody kształtuje się tu na głębokości 1,2 m ppt.



Rys. 2. Przekrój geotechniczny w rejonie budynku mieszkalnego [2]

4. Analiza sposobu zabezpieczenia fundamentów i wzmocnienia podłoża gruntowego

Analizowany budynek mieszkalny jest bardzo niekorzystnie zlokalizowany i ukształtowany (brak właściwego zdylatowania). Niewątpliwą przyczyną uszkodzeń są nierównomierne osiadania, spowodowane występowaniem w podłożu warstwy bardzo odkształcalnych gruntów organicznych, zalegających bezpośrednio pod istniejącym budynkiem.

Z dokumentacji geologiczno-inżynierskiej [2] wynika, że maksymalna miąższość gruntów słabych, bardzo ściśliwych, takich jak: torf słabo rozłożony w stanie luźnym o wilgotności naturalnej $w_n = 218 \div 447\%$ i zawartości części organicznych $I_{om} = 65 \div 75\%$, nasyp niebudowlany (głina+humus+żużel+szlaka) w stanie miękkoplastycznym wynosi 7,5 m. Zróżnicowane osiadania i przechylenia budynku są spowodowane niekorzystnymi warunkami gruntowymi.

Wstępnie rozpatrywano możliwość zastosowania do wzmocnienia podłoża gruntowego pod analizowanym budynkiem mieszkalnym technikę iniekcji strumieniowej, jednak zrezygnowano z takiego rozwiązania ze względu na znaczną miąższość (do 7,5 m) bardzo ściśliwych gruntów organicznych zalegających pod budynkiem, które mogą spowodować, że nie uzyska się wymaganego i oczekiwanego zabezpieczenia fundamentów oraz przeniesienia sił z konstrukcji na głębiej zalegające nośne warstwy podłoża gruntowego.

Biorąc pod uwagę wszystkie dostępne dokumentacje i opracowania, informacje uzyskane podczas wizji lokalnych, względy technologiczne oraz czynniki ekonomiczne, jako zabezpieczenie i wzmocnienie fundamentów analizowanego budynku zaproponowano wykonanie konstrukcji odciążającej fundamenty [1].

Konstrukcja odciążająca ma za zadanie całkowite odciążenie fundamentów budynku, przenosząc obciążenia z konstrukcji na nośne podłoże gruntowe, tj. warstwę zawierającą piaski drobne, średnie i pospółkę w stanie średniozagęszczonym, zalegające bezpośrednio pod warstwami torfów i namułów. Konstrukcja odciążająca powinna przejąć obciążenia od ścian nośnych i przekazać je na zewnętrzny fundament palowy. Proponowane rozwiązanie przedstawiono na rysunkach 3÷5.

Konstrukcję odciążającą stanowi układ 2 rzędów pali wykonanych w technologii wiercenia świdrem ciągłym bez rury obsadowej (pale CFA) lub w technologii pali w pełni przemieszczeniowych (pale FDP), o zalecanej średnicy min. 800 mm, zbrojonych profilami gorąco walcowanymi ze względu na zagrożenie korozyjne.

