

KONTROLA ZABEZPIECZENIA STOKÓW POD OBIEKTAMI INFRASTRUKTURY PODZIEMNEGO MAGAZYNU GAZU PGNIG STRACHOCINA W WOJEWÓDZTWIE PODKARPACKIM

THE SLOPE STABILIZATION CONTROL IN PGNIG STRACHOCINA UNDERGROUND GAS STORAGE FACILITIES IN PODKARPACKIE REGION

Zbigniew Bednarczyk - Poltegor-Instytut IGO, Wrocław

Artykuł dotyczy zabezpieczenia geotechnicznego i pomiarów kontrolnych prowadzonych w trakcie realizacji dużego projektu z sektora energetyki – podziemnego magazynu gazu PGNiG w Strachocinie, finansowanego w ramach programu UE Infrastruktura i Środowisko. W wyniku rozbudowy magazynów zwiększona została pojemność czynna magazynu o 120 procent do 330 mln m³. Docelowo magazyny rozbudowane będą do pojemności 1,2 mld m³ gazu ziemnego. Badania geotechniczne podłoża gruntowego pod Inwestycję rozpoczęły się w 2008 r. Obejmowały one wykonanie wierceń rdzeniowych do głębokości 20 m, profilowań GPR, badań laboratoryjnych i modelowania numerycznego. Miały one za zadanie sprawdzenie czy w podłożu gruntowym projektowanej Inwestycji, zlokalizowanej w pobliżu stromych stoków zbudowanych z utworów fliszowych występują przemieszczenia wgłębne oraz poznanie ich ewentualnego zasięgu i głębokości. W wyniku wykonanych prac zmieniono lokalizację części infrastruktury i obiektów budowlanych oraz zaprojektowano system stabilizacji podłoża poprzez przypory palowe, kotwy oraz system drenażu powierzchniowego i wgłębego. Zakres prac kontrolnych obejmował instalację sieci monitoringu, wykonanie pomiarów przemieszczeń wgłębnych, osiadań w kolumnie inklinometrycznej oraz sprawdzenie poziomu zwierciadła i ciśnienia porowego wód gruntowych. W opracowaniu przedstawiono wyniki pomiarów monitoringowych prowadzonych od maja 2008 r. do września 2012 r., które zawierają wnioski z dotychczasowych badań kontrolnych. Największe przemieszczenia wgłębne w stosunku do pomiarów zerowych, zaobserwowano w dolnej części terenu ośrodka w pobliżu stoków dolin. Do głębokości 11 m wynosiły one 6,5-11 mm, malejąc na głębokości 16 m do ok. 3 mm. W trakcie budowy naziemnej infrastruktury ośrodka część z inklinometrów została uszkodzona lub doznała wpływu prac budowlanych do głębokości ok. 2-3 m, jednak nie miało to wpływu na wyniki głębszych pomiarów. Badania osiadań w kolumnie inklinometrycznej wykazały osiadania 1,2-1,5 cm. Stwierdzono także płytkie zaleganie wód gruntowych 0,2-2,1 m oraz wysokie wartości ciśnienia porowego wynoszące 20-40 kPa. W 2012 roku zniszczone punkty pomiarów monitoringowych zostały odbudowane a Inwestor instaluje obecnie dodatkowe repery do pomiarów przemieszczeń powierzchniowych. Wykonane zabezpieczenia spowodowały, że wielkości obserwowanych przemieszczeń wgłębnych uległy zmniejszeniu. Największe przemieszczenia zarejestrowano przed Inwestycją i w trakcie wykonywania prac budowlanych. Obecnie po stabilizacji terenu były one stosunkowo małe i wynosiły ok. 2-3 mm/rok. Dla całościowej oceny bezpieczeństwa magazynu wydaje się jednak celowym kontynuowanie tych pomiarów regularnie, przez okres, co najmniej 3-4 lat, a także w okresie późniejszym.

Słowa kluczowe: badania geotechniczne osuwisk, monitoring osuwisk

The article concerns the geotechnical security and control measurements carried out during the implementation of important project in the Polish energy sector - PGNiG's underground natural gas storage in Strachocina. The project was funded under the EU Programme Infrastructure and Environment. As a result of expansion of gas storage capacity has been increased with 120% to 330 million m³. Ultimately it will be expanded to a capacity of 1.2 billion cubic meters. Geotechnical investigations for the foundation design were started in 2008. They included the core drilling to a depth of 20m, GPR profiling, laboratory tests and numerical modelling. They checked the ground stability and ground movement's size and depths under the proposed investment located close to steep slopes composed of flysch soils. As a result of performed investigations the location of some infrastructure and buildings were changed. The ground stabilization system including piling, anchors, and system of surface and deep drainage was designed. The scope of the control works included the installation of the monitoring network consisted of ground movements, subsidence in the inclinometer columns, groundwater level and pore pressure. This study presents the results of monitoring measurements conducted from May 2008 to September 2012, which contain the conclusions from the control tests. The largest ground displacement with respect to the initial measurements was observed in the lower part of the area near the slopes of the valleys. They had value of 6.5-11mm, occurred to a depth of 11m and decreasing at a depth of 16m to approximately 3mm. During the construction of the gas storage infrastructure some of the inclinometers has been damaged or has suffered the impact of the construction works to a depth of 2-3m. However, it did not affect the results of deeper measurements. The subsidence in the inclinometers columns showed values of 1.2-1.5cm. The shallow groundwater level depth of 0.2-2.1m and a high pore pressure values ranging 20-40kPa were also detected. In 2012, the damaged instrumentation was rebuilt and the investor now installs additional system for surface displacements measurements. After remediation works the observed displacement size was reduced. The largest displacement was recorded before and during the construction works. Currently, after the stabilization

of the Investment area they were relatively small, 2-3mm a year. For a comprehensive safety assessment magazine seems to be advisable to continue these measurements regularly for a period of at least 3-4 years and thereafter.

Key words: landslide geotechnical engineering investigations, landslide monitoring

Lokalizacja i budowa geologiczna

Teren badań znajdował się w miejscowości Strachocina, koło Sanoka. W miejscu tym wyeksploatowane złożo gazu wykorzystywane jest w celu jego podziemnego magazynowania. Teren Inwestycji miał szerokość ok. 200 m i długość ok. 600 m i zlokalizowany był na szczycie wzniesienia w obrębie tzw. antykliny Strachociny, we wschodniej części Centralnego Obniżenia Karpackiego. Górna część terenu była płaska, natomiast w kierunku północnym i południowym nachylenie zboczy się zwiększało, w niektórych miejscach osiągając 20%. Warunki geotechniczne posadowienia obiektów budowlanych oraz budynków technicznych magazynów były niekorzystne. Ze względu na istniejącą infrastrukturę i uwarunkowania nie było możliwości lokalizacji infrastruktury magazynów w innym miejscu. Dodatkowym utrudnieniem dla wykonania Inwestycji było występowanie, po obydwu stronach terenu, w kierunku północnym, dwóch głębokich dolin. Obszar badań cechował się płaską górną częścią zbudowaną z utworów eoceńskich

o korzystnych parametrach geotechnicznych oraz stromymi dolinami w kierunku północnym i południowym (rys.1-3). Z dwóch stron terenu (część W i E) znajdowały się głębokie doliny erozyjne wypełnione utworami zwietrzelinowymi. Stwierdzono, że rejon ten charakteryzował się skomplikowaną budową geologiczną i tektoniczną. Jego górna część zbudowana była ze zwięzłych, zapadających pionowo łożysk i łożysk, natomiast pozostałe części terenu, schodziły do dolin charakteryzujących się niekorzystnymi parametrami, co wyrażało się występowaniem silnie nawodnionych zwietrzelin, pospółek gliniastych, glin i łąw do głębokości 11-16 m. Skały i grunty fliszowe powstały w środowisku morskim w Paleogenie. Serie te posiadały miąższość do 365 m. Zostały one wypiętrzone i sfałdowane podczas orogenezy alpejskiej w postaci struktury płaszczowinowej. W centralnej części antykliny znajdowały się starsze, bardziej zwięzłe łupki i mułowce eoceńskie. Młodsze, oligoceńskie plastyczne łąy, łożyski i piaskowce znajdowały się w częściach bocznych antykliny. Badane warstwy zalegały prawie pionowo. Główne kierunki uskóków przebiegały wzdłuż



