



68. Krynicka Konferencja Naukowa

Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN
oraz Komitetu Nauki PZITB

Wyzwania budownictwa na terenach górnictwowych, pogórnictwowych i zdegradowanych



Gliwice 2023

MONOGRAFIA PROBLEMOWA



Praca zbiorowa pod redakcją
Jana PIZONIA, Małgorzaty GOŁASZEWSKIEJ,
Bożeny ORLIK-KOŹDOŃ, Łukasza DROBCA

Wyzwania budownictwa na terenach górnictw, pogórnictw i zdegradowanych

Monografia problemowa

WYDAWNICTWO POLITECHNIKI ŚLĄSKIEJ
GLIWICE 2023
UIW 48600

Opiniodawcy

Prof. dr hab. inż. Katarzyna ZABIELSKA-ADAMSKA

Prof. dr hab. inż. Zbigniew LECHOWICZ

Kolegium redakcyjne

REDAKTOR NACZELNY – Dr hab. inż. Barbara KULESZ, prof. PŚ

REDAKTOR DZIAŁU – Prof. dr hab. inż. Łukasz DROBIEC

SEKRETARZ REDAKCJI – Mgr Monika MOSZCZYŃSKA-GŁOWACKA

Wydano za zgodą

Rektora Politechniki Śląskiej

Projekt dofinansowany ze środków budżetu państwa, przyznanych przez Ministra Edukacji i Nauki w ramach Programu „Doskonała Nauka II”

Redakcja językowa

Mgr Justyna SZMYT

Redakcja techniczna

Ewa TENEROWICZ

Projekt okładki

Dr inż. Marcin JASIŃSKI

ISBN 978-83-7880-917-3

© Copyright by

Wydawnictwo Politechniki Śląskiej

Gliwice 2023

SPIS TREŚCI

Leszek CHOMACKI. Predykcja stanu uszkodzeń budynków zlokalizowanych na terenie górniczym.....	5
Łukasz DROBIEC. Zabezpieczenie sakralnych obiektów zabytkowych przed wpływami od eksploatacji górniczej.....	17
Tomasz GODLEWSKI. Geotechniczne oddziaływania obiektów w miejskiej przestrzeni podziemnej.....	31
Krzysztof GROMYSZ. Przegląd metod postępowania z wychylonymi budynkami znajdującymi się na terenach górniczych Górnego Śląska.....	61
Marcin GRYGIEREK, Magdalena WRÓBLEWSKA. Drogi kołowe na terenach górniczych w świetle obserwacji terenowych.....	81
Mariusz JAŚNIOK, Tomasz JAŚNIOK. Źródła błędów pomiarowych i interpretacyjnych w diagnostyce korozyjnej stalowego zbrojenia konstrukcji betonowych.....	107
Jacek KAWALEC. Wybrane zagadnienia realizacji konstrukcji z gruntu zbrojonego geosyntetykami posadowionych w skomplikowanych warunkach geotechnicznych.....	125
Barbara KLISZCZEWICZ. Infrastruktura techniczna na terenach górniczych – problemy projektowe, wykonawcze i eksploatacyjne.....	145
Andrzej KOWALSKI. Przekształcanie terenów górniczych na pogórnice w Górnośląskim Zagłębiu Węglowym.....	167
Marian ŁUPIEŻOWIEC. Realizacja inwestycji budowlanych na terenach zagrożonych powstaniem nieciągłych deformacji górniczych.....	185
Janusz RUSEK, Dagmara WAŚNIEWSKA-RATAJ, Leszek SŁOWIK, Dominik KĘDZIA. Budowa wirtualnej bazy danych charakterystyk dynamicznych do statystycznej oceny odporności budynków na wstrząsy górnicze.....	203
Leszek SŁOWIK, Janusz RUSEK, Karol FIREK. Czynniki wpływające na wychylenie budynków z pionu w warunkach deformacyjnych wpływów eksploatacji górniczej.....	217
Krzysztof STERNIK. Analizy numeryczne stateczności skarp z odpadów górniczych.....	235
Leszek SZOJDA. Przykłady analiz numerycznych współpracy budowla-podłoże górnicze.....	253

CONTENTS

Leszek CHOMACKI, Prediction of damage condition of buildings located in a mining area.....	5
Łukasz DROBIEC, Protection of sacred historic buildings against influences from mining exploitation.....	17
Tomasz GODLEWSKI, Geotechnical impacts of objects in urban underground space.....	31
Krzysztof GROMYSZ, Review of methods of dealing with tilted buildings located in the mining areas of Upper Silesia.....	61
Marcin GRYGIEREK, Magdalena WRÓBLEWSKA, Roads in mining areas under the field observations.....	81
Mariusz JAŚNIOK, Tomasz JAŚNIOK, Sources of measurement and interpretation errors in corrosion diagnosis of reinforcing steel in concrete structures.....	107
Jacek KAWALEC, Selected aspects of realisations of retaining structures made from geosynthetics founded in complex geotechnical condition.....	125
Barbara KLISZCZEWICZ, Technical infrastructure in mining areas – design, construction and operating problems	145
Andrzej KOWALSKI, Conversion of mining areas into post-mining areas in the upper silesian coal binding.....	167
Marian ŁUPIEŻOWIEC, Implementation of construction investments in areas with risk of discontinuous mining deformations.....	185
Janusz RUSEK, Dagmara WAŚNIEWSKA-RATAJ, Leszek SŁOWIK, Dominik KĘDZIA, Creating a virtual database of dynamic characteristics for statistical assessment of the building resistance to mining tremors.....	203
Leszek SŁOWIK, Janusz RUSEK, Karol FIREK, Factors influencing the tilt of buildings from the vertical under deformational influences of mining exploitation..	217
Krzysztof STERNIK, Numerical analyzes of stability of slopes from mining waste.....	235
Leszek SZOJDA, Numerical analyses examples for mining ground-structure interactions.....	253

Leszek CHOMACKI
Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa

PREDYKCJA STANU USZKODZEŃ BUDYNKÓW ZLOKALIZOWANYCH NA TERENIE GÓRNICZYM

Streszczenie. Budynki zlokalizowane na terenie górnicyzm poddane są dodatkowym obciążeniom konstrukcji, które mogą powodować ich uszkodzenia. W artykule skupiono się na wpływie odkształceń poziomych na uszkodzenia budynków. Wykonano przegląd światowych metod predykcji uszkodzeń. Deficyty dostępnych metod stanowiły asumpt do podjęcia własnych badań. Przeprowadzono badania na 207 budynkach w Bytomiu, z wykorzystaniem wybranej metody sztucznej inteligencji, Naiwnego Klasyfikatora Bayesowskiego. Uzyskane wyniki można wykorzystać do predykcji stanu uszkodzeń budynków na terenie górnicyzm.

Słowa kluczowe: eksploatacja górnicyzm, tereny górnicyzm, uszkodzenia budynków, sztuczna inteligencja, uczenie maszynowe

PREDICTION OF DAMAGE CONDITION OF BUILDINGS LOCATED IN A MINING AREA

Summary. Buildings located in mining areas are subjected to additional structural loads, which may affect their damage. The article focuses on the negative impact of horizontal deformations on the state of damage to buildings. A review of foreign damage prediction methods was performed. Deficits of available methods were the initiator of the concept of own research. Research was carried out on 207 buildings in Bytom, using the selected method of artificial intelligence, the Naive Bayesian Classifier. The obtained results can be used to predict the state of damage to buildings in the mining area.

Keywords: mining exploitation, mining areas, damage to buildings, artificial intelligence, machine learning

1. Wprowadzenie

Jednym z wyzwań budownictwa na terenie górnictwem jest zapewnienie bezpieczeństwa konstrukcji oraz użytkowników w warunkach ujawniania się wpływów górniczych. Obecnie jest to realizowane, zgodnie z wymogami prawnymi, wykorzystując kategorie terenu górnictwem, które porównuje się z kategoriami odporności deformacyjnych poszczególnych budynków [21]. Takie podejście do problemu daje przedsiębiorcy górnictwem co najwyżej zgrubny ogólny na zabudowę i jej możliwości bezpiecznego przejścia wpływów górniczych. Niestety, liczne doświadczenia krajowe wskazują, że podejście to nie jest pozbawione wad [15], a w ostateczności może prowadzić do awarii, a nawet katastrof budowlanych [9, 11]. W związku z powyższym istnieje potrzeba zaproponowania metodologii, która pozwoliłaby na predykcję stanu uszkodzeń budynków poddanych wpływom eksploatacji górnictwem [4].

W artykule przedstawiono przegląd zagranicznych metod, wykorzystywanych do przewidywania uszkodzeń, które mogą wystąpić w budynkach poddanych wpływom górnictwem. Dotyczy to wpływu głównie odkształceń poziomych, które zazwyczaj są najbardziej destrukcyjne [24]. Z uwagi na brak możliwości wykorzystania tych metod w ocenie ryzyka powstania uszkodzeń, przeprowadzone w latach 2011-2017 zostały autorskie badania zabudowy miasta Bytomia. Wyniki przeglądu zabudowy poddanej wpływom górnictwem pozwoliły na przygotowanie bazy danych i przeprowadzenie na jej podstawie obiecujących analiz stanu uszkodzeń, z wykorzystaniem metod sztucznej inteligencji.

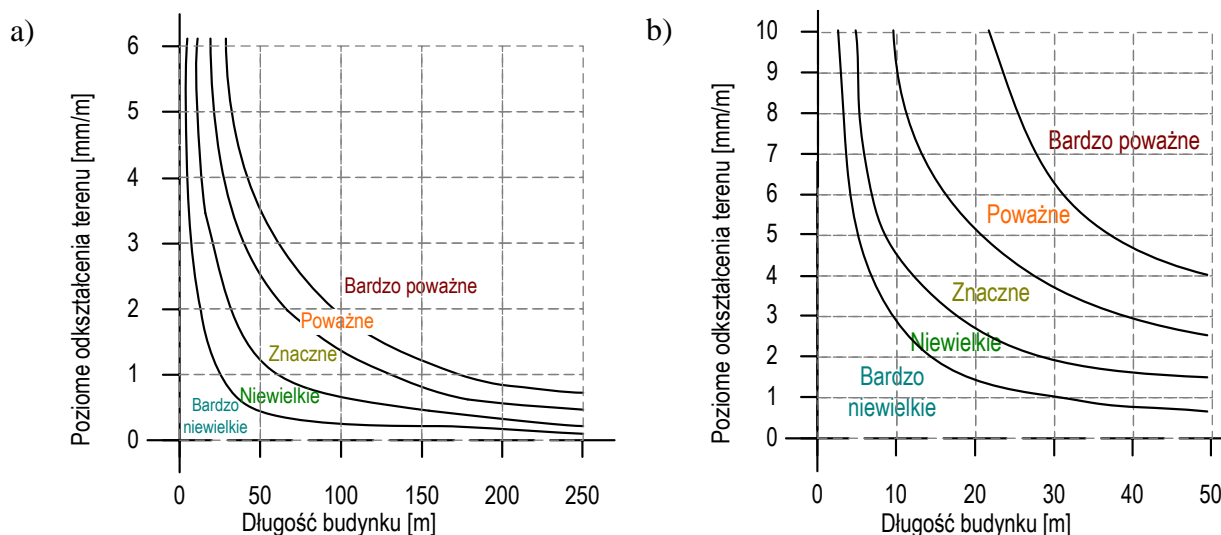
2. Przegląd zagranicznych metod predykcji uszkodzeń

Od lat 70. XX w. badacze zajmują się problemem predykcji uszkodzeń budynków poddanych wpływom eksploatacji górnictwem.

W monografii wydanej przez National Coal Board [18] możliwość powstania uszkodzeń wynika z poziomych odkształceń terenu, a także długości budynku, tudzież niedylatowanego ciągu budynków. Autorzy prowadzili pomiary 165 linii obserwacyjnych oraz budynków, które znajdowały się przy tych liniach. Wpływy odkształceń poziomych na stan uszkodzeń, w zależności od jego długości, przedstawione zostały w postaci funkcji hiperbolicznej (rys. 1a). Stan uszkodzeń został opisany przez 5 kategorii, od pęknięć niewidocznych na zewnątrz budynku, przez spękania widoczne na zewnątrz,

powodujące utrudnienia w użytkowaniu, do uszkodzeń wymagającej częściowej, a nawet kompleksowej przebudowy obiektu.