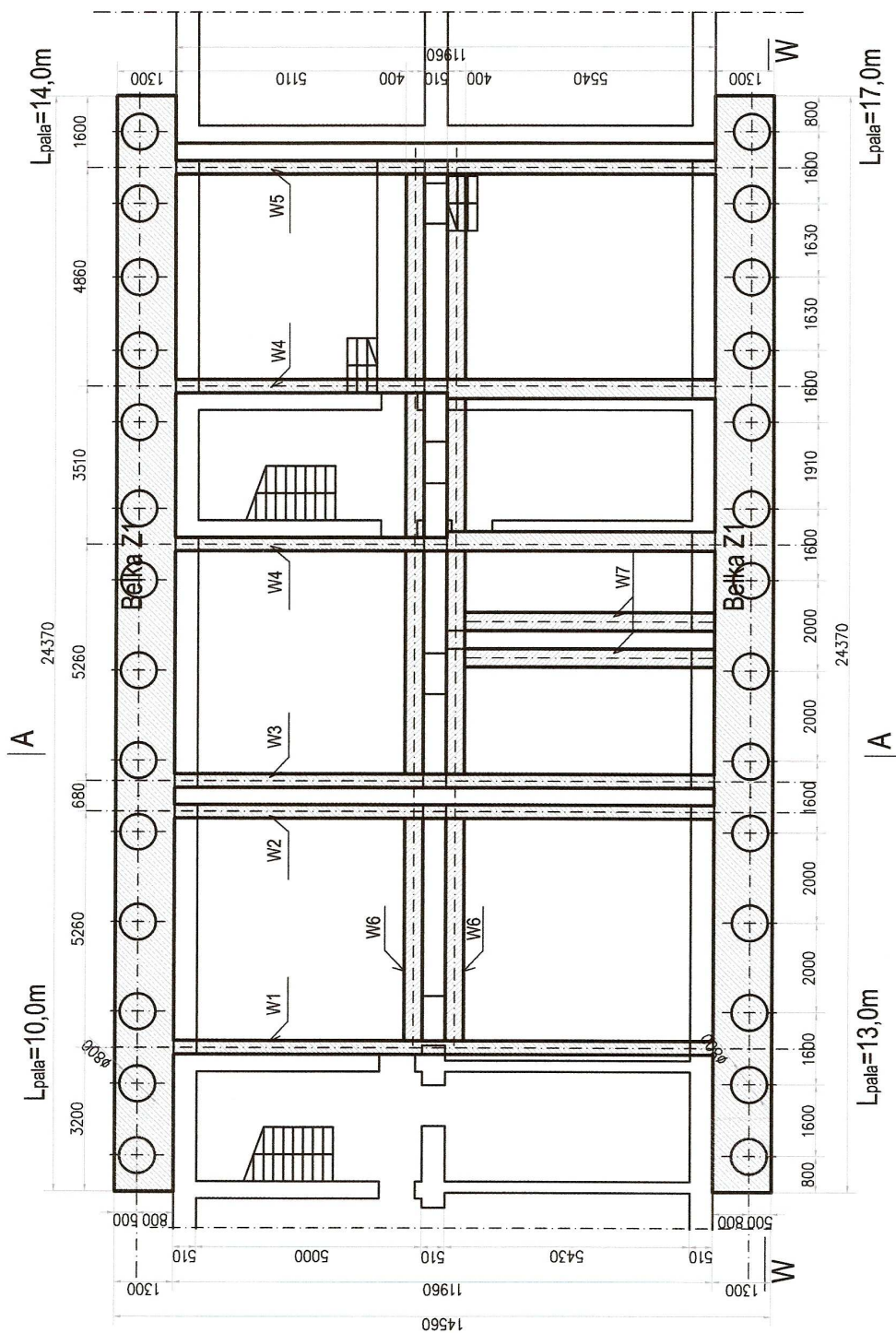
Pale powinny zostać zwieńczone belką oczepową Z1 oraz układem rusztowym belek – ścian wykonanych w kondygnacji piwnicznej. Wszystkie belki – ściany powinny być zdyblowane ze ścianami fundamentowymi poprzez wykucie w nich wrębów lub osadzenie dybli stalowych, w celu przejmowania obciążeń przenoszonych przez ściany fundamentowe.

Głowice pali należy wykonać na poziomie równym górze ławy fundamentowej, zaś zbrojenie powinno być zakotwione w belce oczepowej na min. 120 cm.

