



BŁĘDY PROJEKTU ZABEZPIECZENIA ISTNIEJĄCEGO BUDYNKU PRZY WYKOPIE

LESZEK STACHECKI, *ls@zut.edu.pl*

Katedra Konstrukcji Żelbetowych i Technologii Betonu,
Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie

Streszczenie: W referacie omówiono błędy występujące w trzech kolejnych wersjach projektu budowlanego konstrukcji zabezpieczenia istniejącego budynku zlokalizowanego w bezpośrednim sąsiedztwie głębokiego wykopu oraz przedstawiono własną propozycję rozwiązania konstrukcyjnego spełniającą wymogi bezpieczeństwa.

Słowa kluczowe: zabezpieczenie wykopu, przemieszczenia poziome, osiadanie, ściana szczelinowa, bezpieczeństwo budynku istniejącego.

1. Wstęp

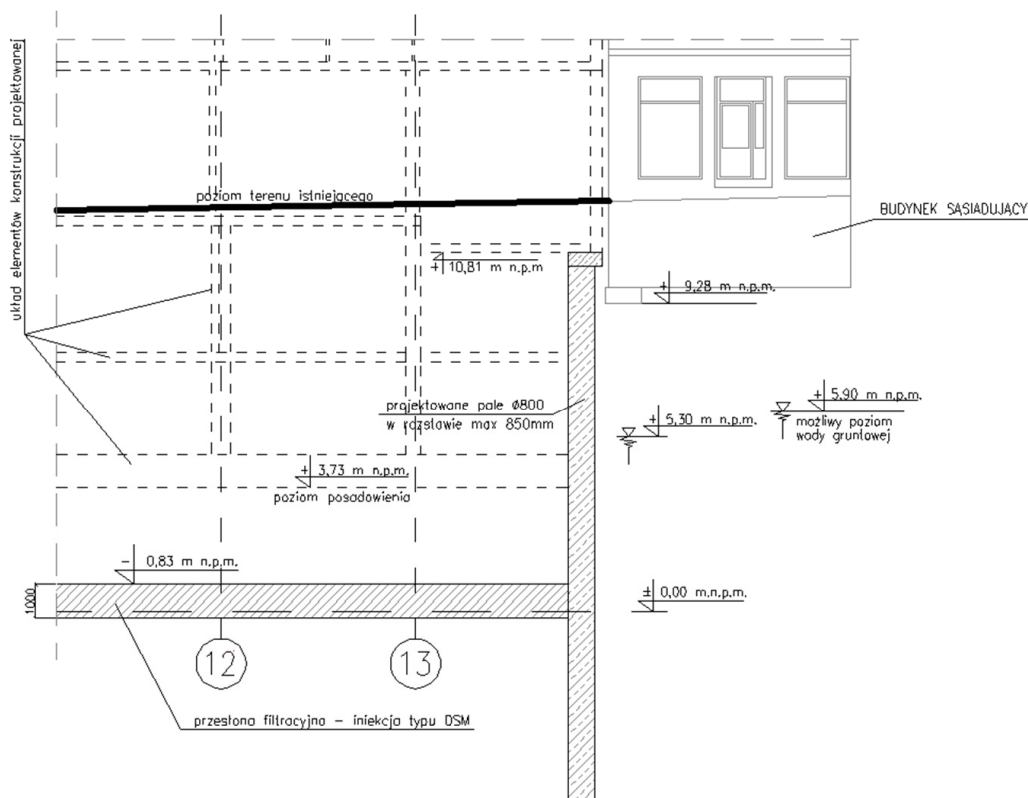
Dynamiczny rozwój budownictwa w ciągu ostatnich dziesięcioleci doprowadził do ograniczenia ilości atrakcyjnych terenów inwestycyjnych w centrach dużych miast. Prowadzi to do dążenia inwestorów do maksymalnego wykorzystania tych działek, które udaje im się pozyskać. Planowane są więc inwestycje bezpośrednio przylegające do granicy działki i niejednokrotnie do istniejących budynków, w których projektuje się dwie lub więcej kondygnacji podziemnych. Prowadzi to do konieczności stosowania obudowy wykopu oraz zabezpieczenia sąsiednich budowli w fazie realizacji nowej inwestycji, a także w okresie jej eksploatacji. Od co najmniej kilkunastu lat zagadnienia związane z projektowaniem i realizacją obudowy wykopów są coraz lepiej rozpoznawane ze względu na liczne inwestycje zwłaszcza budowę linii metro w Warszawie oraz zainteresowanie tą problematyką środowiska naukowego. Impulsem do szczegółowego rozpoznania zagadnień związanych z projektowaniem obudowy głębokich wykopów i wpływu tych wykopów na budynki zlokalizowane w pobliżu były dwie katastrofy obudowy wykopów w Warszawie przy ul. Puławskiej i przy ul. Chocimskiej [7, 8], które miały miejsce pod koniec lat 90. ubiegłego wieku. Przyczyniło się to do opracowania i wydania w 2002 r. instrukcji ITB nr 376/2002, [5]. Na bazie uzyskiwanych doświadczeń powstały liczne publikacje naukowe i techniczne analizujące różne aspekty tego złożonego zagadnienia, jakim jest wzajemne oddziaływanie obudowy wykopu i gruntu oraz wpływ zaistniałego stanu odprężenia gruntu i przemieszczeń obudowy na budynki i budowle istniejące w sąsiedztwie. Wydawać by się mogło, że świadomość złożoności zagadnienia, odpowiedzialności konstrukcji i ryzyka związanego z projektowaniem i wykonaniem obudowy wykopu, zwłaszcza w bezpośrednim sąsiedztwie istniejącego budynku, jest już powszechna. Okazuje się jednak, że być może tak nie jest. Dużym zaskoczeniem dla autora była analiza „Opinii technicznej na temat wpływu planowanej inwestycji na istniejący budynek (...)” opracowanej w związku z projektem budynku zlokalizowanego w sąsiedztwie istniejącej kamienicy i posadowionego znacznie głębiej niż istniejący budynek. Przedstawione w niej rozwiązanie techniczne obudowy wykopu i ocena wpływu planowanej inwestycji na budynek istniejący zawierała elementarne błędy, które kilkakrotnie poprawiane nie zostały przez autora „Opinii” wyeliminowane. Skłoniło to do przedstawienia tego szczególnego przypadku w niniejszym referacie ku przestrodze mniej doświadczonych projektantów i dla

zwrócenia uwagi na konieczność uwzględniania w projektowaniu obudowy wykopu i zabezpieczenia istniejącego budynku całej złożoności tego zagadnienia.