Podobną metodę, opracowaną na podstawie południowoafrykańskich doświadczeń, zaprezentowali Wagner i Schumann [26]. W metodzie tej na stan uszkodzeń budynku wpływają zasadniczo poziome odkształcenie terenu oraz długość budynku (rys. 1b), a spodziewane uszkodzenia opisano analogicznie do [18].



Rys. 1. Przewidywane kategorie uszkodzeń w zależności od długości budynku i poziomych odkształceń terenu

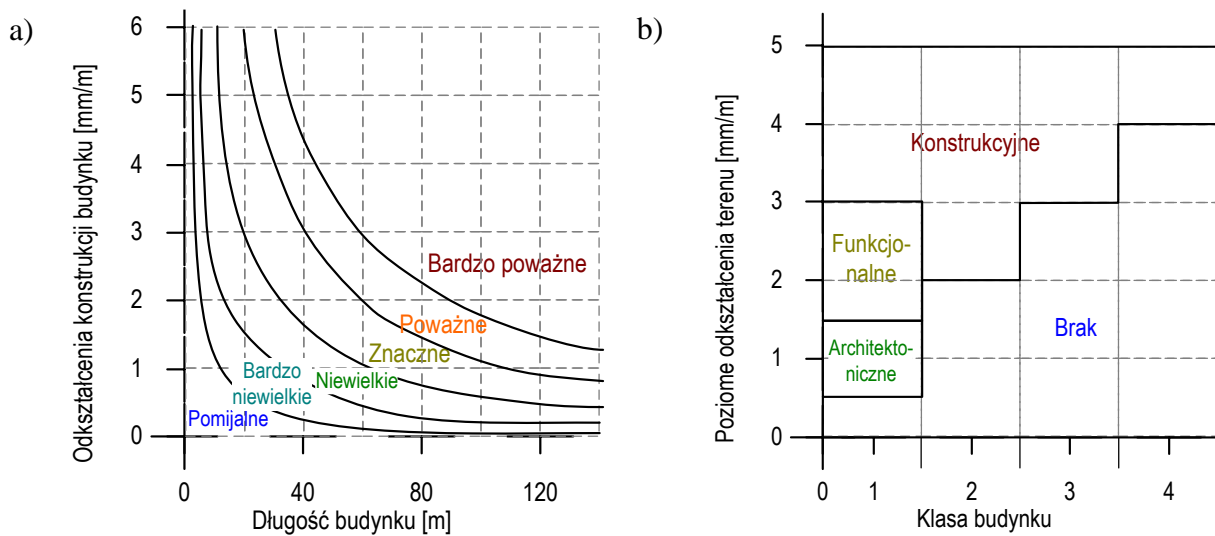
Fig. 1. Expected damage categories depending on the length of the building and horizontal deformations of the terrain

Źródło: Opracowanie własne [4] na podstawie: a) [18], b) [26]

Badacze z MSEC do prognozowania stanu uszkodzeń zaproponowali wykorzystanie odkształcenia konstrukcji budynku oraz długość budynku [16]. Odkształcenie konstrukcji budynku zdefiniowali jako sumę lub różnicę odkształceń poziomych terenu ϵ oraz ilorazu H/R , tj. wysokości obiektu i promienia krzywizny profilu niecki górniczej (rys. 2a). W metodzie wyróżniono 6 kategorii uszkodzeń, którym przypisane zostały również spodziewane rozwartości uszkodzeń (do 0,1 mm; 1 mm; 5 mm; 15 mm; 25 mm; powyżej 25 mm).

Możliwość oceny postania uszkodzeń w zależności od poziomych odkształceń terenu i klasy budynku zaproponował Yu [8, 28]. Klasę budynku wyznacza się przy takich znanych zmiennych jak: rodzaj fundamentu, materiał konstrukcji nadziemnej, długość oraz wysokość budynku, a także promień krzywizny terenu. Suma punktów przypisanych poszczególnym zmiennym pozwala na ocenę klasy budynku, a wiedza o poziomych

odkształceniach terenu prowadzi do jednej z czterech przewidywanych kategorii uszkodzeń (rys. 2b).



Rys. 2. Przewidywane kategorie uszkodzeń w zależności od: a) długości budynku i odkształceń konstrukcji budynku; b) klasy budynku i poziomych odkształceń terenu

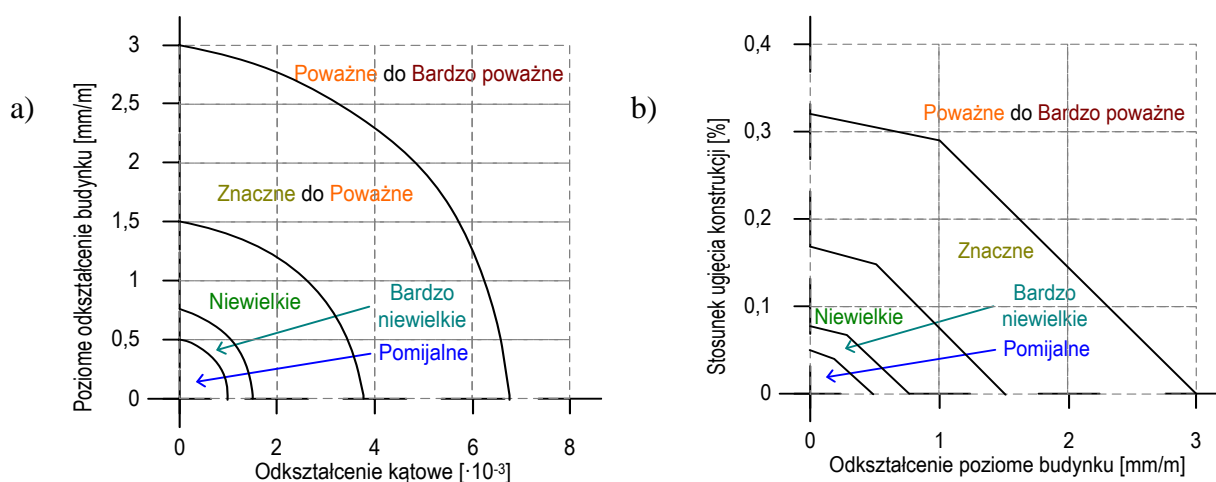
Fig. 2. Expected damage categories depending on: a) the length of the building and structure strain; b) the building class and horizontal deformations of the terrain

Źródło: Opracowanie własne [4] na podstawie: a) [16], b) [8]

W literaturze, poza wyżej wymienionymi metodami o charakterze empirycznym, można znaleźć metody o charakterze analitycznym.

Badania sprawdzające obiekty budowlane do schematów statycznych belek o znanych parametrach wytrzymałościowo-geometrycznych przeprowadzili Boscardin i Cording [1]. Wykonali oni obliczenia dla 18 obiektów o różnej geometrii i konstrukcji, które następnie poddali obciążeniom wynikającym z nierównomiernego osiadania. Wyznaczone dla obiektów dwie zmienne odkształcenia poziome obiektu oraz odkształcenia kątowe pozwalały na zaprognozowanie jednej z pięciu kategorii uszkodzeń (rys. 3a).

Z podobnych założeń wyszedł Mair [13], który również sprowadzał budynki do postaci belki. Jako zmienne determinujące powstanie uszkodzeń zaproponował odkształcenia poziome budynku oraz stosunek ugięcia konstrukcji. Dla znanych wartości ww. zmiennych można spodziewać się wystąpienia uszkodzeń przypisanych do jednej z sześciu kategorii, które dodatkowo uwzględniają łatwość naprawy (rys. 3b).



Rys. 3. Przewidywane kategorie uszkodzeń w zależności od: a) poziomego odkształcenia budynku i odkształcenia kąтового; b) stosunku ugięcia konstrukcji i odkształcenia poziomego budynku

Fig. 3. Expected damage categories depending on: a) horizontal deformation of the building and angular deformation; b) the ratio of the deflection of the structure and the horizontal deformation of the building

Źródło: Opracowanie własne [4] na podstawie: a) [1], b) [13]

Do predykcji stanu uszkodzeń wykorzystuje się również metody numeryczne.

Saeidi oraz Cai [2, 23] zabudowę jednego z francuskich miast sprowadzili do 5 typów konstrukcji, które następnie zamodelowali w postaci układów prętowych. Następnie dla wyznaczonych osiadań terenu górniczego przeprowadzili analizę naprężeń w modelach przygotowanych z wykorzystaniem Metody Elementów Skończonych. Z uzyskanych wyników sił wewnętrznych w elementach konstrukcji wytypowano cztery kategorie uszkodzeń, które mogą wystąpić w budynkach poddanych wpływom osiadań.

Natomiast Hu z zespołem [6] przygotowali dwa modele deformacji ścian murowanych, poddanych wpływom krzywizny wklęsłej oraz krzywizny wypukłej. Założony mechanizm uszkodzania modeli pozwalał im na przewidywanie uszkodzeń, z podziałem na cztery kategorie i rozwartości od 1 do 20 mm.

Niestety żadna z wyżej wymienionych metod nie pozwala na predykcję uszkodzeń budynków z uwzględnieniem prawdopodobieństwa ich powstania, co byłoby zgodne z zapisami dotyczącymi obciążeń wyjątkowych, znajdującymi się w Eurokodzie 1 [19]. Mając to na uwadze, podjęto próbę przygotowania metody, która umożliwiłaby tego typu ocenę uszkodzeń. Doświadczenia naukowców z AGH wykazały, że rozwiązanie takiego zagadnienia powinno być osiągalne przy wykorzystaniu metod sztucznej inteligencji [22, 27].

3. Przeprowadzone badania i ich wyniki

3.1. Wybrana metoda sztucznej inteligencji

W celu osiągnięcia założonych celów badawczych, podjęto decyzję o zastosowaniu metod sztucznej inteligencji. Wiedza o rozwiązywanym problemie jest przekazywana w postaci danych uczących, na podstawie których możliwa jest kalibracja przygotowywanego modelu. Właściwie zbudowany model odwzoruje relację pomiędzy danymi i pozwala na predykcję jednej ze zmiennych z satysfakcjonującą dokładnością.

Jedną z przeanalizowanych metod był Naiwny Klasyfikator Bayesowski (NBC). W metodzie tej algorytm ocenia prawdopodobieństwo wystąpienia poszczególnych klas dla zadanych zmiennych wejściowych. Efektem jest przewidywanie klasy, która cechuje się największym prawdopodobieństwem wystąpienia.

NBC wykorzystuje twierdzenie Bayesa dotyczące warunkowego rozkładu prawdopodobieństwa [12] (1), a także zakłada, że zmienne wejściowe są od siebie niezależne [17] (2).

$$P(B|A) = \frac{P(B)P(A|B)}{P(A)} \quad (1)$$

$$P(A, B) = P(A)P(B) \quad (2)$$

Założenie wzajemnej niezależności zmiennych wejściowych od siebie jest niejednokrotnie bardzo optymistyczne (naiwne) i pozwala na znaczne uproszczenie procedury obliczeniowej.

W badaniach do budowy modelu klasyfikatora NBC wykorzystano procedurę maksymalnej wiarygodności (MLE – Maximum Likelihood Estimation). Pozwala ona na maksymalizację warunkowego prawdopodobieństwa, rozumianego jako weryfikowalnej tezy o występowaniu poszczególnych klas dla danych uczących.

Za zasadnicze zalety tej metody uznaje się [3]:

- szybkość uczenia i wysoką skuteczność klasyfikacji,
- zadaną strukturę klasyfikatora, która nie wymaga uczenia,
- dobrą skuteczność nawet w przypadku małej liczby danych uczących.

3.2. Przygotowanie danych do analiz

Zebrano dane techniczne o 207 budynkach zlokalizowanych w Bytomiu, ich stanie uszkodzeń (przyjętym zgodnie z [10]) i wpływach eksploatacji górniczej w latach 2011-2017. Pozwoliło to przygotować bazę danych z 594 przypadkami.