Rys.1 Teren projektowanej Inwestycji 01-2008
Fig.1 The area of the proposed investment 01-2008



Rys.2 Pomiary monitoringowe w trakcie Inwestycji 09-2009
Fig.2 Monitoring measurement. during the investment 09-2009



Rys.3 Inwestycja po rozpoczęciu tłoczenia gazu 05-2012 [6]
Fig.3 The investment after the start of gas pumping 05-2012 [6]



Rys.4 Pomiary kontrolne po ukończeniu Inwestycji 07-2012
Fig.4 Control measurements after the Investment 07-2012

osi antykliny w kierunku NW-SE lub poprzecznie, w kierunku SW-NE. Morfologia stoków została ukształtowana przez procesy erozyjne i osuwiskowe, które przyczyniły się do obecności stref zwietrzelinowych o miąższości od 3-16 m.

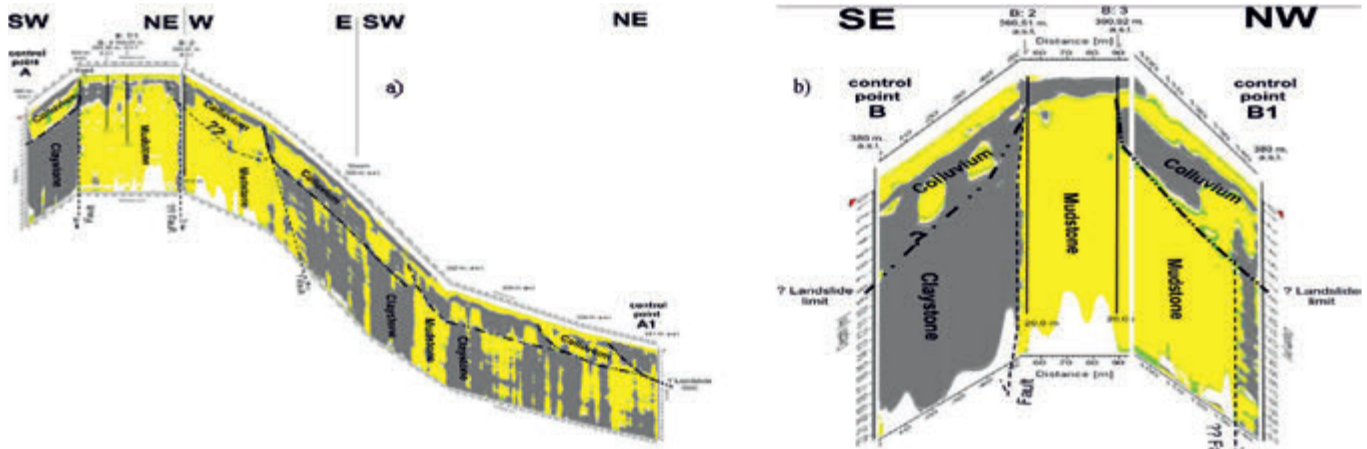
Badania terenowe i laboratoryjne

Dla określenia warunków geotechnicznych, Inwestor wstępnie wykonał wiercenia ręczne, jednak ze względu na niekorzystne warunki geotechniczne, zdecydował się na szczegółowe badania geotechniczne. Zawierały one kartowania terenowe, 150 m wierceń rdzeniowych do głębokości 20 m, średnicą 132 mm wraz z opisem makroskopowym oraz badaniami laboratoryjnymi 50. pobranych próbek gruntów. Instrumentacja zawierała instalację sprzętu do pomiarów przemieszczeń wgłębnych, ciśnienia porowego i poziomu wód gruntowych. Dokumentacja dostarczyła nowych danych dotyczących parametrów wytrzymałościowych i budowy podłoża gruntowego. Dla rozpoznania i uszczegółowienia budowy geologicznej pomiędzy wykonanymi otworami wiertniczymi zastosowano profilowania GPR. Łącznie wykonano 2130 m skanowania nieosłoniętymi antenami RAMAC-GPR 100 MHz, co pozwoliło na uszczegółowienie rozpoznania do głębokości ok. 10-15 m (rys. 5). Badania GPR wykryły, że najbardziej przekształcone koluwia zalegają do głębokości 7-10 m. Potwierdziły one także lokalizację dwóch zasadniczych kierunków uskoków oraz wykryły, że ok. 65% pierwotnie planowanego obszaru Inwestycji było zagrożone przez procesy osuwiskowe [1-5].

obciążeń zewnętrznych. Grunty fliszowe cechowała też wysoka zawartość substancji organicznych/bitumicznych, która wynosiła 2-10%. Wartości parametrów wytrzymałościowych z testów na ścinanie nie były reprezentatywne i dały zawyżone wyniki co spowodowane było wysoką zawartością pokruszonych fragmentów iłupków, które blokowały skrzynki aparatu bezpośredniego ścinania. Do analiz stateczności przyjęto następujące parametry wytrzymałościowe gruntów koluwalnych: kąta tarcia wewnętrznego $\varphi_{u(n)} = 7^\circ$, spójność $c_{u(n)} = 20$ kPa, gęstość objętościowa $\rho = 1,863$ g/cm³, stopień plastyczności $IL = 0,56$.

Warunki geotechniczne

Teren Inwestycji cechował się skomplikowanymi warunkami geotechnicznymi. Wpływały na to zmienne parametry wytrzymałościowe, wysokie kąty nachylenia stoków, występowanie uskoków i fałdów oraz pionowego nachylenia warstw, które sprzyjało infiltracji wód opadowych. Grunty koluwiów reprezentowane były przez osady ilaste o wysokim stopniu plastyczności i wysokiej wilgotności naturalnej. Korzystne parametry geotechniczne występowały w górnej płaskiej części terenu, gdzie do głębokości ok. 10 m zalegały zwarte mułowce i iłowce. Na północ i południe od tego rejonu, znajdowały się nawodnione koluwia i strefy występowania zwietrzelin podłoża. Rozpoznanie za pomocą otworów wiertniczych i skanowanie GPR pozwoliło na stwierdzenie strefy osuwiskowej w północnej części terenu. Składała się



Rys. 5 Profile georadarowe a) przez całą długość stoku b) w górnej części terenu Inwestycji
Fig. 5 GPR profiles a) with the length of the slope b) in the upper part of the project site

W celu określenia podstawowych parametrów fizycznych gruntów wykonano 50 zestawów badań uziarnienia, wilgotności naturalnej, gęstości objętościowej, granicy płynności i plastyczności oraz zawartości części organicznych. Przeprowadzono także badania ścisłości w edometrze i parametrów wytrzymałościowych w aparacie bezpośredniego ścinania. W testach edometrycznych zaobserwowano bardzo długi czas konsolidacji, który wynosił maksymalnie do dwóch tygodni. Główne odmiany litologiczne gruntów określone na podstawie analiz uziarnienia reprezentowały gliny ilaste, ily, żwiry i pospółki gliniaste. Charakteryzowały się one bardzo wysoką wilgotnością naturalną wynoszącą 25-51% oraz wysokim stopniem plastyczności. Największe wartości $IL=0,56-0,78$ stwierdzono do głębokości 3 m. Grunty spoiste w obrębie koluwiów charakteryzowały się wysokim stopniem ścisłości do głębokości 10 m, co mogło powodować wysokie osiadania pod wpływem