2. Błędy rozwiązań zabezpieczenia proponowanych w projekcie

Planowana inwestycja ma przylegać bezpośrednio do istniejącego budynku. Przewidywano wykonanie głębokiego wykopu przy granicy działki i co za tym idzie bezpośrednio przy fundamentach ściany szczytowej budynku. Założono zabezpieczenie pionowej skarpy wykopu za pomocą ścianki wykonanej z pali żelbetowych o średnicy 800 mm podpartych na wstępnym etapie realizacji inwestycji rozporami z rur stalowych.

Istniejący budynek pochodził prawdopodobnie z lat 30. XX wieku i stanowi sześciokondygnacyjną kamienicę o konstrukcji tradycyjnej ze ścianami murowanymi z cegły ceramicznej pełnej i ze stropami żelbetowymi skrzynkowymi. Budynek jest podpiwniczony, posadowiony na murowanych z cegły fundamentach. Stan techniczny budynku można ocenić jako dobry – występują drobne zarysowania, które nie wskazują na nadmierne wyłączenie lub zużycie techniczne elementów konstrukcji. Poziom posadowienia stwierdzony w wykonanej odkrywce określono na +9,28 m n.p.m.



Rys. 1. Przekrój projektowanego układu konstrukcji w rejonie istniejącego budynku

Konstrukcja zabezpieczenia budynku istniejącego, przyjęta w projekcie budowlanym, zakładała wykonanie palisady złożonej naprzemiennie z pali żelbetowych i betonowych $\phi 800$ mm w rozstawie co 700 mm, zwieńczonych oczepem żelbetowym określonym niejednoznacznie – wg przekroju o wymiarach 1014×400 mm, a wg rysunku detalu elementu o wymiarach 800×400 mm. Ścianka z pali miała być podparta na poziomie oczepu, to jest +10,610 m n.p.m. za pomocą rur $\phi 406,4 \times 16$ nachylonych w płaszczyźnie pionowej pod kątem 23° i podpartych na uprzednio wykonanym fragmencie płyty fundamentowej na poziomie +4,730 m n.p.m.

W pobliżu naroża obudowy zastosowano rury poziome oparte na oczepach prostopadłych do siebie ścian obudowy. Rozstaw rur wynosił 400 cm. Docelowo palościanka miała stanowić zewnętrzną ścianę budynku. Realizację przewidywano w kilku etapach:

- wykonanie palościanki i ścianki szczelinowej projektowanej jako obudowa wykopu;
- wykonanie poniżej dna wykopu przesłony filtracyjnej metodą iniekcijną;
- wykonanie wykopu szerokoprzestrzennego do poziomu posadowienia z pozostawieniem przypory ziemnej przy ścianie obudowy wykopu;
- wykonanie płyty fundamentowej poza rejonem pozostawionych przypór ziemnych;
- wykonanie podparcia w postaci rozpór z rur stalowych;
- usunięcie przypór ziemnych;
- wykonanie pozostałej części fundamentu, ścian i stropów – podparcie ściany obudowy na dwóch poziomach.

Obliczeniową analizę tak przyjętego rozwiązania zawarto w „Opinii technicznej na temat wpływu planowanej inwestycji na istniejący budynek (...)”. Przedstawione w niej dość lakoniczne obliczenia budziły szereg wątpliwości:

1. do analizy przyjęto wyniki z programu MM-Geo-5, ale nie określono szczegółów przyjętego schematu statycznego palościanki:
 - jakiej szerokości pasmo analizowano w obliczeniach – 1 mb, 1 pal, 2 pale?
 - jaki przekrój założono do obliczeń – prostokątny, czy kołowy?
 - czy w obliczeniach odkształceń palościanki uwzględniono degradację sztywności wywołaną zarysowaniem?
2. obliczenie rozpory stalowej:
 - do obliczenia nośności rury stalowej stanowiącej podporę uwzględniono charakterystyczne, a nie obliczeniowe wartości obciążeń, uwzględnienie wartości obliczeniowych ze współczynnikiem $\gamma = 1,2$ dla obciążenia gruntem i $\gamma = 1,1$ dla ciężaru własnego powoduje, że stan graniczny nośności nie jest spełniony;
 - niepoprawnie obliczono moment zginający rozpory od ciężaru własnego;
 - nie uwzględniono wpływu zmian temperatury na wyężenie rozpory oraz na przemieszczenie podparcia palościanki, który można ocenić dla przyjętego przekroju rury wsporczej na wartość siły $R = 1053$ kN przy założeniu wzrostu temperatury o 20° i przemieszczenie podparcia palościanki o ok. 3 mm w przypadku obniżenia temperatury o -20° ; uwzględnienie dodatkowej siły w rozporze stalowej prowadzi do przekroczenia jej nośności;
3. uwzględnienie ugięcia oczepu wywołującego dodatkowe przemieszczenie podparcia palościanki – w obliczeniach brak jest analizy tego ugięcia, które odnosi się do elementu o rozpiętości 4,0 m, a w skrajnym przeszło 5,8 m; ugięcie oczepu od reakcji z palościanki działającej w poziomie można oszacować na ok. 10 mm i odnosi się do poziomego przemieszczenia górnych końców pali w środku odległości między miejscami podparcia;
4. ocena wpływu osiadań:
 - brak obliczenia osiadania fundamentu od poziomego przemieszczenia obudowy oraz od wpływu jej wykonania, które zgodnie z [5] można oszacować następująco:

$$\max v_0^{(-)} = v_i + v_u$$

gdzie: v_i – przemieszczenie wywołane wykonaniem obudowy;

v_u – przemieszczenie wywołane odkształceniem ścian obudowy.