Tabela 1

Zestawienie zgromadzonych danych z podziałem na typy zmiennych, zmienne, przypisane im kody i przypadające liczby kategorii

Typ zmiennej	Zmienna	Kod	Liczba kategorii
Geometria	Długość	Dlug	8
	Szerokość	Szer	6
	Powierzchnia zabudowy	Powi	10
	Liczba kondygnacji nadziemnych	LiKon	5
	Kubatura	Kubat	11
	Długość ciągu zabudowy zwartej	DluCi	12
	Sposób dylatowania	Dylat	3
	Kształt bryły budynku	Kszta	4
	Podpiwniczenie	Podpi	3
	Zmienny poziom posadowienia	ZmPos	2
	Zmienna wysokość budynku	ZmWys	2
Konstrukcja	Rodzaj fundamentu	RoFun	3
	Materiał ścian piwnic	Msp	3
	Materiał ścian parteru i wyżej	Mspiw	2
	Strop nad piwnicą	Snp	5
	Strop nad parterem i wyżej	Snpiw	3
	Nadproża	Nadpr	3
	Zabezpieczenia na wpływy górnicze	Zabez	4
	Zabezpieczenia – dane uzupełniające	ZabUz	3
Inne dane techniczne	Rok budowy	Rok	8
	Zużycie naturalne (stan techniczny)	ZuNat	5
	Współczynnik remontowy	Rem	2
	Kategoria odporności statycznej (deformacyjnej)	KOS	3
Dane górnicze	Kategoria terenu górniczego	KTG	3
Uszkodzenia	Kategoria stanu uszkodzeń przed wpływami	KsuPrz	4
	Kategoria stanu uszkodzeń po wpływach	KsuPo	4

Źródło: Opracowanie własne [4]

Dokonano jakościowej oceny danych pod kątem przypadków odstających [7]. Pozwoliło to odrzucić przypadki skrajne, których częstość pojawiania się w zbiorze nie przekraczała 5%. Przeprowadzono proces dyskretyzacji wszystkich zmiennych pod kątem ich wykorzystania w procesie uczenia [25]. Kategorie zmiennych liczbowych dobrano tak, aby liczba przypadków w każdej kategorii nie była mniejsza od 5% liczebności całego zbioru. Zestawienie zgromadzonych danych z podziałem na poszczególne zmienne znajduje się w tabeli 1.

Tak przygotowaną bazę danych podzielono na zbiory treningowy i testowy, zgodnie z zasadami proponowanymi w literaturze [5], w proporcjach 80:20. Liczność zbioru treningowego wyniosła 478 przypadków, a zbioru testowego 116 przypadków.

3.3. Uzyskane wyniki i ich interpretacja

Budowę klasyfikatora NBC przeprowadzono w środowisku programistycznym R [20], z wykorzystaniem czterech pakietów: bnlearn, e1071, naivebayes oraz bnclassify. Najlepszą dokładność klasyfikacji uzyskano za pomocą pakietu naivebayes [14] i dla niego przedstawiono otrzymane wyniki.

Ocenie poddano zbudowany model w kontekście poprawności klasyfikacji na zbiorach trenującym oraz testowym, a także jego właściwości generalizacyjnych. Wyniki w formie macierzy pomyłek przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2

Macierz pomyłek klasyfikatora NBC – liczba przypadków, precyzja, czułość i dokładność klasyfikacji

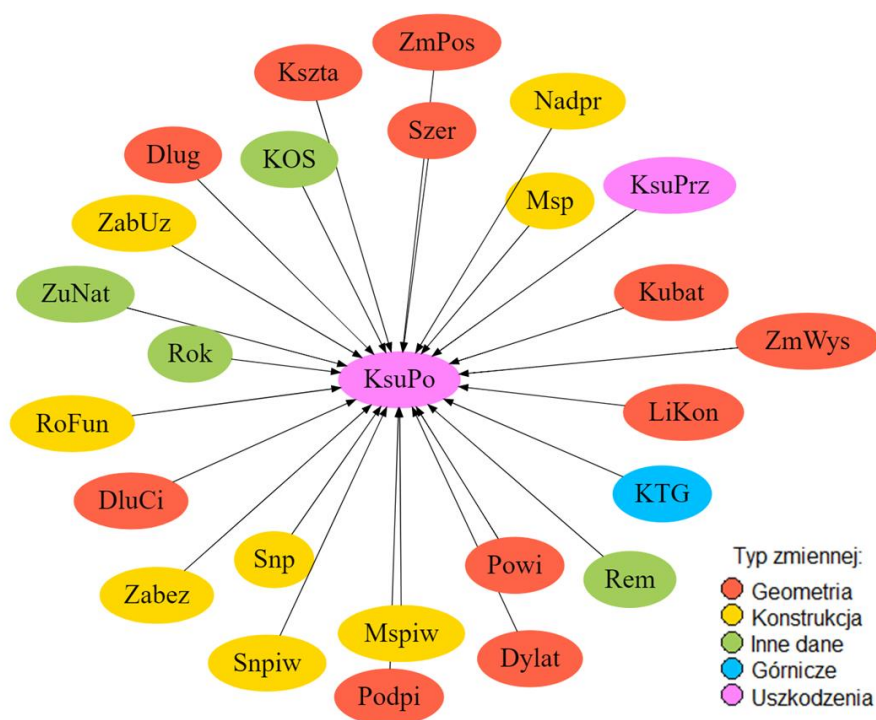
Zbiór trenujący – 478 przypadków							
Kategoria uszkodzeń (KsuPo)		Zaobserwowana				Σ	Precyzja (PPV)
		1	2	3	4		
Przewidywana	1	28	33	12	0	73	38,36%
	2	12	216	1	8	237	91,14%
	3	1	3	140	6	150	93,33%
	4	0	1	0	17	18	94,44%
Σ		41	253	153	31	478	Śr. prec. 79,32%
Czułość (TPR)		68,29%	85,38%	91,50%	54,84%	Śr. czuł. 75,00%	Dokł. klas. 83,89%

cd. tabeli 2

Zbiór testowy – 116 przypadków							
Kategoria uszkodzeń (KsuPo)		Zaobserwowana				Σ	Precyzja (PPV)
		1	2	3	4		
Przewidywana	1	7	6	5	0	18	38,89%
	2	4	58	1	3	66	87,88%
	3	0	2	20	7	29	68,97%
	4	0	0	0	3	3	100,00%
Σ		11	66	26	13	116	Śr. prec. 73,93%
Czułość (TPR)		63,64%	87,88%	76,92%	23,08%	Śr. czuł. 62,88%	Dokł. klas. 75,86%

Źródło: Opracowanie własne [4]

Graficzne przedstawienie wpływu zmiennych wejściowych na stan uszkodzeń budynku został przedstawiony na rys. 4.



Rys. 4. Schemat działania klasyfikatora NBC dla przygotowanej bazy danych

Fig. 4. Scheme of the NBC classifier for the prepared database

Źródło: Opracowanie własne [4]

Dla analizowanych, pojedynczych przypadków możliwe jest generowanie wyników z określeniem prawdopodobieństwa wystąpienia każdej z czterech kategorii uszkodzeń, co jest zgodne z przywołanymi w pkt. 2 zapisami Eurokodu 1 [19].

4. Podsumowanie i wnioski

Na skutek ujawniania się wpływów eksploatacji górniczej w budynkach mogą powstawać uszkodzenia, co jest złożonym i niewystarczająco wyjaśnionym zagadnieniem.

Przedstawiono zagraniczne metody predykcji stanu uszkodzeń budynków, które niestety nie pozwalają na ocenę prawdopodobieństwa ich wystąpienia.

Aby przeprowadzić ocenę ryzyka powstania uszkodzeń w notacji probabilistycznej, podjęto decyzję o przeprowadzeniu badań, wykorzystując metody sztucznej inteligencji. W rozdziale opisany został przygotowany model klasyfikatora NBC, który pozwala uwzględnić wiele zmiennych, lecz zakłada ich wzajemną niezależność. Wyniki przeprowadzonych badań wskazały możliwość predykcji stanu uszkodzeń budynku poddanego wpływom górniczym, z wysoką dokładnością, wynoszącą ponad 75%. Uzyskane wyniki badań prowadzić będą do kolejnych analiz i w nieodległej perspektywie mogą być wykorzystywane do oceny uszkodzeń budynków zlokalizowanych na terenach górniczych.

Bibliografia

1. Boscardin M., Cording E.: Building response to excavation-induced settlement. „Journal of Geotechnical Engineering” 115, No. 1, 1989, p. 1-21.
2. Cai Y.: Simulation of underground mining subsidence and its induced damages on buildings. Nancy, 2015.
3. Cheng J., Greiner R.: Comparing Bayesian Network Classifiers, [in:] Proceedings of the Fifteenth Conference on Uncertainty in Artificial Intelligence, 1999, p. 101–108.
4. Chomacki L.: Ocena ryzyka powstania uszkodzeń w budynkach murowanych poddanych wpływom eksploatacji górniczej z zastosowaniem metod inteligencji obliczeniowej. Rozprawa doktorska, mps, Warszawa 2021.

5. Hastie T., Tibshirani R., Friedman J.: *The Elements of Statistical Learning*. Springer Series in Statistics, New York 2009.
6. Hu H., Lian X., Chen S.: Effects on buildings of surface curvature caused by underground coal mining. „*Journal of Engineering and Technological Sciences*” 48, No. 3, 2016, p. 254-275.
7. Jankowski N.: *Ontogeniczne sieci neuronowe*. Warszawa 2003.
8. Karmis M., Yu Z., Jarosz A.: Design considerations for subsidence control. „*International Journal of Mining and Geological Engineering*” 8, No. 4, 1990, p. 357-368.
9. Kawulok M.: *Szkody górnicze w budownictwie*. Monografia. ITB, Warszawa 2015.
10. Kawulok M.: Osąd eksperta w ochronie istniejących obiektów budowlanych na terenach górniczych. „*Przegląd Górniczy*” 71, No. 3, 2015, s. 38-43.
11. Kawulok M., Chomacki L., Parkasiewicz B., Słowik L.: Wyburzenie 25 budynków mieszkalnych spowodowane intensywnymi wpływami eksploatacji górniczej, [w:] XXVI konferencja naukowo-techniczna pt. *Awarie budowlane*, Szczecin 2013, p. 347-354.
12. Koronacki J., Ćwik J.: *Statystyczne Systemy Uczące Się*. Warszawa 2008.
13. Mair R., Taylor N., Burland J.: Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunnelling. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. p. 536-537. Rotterdam 1996.
14. Majka M.: *Package naivebayes: High Performance Implementation of the Naive Bayes Algorithm in R*, 2019.
15. Mika W.: Doświadczenia ze stosowania metody punktowej do oceny odporności budynków na wpływy eksploatacji górniczej, [w:] *Ochrona obiektów budowlanych na terenach górniczych*. Katowice 2012.
16. Mine Subsidence Engineering Consultants: *Mine Subsidence Damage to Building Structures*. Chatswood, 2007.
17. Murphy K.: *Machine Learning A Probabilistic Perspective*. Cambridge 2012.
18. National Coal Board: *Subsidence Engineer's Handbook*. London 1975.
19. PN-EN 1991-1-7 Eurokod 1 Oddziaływania na konstrukcje Część 1-7: Oddziaływania ogólne Oddziaływania wyjątkowe. Eurocode 1, 2008.
20. R Core Team: *R: A Language and Environment for Statistical Computing*, 2019.
21. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 16 lutego 2012 r. w sprawie planów ruchu zakładów górniczych.