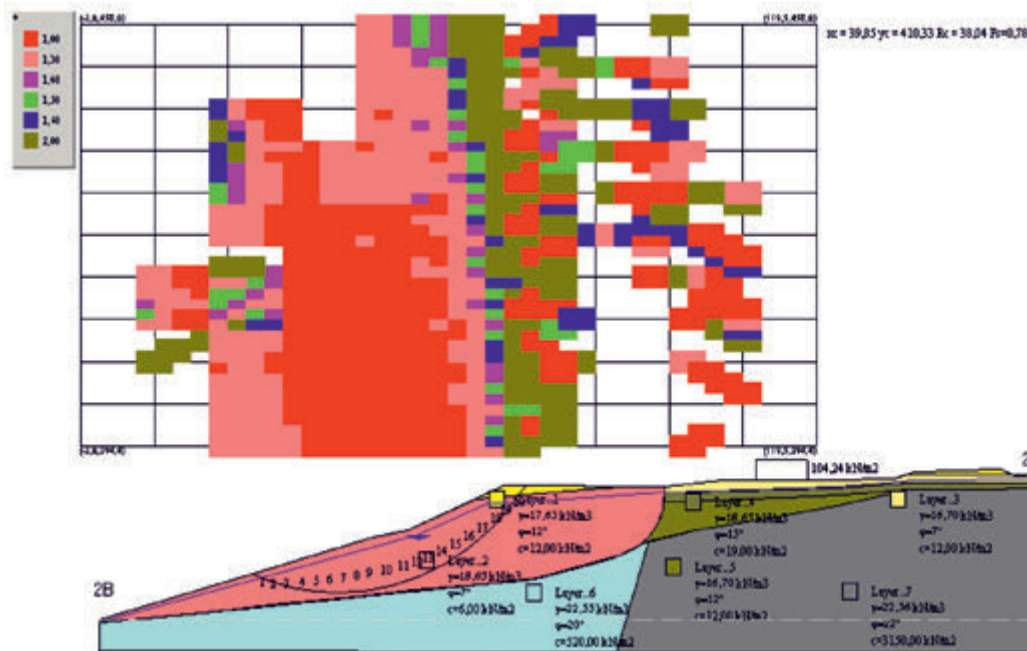
ona z dwóch części schodzących w doliny przedzielone strefą podniesienia podłoża. Doliny powstały w miejscach, gdzie występowały poprzeczne do osi antykliny strefy uskokowe a następnie rozwinęły się procesy wietrzenia. Koluwia zlokalizowane były do głębokości 5-16 m i składały się z dwóch rodzajów gruntów. Górną budowały grunty ilaste o niskich parametrach wytrzymałościowych i bardzo wysokiej wilgotności. Dolną stanowiły zwietrzałe, pokruszone iłupki i rumosze. Teren badań charakteryzował się także bardzo płytkim poziomem wód gruntowych 0,5-1,5 m. Głębokość stref zwietrzelinowych zależała od nachylenia stoku i wielkości opadów atmosferycznych. W ich dolnej części znajdowały się obszary zabagnione, gdzie poziom wód gruntowych był równy poziomowi powierzchni terenu. Wysokie wartości opadów atmosferycznych i miększe strefy zwietrzelinowe miały widoczny wpływ na obserwowane wartości ciśnienia porowego. Rejon ten charakteryzowały wy-

sokie wartości średnich opadów rocznych wynoszące 912 mm, które dostarczały duże ilości wody na badane stoki.

Modelowanie numeryczne

Dla wykonania obliczeń wykorzystano uzyskane z wierceń rdzeniowych, badań geofizycznych i laboratoryjnych oraz monitoringu geotechnicznego. W obliczeniach zastosowano metody równowagi granicznej LEM Bishopa i Janbu i oraz metody elementów skończonych MES z użyciem programu SoilVision.

ści Inwestycji oraz jej części bocznych sąsiadujących z dolinami poprzez mury oporowe posadowione na fundamentach palowych oraz realizację wydajnego systemu odwodnienia powierzchniowego i wglębnego. Obliczenia uwzględniały zaprojektowane trzy poziomy Inwestycji chronione trzema przyporami z barier pali i dwoma murami oporowymi, z koszy siatkowo-kamiennych o wysokości 1-2 m w poprzek terenu, oraz dwoma przyporami i murami wzdłuż dolin bocznych. Zabezpieczenia te zaprojektowano jako posadowione na dwóch rzędach pali wierconych średnicy 600 mm o głębokości 10-23 m, w rozstawie, co 1,8 m, kotwionych w



Rys. 6 Analiza stateczności met. Bishopa przekrój 1-1A, przed stabilizacją $F_s=0,85$

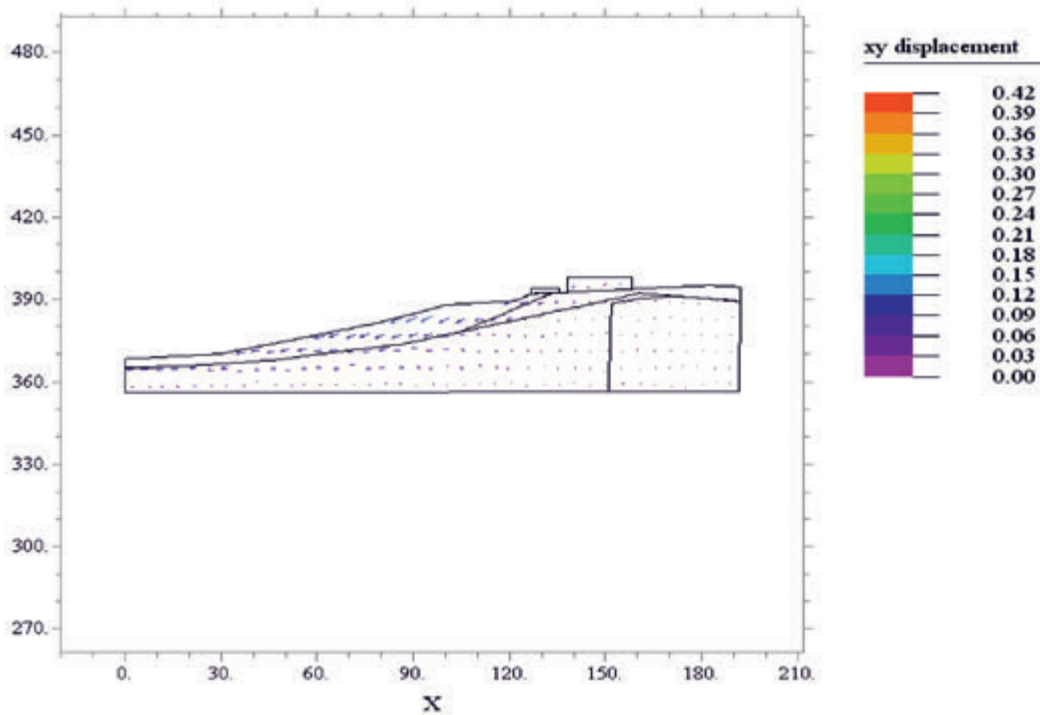
Fig. 6 Slope stability analysis, Bishop method, section 1-1A, before stabilizing $F_s = 0.85$