$$v_u = 0,75 (\max u_k)$$

W analizowanym przypadku odkształcenie obudowy określono w „Opinii technicznej” na 16,7 mm, a dodatkowo powiększone ono zostanie przez sprężyste odkształcenie podpory 5 mm:

$$\max u_k = 16,7 + 5 = 21,7 \text{ [mm]}$$

Pionowe przemieszczenie gruntu spowodowane poziomym przemieszczeniem obudowy można ocenić na poziomie:

$$v_u = 0,75 \cdot 21,7 = 16,3 \text{ [mm]}$$

Osiadanie wywołane obciążeniami od nowoprojektowanego budynku, określone w „Opinii technicznej”, wynosi 5,9 mm, dodatnie przemieszczenia spowodowane wykonaniem wykopu oszacowano, przy założeniu wykonania pali na głębokość powyżej 3,0 m poniżej dna wykopu, na wartość 1,5 mm, a więc łączne osiadanie będzie miało wartość:

$$s_k = 16,3 + 5,9 - 1,5 = 20,7 > [s_k]_u = 7 \text{ [mm]},$$

a ze względu na nośność:

$$\gamma_f s_k = 2 \cdot 20,7 = 41,4 > [s_k]_n = 20 \text{ [mm]}.$$

Określona w ten sposób wielkość osiadania jest większa od granicznych przemieszczeń ze względu na nośność określonych w instrukcji ITB nr 376 [5] na wartość 25 mm dla budynków murowanych o konstrukcji zbliżonej do analizowanego obiektu. Należy ponadto podkreślić, że oszacowane wyżej osiadanie nie uwzględnia przemieszczenia podparcia palościanki na skutek ugięcia oczepu (ok. 10 mm) oraz skrócenia rozpory wywołanego obniżeniem temperatury (ok. 4 mm). Uwzględnienie tych wpływów spowoduje jeszcze większe wartości osiadania (dodatkowo ok. 10 mm).

Uwagi przekazane autorowi projektu nie zostały zakwestionowane, ale spowodowały zastąpienie „Opinii...” przez „Ekspertyzę techniczną na temat wpływu planowanej inwestycji na istniejące budynki (...)”, w której zmieniono przekrój pali na $\phi 1200$ mm w rozstawie co 1600 mm. Nowe opracowanie nadal zawierało liczne niejasności i błędy: nadal nie określono przekroju palościanki przyjętego do obliczeń w programie MM-GEO-5, otrzymane wyniki podane zostały na 1 mb, a przekrój dla takiego pasma nie jest jednoznacznie określony; poziome przemieszczenie palisady określono na 2,8 mm co jest wielkością niedoszacowaną – ugięcie pala $\phi 1200$ mm zbrojonego podłużnie prętami 11 $\phi 28$, jak przyjęto w „Ekspertyzie”, obliczone z uwzględnieniem zarysowania wynosi 3,3 mm co wraz z przemieszczeniem wierzchołka daje wartość 5,3 mm; ugięcie oczepu określone w „Ekspertyzie” na 0,2 mm jest niedoszacowane, gdyż dla żelbetowego elementu zarysowanego przy założeniu rozstawu podpór 4,0 m wynosi ono ok. 1,0 mm. Całkowite przemieszczenie poziome palościanki wyniesie więc:

– przemieszczenie pala	– 5,3 mm
– ugięcie oczepu	– 1,0 mm
– sprężyste skrócenie rozpory	– 5,3 mm
razem	– 11,6 mm,

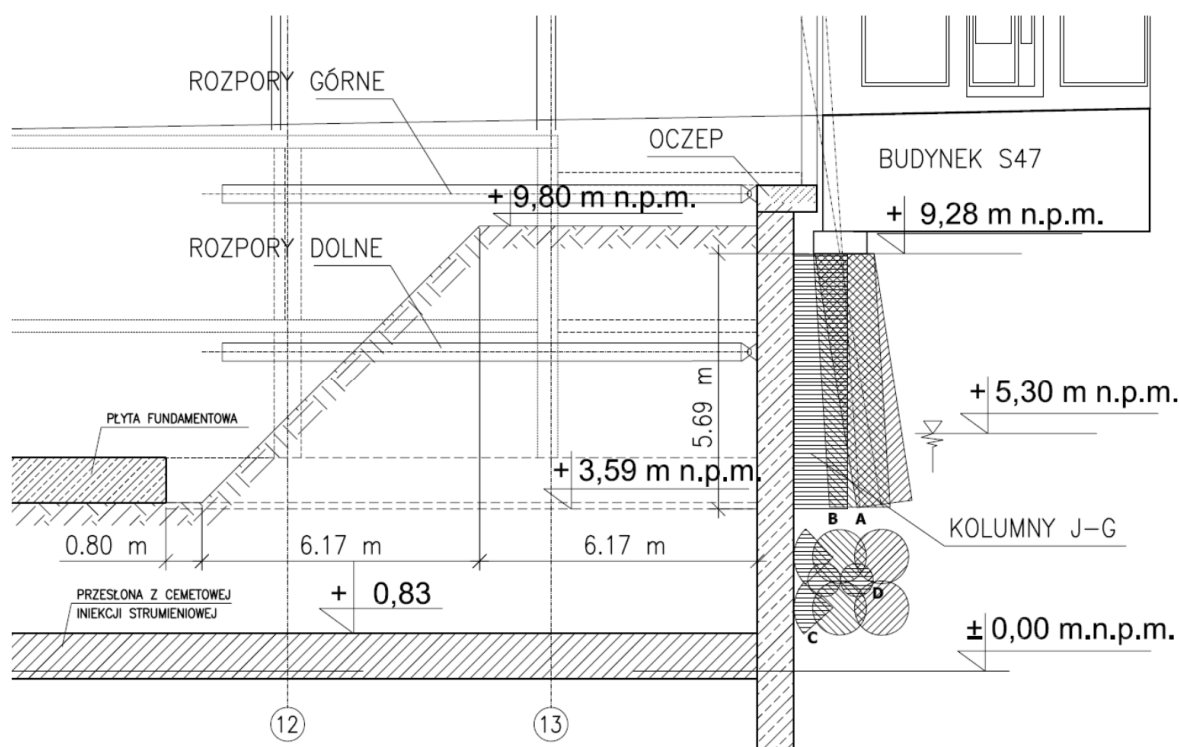
czyli znacznie więcej niż zakładane 2,8 mm.

Po uwzględnieniu ponadto osiadania powstającego po wykonaniu budynku określonego na 2,2 mm, całkowite przemieszczenie pionowe można więc określić na:

– od wykonania obudowy	±2,4 mm,
– od poziomego przemieszczenia	
– ściany obudowy 0,75·11,6	+8,7 mm,
– osiadanie od obciążenia budynkiem	+2,2 mm,
– wypiętrzenie po wykonaniu wykopu	-1,5 mm,
razem	+11,8 mm.