22. Rusek J.: The point nuisance method as a decision-support system based on Bayesian inference approach. "Archives of Mining Sciences", 65, No. 1, 2020, p. 117-127.
23. Saeidi A., Deck O., Al heib M., Verdel T.: Development of a damage simulator for the probabilistic assessment of building vulnerability in subsidence areas. „International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences” No. 73, 2015, p. 42-53.
24. Słowik L., Gruchlik P., Chomacki L.: Destrukcyjny wpływ odkształceń poziomych powodujących zagęszczenie podłoża na ściany budynków zagłębione w gruncie. „Przegląd Górniczy” 73, nr 12, 2017, s. 15-21.
25. Uusitalo L.: Advantages and challenges of Bayesian networks in environmental modelling. „Ecological Modelling” 203, No. 3-4, 2007, p. 312-318.
26. Wagner H., Schuemann E.H.R.: Surface effects of total coal-seam extraction by underground mining methods. „Journal of The South African Institute of Mining and Metallurgy” 91, No. 7, 1991, p. 221-231.
27. Witkowski M., Rusek J.: Wykorzystanie probabilistycznych sieci neuronowych do wyznaczania ryzyka powstania szkód w budynkach poddanych wstrząsom górniczym. „Przegląd Górniczy” 73, nr 1, 2017, s. 44-47.
28. Yu Z., Karmis M., Jarosz A., Haycocks C.: Development of damage criteria for buildings affected by mining subsidence, [in:] Sixth Annual Workshop on Mining Systems Design and Ground Control, p. 83-92, 1988.

Łukasz DROBIEC
Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa

ZABEZPIECZENIE SAKRALNYCH OBIEKTÓW ZABYTKOWYCH PRZED WPLYWAMI OD EKSPLOATACJI GÓRNICZEJ

Streszczenie. Sakralne obiekty zabytkowe mają nieco inną konstrukcję niż typowe budynki. Zwykle mają one wydłużony rzut z podłużnym układem ścian, które zwieńczone są murowanymi sklepieniami oraz mają wysoką wieżę zlokalizowaną w kościołach orientowanych od strony zachodniej. Budynki takie cechują się znacznie mniejszą sztywnością w kierunku poprzecznym niż w podłużnym. Specyfika konstrukcji sakralnych powoduje, że znacznie trudniej zabezpieczyć je przed wpływami od eksploatacji górniczej w porównaniu do typowych budynków. W pracy opisano sposoby zabezpieczeń sakralnych budynków zabytkowych zlokalizowanych na terenach poddanych wpływom od podziemnej eksploatacji górniczej.

Słowa kluczowe: obiekty sakralne, budynki zabytkowe, wpływy od eksploatacji górniczej, zabezpieczenia obiektów zabytkowych.

PROTECTION OF SACRED HISTORIC BUILDINGS AGAINST INFLUENCES FROM MINING EXPLOITATION

Summary. Sacral historic buildings have slightly different structures than typical buildings. They usually have an elongated projection with a longitudinal arrangement of walls, which are topped with brick vaults, and have a high tower located in churches oriented to the west. Such buildings are characterized by much lower stiffness in the transverse direction than in the longitudinal direction. The specificity of sacral structures makes it much more difficult to protect them against the influence of mining exploitation compared to typical buildings. The paper describes the methods of securing sacral historic buildings located in areas affected by underground mining.

Keywords: sacral buildings, historic buildings, influence from mining, protection of historic buildings.

1. Wprowadzenie

Wpływy od podziemnej eksploatacji górniczej występują na tzw. terenach górniczych zlokalizowanych na Górnym i Dolnym Śląsku. Tereny te obejmują obszary, na których zlokalizowane są obiekty sakralne wpisane do rejestru zabytków oraz objęte ochroną konserwatorską [9]. Wpływy od eksploatacji górniczej mogą się objawiać w formie deformacji ciągłych i nieciągłych. Oba typy deformacji mogą powodować powstanie znacznych uszkodzeń konstrukcji i wykończenia obiektów zabytkowych. W przypadku deformacji ciągłych największe zagrożenie stanowi krzywizna w niecce osiadań, która najpierw generuje rozciągania, a następnie ściskania w konstrukcji obiektu. Na Górnym Śląsku jest wiele obiektów, których pionowe osiadania wynoszą blisko 20 m. Deformacje nieciągłe występują najczęściej w postaci uskoków, których wielkość może wynosić od kilku centymetrów do nawet kilkuset metrów, lecz zwykle jest to kilkadziesiąt centymetrów.

Obiekty zabytkowe poddane wpływom od eksploatacji górniczej mogą być typowymi murowanymi budynkami wzniesionymi w technologii tradycyjnej. Sakralne obiekty zabytkowe mają jednak zwykle nieco inną konstrukcję. Są to murowane obiekty jedno- lub wielonawowe, z wydłużonym rzutem, podłużnymi ścianami, przesklepione, z drewnianą więźbą dachową. Sztywność takich obiektów w kierunku poprzecznym jest znacznie mniejsza niż w kierunku podłużnym, przez co są one podatne na powstanie uszkodzeń wywołanych podziemną eksploatacją górniczą i trudne do zabezpieczenia przed takimi wpływami.

Wzmocnienia i naprawy zabytkowych sakralnych obiektów murowych podzielić można ze względu na obszar występowania oraz wpływ na konstrukcję budynku na naprawy lokalne oraz wzmocnienia zwiększające na sztywność przestrzenną całego budynku [3]. Naprawy lokalne zostały omówione w pracach [4, 5], natomiast niniejsza praca dotyczy wzmocnień, które globalnie wpływają na budynek. Można do nich zaliczyć:

- kotwienie (ankrowanie),
- wzmocnienia sklepień,
- wykonywanie przepon oraz opasek żelbetowych.

Każdy z wymienionych wyżej sposobów w nieco inny sposób oddziałuje na konstrukcję budynku [3, 18, 19].

2. Kotwienie

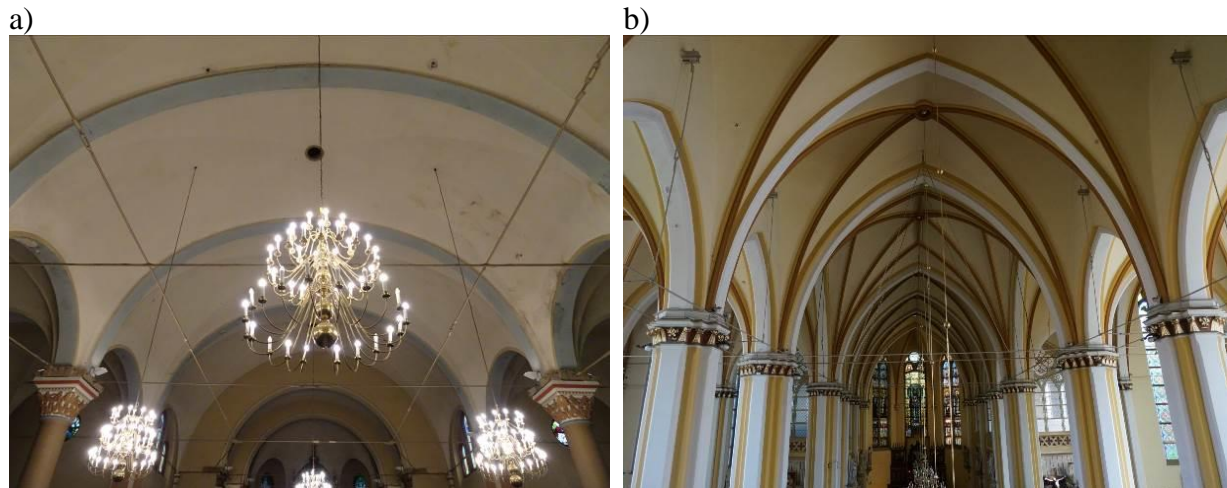
2.1. Zasady stosowania metody

Kotwienie ścian za pomocą ściąгов, zwane też ankrowaniem, jest często stosowane w praktyce, nie tylko przy zabezpieczaniu obiektów przed wpływami eksploatacji górniczej, ale również w wypadku zabezpieczania przed nierównomiernym osiadaniem obiektu czy przy przemieszczaniu gruntu, spowodowanym głębokimi wykopami [1, 14]. Zadaniem ściągow jest powiązanie ścian budynku narażonych na wychylenia. Ankrowanie zwykle nie zabezpiecza w pełni ścian budynku przed powstaniem nowych zarysowań, a jedynie powoduje ograniczenie ilości i rozwarcia tych rys [5, 15, 17]. Lepsze efekty uzyskuje się, stosując ściągi sprężone, użycie których generuje jednak pewne problemy z wiarygodnym określeniem odkształcalności i wytrzymałości muru oraz dostosowaniem cięgien sprężających i zakotwień do konkretnej konstrukcji [13]. W praktyce budowlanej wykonuje się czasem sprężenie przez podgrzewanie prętów ściągow i ich kotwienie jako wydłużonych pod wpływem temperatury. Na skutek stygnięcia i skrócenia prętów ściągow następuje sprężenie muru.

W obiektach poddanych krzywiznie w niecce osiadań, po ustąpieniu rozciągań, ściągi mogą również pełnić rolę rozpór.

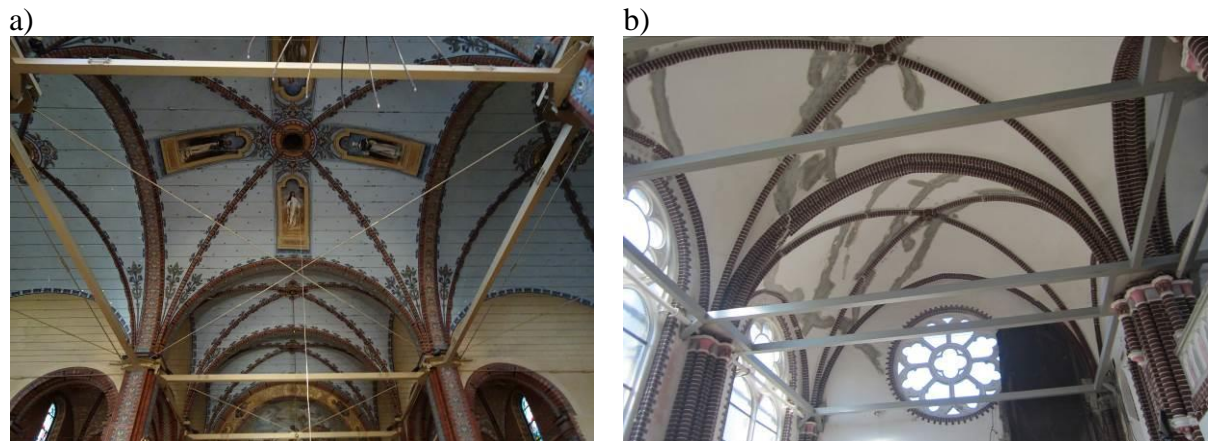
2.2. Technologia wykonania i stosowane materiały

Wykonanie kotwienia polega na zabezpieczeniu odspojonej części muru przez jej połączenie z pozostałą częścią obiektu za pomocą stalowych cięgien. W budynkach wzniesionych w technologii tradycyjnej cięgna najczęściej są sytuowane w bruzdach wykonanych w ścianach (od zewnątrz lub/i od wewnątrz), lecz mogą być również umieszczane na zewnątrz, przy licu ścian [5]. W obiektach sakralnych ściągi bywają usytuowane między ścianami, podłużnie i poprzecznie względem osi naw. Zwykle ściągi lokalizuje się w poziomie oparcia sklepień lub w poziomie oparcia łuków sklepiennych. Mogą one być wiotkie (rys. 1) lub sztywne (rys. 2), a pierwsze z nich powinny być zaopatrzone w śruby rzymskie do korekcji naciągu.