Stan stateczności stoków przed rozpoczęciem Inwestycji był porównany z warunkami stateczności uwzględniającymi wpływ naziemnej infrastruktury ośrodka. Dla każdej potencjalnej powierzchni poślizgu analizowano prawdopodobieństwo jej wystąpienia. Rezultaty analiz wykazały bardzo niskie wartości relatywnych współczynników stateczności stoków $F_s=0,8-1,2$ przed zabezpieczeniem (rys.6). Obliczenia metodami elementów skończonych MES z uwzględnieniem docelowego kształtu zbocza wraz z obciążeniami statycznymi i dynamicznymi powodowanymi przez infrastrukturę i sprężarki gazu przeprowadzono w jednym przekroju (rys. 7). Celem tej analizy było wykonanie prognozy potencjalnych przemieszczeń wglębnych na analizowanych stokach bez zabezpieczeń. W obliczeniach wykorzystano parametry z badań laboratoryjnych oraz uproszczone normowe wartości współczynnika Poissona i moduły sprężystości Younga dla tego typu gruntów i skał. W definicji warunków brzegowych uwzględniono wyniki uzyskane z monitoringu oraz dane otrzymane od projektantów ośrodka dotyczące obciążeń obiektów infrastruktury (450-1200 ton). Dwadzieścia dwie analizy metodami równowagi granicznej i elementów skończonych wykazały, że bez dodatkowych zabezpieczeń warunki geotechniczne nie zapewniają bezpieczeństwa Inwestycji. Wielkości przemieszczeń wglębnych w takich warunkach mogłyby osiągnąć 12 cm a przemieszczenia wglębne w pobliżu projektowanego budynku biurowego 3 cm. Analizy wskazywały na potrzebę zabezpieczenia dolnej i środkowej czę-

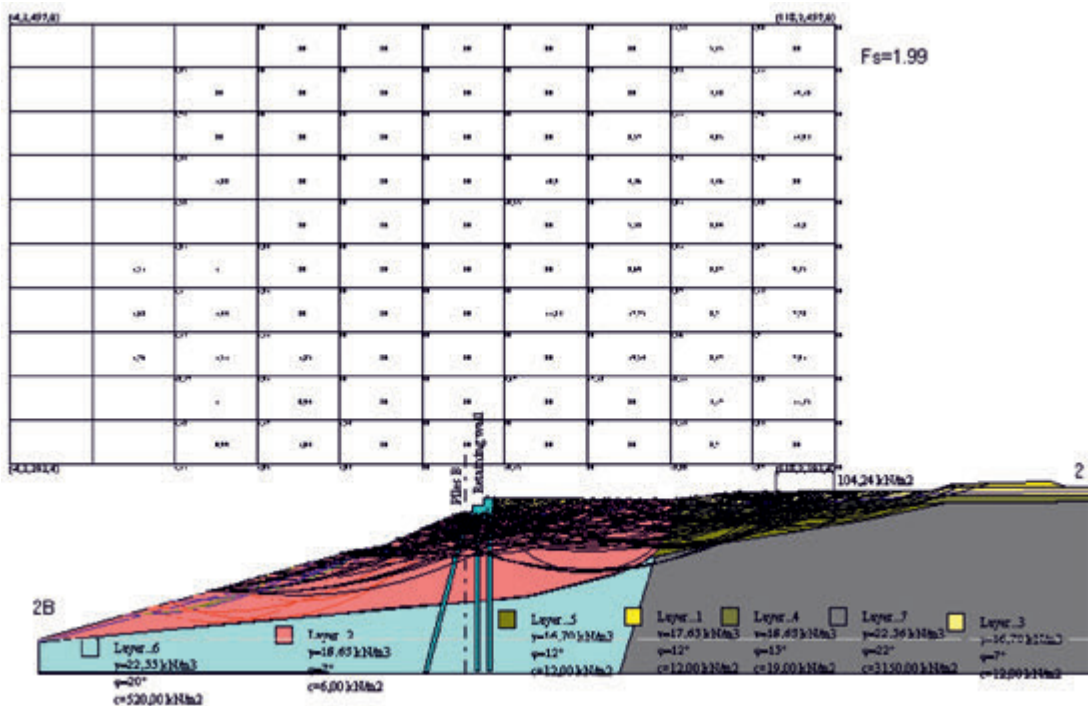
belce oczepowej. Po uwzględnieniu zaproponowanych metod stabilizacji współczynniki bezpieczeństwa terenu Inwestycji wynosiły $F_s=1,55-1,9$ (rys. 8). Wyniki obliczeń wskazywały na prawdopodobieństwo aktywacji procesów geodynamicznych w dolnej części zboczu w dolinach poniżej wykonanych zabezpieczeń. Wykonany projekt zapewniał pełne bezpieczeństwo Inwestycji został jednak zmodyfikowany przez Inwestora i wykonawcę zabezpieczeń. W ramach skorygowanego projektu zmieniono rodzaj pali i zmniejszono ich głębokość oraz zredukowano system odwodnienia ośrodka. Łącznie wykonano 258 pali CFA $\varnothing 600$ do głębokości $9,5\div 15$ m oraz 163 pale CFA $\varnothing 160$ do głębokości $8,5\div 11,0$ m. Do zbrojenia pali zużyto 160,44 ton stali. Zamiast przypór z gabinów wykonano mury oporowe, przy czym górny mur został dodatkowo zabezpieczony 33. kotwami o długości $22\div 24,0$ m [6].

Monitoring przemieszczeń wglębnych

W celu sprawdzenia możliwości wykonania Inwestycji w zaplanowanym miejscu, jak również późniejszej kontroli prac budowlanych i skuteczności zabezpieczeń, zaprojektowano system monitoringu geotechnicznego obiektu. Zawierał on dwa punkty pomiarów inklinometrycznych w dolnej części terenu do głębokości 18 m, dwa do głębokości 10-11 m i jeden do głębokości 12 m w górnej części terenu. Instrumentacja objęła łącznie 68 m rur inklinometrycznych ABS o średnicy



Rys. 7 Analiza stateczności, metoda MES, wielkości przewidywanych przemieszczeń
Fig. 7 Slope stability FEM analysis, the size of the expected displacement



Rys. 8 Analiza stateczności, metoda Janbu, przekrój 2-2B, po stabilizacji $F_s = 1,99$
Fig. 8 Slope stability analysis by Janbu method, section 2-2B, after the stabilization $F_s = 1,99$

zewewnętrznej 70 mm. W trzech punktach monitoringu zainstalowano specjalne przeguby do pomiaru osiadań. Monitoring warunków wodnych zawierał instalację dwóch piezometrów z filtrem oraz dwóch pneumatycznych czujników ciśnienia porowego na głębokości 5 m. Pomiary przemieszczeń wgłębnych realizowano sondą dwuosiową (prod. Wielka Brytania), co 0,5 m oraz powtarzano po odwróceniu sondy o 180° w celu eliminacji błędów. Sonda wyposażona była w dwa czujniki mierzące odchylenia statyczne od pionu w płaszczyznach A i B (rys. 9). W trakcie pomiarów rejestrowano odchylenia rur pomiarowych od kierunku pionowego. Były one mierzone w prostokątnym układzie współrzędnych, w dwóch płaszczy-

znach z rozróżnieniem znaku dodatniego i ujemnego. Wyniki pomiarów przedstawiono na wykresach zamieszczonych wraz z danymi pomiarowymi (sonda mierzy bezpośrednio odchylenie od pionu w stopniach) przeliczonymi na odchylenia w milimetrach zarejestrowanymi przez program do rejestracji i interpretacji pomiarów. Przesunięcie bezwzględne górotworu obliczano na podstawie zmian pochylenia rur inklinometrycznych zainstalowanych w otworach wiertniczych:

$$\Delta P X_{ij} = L x [\sin(\alpha_{ij}) - \sin(\alpha_{i0})] \text{ [mm]} \quad (1)$$

$$\Delta P Y_{ij} = L y [\sin(\alpha_{ij}) - \sin(\alpha_{i0})] \text{ [mm]} \quad (2)$$

gdzie :