Proponowane rozwiązanie mimo zmiany konstrukcji i zastosowania pali o znacznej średnicy, nadal prowadzi do przekroczenia granicznych wartości stanu użytkowego i stanu nośności.

Przedstawione wyżej uwagi wraz z sugestią zmiany koncepcji zabezpieczenia istniejącego budynku na uwzględniającą zastosowanie kolumn jet-grouting podpierających istniejące fundamenty ponownie przekazano projektantowi, który opracował kolejną wersję „Ekspertyzy”. Tym razem przyjęto rozwiązanie zabezpieczenia istniejącego budynku za pomocą kolumn jet-grouting pod fundamentem i wykonaniu obudowy wykopu w postaci ściany szczelinowej grubości 60 cm zabezpieczonej rozporami na dwóch poziomach. Schemat układu konstrukcji pokazano na rys. 2.



Rys. 2. Trzeci wariant zabezpieczenia budynku istniejącego proponowany w projekcie budowlanym

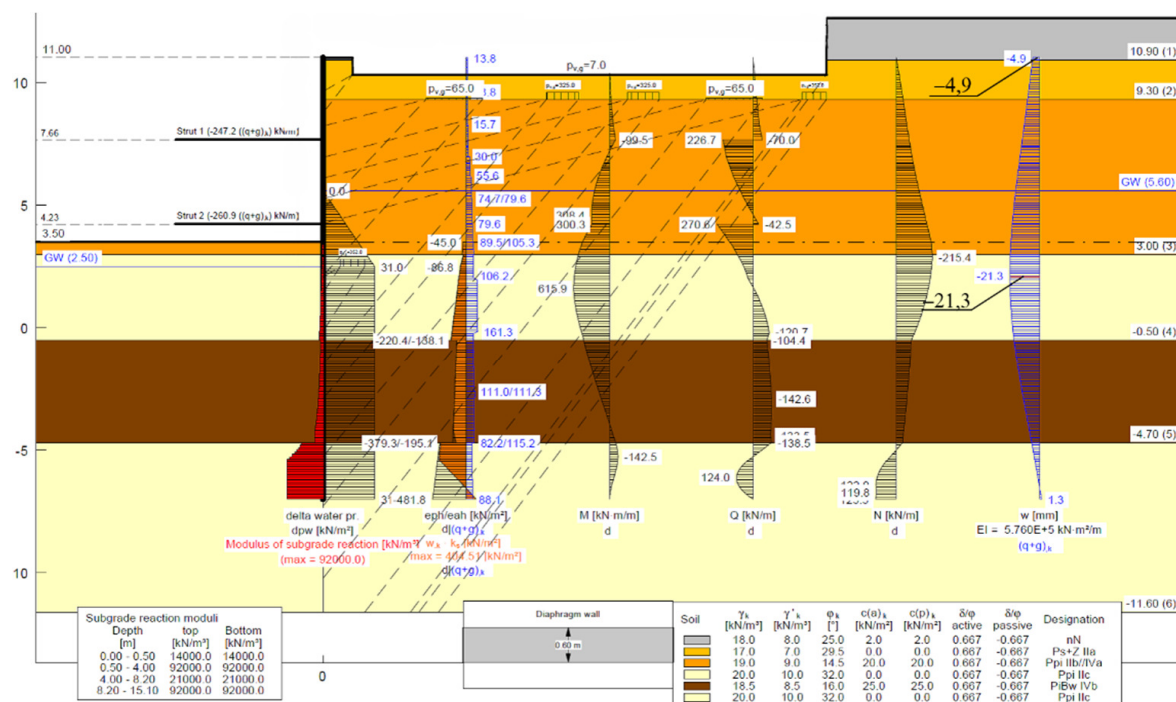
W zaproponowanym rozwiązaniu nie określono zalecanej kolejności wykonania zabezpieczeń w postaci kolumn jet-grouting i ściany szczelinowej, a także nie określono technologii wykonania tej ściany w szczególności nie ograniczając długości wykonywanych jednocześnie segmentów. Zalecenia te są istotne ze względu na zabezpieczenie szczeliny pionowej wypełnionej zawieszoną bentonitową ze względu na stateczność gruntu. Dotyczy to także fazy betonowania ściany, gdyż ze względu na powstawanie przesklepień i efekt silosowy poziome parcie świeżej mieszanki betonowej jest mniejsze na dużych głębokościach niż wynikałoby to z parcia hydrostatycznego, [1]. Brak zaleceń dotyczących technologii wykonania zabezpieczeń nie zmienia jednak faktu, iż niezależnie od kolejności wykonania ściany szczelinowej i kolumn pod istniejącym fundamentem realizacja budzi poważne wątpliwości co do bezpieczeństwa.