Rys. 1. Ściąg z prętów: a) w kościele św. Jana i Pawła Męczenników w Katowicach, b) w kościele pw. Najświętszego Serca Pana Jezusa w Mysłowicach

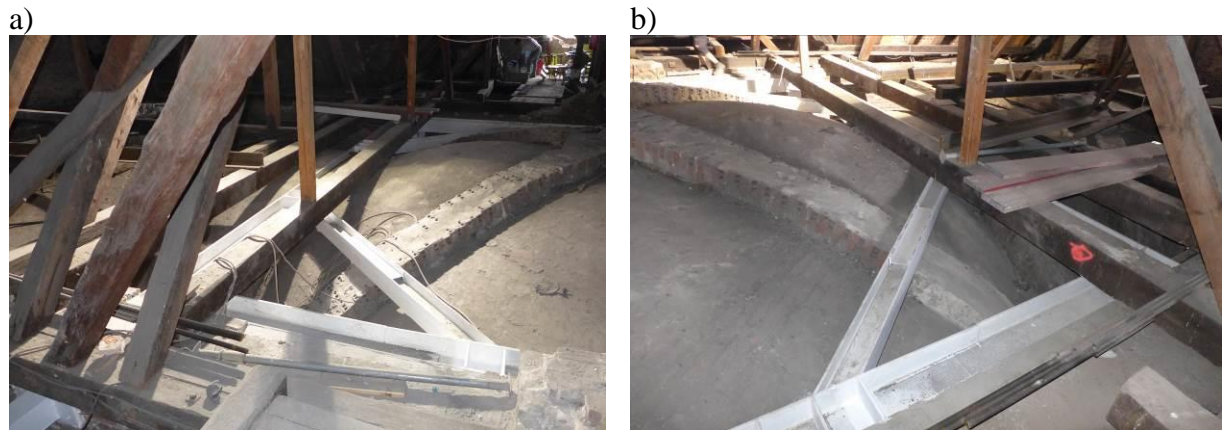
Fig. 1. The tie rods: a) in the Church of St. John and St. Paul the Martyr in Katowice, b) in the Church of the Sacred Heart of Jesus in Myslowice



Rys. 2. Ściąg z profili walcowanych: a) w kościele pw. Trójcy Przenajświętszej w Rudzie Śląskiej - Kochłowicach, b) w kościele Matki Ewy w Bytomiu - Miechowicach

Fig. 2. The tie rods of rolled profiles: a) in the Holy Trinity Church in Ruda Śląska - Kochlowice, b) in the Church of Mother Eva in Bytom -Miechowice

Ściąg bywają również zakładane powyżej sklepień, choć nie jest to korzystne z uwagi na ich pracę. Taką lokalizację wymuszają jednak często wymogi narzucone przez wojewódzkiego lub miejskiego konserwatora zabytków. Ważne, aby ściąg sytuować wówczas jak najniżej, w okolicy podparcia sklepień na murach (rys. 3). Czasem ściąg stosuje się w innym celu niż klasyczne powiązanie ścian. Na rys. 4 pokazano przykłady ściągów w kościele pw. Św. Wawrzyńca w Rudzie Śląskiej, które zastosowano w celu skotwienia wieży do bryły obiektu [6].



Rys. 3. Ściąg sztywne stosowane powyżej sklepień w kościele pw. Trójcy Przenajświętszej w Chełmie Śląskim

Fig. 3. Rigid tie rods used above the vaults in the Holy Trinity Church in Chelm Slaski



Rys. 4. Ściąg stosowane w kościele pw. Św. Wawrzyńca w Rudzie Śląskiej: a) ściąg wewnętrzne, b) ściąg zewnętrzne pod dachem wokół ścian prezbiterium

Fig. 4. Tie rods used in the St. Lawrence Church in Ruda Śląska: a) internal tie rods, b) external tie rods under the roof around the chancel walls

2.3. Analiza obliczeniowa

Podczas przejścia niecki górniczej ściąg górne, zabudowane w poziomie stropów, spełniają rolę zbrojenia ściany, która jest zginana na skutek krzywizny terenu. Sposób wymiarowania ściągów znaleźć można w pracach Wachniewskiego [18] i Wasilkowskiego [19] z połowy lat pięćdziesiątych XX wieku. W pracach tych założono, że ściąg należy wymiarować w taki sposób, aby ich wytrzymałość odpowiadała końcowej wytrzymałości muru na ścinanie. Po zarysowaniu muru ścina nie może bowiem już pełnić rolę belki zbrojonej, jak to zakłada się w metodzie obliczeń. Metoda ta dotyczy jednak budynków wzniesionych w technologii tradycyjnej

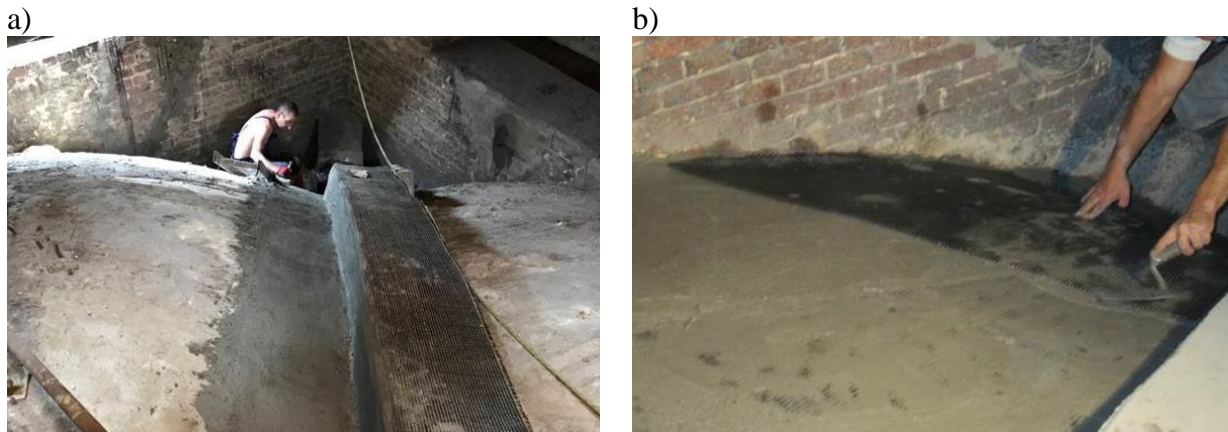
z drewnianymi stropami. W wypadku obiektów sakralnych w obliczeniach należy uwzględnić sztywność przestrzenną. Najlepiej jest wówczas wykonać analizy numeryczne, budując modele 3D w programach bazujących na metodzie elementów skończonych.

3. Wzmocnienia sklepień

W obiektach zabytkowych należy zwracać szczególną uwagę na sklepienia, w których zwykle występuje ściskanie, a pod wpływem deformacji górniczych mogą w nich powstać rozciągania i w ich konsekwencji zarysowania. W przypadku zarysowania sklepień należy reagować bardzo szybko, wprowadzając w rysy drewniane kliny, aby zachować geometrię sklepienia [10].

W celu zabezpieczenia sklepień przed wpływami od eksploatacji górniczej można stosować wzmocnienie systemem FRCM. Wzmocnienie to jest zaliczane do tzw. wzmocnień powierzchniowych i polega na utworzeniu konstrukcji zespolonej muru ze wzmocnieniem, czyli kilkucentymetrową warstwą z dodatkowym zbrojeniem, układaną na powierzchni sklepienia. W systemach FRCM stosuje się nieorganiczną zaprawę ze spoiwa cementowego i różnych dodatków oraz siatki z włókien węglowych, szklanych, bazaltowych, aramidowych i innych. Zaprawa powstaje z suchej mieszanki, przywożonej w workach, wymagającej jedynie dodania wody i jest ona fizycznie i chemicznie kompatybilna z murem, a szczególnie z murem z cegły [5, 11]. Wzmocnienie to jest paroprzepuszczalne.

Aplikacja systemu jest bardzo prosta. Wymaga ona oczyszczenia powierzchni sklepienia, nawilżenia wodą, ułożenia pierwszej warstwy zaprawy i wtopieniu w nią zbrojenia, a następnie ułożeniu drugiej warstwy zaprawy. W sklepieniach bezżebrowych wzmocnia się zwykle płaszczyznę górną sklepienia (z uwagi na dostęp i brak konieczności ingerencji w tynk, często pokryty polichromią), choć najlepsze rezultaty daje wzmocnienie obustronne. W sklepieniach z żebrami należy przede wszystkim wzmocnić żebra, gdyż one decydują o nośności sklepienia. Można oczywiście wzmocniać też wysklepki. Obliczenia wzmocnienia wykonuje się zgodnie z przepisami Eurokodów na podstawie normy włoskiej CNR-DT 215/2018 [2]. Sposób obliczeń opisano w pracach [7, 8]. Na rys. 5 pokazano wykonywanie wzmocnień systemem FRCM, a na rys. 6 przykłady wykonanych wzmocnień w tym systemie.



Rys. 5. Wykonywanie wzmocnień systemem FRCM sklepień: a) w kościele pw. Św. Wawrzyńca w Rudzie Śląskiej - Wirku, b) w kościele pw. Matki Ewy w Bytomiu - Miechowicach

Fig. 5. Execution of reinforcements with the FRCM system of the vaults: a) in the church of St. Lawrence in Ruda Śląska - Wirek, b) in the church of Mother of Eve in Bytom - Miechowice



Rys. 6. Wykonywanie wzmocnień systemem FRCM sklepień: a) w kościele pw. Św. Wawrzyńca w Rudzie Śląskiej - Wirku, b) w kościele pw. Matki Ewy w Bytomiu - Miechowicach

Fig. 6. Execution of reinforcements with the FRCM system of the vaults: a) in the church of St. Lawrence in Ruda Śląska - Wirek, b) in the church of Mother of Eve in Bytom - Miechowice

Innym sposobem wzmocnienia sklepień jest zwiększenie przekroju poprzecznego. Dawniej stosowano obetonowanie w postaci koszulki żelbetowej. Rozwiązanie to może jednak powodować zaburzenie bilansu wilgotnościowego wewnątrz sklepienia i prowadzić do kondensacji pary wodnej w sklepieniu, a w konsekwencji tego do powstania uszkodzeń. W sklepieniach żebrowych można stosować nadbetonowania samych żeber. Takie nadbetonowanie nie wpłynie istotnie na bilans wilgotnościowy sklepienia. Ciekawe rozwiązanie zaproponowano w kościele pw. Św. Wawrzyńca w Rudzie Śląskiej, gdzie nad żebrami sklepień krzyżowo-żebrowych zaprojektowano i wykonano półprefabrykowane żelbetowe żebra [6, 4]. W celu ograniczenia robót betoniarskich na znacznej wysokości zaprojektowano specjalne betonowe kostki

z otworami na zbrojenie, rozmieszczane w rozstawie o podwójnej długości kostki. Kostki osadzone były na warstwie szczepnej, a przestrzenie między kostkami zabetonowano po przeprowadzeniu zbrojenia. W przestrzeniach między kostkami zastosowano łączniki między murowanym a żelbetowym żebrzem w postaci gwintowanych prętów nierdzewnych osadzanych na kotwie chemicznej. Widok wzmocnienia pokazano na rys. 7.



Rys. 7. Wzmocnienie żeber sklepień w kościele pw. Św. Wawrzyńca w Rudzie Śląskiej przez zastosowanie półprefabrykowanego żebra żelbetowego

Fig. 7. Reinforcement of the ribs of the vaults in the St. Lawrence Church in Ruda Śląska through the use of a semi-prefabricated reinforced concrete rib

4. Przepony i wzmocnienia fundamentów

4.1. Zasady stosowania metody

W zależności od skutków, jakie wywołują odkształcenia poziome gruntu spowodowane podziemną eksploatacją górniczą, w poziomie fundamentów stosuje się następujące typy zabezpieczeń [14]:

- odkształcenia rozciągające: opaski żelbetowe, przepony kotwiczne,
- odkształcenia ściskające: przepony kotwiczne, zabiegi ograniczające parcie gruntu na fundamenty, np. w postaci rowów kompensacyjnych.