$\Delta PX_{ij}, \Delta PY_{ij}$ - przesunięcie w osi X, Y

L - odległość pomiędzy kolejnymi pomiarami w inklinometrze [mm],

α_{ij} - kąt pochylenia otworu z inklinometrem na i-tej głębokości w j-tej serii pomiarowej

α_{i0} - kąt pochylenia otworu z inklinometrem na i-tej głębokości w zerowej serii pomiarowej („0”)

Następnie obliczono przesunięcie skumulowane $\Sigma \Delta Pw_{ij}$ wg zależności:

$$\Sigma \Delta Pw_{ij} = \Sigma \{Lx[\sin \alpha_{ij} - \sin \alpha_{i0}]\} \quad [\text{mm}] \quad (3)$$

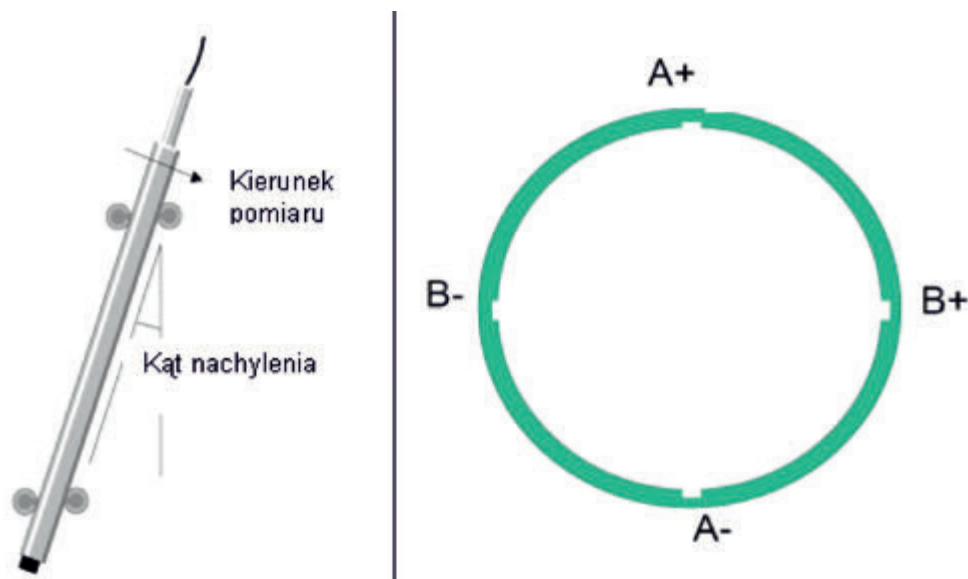
$$\Sigma \Delta Pw_{ij} = \Sigma \{Ly[\sin \alpha_{ij} - \sin \alpha_{i0}]\} \quad [\text{mm}] \quad (4)$$

Wyniki pomiarów przedstawiano w formie wykresów skumulowanych i jednostkowych przemieszczeń górotworu w stosunku do wykonanych pomiarów zerowych w kierunku A+ (zgodnym z kierunkiem zbrocza) i w kierunku B+ (porzecznym). Pomiary były wykonywane z dokładnością 0,1-0,3 mm. W celu eliminacji błędów, każdy z odczytów był wykonywany dwukrotnie a błędy kontrolowane w czasie powtórnego pomiaru. W przypadku stwierdzenia zbyt dużych różnic między pomiarami testy powtarzano aż do uzyskania wyników spełniających podane powyżej kryteria. Zerowe pomiary inklinometryczne, stanowiące punkt odniesienia dla wszystkich kolejnych serii pomiarowych, zostały wykonane od maja do grudnia 2008 r. Wyniki pomiarów wykazały, że w dolnej części obszaru, w ciągu pierwszych 9 miesięcy przed rozpoczęciem Inwestycji, skumulowane przemieszczenia w kierunku A, zgodnym z nachyleniem stoku do głębokości 16 m, osiągnęły 4-8 mm (rys. 10). Wielkości przemieszczeń były zróżnicowane głębokościowo, co zależało głównie od właściwości gruntów i skał. Oznaczało to również, że koluwia nie były jednolite. Największe przemieszczenia zostały zarejestrowane do głębokości 10 m. W centralnej części terenu, przemieszczenia osiągnęły wartość 3-5,4 mm do głębokości 16 m. Na południe od terenu Inwestycji zanotowano również przemieszczenia 2,2 mm do głębokości 1,5 m. W górnej części terenu Inwestycji, charakteryzującym się korzystnymi warunkami geotechnicznymi, przemieszczenia wgłębne nie występowały. W czasie wykonywania prac zabezpieczających oraz budowy infrastruktury ośrodka, niektóre z inklinometrów

zanotowały bardzo wysokie wielkości przemieszczeń. W strefie do głębokości 2 m stwierdzono przemieszczenia o wielkości 100-160 mm (rys.11). Były one spowodowane wpływem sprzętu budowlanego i niewłaściwym nadzorem podczas prowadzenia prac ziemnych. W końcowej fazie budowy infrastruktury niektóre z punktów monitoringu zostały uszkodzone bądź zasypane. Część z nich umożliwiała jednak regularną kontrolę przemieszczeń na większych głębokościach. W czasie prac budowlanych zaobserwowano także największe wartości naprężeń w podłożu. Na ten okres przypada ok. 70% wielkości odkształceń w obrębie rur inklinometrycznych (rys. 12). Wielkości jednostkowych przemieszczeń zostały ograniczone po stabilizacji i w 2012 roku wynosiły 0,1-1,1 (rys. 13). Całkowite wartości przemieszczeń w płaszczyźnie A i B oraz różnice pomiędzy pomiarem zerowym a pomiarami wykonanymi w 2012 r. w przykładowym punkcie CC01, zlokalizowanym w dolnej północno-zachodniej części Inwestycji przedstawiono w postaci tabelarycznej (tab.1)

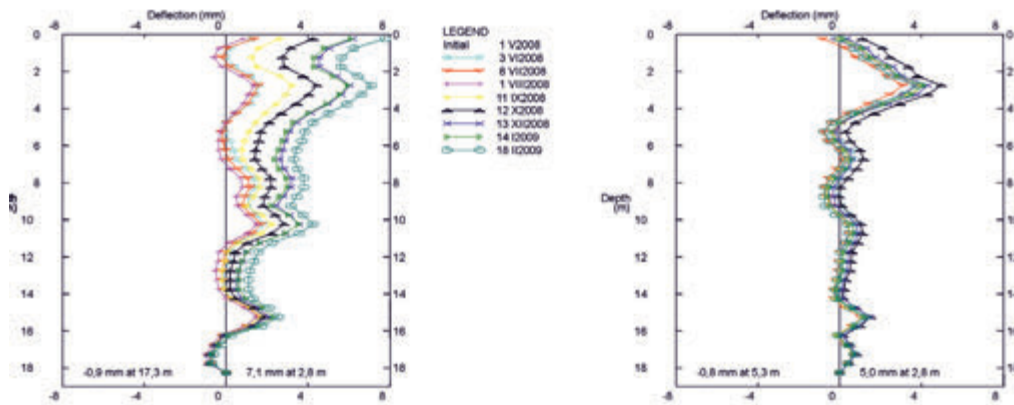
Po ukończeniu Inwestycji pomiar wykonany 4 kwietnia 2012 r. wykazał w kierunku A w stosunku do pomiaru zerowego (1.05.2008) maksymalne skumulowane przemieszczenia wgłębne wielkości (+)71,1 mm na głębokości 0,3 m oraz (+)18,7 mm na głębokości 2,8 m. W kierunku B przemieszczenia wynosiły (-)110 mm na głębokości 0,3 m. Przemieszczenie do głębokości ok. 2 m nie było jednak prawdopodobnie spowodowane zjawiskami osuwiskowymi i należy je wiązać z wpływem wykonywanych prac budowlanych. Porównanie bezwzględnych wielkości przemieszczeń od maja 2008 r. do września 2012 r. wskazuje, że największe przemieszczenia wgłębne występowały w dolnej części terenu. W punkcie CC01 w kierunku A (zgodnym z nachyleniem stoku) miały one wielkość 11,2-71,1mm do głębokości ok. 4,5 m. Poniżej tej głębokości do ok.11,0 przemieszczenia wynosiły 2-9 mm, a głębiej były znikome i wynosiły 1-2 mm. W kierunku B przemieszczenia o wielkości 13-109 mm występowały do głębokości ok. 3,5 m poniżej 4,5 m były znikome i wynosiły ok. 1-1,5 mm.