W przypadku wykonywania ściany szczelinowej jako pierwszego elementu konstrukcji obciążenia od istniejącego budynku przekazywane przez fundament na grunt powoduje znaczne parcie boczne, które może nie być zrównoważone przez siłę poziomego parcia zawiesziny bentonitowej o wysokości słupa ok. 1,3 m. Wykonanie w pierwszej kolejności kolumn grunto-cementowych również nie gwarantuje bezpieczeństwa w tym zakresie, gdyż poziom ich posadowienia przyjęto na rzędnej +3,59 m n.p.m. To jest znacznie wyżej niż poziom dna wykopu szczelinowego, który przyjęto na poziomie ok. -6,0 m n.p.m. Na etapie wykonania wykopu szczelinowego obciążenie od budynku i dodatkowo ciężaru kolumn j-g będzie także wywoływało parcie boczne na ściany wykopu, które nie zostanie zrównoważone przez parcie zawiesziny bentonitowej, zwłaszcza wobec dodatkowego niekorzystnego wpływu wody gruntowej, której poziom znajduje się ok. 2,3 m powyżej poziomu posadowienia kolumn j-g. Zmiana konstrukcji ściany zabezpieczającej wykop z palisady na ścianę szczelinową wydaje się być zasadniczym błędem. Ponadto w analizie konstrukcji ściany zabezpieczającej skarpę wykopu po jej zabetonowaniu i podparciu stalowymi rozporami także popełniono kilka błędów: niepoprawnie obliczono siłę w rozporze stalowej, przyjmując wartość poziomej reakcji oczepu na kierunku prostopadłym do ściany podczas, gdy rozpory nachylone są albo pod kątem 23° w płaszczyźnie pionowej, albo 45° w płaszczyźnie poziomej (w narożu wykopu), błędnie obliczono sprężyste odkształcenie podpór przyjmując wartość 1,1 mm podczas, gdy dla przyjętej w „Ekspertyzie”, błędnej wartości siły wartość ta wynosi na kierunku prostopadłym do ściany 6,3 mm, nie uwzględniono dodatkowej wartości siły ściskającej w rozporze na skutek wzrostu temperatury, obliczenia wytrzymałościowe rozpory stalowej uwzględniające rzeczywiste wartości siły i momentu od ciężaru własnego wykazują, że nośność jej jest niewystarczająca, nie uwzględniono przemieszczenia ściany wynikającego ze sprężystego ugięcia liniowej podpory poziomej na drugim poziomie podparcia – nie określono też jej przekroju i nie analizowano jej pod względem wytrzymałościowym, do obliczenia poziomego przemieszczenia ściany służącego do ustalenia osiadania fundamentu przyjęto przemieszczenie na poziomie korony ściany o wartości 4,9 mm podczas, gdy z przedstawionych obliczeń boczne przemieszczenie ściany na poziomie spodu kolumn j-g wynosi 21,3 mm (rys. 3). Pomijając bezpieczeństwo konstrukcji w trakcie wykonywania wykopu szczelinowego oraz przekroczenie nośności stalowej rozpory to i tak wyznaczając wpływ wykopu zabezpieczonego w zaproponowany sposób na istniejący budynek należy stwierdzić, że zabezpieczenie to jest niedostateczne:

– od wykonania obudowy	+2,1 mm,
– od poziomego przemieszczenia	
– ściany obudowy $0,75 \cdot 21,3$	+16,0 mm,
– ugięcie poziomej podpory	
– na drugim poziomie $0,75 \cdot 0,9$	+0,7 mm,
– osiadanie od obciążenia budynkiem	+2,4 mm,
– wypiętrzenie po wykonaniu wykopu	-1,5 mm,
razem	+19,7 mm.

$$s_k = 19,7 > [s_k]_u = 7 \text{ [mm]}$$

$$\gamma_f s_k = 2 \cdot 19,7 = 39,4 > [s_k]_n = 20 \text{ [mm]}.$$



Rys. 3. Wyniki obliczeń konstrukcji obudowy – maksymalne przemieszczenie poziome 21,3 mm

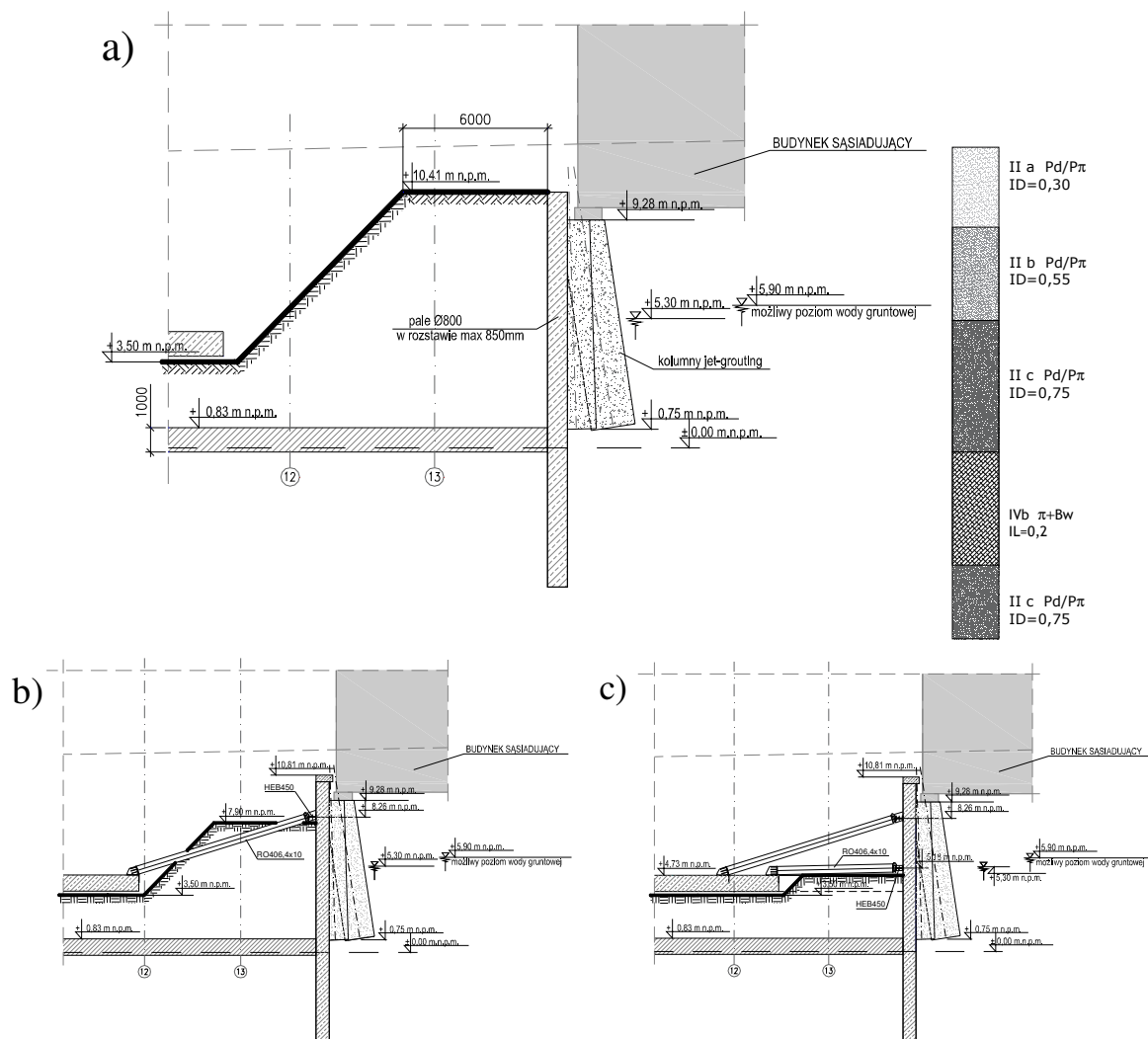
3. Zaproponowane rozwiązanie

Zaproponowane przez autora zabezpieczenie istniejącego budynku powinno być zrealizowane poprzez wykonanie pod ścianą przyległą do projektowanego wykopu wzmocnienia gruntu iniekcją strumieniową oraz wykonanie obudowy wykopu z pali żelbetowych opartych w kierunku poziomym na przeponie filtracyjnej o grubości 1 m projektowanej pod dnem wykopu i realizowanej w technologii iniekcji strumieniowej oraz dwóch rzędach rozpór stalowych.