4.2. Technologia wykonania

Najczęstszym sposobem wzmocnienia budynków na wpływ poziomych ruchów terenu jest założenie opasek (ściągów) żelbetowych w obrębie ścian fundamentowych lub w poziomie fundamentów [3, 14]. Opaski zakłada się po zewnętrznym obwodzie budynku, a w razie potrzeby także wzdłuż ścian wewnętrznych. Najlepiej pracują obwodowe opaski żelbetowe założone na zewnętrznej powierzchni muru. Wymaga to jednak odkopania gruntu wokół budynku, do poziomu fundamentów. W budynkach o mocno skorodowanych i osłabionych murach piwnicznych może to prowadzić do utraty stateczności ścian piwnicznych. Dlatego przed podjęciem decyzji o założeniu opasek po obwodzie zewnętrznym, należy szczegółowo zbadać stan techniczny murów piwnicznych i rodzaj gruntu. Z tych względów, w niektórych przypadkach może być uzasadnione wykonanie opasek przebiegających po wewnętrznych powierzchniach ścian zewnętrznych. Wymagane jest wtedy odkopanie budynku tylko w miejscach zakotwień opasek. W przypadku obiektów sakralnych, w celu zwiększenia sztywności w kierunku poprzecznym należy dodatkowo stosować żelbetowe ściągi. Widok takich odkopanych ściągów pokazano na rys. 8. Odstępy pomiędzy ściągami powinny się zawierać w granicach od 3 do 6 m.



Rys. 8. Widok żelbetowych ściągów poprzecznych w kościele pw. Matki Ewy w Bytomiu - Miechowicach. Ściągi odkopano w celu wykonania widocznych na ścianach stalowych wzmocnień koniecznych do przeprowadzenia procesu prostowania budynku kościoła

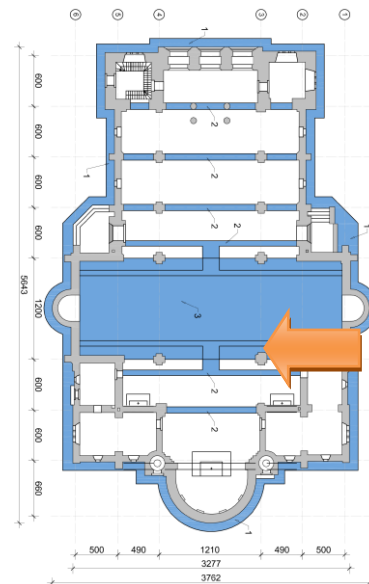
Fig. 8. View of reinforced concrete cross-beams in the Church of Mother Eve in Bytom - Miechowice. The ties were uncovered in order to make visible the steel reinforcements on the walls necessary for the straightening process of the church building

Najkorzystniejsze jest zakładanie opasek żelbetowych na poziomie posadzki – wtedy wykształcony zostaje rodzaj tarczy usztywniającej budynek. Opaski należy konstruować jak elementy żelbetowe, zwracając szczególną uwagę na zachowanie wymaganej

długości zakotwienia prętów zbrojeniowych (l_{bd}), przy łączeniu prętów na wymaganą długość zakładu (l_s).

Oprócz opasek, które przystosowane są do przejścia sił rozciągających, można stosować przepony kotwicze, które zdolne są także do przejścia sił ściskających i zapewnienia geometrycznej niezmienności rzutu poziomego budynku. Przeponę konstruuje się jako położoną na jednym poziomie płytę żelbetową o grubości 10-30 cm, krzyżowo zbrojoną, którą zakłada się w poziomie posadzki najniższej kondygnacji za pośrednictwem warstwy poślizgowej. Przeponę należy wykonywać, jako ciągły element konstrukcyjny, powiązany ze ścianami, w tym przede wszystkim ze ścianami obwodowymi. Oprócz ortogonalnego zbrojenia, w przeponie należy zastosować również ukryte ściągę, przebiegające wzdłuż zewnętrznych ścian obwodowych budynku (segmentu) i wewnętrznych ścian nośnych. W razie potrzeby wynikającej z obliczeń statycznych lub trudności skonstruowania skutecznych zakotwień ściągów przebiegających wzdłuż ścian, wykonuje się dodatkowo ukryte ściągę pośrednie (rys. 9). Przykładowy widok zbrojenia przepony kotwiczej pokazano na rys. 10.

Zabiegiem ograniczającym wpływ parcia gruntu na ściany fundamentowe może być wykonanie, w pewnej odległości od budynku, pionowych rowów i wypełnienie ich podatnym materiałem. Wokół budynku wykształca się w ten sposób pionową szczelinę kompensującą część poziomych odkształceń podłoża.



Rys. 9. Konstrukcja ukrytych ściągów pośrednich w kościele pw. Trójcy Przenajświętszej w Rudzie Śląskiej - Kochłowicach

Fig. 9. Construction of hidden intermediate tie-beams in the Holy Trinity Church in Ruda Śląska - Kochlowice



Rys. 10. Konstrukcja przepony w kościele pw. Trójcy Przenajświętszej w Rudzie Śląskiej - Kochłowicach

Fig. 10. Construction of the diaphragm in the Holy Trinity Church in Ruda Śląska - Kochlowice

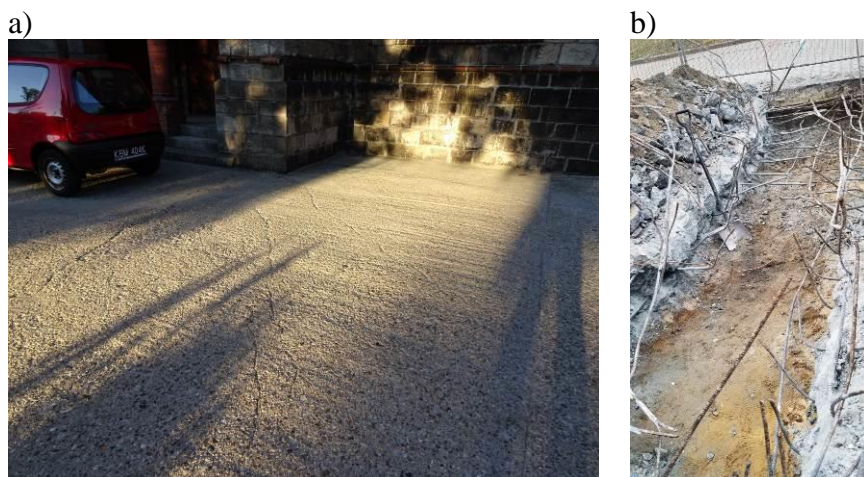
Znane są pozytywne doświadczenia z zastosowania rowów kompensacyjnych na obszarach intensywnych deformacji terenu. Rowy wykonano o szerokości 0,6 m, do głębokości poniżej poziomu posadowienia fundamentów i wypełniono żużlem [16]. W efekcie uzyskano zmniejszenie o około 50% wartości sił poziomych. W celu kompleksowej ochrony przed wpływami eksploatacji górniczej szczególnie wrażliwych obiektów, obiekt można oddzielać od otaczającego terenu za pomocą głębokich szczelin albo pionowych otworów wiertniczych, sięgających znacznie poniżej poziomu posadowienia fundamentów.

4.3. Analiza obliczeniowa

Z uwagi na znaczne koszty wykonania przepony są stosowane w istniejących budynkach tylko w wyjątkowych przypadkach. Ocenia się, że wzmocnienie tego typu jest w pełni uzasadnione, gdy poziome odkształcenia terenu są znaczne i wynoszą $\varepsilon = 12-15\%$ [3].

Obliczenia opasek żelbetowych oraz ściągów kotwicznych można prowadzić w sposób uproszczony, według zaleceń instrukcji ITB nr 416 [12]. Można również prowadzić analizy obliczeniowe opierające się na modelach numerycznych stworzonych w programach bazujących na metodzie elementów skończonych. Sposób prowadzenia obliczeń metodami numerycznymi zamieszczono w pracy [11]. Należy pamiętać, że wadliwie obliczona opaska może ulec zarysowaniu i przerwaniu, przez co może narazić

obiekt zabytkowy na uszkodzenia. Na rys. 11 pokazano przykład zniszczenia opaski żelbetowej.



Rys. 11. Opaska w kościele pw. Św. Wawrzyńca w Rudzie Śląskiej - Wirku: a) zarysowanie opaski, b) naprawa opaski przez rozkucie, uzupełnienie zbrojenia i zabetonowanie
Fig. 11. Banding at St. Lawrence Church in Ruda Śląska - Wirek: a) cracking of the banding, b) repair of the banding by stripping, completing the reinforcement and concreting

5. Podsumowanie

Deformacje terenu górniczego charakteryzują najczęściej promień krzywizny oraz odkształcenia poziome. W inżynierskich analizach każdy z wymienionych wpływów rozpatruje się oddzielnie, stosując inne zabezpieczenia. Ze względu na krzywiznę powierzchni terenu dokonuje się wzmocnień nadziemnej części budynków, natomiast z uwagi na odkształcenia poziome gruntu wzmacnia się podziemne części budynków – łąwy i ściany fundamentowe. W przypadku deformacji ciągłych, szczególnie, gdy na obiekt wpływ mają różne pokłady eksploatowane w innych okresach, zmianom będą ulegać siły wewnętrzne w konstrukcji budynku. Na etapie projektowania zabezpieczeń przed tymi wpływami należy wziąć pod uwagę każdą sytuację obliczeniową. Bardzo często stosuje się kompilację kilku opisanych wyżej metod.

Bibliografia

1. Bryt-Nitarska I.: Uszkodzenia budynków na terenach górniczych. Prace Naukowe GIG, nr 6/2008, s. 47-56.
2. CNR-DT 215/2018 „Guide for the Design and Construction of Externally Bonded Fibre Reinforced Inorganic Matrix Systems for Strengthening Existing Structures” (wersja angielska, 2018).
3. Drobiec Ł., Jasiński R.: Zasady wzmocnień i naprawy konstrukcji murowych – kotwienie (ankrowanie), przepony, wprowadzenie dodatkowych dylatacji. II Konferencja Obiekty Budowlane Na Terenach Górniczych. Materiały konferencyjne PZITB oddział Katowice, Katowice 2016 s. 135-158.
4. Drobiec Ł., Kawulok M., Słowik L.: Skuteczność wzmocnienia budynku kościoła w warunkach wpływów podziemnej eksploatacji górniczej. Monografia (pod red.) M. Kawuloka, Aktualne problemy budownictwa na terenach górniczych. IV Konferencja Obiekty Budowlane Na Terenach Górniczych. Wydawnictwo Instytutu Techniki Budowlanej, Warszawa 2021, s. 149-160.
5. Drobiec Ł.: Naprawa rys i wzmocnienia murowanych ścian. XXX Jubileuszowe Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji. Szczyrk, 25-28 marca 2015, t. I, s. 323-398.
6. Drobiec Ł., Niemiec T., Kawulok M., Słowik L., Chomacki L.: The method of strengthening the church building in terms of the planned mining exploitation. ICSF 2019. MATEC Web of Conferences 284, 0500, 2019.
7. Drobiec Ł.: Projektowanie wzmocnień konstrukcji murowych systemu FRCM (cz. 1). Izolacje, nr 2/2023, s. 58-62.
8. Drobiec Ł.: Projektowanie wzmocnień konstrukcji murowych systemu FRCM (cz. 2). Izolacje, nr 3/2023, s. 82-87.
9. Drobiec Ł.: Przyczyny awarii i katastrof obiektów zabytkowych. Monografia Awarie budowlane. Zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje. Wydawnictwo Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego w Szczecinie, Szczecin 2019, s. 33-52.
10. Drobiec Ł.: Renowacje konstrukcji obiektów zabytkowych. Systematyka – uszkodzenia – naprawy. Część II. Archmedia, Warszawa 2019.
11. Drobiec Ł.: Zasady wzmocnień i naprawy konstrukcji murowych – likwidacja zarysowań oraz wymiana elementów konstrukcyjnych. II Konferencja Obiekty

- Budowlane Na Terenach Górniczych. Materiały konferencyjne PZITB oddział Katowice, s. 99-133.
12. Instrukcja ITB nr 416, Projektowanie budynków na terenach górniczych. ITB, Warszawa 2006.
 13. Janowski Z., Matysek P.: Metody wzmacniania konstrukcji murowych przez sprężanie. XIII Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Ustroń 25-27 luty 1999 r., t. 1, cz. 1, s. 253-272.
 14. Jasiński R.: Problemy zabezpieczenia budynków w rejonie głębokich wykopów. XXX Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 25-28 marca 2015 r., t. 1, s. 113-212.
 15. Kawulok M.: Szkody górnicze w budownictwie. Prace Naukowe Instytutu Techniki Budowlanej – Monografie. ITB, Warszawa 2015.
 16. Ledwoń J.: Budownictwo na terenach górniczych. Arkady. Warszawa 1983.
 17. Paganoni S., D'Ayala D.: Testing and design procedure for corner connections of masonry heritage buildings strengthened by metallic grouted anchors. *Engineering Structures*, vol. 70, 2014, pp. 278-293.
 18. Wachniewski W.: Zabezpieczenie istniejących budynków murowanych na terenach odbudowy górniczej. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 3/1954, s. 328-330.
 19. Wasilkowski F.: Zabezpieczenie budowli przed pełzaniem gruntu na terenach górniczych. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 2/1953, s. 74-82.