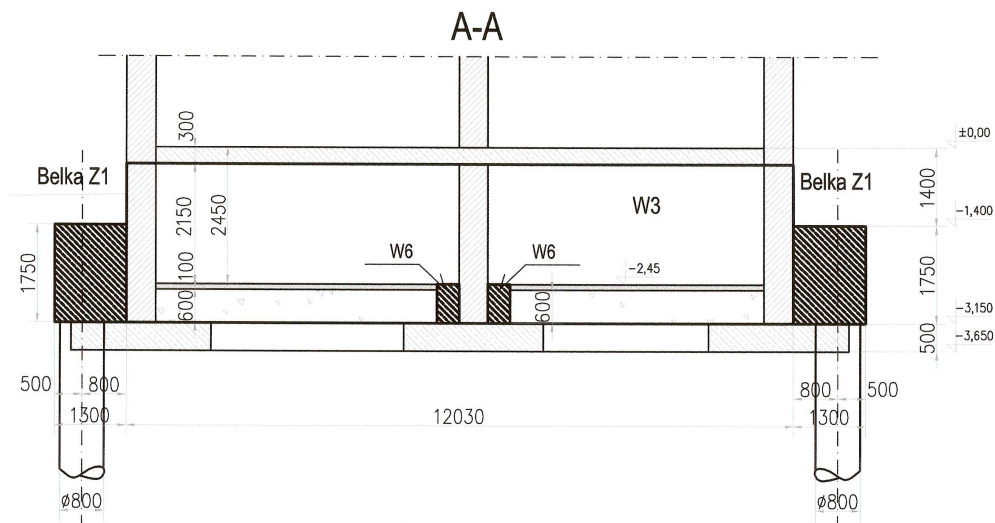
Podstawa pali powinna być zagłębiona w warstwie nośnej na min. 3,0 m; dokładną długość pali należy określić w projekcie palowania i weryfikować na bieżąco podczas prowadzenia prac.

Jako materiały do wykonania konstrukcji odciążającej zalecono stosować: beton pali C30/37 o podwyższonej odporności na korozję kwasową, beton podkładowy C8/10, stal profilową S355JR, stal zbrojeniową zębkowaną BSt500.

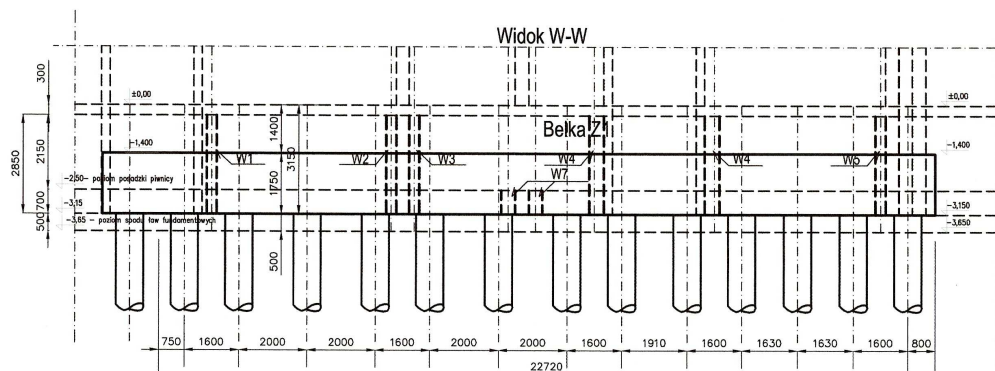
Rozpoczęcie dalszych robót budowlanych można rozpocząć dopiero po wykonaniu próbnych obciążeń pali, po minimum 28 dniach od czasu ich wykonania.



Rys. 3. Rzut poziomy kondygnacji podziemnej. Ruszt żelbetowy, rozmieszczenie pali CFA ϕ 800 mm



Rys. 4. Przekrój poprzeczny A-A zabezpieczenia fundamentów i wzmocnienia podłoża gruntowego pod budynkiem mieszkalnym



Rys. 5. Widok oczepu pali CFA – przekrój podłużny WW zabezpieczenia fundamentów i wzmocnienia podłoża gruntowego pod budynkiem mieszkalnym

Literatura

1. Ekspertyza budowlana w zakresie oceny stanu technicznego budynku przy ul. Chopina 13÷17 w Gliwicach z wytycznymi wzmocnienia podłoża gruntowego oraz warunkami wyburzenia segmentu nr 17, Część 1: Ocena stanu technicznego i warunki wyburzenia segmentu nr 17, Autorzy: Walentyński R., Walentyński T., Część 2: Wytyczne wzmocnienia podłoża gruntowego, Autorzy: Bzówka J., Blejarski T., Gliwice, maj 2010.
2. Dokumentacja badań geotechnicznych określająca warunki gruntowo-wodne podłoża budynku mieszkalnego przy ulicy Chopina 13, 15 i 17 w Gliwicach, Przedsiębiorstwo Produkcyjno-Usługowo-Handlowe „GEOTEST” Zakład Robót Geologiczno-Inżynierskich, Tychy, marzec 2010.