Realizacja zabezpieczenia powinna przebiegać w następującej kolejności:

- wykop szerokoprzestrzenny do poziomu wierzchu palościanki;
- wykonanie pali wierconych $\square 800$ mm w osłonie rury stalowej;
- wykonanie przesłony filtracyjnej z gruntobetonu poniżej poziomu posadowienia w postaci iniekcji strumieniowej w obrębie całego wykopu szerokoprzestrzennego;
- wykonanie iniekcji strumieniowej pod fundamentem istniejącego budynku do poziomu +0,750 m n.p.m.;
- wykonanie wykopu szerokoprzestrzennego w centralnej części do poziomu +3,50 m n.p.m. z pozostawieniem przypory grunтовой w rejonie sąsiedniego budynku do poziomu +7,90 m n.p.m. szerokość górnej poziomej części przypory ok. 6,20 m – faza I;
- wykonanie podparcia palościanki na poziomie +8,26 m n.p.m.;
- wykonanie wykopu w rejonie obudowy do poziomu +4,73 m n.p.m. – faza II;
- wykonanie drugiego poziomu podparcia palościanki na poziomie +5,18 m n.p.m.;
- wykonanie wykopu do poziomu docelowego +3,50 m n.p.m. – faza III;
- wykonanie płyty fundamentowej i połączenie jej z palościanką;
- wykonanie płyty stropowej na poziomie +7,53 m n.p.m. (spód);
- demontaż podpór stalowych drugiego poziomu;
- wykonanie płyty stropowej na poziomie +10,81 m n.p.m. (spód);
- demontaż podpór stalowych pierwszego poziomu.

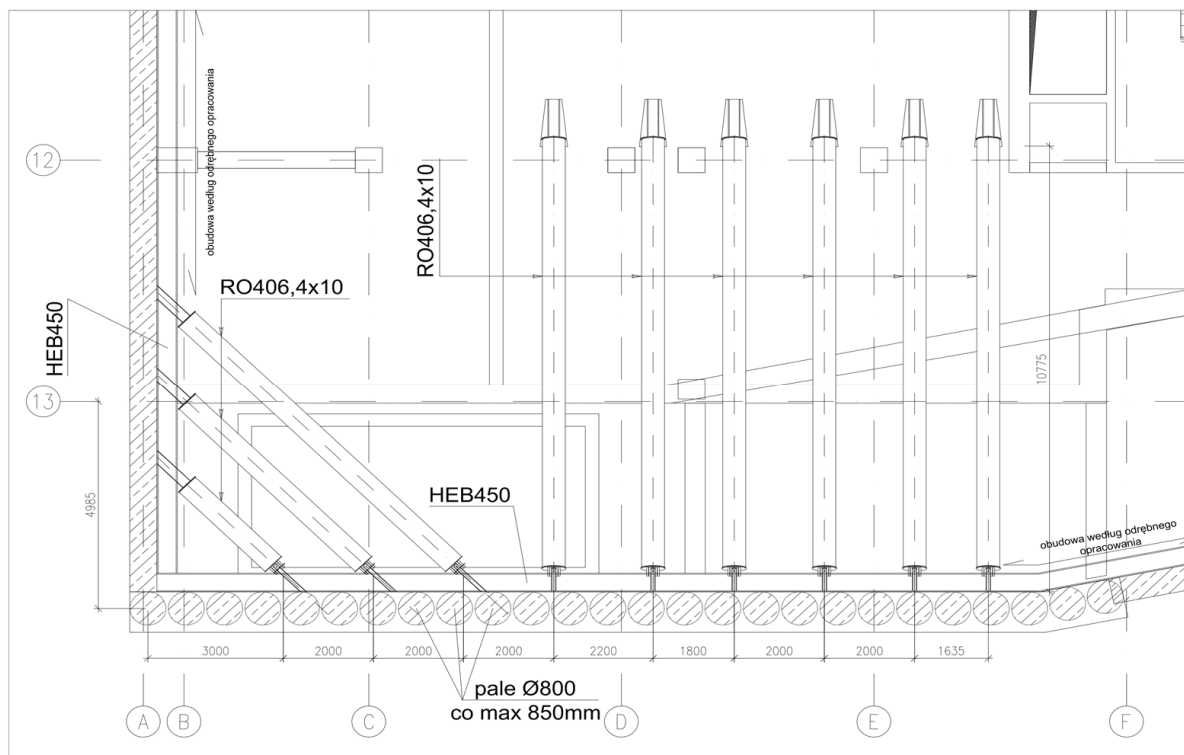
Układ elementów konstrukcji pokazano na rys. (4 i 5).



Rys. 4. Układ elementów konstrukcji zabezpieczenia – przekroje a) faza I, b) faza II, c) faza III