Przykładowe wielkości przemieszczeń w dwóch pomiarach z 2012 roku w punkcie CC01, w kierunku A i B przedstawiono w tabeli 1. Wyniki pomiarów wykazały, że po zabezpieczeniu terenu Inwestycji różnice pomiędzy dwoma pomiarami wykonanymi w 2012 r. wahały się w granicach +/- 1 mm do głębo-

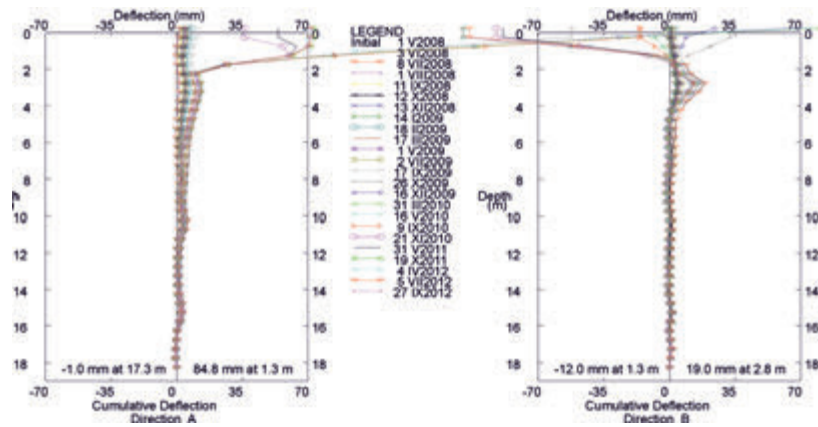


Rys. 9 Sonda inklinometryczna, schemat płaszczyzn pomiarowych A(+/-) i B(+/-)

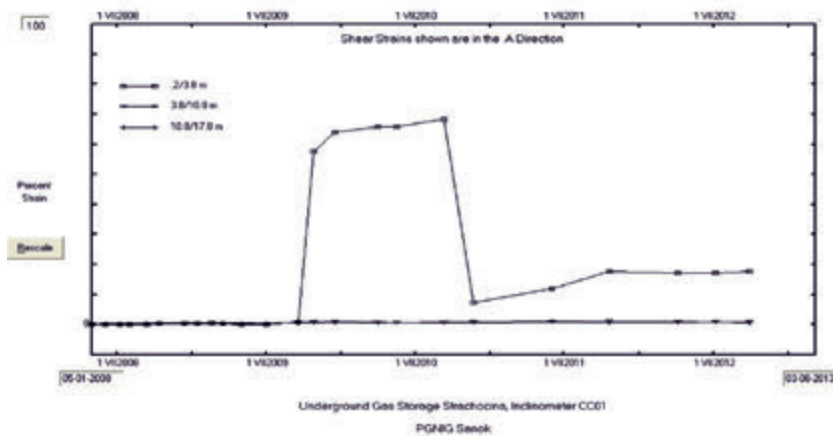
Fig. 9 The inclinometer probe, the measurement planes diagram A (+ / -) and B (+ / -)



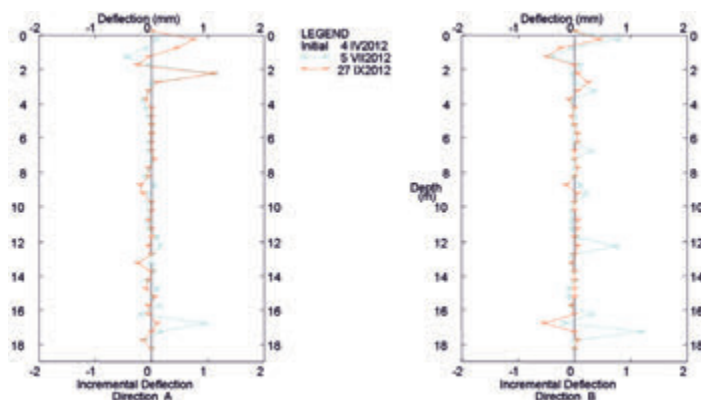
Rys. 10 Skumulowane przemieszczenia inklinometr CC01 przed stabilizacją
 Fig. 10 The cumulative displacement of C001 inclinometer before stabilization



Rys. 11 Skumulowane przemieszczenia inklinometr CC01 przed, w trakcie i po stabilizacji
 Fig. 11 The Cumulative displacement before, during, and after stabilization, CC01 inclinometer



Rys. 12 Odształcenia gruntu w kierunku A, inklinometr C1, głębokości 0-3,8m, 3,8-10,8m i 10,8-17,8m
 Fig. 12 The ground deformation in the direction of A, C1 inclinometer, depths 0-3.8m, 3.8-10.8-17.8m 10.8m



Rys. 13 Kontrola przemieszczeń jednostkowych po stabilizacji inklinometr CC01, 2012
 Fig. 13 Incremental displacement control after stabilization, inclinometer CC01, 2012

Tab. 1 Porównanie wielkości pomiarów skumulowanych przemieszczeń w punkcie CC01 z 2012 r. w stosunku do pomiaru zerowego (1.05.2008)
 Tabl. 1 Comparison of cumulative displacement measurements at the point of CC01 in 2012 in relation to the initial measurement (05.01.2008)