Tomasz GODLEWSKI
Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa

GEOTECHNICZNE ODDZIAŁYWANIA OBIEKTÓW W MIEJSKIEJ PRZESTRZENI PODZIEMNEJ

Streszczenie. Wpływ realizacji budowli podziemnej na zabudowę sąsiednią wynika głównie ze zmian stanu naprężeń i odkształceń w górotworze, co skutkuje przemieszczeniami podłoża oraz posadowionych w nim obiektów. Obiekty budownictwa podziemnego są narażone na wszelkie rodzaje georyzyka i wymagają większej uwagi oraz świadomości potrzeby ich identyfikacji, głównie z uwagi na oddziaływania geotechniczne. Poprawna ocena zakresu wpływu obiektów, tj. tuneli czy konstrukcji podziemnych i głębokich wykopów, na otoczenie jest wynikiem właściwego rozpoznania podłoża oraz prawidłowego doboru metod do prognozy zachowania górotworu, opartych na doświadczeniach z monitoringu.

Słowa kluczowe: obiekty podziemne, oddziaływania geotechniczne, badania podłoża, elementy georyzyka

GEOTECHNICAL IMPACTS OF OBJECTS IN URBAN UNDERGROUND SPACE

Summary. The impact of the construction of an underground structure results mainly from changes in the state of stresses and deformations in the rock mass, which results in displacements of the subsoil and the objects placed in it. Underground construction facilities are exposed to all georisks and require greater attention and awareness of the need to identify them mainly due to geotechnical impacts. The correct assessment of the impact of objects, i.e. tunnels, underground structures and deep excavations, is a derivative of proper recognition of the subsoil and the correct selection of methods for forecasting the behavior of the rock mass, based on monitoring experience.

Keywords: underground structures, geotechnical impacts, ground investigations, elements of georisk

1. Wstęp

Wyzwania budownictwa na terenach górniczych, pogórnicych i zdegradowanych to nie tylko wielkoobszarowe deformacje górotworu w obrębie aglomeracji miejskich, ale również problem deficytu miejsca i nieustanny rozwój infrastruktury podziemnej. Wymusza to również podjęcie działań w zakresie oceny wzajemnego oddziaływania obiektów w przestrzeni podziemnej, określonych codzienną praktyką wynikającą z przepisów [40], wymagań normatywnych [31] i wytycznych branżowych np. [23], [18]. Uwarunkowania dotyczące usytuowania projektowanych i realizowanych inwestycji mogących oddziaływać na siebie w przestrzeni podziemnej wynikają z zapisów regulujących odpowiedzialność uczestników procesu inwestycyjnego [40]. Dopelnienie powyższych regulacji zobowiązuje inwestora, projektanta i wykonawcę do przeanalizowania sposobu posadowienia i realizacji budynku oraz oceny wpływu inwestycji na sąsiednie objekty.

Wpływ realizacji budowli podziemnej na zabudowę sąsiednią wynika głównie ze zmian pierwotnego stanu naprężeń i odkształceń w ośrodku gruntowym, które skutkuje przemieszczeniami podłoża oraz posadowionych w nim obiektów. Dotyczy to zarówno obiektów nadziemnych, jak i podziemnych, zlokalizowanych w strefie oddziaływania inwestycji. Ryzyko związane z inwestycjami na obszarach silnie zurbanizowanych, szczególnie na tych, które zaliczane są do 3. kategorii geotechnicznej na terenach szkód górniczych, stanowi często istotny czynnik wpływający na przyjmowane rozwiązania projektowe oraz ostateczny koszt realizacji. Dotychczas uzyskane doświadczenia w realizacji obiektów podziemnych, wysokościowych oraz kolejnych linii metra pozwalają na identyfikację najważniejszych zagrożeń o charakterze geotechnicznym, związanych z ich realizacją. Uwarunkowania prawne i normatywne nie dopuszczają możliwości ich ignorowania, a z uwagi na lokalizację, ich uniknięcie jest w większości przypadków niemożliwe. Poprawne zarządzanie ryzykiem geotechnicznym wymaga więc oceny wpływu oddziaływań geotechnicznych, z jakimi wiąże się realizacja nowych inwestycji [40].

Mimo znacznej wagi problemu oddziaływania realizacji budowli podziemnych na przemieszczenia podłoża, kwestia ta do dziś nie została w wystarczającym stopniu znormalizowana. Zgodnie z normą ISO 4356 [17], wpływ na zabudowę sąsiednią jest tematem pozostawionym do uregulowania na szczeblu krajowym i nie przedstawiono ww. normie szczegółowych wytycznych w tym zakresie. Podobnie, obecna wersja normy Eurokod 7 [31], [32], a także jej przygotowywana aktualizacja [33] wskazują

jedynie na potrzebę uwzględnienia tej problematyki, bez sprecyzowania szczegółowych zaleceń. Jednocześnie, tematyce wpływu obiektów podziemnych na przemieszczenia podłoża i sąsiednią zabudowę poświęcono wiele publikacji naukowo-technicznych, np. [3], [26], [37] oraz wytycznych branżowych [14], [15], [23].

2. Problematyka realizacji inwestycji podziemnych w zabudowie miejskiej

2.1. Oddziaływania geotechniczne – charakterystyka zjawiska

Oddziaływania geotechniczne przy realizacji obiektów podziemnych zasadniczo można podzielić na statyczne i dynamiczne. Te pierwsze to przemieszczenia podłoża wywołane realizacją głębokich wykopów i tunelowaniem, a także realizacją inwestycji w bezpośrednim sąsiedztwie obiektów mogących oddziaływać na już istniejące i planowane obiekty (rys. 1). Ich wpływ zaznacza się głównie w fazie budowy.

W przypadku realizacji głębokich wykopów zabezpieczonych ścianami oporowymi zagłębionymi w gruncie, wpływ na przemieszczenia podłoża mają przede wszystkim następujące czynniki:

- Budowa lub instalacja konstrukcji ściany oporowej (np. głębinie szczeliny dla ścian szczelinowych, pograżenie ścianek szczelnych w gruncie, zakładanie opinki dla obudowy berlińskiej).
- Realizacja wykopu (faza odciążenia) – gdy zmianie ulega stan naprężeń w gruncie z uwagi na odciążenie podłoża oraz deformację obudowy wykopu. Z tego względu, w zależności od warunków geotechnicznych, strefa oddziaływania może wykraczać znacznie poza obrys samego wykopu, a przemieszczenia w sąsiedztwie wykopu mogą mieć kierunek zarówno ujemny (osiadania), jak i dodatni (wypiętrzenie).
- Wznoszenie konstrukcji (faza obciążenia) – w przypadku posadowienia obiektu wysokościowego, gdy docelowe obciążenia istotnie przekraczają ciężar wydobytego gruntu, osiadanie obiektu może również skutkować osiadaniami terenu w bezpośrednim sąsiedztwie.

W przypadku realizacji tuneli największy wpływ na przemieszczenia podłoża mają sam proces budowy oraz wybrana technologia realizacji (np. tarczą zmechanizowaną TBM, metodami konwencjonalnymi NATM itp. [15]). W szczególnych przypadkach przemieszczeniom związanym z samą realizacją mogą towarzyszyć również

przemieszczenia długotrwałe na skutek konsolidacji podłoża, jeśli nie jest możliwe uzyskanie pełnej szczelności obudowy [24].

Odształcenia wywołane w ośrodku gruntowym przekazywane są na konstrukcję obiektów w nim posadowionych. Dotyczy to budynków i innych obiektów budowlanych posadowionych w sposób bezpośredni [4], [6], [9], [24] oraz posadowionych pośrednio (np. na palach) [25], a także obiektów zlokalizowanych całkowicie w gruncie (np. tunele, infrastruktura podziemna) [20], [24], [27], [28]. Wymuszone przemieszczenia konstrukcji obiektu, wywołane realizacją obiektu podziemnego, mogą stanowić w takim wypadku istotne zagrożenie dla obiektów istniejących w sąsiedztwie.

Oddziaływania dynamiczne dotyczą drgań wywołanych budową oraz eksploatacją obiektów. W pracach projektowych należy je analizować w kontekście nie tylko czasu trwania budowy, ale i późniejszej eksploatacji, w tym możliwości pojawienia się nowych obiektów w strefie oddziaływań. Źródłem drgań w przypadku terenów miejskich są najczęściej środki komunikacji (np. metro, tramwaje, pociągi itp.) oraz ruch i praca ciężkich maszyn i pojazdów w trakcie budowy. Należy też zauważyć, że w zależności od budowy podłoża, zasięgi i intensywność poszczególnych oddziaływań są zróżnicowane. W gruntach mało odkształcalnych (piaski) zasięg oddziaływań statycznych jest mniejszy niż w gruntach odkształcalnych (iły). Jednocześnie oddziaływania dynamiczne będą obejmować większy zasięg w gruntach piaszczystych (zagęszczonych, sztywnych) w stosunku do np. iłów czy plastycznych glin, gdzie z uwagi na wysoki współczynnik tłumienia te wpływy są ograniczone.

Zasięg strefy oddziaływania (S) należy ustalać w zależności od odkształcalności gruntów zalegających w podłożu oraz głębokości wykopu (H_w). W przypadku najczęściej występujących gruntów mineralnych zasięg stref oddziaływania wykopu można ustalać na podstawie danych zawartych w [23]. Zakresy podanych aktualnie stref zostały skorygowane względem wytycznych z 2002 r. jedynie w zakresie strefy (S) dla iłów. Natomiast nowe wytyczne [23] wyraźnie wskazują ograniczenia w ich stosowalności, gdyż podane zasięgi oddziaływania należy odnosić jedynie do podłoża o względnie jednorodnych warunkach (dla wymienionych rodzajów gruntów), z możliwymi niewielkimi przewarstwieniami (o miąższości do 1 m), odpowiadającym warunkom geologicznym prostym i złożonym (przy założeniu ciągłości układu warstw i jednolitym kompleksie lito-genetycznym). W przypadku podłoża uwarstwionego, odpowiadającego złożonym i skomplikowanym warunkom gruntowym (nieciągłość warstw, grunty „problemowe”, miąższe nasypy itp.), zasięg stref oddziaływania należy

ustalić indywidualnie, na podstawie analiz numerycznych, pozwalających na odtworzenie skomplikowanych układów warstw podłoża.

W przypadku braku szczegółowej wiedzy o budowie podłoża (np. na etapie koncepcji) zasięg stref oddziaływań można przyjmować według zaleceń ITA-AITES [14], tab. 1.