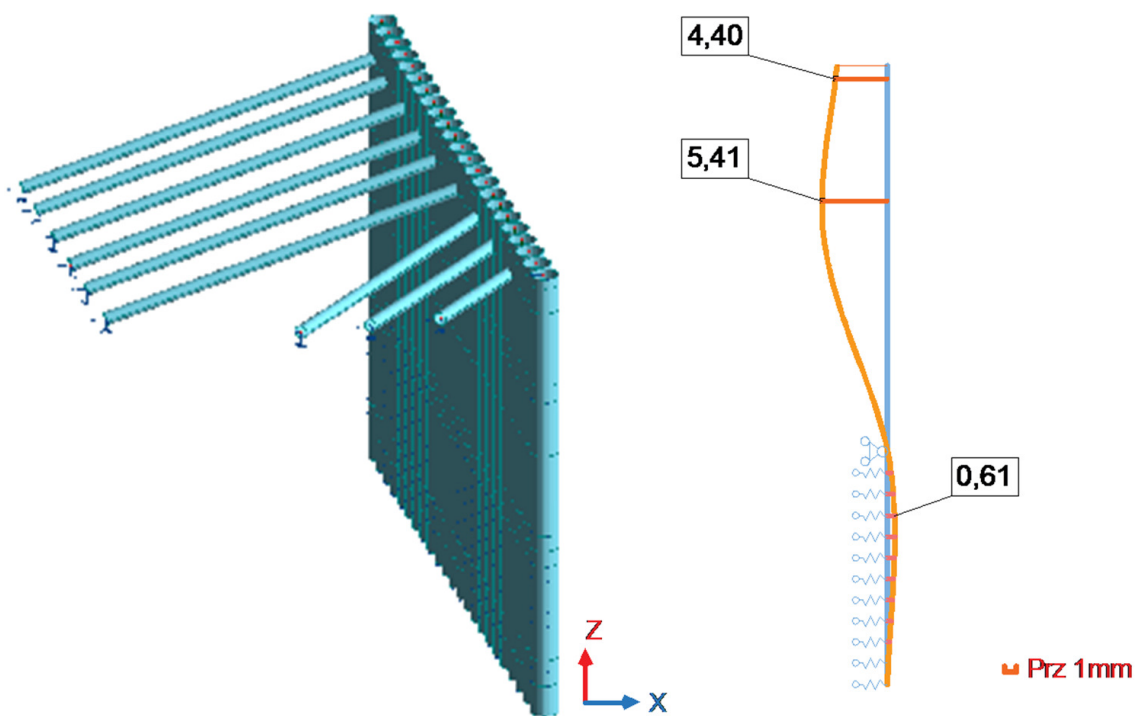
Obliczenia statyczne przeprowadzono z wykorzystaniem Autodesk Robot Structural Analysis standardowego programu do obliczeń statycznych. Przyjęto przestrzenny model prętowy składający się z pionowych prętów o przekroju kołowym z betonu C30/37, poziomych prostopadłych do nich prętów stalowych HEB450 stanowiących oczepy rozpór oraz nachylonych rozpór z rur stalowych 406,4×10. Podparcie konstrukcji przyjęto na końcach rur podporowych, na poziomie przepony gruntobetonowej przyjęto podporę przegubową nieprzesuwną na kierunku poziomym, poniżej przepony założono podparcie sprężyste na kierunku poziomym wynikające z oddziaływania oporu gruntu. Ponadto dla skrajnego pala założono podparcie przegubowe nieprzesuwnie na jego wysokości ze względu na oparcie na prostopadłej do analizowanej części obudowy wykopu.

Średnice pionowych prętów palościanki zróżnicowano w obliczeniach kolejnych faz jej pracy. W fazie II przyjęto średnicę 780 mm, a w fazie III 650 mm. Założenie mniejszych od nominalnych średnic ma na celu uwzględnienie degradacji sztywności elementu żelbetowego spowodowanego zarysowaniem i pęcznieniem betonu. W fazie II wpływ pęcznienia pominięto ze względu na krótki czas pracy elementów w tym stanie.



Rys. 5. Układ rozpór obudowy wykopu poziom pierwszy

W fazie II i III pominięto współpracę gruntobetonu pod fundamentem budynku istniejącego w przenoszeniu obciążeń poziomych co jest założeniem na korzyść bezpieczeństwa, w fazie I założono możliwość takiej współpracy.



Rys. 6. Schemat statyczny i wartości przemieszczeń w fazie II

Oddziaływanie gruntu od strony wykopu w części powyżej przepony filtracyjnej przyjęto w postaci obciążenia o wartości parcia biernego uwzględniając współczynnik parcia obliczany według zależności:

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

oraz wartość obciążenia na podstawie, [2]:

$$p_p = \gamma h K_p + 2c_u \sqrt{K_p}.$$

Obciążenia pali od strony budynku wyznaczono jako wartość średnią między parciem czynnym i spoczynkowym wg [6] i [2]:

$$p_{paz} = 0,5(p_a + p_o),$$

$$p_a = \gamma h K_a - 2c_u \sqrt{K_a},$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right),$$

$$p_o = \gamma h K_o,$$

$$K_o = \xi_1 \xi_2 \xi_3 (1 - \sin \phi).$$

Parcie hydrostatyczne wody gruntowej uwzględniono zakładając możliwy poziom zwierciadła na rzędnej +5,90 m n.p.m. Oddziaływanie uwzględniono jako parcie od strony gruntu do poziomu przepony filtracyjnej. W fazie II i III założono odpompowanie wody z nad przepony od strony wykopu i brak parcia ponad przeponą.

Ponadto w kombinacji obciążeń uwzględnianej w obliczeniach przyjęto oddziaływanie obniżenia temperatury o 15°C działające na rozpory stalowe. Oddziaływanie to uwzględnione jest w wynikach momentów zginających, sił poprzecznych oraz przemieszczeń pali żelbetowych. Przyjęte schematy statyczne i wyniki przemieszczeń pokazano na rys. 6 i 7.

Wzrost temperatury o 15°C uwzględniono w obliczeniach wytrzymałościowych rozpór stalowych poprzez wprowadzenie dodatkowej siły ściskającej.

Fazy II i III są decydujące o wymiarowaniu elementów obudowy oraz są najistotniejsze ze względu na wpływ na sąsiadujący budynek (rys. 6, 7).