Głęb. [m]	Pomiar 4.04.2012 Zmiana od pomiaru zerowego		Pomiar 27.09.2012 Zmiana od pomiaru zerowego		Zmiana 04-09.2012	
	Kierunek A [mm]	Kierunek B [mm]	Kierunek A [mm]	Kierunek B [mm]	Kierunek A [mm]	Kierunek B [mm]
0	70.2	-109.7	71	-110.2	0.8	-0.5
0.5	70.2	-109.7	71.15	-110.2	0.95	-0.5
1.0	69.65	-52.5	69.85	-53.45	0.2	-0.95
1.5	59.9	-9.1	59.65	-9.8	-0.25	-0.7
2.0	25.6	6.1	25.4	5.9	-0.2	-0.2
2.5	9.7	8.7	9.75	8.5	0.05	-0.2
3.0	12.25	16.55	11.2	16.3	-1.05	-0.25
3.5	12.3	12.9	11.15	12.4	-1.15	-0.5
4.0	10.5	7.05	9.4	6.5	-1.1	-0.55
4.5	9	3.55	8	3.1	-1	-0.45
5.0	7.9	1.6	6.9	1.15	-1	-0.45
5.5	6.75	0.65	5.75	0.25	-1	-0.4
6.0	5.65	0.6	4.65	0.2	-1	-0.4
6.5	4.8	0.85	3.8	0.4	-1	-0.45
7.0	4.05	0.8	3.05	0.3	-1	-0.5
7.5	3.75	0.35	2.75	-0.15	-1	-0.5
8.0	3.65	-0.35	2.6	-0.85	-1.05	-0.5
8.5	3.25	-0.9	2.25	-1.45	-1	-0.55
9.0	2.65	-1.1	1.7	-1.65	-0.95	-0.55
9.5	2.35	-1.05	1.6	-1.45	-0.75	-0.4
10.0	3.45	-0.3	2.85	-0.75	-0.6	-0.45
10.5	4.55	0.25	3.95	-0.2	-0.6	-0.45
11.0	3.55	-0.05	2.95	-0.5	-0.6	-0.45
11.5	1.8	-0.5	1.25	-1	-0.55	-0.5
12.0	0.85	-0.85	0.3	-1.4	-0.55	-0.55
12.5	0.55	-0.8	0	-1.35	-0.55	-0.55
13.0	0.35	-0.9	-0.15	-1.5	-0.5	-0.6
13.5	0.4	-1	-0.1	-1.6	-0.5	-0.6
14.0	0.5	-1.1	0.25	-1.65	-0.25	-0.55
14.5	1.05	-0.9	0.8	-1.45	-0.25	-0.55
15.0	2.15	-0.05	1.95	-0.6	-0.2	-0.55
15.5	2.5	0.5	2.4	-0.05	-0.1	-0.55
16.0	1.35	-0.4	1.2	-0.95	-0.15	-0.55
16.5	-0.15	-0.85	-0.25	-1.35	-0.1	-0.5
17.0	-0.4	0.15	-0.45	-0.35	-0.05	-0.5
17.5	-0.7	0.65	-0.85	0.7	-0.15	0.05
18.0	-0.75	0.35	-0.9	0.4	-0.15	0.05

kości 10 m w kierunku A, a poniżej tej głębokości wynosiły 0,1-0,6 mm. W kierunku B przemieszczenia te były mniejsze i wynosiły 0,4-0,5 mm. Przemieszczenia zgodne z ogólnym nachyleniem zbocza A(+)o wielkości do 0,95 mm występowały do 1m głębokości. W pozostałych punktach monitoringu przemieszczenia wahały się w zakresie od 0,1-do 7,5 mm. Były one stosunkowo małe i wynosiły najczęściej do ok. 2-3 mm (za wyjątkiem punktu CC03). W dolnej części terenu punkcie CC02

inklinometryczna kolumna pomiarowa odchyliła się w kierunku południowym (przeciwnym do nachylenia stoku) o 0,8-1 mm do głębokości 9,5 m. W punkcie CC02 zmiany położenia kolumny inklinometrycznej wynosiły w ok. 0,2-2,0 mm, maksymalne przemieszczenia osiągając do aktualnej (po obniżeniu poziomu terenu o 1 m) głębokości 4,5 m. Największe przemieszczenia ok. 2-7,5 mm, zgodne z nachyleniem stoku, zaobserwowano w punkcie CC03 na aktualnej głębokości 2,5 m (4.,5 m od pierwotnego

poziomu terenu). Nie można jednak wykluczyć, że mogły być one częściowo spowodowane uszkodzeniem tego inklinometru w końcowym etapie budowy ośrodka. Na południe od Ośrodka w punkcie CC04 zmiany położenia rur inklinometrycznych w kierunku A(+) były stosunkowo małe ok. 0,6-0,7 mm do głębokości 4,5 m. Były one natomiast większe w kierunku B(+) 2-3,45 mm do głębokości 6,5 m. W stosunku do pomiarów zerowych z 2008 r. wykonane w kwietniu i wrześniu 2012 r. pomiary stwierdziły, że największe przemieszczenia wgłębne (z wykluczeniem przemieszczeń spowodowanych bezpośrednio przez prace budowlane) wystąpiły w dolnej części terenu. W okresie prawie 4. lat skumulowane przemieszczenia do głębokości 11 m wynosiły tam ok. 6,5-11 mm malejąc na głębokości 16 m do ok. 3 mm. W przypadku płytszych przemieszczeń do głębokości ok. 2-3 m można z dużym prawdopodobieństwem wiązać wygięcie rur pomiarowych z wpływem prac budowlanych i ciężkiego sprzętu budowlanego. Natomiast w przypadku głębszych pomiarów np. na głębokości 4 m takiej pewności nie ma i wymaga to dalszej kontroli. Jednakże obserwowane obecnie wielkości przemieszczeń wskazują na fakt, że do chwili obecnej zabezpieczenie podłoża terenu Inwestycji prawidłowo spełnia swoje zadanie.

Monitoring osiadań

W czterech punktach monitoringu rury inklinometryczne były dodatkowo wyposażone w specjalny przegub o długości 0,5 m, który zwiększył ich wytrzymałość na zginanie oraz posiadał zaczep do pomiarów osiadania gruntu na głębokości powierzchni poślizgu za pomocą sondy pomiarowej (rys.14). Zmierzone wielkości osiadań reprezentują przemieszczenia pionowe wzdłuż rur inklinometrycznych (bez korekcyjnej uwzględniającej wielkości nachylenia rur pomiarowych). Po wykonaniu prac budowlanych pomiary osiadań były możliwe w dwóch punktach CC01, CC02 i CC03. W punkcie CC02 po obniżeniu się powierzchni terenu, nowo zamontowana rura inklinometryczna użyta do naprawy obniżyła górną krawędź pomiarową o 1,24 m. Zmierzone osiadania w dolnej części terenu ośrodka w okresie maj-sierpień 2008, a lipiec 2012 r., na głębokości ok. 9,5 m p.p.t. wynosiły 1,00-1,50 cm i były nieco większe w północno-wschodniej części Inwestycji.



Rys. 14 Pomiar osiadań
Fig. 14 The subsidence measurements

Monitoring poziomu zwierciadła i ciśnienia wód gruntowych

Na terenie obiektu przed Inwestycją zostały zainstalowane trzy piezometry z filtrem oraz dwa pneumatyczne mierniki ciśnienia porowego wód gruntowych (rys. 2, 4, 15). Filtry piezometrów oraz czujniki ciśnienia zostały zabudowane w osłonie filtracyjnej na głębokości 5 m. Dwa czujniki pneumatyczne CC05 i CC02 oraz jeden piezometr CC03 zostały zniszczone w trakcie budowy. W miejsce zniszczonego pneumatycznego czujnika ciśnienia porowego CC02, zainstalowano nowy czujnik ciśnienia porowego. W wyniku zaistniałej po realizacji ośrodka sytuacji, pomiary piezometryczne ograniczone zostały z pięciu do trzech punktów pomiarowych. Wykazały one stosunkowo płytkie zaleganie wód gruntowych. Poziom zwierciadła wód gruntowych w obrębie warstw rumoszu zwietrzelinowego i glin zboczowych w górnej części terenu w punkcie CC03 znajdował się bardzo płytko 0,2-0,5 m p.p.t. Może świadczyć to o niskim stopniu wydajności systemu odwodnienia ośrodka. W dolnej części Inwestycji zwierciadło wód gruntowych zalegało głębiej – na głębokości 3,8 m. Na południe od drogi asfaltowej, poza ośrodkiem (punkt CC04) zwierciadło wód gruntowych stabilizowało się na głębokości 2,1- 3,8 m. Ze względu na zniszczenie piezometru CC03 brak było możliwości kontroli poziomu wód gruntowych w centralnej części terenu gdzie wcześniej często było ono bardzo płytkie (lub nawet równe z pow. terenu). Pomiary ciśnienia porowego wód gruntowych po ukończeniu Inwestycji zostały wykonane w jedynym odbudowanym punkcie monitoringu CC02, w dolnej północno-wschodniej części ośrodka przy drodze asfaltowej (rys. 15). Test wykonywano przy pomocy specjalnej aparatury pomiarowej umożliwiającej tłoczenie gazu pod stałym ciśnieniem do czujnika pomiarowego. Pomiar wykonywany był trzykrotnie, w momencie, gdy ciśnienie tłoczonego gazu zrównoważyło się z ciśnieniem porowym wód gruntowych. Pomiary metodą nr 1 (z przepływem gazu) wykazały, że średnie wartości ciśnienia porowego wynosiły 19,03 kPa. Pomiary metodą nr 2 (po zamknięciu dopływu gazu) pokazały średnie wartości ciśnienia 16,59 kPa. Badania wskazują, że ciśnienie wód gruntowych w podłożu Ośrodka jest stosunkowo wysokie, jednak niższe niż we wcześniejszych pomiarach przed i w trakcie Inwestycji