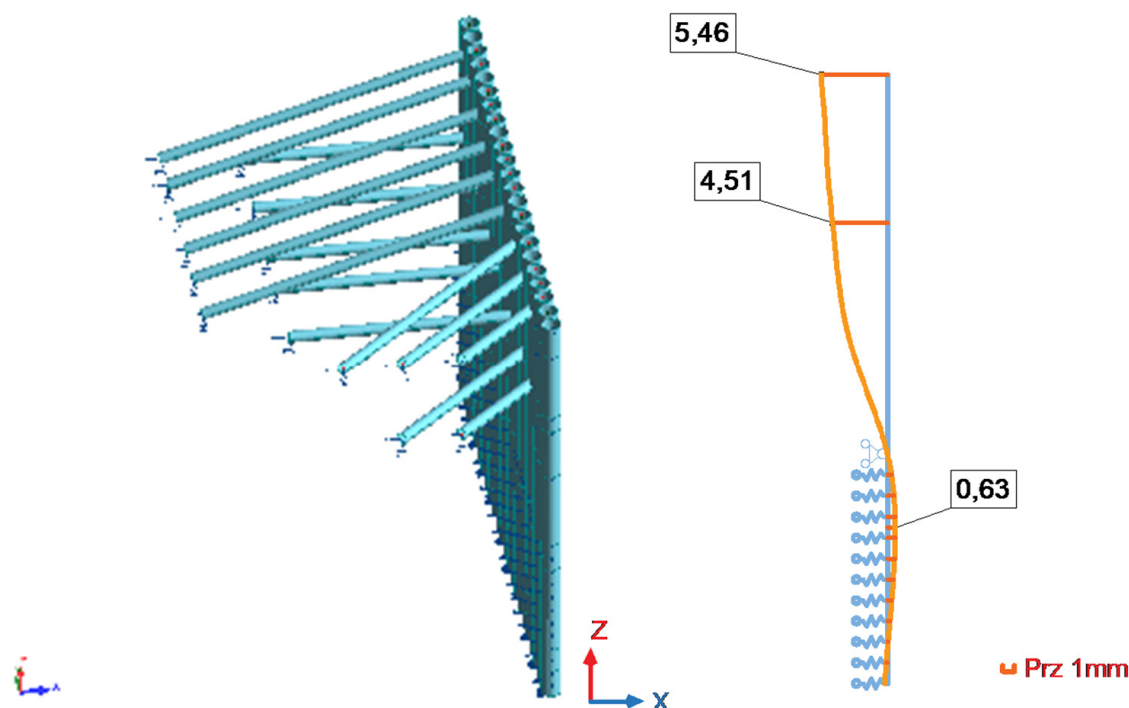
Na podstawie obliczeń statycznych przyjętego układu obudowy wyznaczono przemieszczenie ściany od obciążenia parciem i odporem gruntu, parciem wody gruntowej i obniżeniem temperatury o 15° na wartość: $\max u_k = 5,5$ mm.

Pionowe przemieszczenie od poziomego wychylenia obudowy:

$$\vartheta_u = 0,75(\max u_k) = 0,75 \cdot 5,5 = 4,1 \text{ [mm]}.$$

Pionowe przemieszczenie spowodowane wykonaniem pali można oszacować jako:

$$v_i = \alpha \sqrt{H_w} = 0,6 \cdot \sqrt{5,69} = 1,4 \text{ [mm]}.$$



Rys. 7. Schemat statyczny i wartości i wartości przemieszczeń w fazie III

Przemieszczenie spowodowane osiadaniem fundamentu – dla fundamentu w postaci pali powiązanych z płytą fundamentową przyjęto osiadanie 2,4 mm.

Łączne pionowe przemieszczenia charakterystyczne istniejącego budynku wynoszą:

$$\vartheta = 4,1 + 1,4 + 2,4 - 1,5 = 6,4 \text{ [mm]} < [s_k]_u = 7 \text{ [mm]}$$

Wartość obliczeniowa przemieszczenia:

$$v_0 = 6,4 \cdot 2 = 12,8 \text{ [mm]} < [s_k]_n = 20 \text{ [mm]}$$

Szacowane wielkości osiadania istniejącego budynku spełniają warunki bezpieczeństwa i użytkowania określone w instrukcji ITB nr 376 [5].

3. Podsumowanie

Błędy w analizowanym projekcie zabezpieczenia mogły doprowadzić do istotnych uszkodzeń istniejącego budynku.

Zastosowanie specjalistycznego oprogramowania nie gwarantuje poprawności przyjętych rozwiązań konstrukcyjnych, istotne jest przyjęcie poprawnych założeń dotyczących wprowadzanego do programu modelu konstrukcji oraz właściwa interpretacja wyników.

Niezbędne jest na każdym etapie projektowania rzeczywiste weryfikowanie projektu przez sprawdzającego – opinie i ekspertyzy załączane do projektu nie muszą być weryfikowane co w przypadku analizowanego projektu skutkowało błędami proponowanych rozwiązań.

Mimo dobrego rozpoznania zagadnień związanych z projektowaniem zabezpieczeń głębokich wykopów niezbędne jest dalsze rozpropagowanie wiedzy na ten temat wśród projektantów konstruktorów.

Projektanci konstrukcji budowlanych działając pod presją czasu, opracowują zagadnienia związane z projektowaniem geotechnicznym w szczątkowym, lakonicznym zakresie licząc na ich szczegółowe opracowanie przez specjalistyczne firmy wykonawcze co rzeczywiście zwykle ma miejsce i pozwala na uniknięcie istotnych błędów, ale nie może być traktowane jako zasada projektowania.

Literatura

1. Gorska K. Stateczność pionowej szczeliny w gruncie. Praca doktorska. Politechnika Wrocławska Instytut Geotechniki i Hydrotechniki; Wrocław 2009.
2. Jarominiak A. Lekkie konstrukcje oporowe. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 2000.
3. Kłosiński B. Wpływ głębokich wykopów na odkształcenia przyległych obiektów budowlanych. Inżynieria i Budownictwo, 2010 nr 11 s. 579–585.
4. Kosecki M. Statyka ustrojów palowych; Zapol – Przeds. Produkcyjno-Handlowe, Dmochowski, Sobczyk Sp. z o.o., Szczecin 2006 r.
5. Kotlicki W., Wysokiński L. Ochrona zabudowy w sąsiedztwie głębokich wykopów. Instrukcja nr 376/2002. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2002.
6. Siemińska-Lewandowska A. Głębokie wykopy. Projektowanie i wykonawstwo. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 2011.
7. Szulborski K. Konstrukcyjne i realizacyjne przyczyny katastrofy obudowy wykopu budynku EUROPLEX w Warszawie. Konferencja Naukowo-Techniczna Urzędu Wojewódzkiego w Warszawie, 1998.
8. Wysokiński L. Geotechniczne przyczyny katastrofy obudowy wykopu przy ulicy Chocimskiej w Warszawie. Konferencja Naukowo-Techniczna. Urzędu Wojewódzkiego w Warszawie, 1998.

ERRORS IN DESIGN OF PROTECTION OF AN EXISTING BUILDING NEAR EXCAVATION

Abstract: Errors in three versions of the draft design of the protection of existing building, located in direct neighborhood of deep trench. Author also propose his own solution, that meets the safety requirements.

Keywords: protection of the excavation, horizontal displacement, subsidence diaphragm wall, the safety of the existing building.