Rys. 15 Pomiar ciśnienia porowego
Fig. 15 The pore pressure measurement

(30-40 kPa). Należy jednak zaznaczyć, że wielkości pomiarowe mogą nie być w pełni reprezentatywne ze względu na ich realizację bezpośrednio po instalacji czujnika i długi okres bez większych opadów atmosferycznych.

Podsumowanie i wnioski

Wykonane badania stwierdziły, że część terenu Inwestycji była narażona na procesy osuwiskowe. Na stokach występowały zwietrzelinowe, nawodnione grunty ilaste z rumoszem skalnym o niskiej wytrzymałości na ścinanie i wysokim stopniu plastyczności. Powodowało to brak możliwości posadowienia bezpośredniego bez wykonania dodatkowych zabezpieczeń. Pomiary monitoringowe przed rozpoczęciem prac budowlanych w okresie 6 miesięcy stwierdziły przemieszczenia wgłębne o wielkości 2-7 mm do głębokości ok. 11-16 m. Obszar charakteryzowała skomplikowana budowa geologiczna i pionowy zapad warstw sprzyjający infiltracji wyrażającej się płytkimi poziomami zwierciadła i wysokimi wartościami ciśnienia porowego wód gruntowych. Niski stopień stateczności stoków potwierdziły analizy numeryczne. Stwierdzono jednocześnie, że górna część terenu cechowała się korzystnymi warunkami geotechnicznymi i płytkim występowaniem związłego podłoża skalnego. W wyniku wykonanego rozpoznania wprowadzono zmiany lokalizacji części projektowanej infrastruktury naziemnej, w tym niektórych budynków i sprężarek gazu. Dla pozostałych części terenu Inwestycji zaprojektowano zabezpieczenie poprzez mury oporowe i przypyry palowe. Ze względu na płytki poziom wód gruntowych oraz charakter stoków konieczna była także rezygnacja z planowanych przez Inwestora nasypów i zbiornika wód opadowych w dolnej części obszaru. Działania te były możliwe w fazie projektowania i zostały uwzględnione w poprawionej wersji projektu budowlanego Inwestycji, która zawierała przeniesienie części projektowanych obiektów infrastruktury do górnej części terenu oraz projekt stabilizacji

terenu. Zaprojektowane prace zabezpieczające zostały jednak przez Inwestora znacznie ograniczone, co dotyczyło głównie głębokości posadowienia pali, rodzaju zastosowanych murów oporowych oraz zredukowania systemu odwodnienia terenu. Pomiary monitoringowe po wykonaniu skorygowanych prac zabezpieczających wykazały, że w 2012 roku przemieszczenia górotworu były stosunkowo małe i wahały się w zakresie od 0,1 do 3 mm.

W jednym punkcie monitoringu zarejestrowano przemieszczenia ok. 2-7,5 mm zgodne z nachyleniem stoku na głębokości 2,5 m. Nie można jednak wykluczyć, że mogły być one częściowo spowodowane przez uszkodzenie inklinometru w końcowym etapie budowy ośrodka. W stosunku do pomiarów z 2008 r. pomiary z 2012 r. stwierdziły, że największe przemieszczenia wgłębne, z wykluczeniem spowodowanych bezpośrednio przez prace budowlane, wystąpiły w dolnej części terenu. W okresie prawie 4. lat skumulowane przemieszczenia do głębokości 11 m wynosiły tam ok. 6,5-11,0 mm malejąc na głębokości 16 m do ok. 3 mm. W przypadku płytszych przemieszczeń do głębokości ok. 2-3 m można z dużym prawdopodobieństwem wiązać je z wpływem prac budowlanych. Natomiast w przypadku głębszych pomiarów takiej pewności nie ma i pomimo nie występowania tam większych przemieszczeń wymaga to dalszej kontroli. Osiedlenia w kolumnach inklinometrycznych od 2008 do 2012 roku wyniosły 1,2-1,5 cm. Magazyny zostały oddane do użytkowania w lipcu 2011 roku. Od tego czasu osiedań nie stwierdzono. Zaobserwowano jednakże stosunkowo płytkie zaleganie wód gruntowych. Wartość ciśnienia porowego wód gruntowych w 2012 r. wynosiła ok. 19 kPa, co było wartością niższą niż w pomiarach z 2009 roku. W celu potwierdzenia otrzymanych wielkości przemieszczeń i sprawdzenia skuteczności systemu zabezpieczenia i odwodnienia obiektu przy zmniejszeniu przez Inwestora pierwotnie proponowanych prac stabilizacyjnych konieczna jest większa liczba reprezentatywnych pomiarów.

Literatura

- [1] Bednarczyk Z., *The analysis of geotechnical properties for civil engineering and technological project of natural underground gas storage near Sanok (SE Poland)*. Proceedings of ISC'4 Conference, ISSMGE TC-102, Brazil, Porto de Galinhas 2012, Taylor Francis Balkema Group str. 1229-1235
- [2] Bednarczyk Z., *Badania podłoża gruntowego i monitoring geotechniczny dla celów posadowienia obiektów budowlanych i infrastruktury naziemnej podziemnego magazynu gazu PGNiG Strachocina*. Inżynieria Morska i Geotechnika nr 4/2012 str. 313-320
- [3] Bednarczyk Z., *Geotechnical modelling and monitoring as a basis for stabilization works at two landslide areas in Polish Carpathians*. Proceedings of 11th International & 2nd North American Symposium on Landslides organized by Canadian Geotechnical Society, Banff, Canada 2012, Taylor and Francis str. 1419-1425
- [4] Bednarczyk Z., Szykiewicz A., *Ground Penetrating Radar (GPR) Scanning In Geological And Geotechnical Recognition Of Mountain Site For Polish Oil & Gas Company*, 22 SAGEEP Symposium On The Application Of Geophysics To Engineering And Environmental Problems, Fort Worth, Texas USA 2010, str.731-738.14
- [5] Bednarczyk Z., *Landslide geotechnical monitoring network for mitigation measures in chosen locations inside the SOPO Landslide Counteraction Framework Project Carpathian Mountains*, Poland The First World Landslide Forum, Tokyo organized by International Consortium of Landslides, ONZ, Tokyo 2008 str 71-75
- [6] Stasiowski B., Wagner-Staszewska T., *Rozbudowa Podziemnego Magazynu Gazu Strachocina*, Miesięcznik Nafta-Gaz, grudzień 2010 LXVI, str. 1109-1114