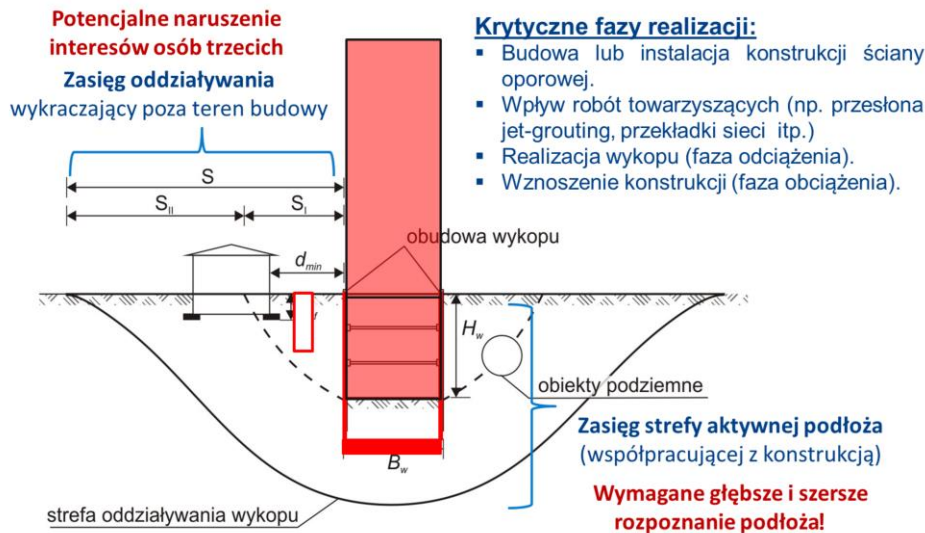
Doświadczenia z kolejnych realizacji wskazują, że w przypadku wykopów głębszych niż ~10-12 m p.p.t podane wartości zasięgu stref można zmniejszyć, uwzględniając wzrost sztywności podłoża wraz z głębokością, co istotnie wpływa na ograniczenie stref oddziaływania [1], [35], [36], [41]. Wymaga to jednak wykonania dodatkowych obliczeń metodami numerycznymi, opartymi na modelach opisujących nieliniowość podłoża (np. przyrost sztywności gruntu wraz z głębokością) oraz uwzględniających wpływ odprężenia dna i otoczenia wykopu [13].

2.2. Oddziaływania geotechniczne – obiekty podziemne

Konstrukcje podziemne/głębokie wykopy

W miarę możliwości (dostęp do danych z monitoringu) podane w wytycznych [23] zasięgi stref oddziaływań wykopu powinny być weryfikowane i korygowane na podstawie wyników pomiarów rzeczywistych przemieszczeń, które prowadzono wcześniej podczas wykonywania głębokich wykopów w ich sąsiedztwie, w zbliżonych warunkach geotechnicznych. Zgodnie z definicją z normy [31] jest to dopuszczona metoda projektowania, a w przypadku „głębokich wykopów” jest wręcz zalecana [36]. Aby było to możliwe, przy kolejnych realizacjach należy dokonać porównania wartości przemieszczeń uzyskanych z rzeczywistych pomiarów z wartościami przewidywanymi na tle przyjętych zasięgów stref oddziaływania. Porównanie to powinno stanowić element dokumentacji powykonawczej, umożliwiającej ocenę rzeczywistego wpływu realizacji, w celu zapewnienia transparentności procesu budowlanego i szerszego stosowania opisanej metody w praktyce.

Ustalone granice stref powinny być naniesione na mapę terenu oraz pokazane na przekroju zawierającym projektowany układ części podziemnej obiektu oraz usytuowanie istniejących i zinwentaryzowanych obiektów względem krawędzi wykopu. Przekrój powinien mieć wrysowane granice stref od poziomu projektowanego posadowienia oraz poziomy posadowienia innych obiektów (np. instalacje) znajdujących się w zasięgu oddziaływań wraz z podaniem odległości od planowanego wykopu.



Rys. 1. Zakres oddziaływań obiektów podziemnych ze wskazaniem krytycznych faz realizacji
 Fig. 1. The range of impacts of underground facilities with an indication of critical implementation phases

Źródło: Instrukcja ITB [23], zmieniony wg [3]

Tabela 1

Porównanie stref oddziaływania wykopu wg różnych autorów

źródło source:	Clough, O'Rourke [1998]		Instrukcja ITB nr 376 Kotlicki i in. [2020]				Wytyczne ITA-AITES [2014]	
rodzaj gruntów w podłożu subsoil type	piaski sands	iły i gliny clays and tills	piaski sands		iły clays		<i>(bez względu na rodzaj podłoża)</i> <i>(despite subsoil type)</i>	
zasięg strefy oddziaływań range of zones of influence	1,5-2 H	2-4 H	S_I	S_{II}	S_I	S_{II}	S_I (active zone)	S_{II} (vigilance zone)
			0,5 H	2 H	1 H	3,5 H	Stacje/stations: 1 H lub 50 m tunele/tunnels: 1 H+1/2 D lub 50 m	stacje i tunele/stations and tunnels: 2 H lub 100 m

gdzie: H – głębokość wykopu lub posadowienia / depth of excavation or foundation level [m];

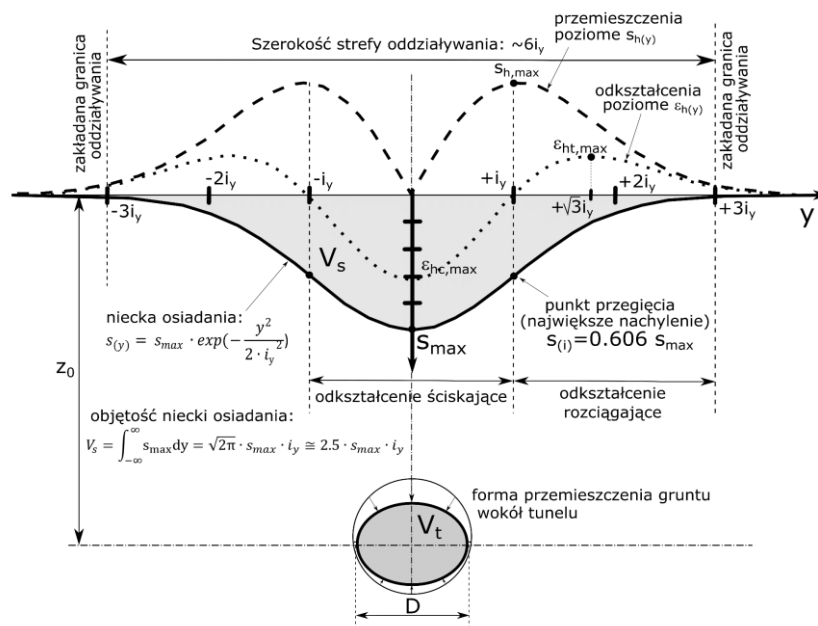
D – średnica tunelu / tunnel diameter [m]

Źródło: za [4] w kontekście wytycznych ITA-AITES [14]

Tunele (drażzone)

Osiadania powierzchni terenu i zabudowy są spowodowane wybieraniem gruntu w czasie drażenia tarczą o większej objętości od objętości tunelu. Objętość koniecznego przy budowie „przebrania” rzutuje na wielkość i zasięg osiadań terenu nad tunelem. Przejście niecki osiadań terenu wynika tu z położenia przodka tarczy. Niecka osiadań powstaje już przed czołem tarczy, a maksymalną wartość osiąga jakiś czas po zamontowaniu obudowy. W przypadku dużych prędkości pochodzą tarczy (20 m/dobę) maksymalne osiadania mogą się pojawiać kilka dni po przejściu frontu tarczy.

Niecka ta może być rozpatrywana w formie odkształceń w kierunkach poprzecznym i podłużnym względem tunelu – rys. 2 za [1].



Rys. 2. Definicja graficzna parametrów niecki osiadań nad tunelem

Fig. 2. Graphic definition of subsidence trough parameters above the tunnel

Źródło: Opracowanie własne za [1]

Ta różnica, w kontekście warunków gruntowo-wodnych oraz uwarunkowań związanych z samym drążeniem (rodzaj tarczy, prędkość przejścia, sposób uszczelniania obudowy), rzutuje na wielkość i zasięg osiadania terenu nad tunelem. Kształt niecki osiadania jest zwykle aproksymowany za pomocą odwróconej krzywej rozkładu normalnego (tj. Gaussa) [29], Tak przyjęty rozkład deformacji terenu (s_y) w kierunku poprzecznym do osi tunelu opisywany jest przez wielkość maksymalnego osiadania nad osią tunelu (s_{max}) oraz przez wartość odchylenia standardowego funkcji reprezentującego odległość punktu przegięcia niecki od osi tunelu (i_y).

Główną przewagą konkurencyjną metod empirycznych nad alternatywnymi podejściami, wpływającą na ich powszechne stosowanie w praktyce, jest względnie wysoka wiarygodność predykcji, uzyskiwana przy ograniczonej liczbie wymaganych parametrów wejściowych. Niecka osiadań dla tuneli drążonych może zostać scharakteryzowana przez zaledwie trzy parametry, z których ostatnie dwa są wystarczające, jako założenia projektowe, aby dokonać predykcji:

- osiadanie maksymalne (s_{max}) – nad osią tunelu,
- parametr szerokości niecki (K) – odnoszący szerokość niecki osiadania do głębokości tunelu, który jest w zasadzie niezależny od metody budowy tuneli,

- utrata objętości (V_L) – parametr opisujący sumaryczny wpływ procesu budowy tunelu na przemieszczenia w otaczającym ośrodku gruntowym, zależny od warunków gruntowych i metody realizacji.

Parametr szerokości niecki (K) aproksymuje się liniową zależnością stosunku położenia punktu przegięcia i głębokości posadowienia tunelu. Odległość punktu przegięcia niecki zasadniczo nie zależy od techniki realizacji tunelu czy jego średnicy. Jest ona związana głównie z głębokością, na której tunel jest budowany oraz zależy od rodzaju podłoża.

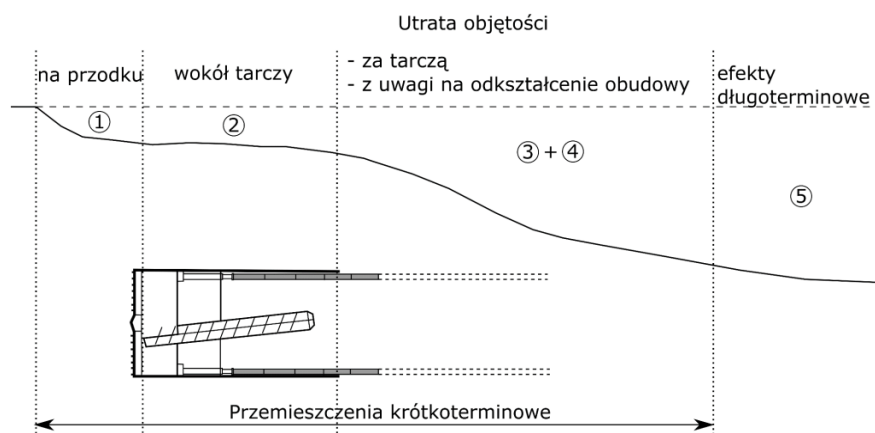
W celu oceny parametru szerokości niecki dla tuneli drążonych tarczą mechaniczną EPB, na podstawie obserwacji [5], [37], ustalono, że w większości przypadków dla gruntów ilastych mieściła się w zakresie $K=0,40-0,60$, a w gruntach piaszczystych (gruboziarnistych), stwierdzony zakres to $K=0,25-0,45$.

Poza parametrem szerokości niecki (K), najczęściej wykorzystywanym w analizach projektowych w zakresie oddziaływań geotechnicznych, jest parametr utraty objętości gruntu (V_L). Opisuje on wpływ realizacji tunelu na deformacje ośrodka gruntowego, przedstawiając procentowy stosunek objętości niecki osiadania (V_S) do teoretycznej objętości drążonego tunelu (V_t) [8], [15], [24]. Na podstawie opisanych wartości można przeprowadzić ocenę rozkładu osiadania podłoża oraz wyprowadzić dodatkowe wartości deformacji (przemieszczenie poziome, odkształcenie poziome), wykorzystując liczne zależności lokalne, podane przez różnych autorów (np. [16], [8], [24], [27], [28]).

Niecka osiadania powstaje już przed czołem tarczy, a maksymalną wartość osiąga jakiś czas po zamontowaniu obudowy. W zależności od warunków gruntowych procentowy udział osiadań w poszczególnych strefach kształtuje się bardzo różnie. Doświadczenia światowe wskazują, że 80-90% osiadań całkowitych realizuje się w odległości odpowiadającej 1-2 H (H – głębokość posadowienia tunelu) od czoła tarczy. Dodatkowym czynnikiem warunkującym deformacje jest tempo prowadzenia prac. W przypadku dużych prędkości marszu tarczy (>20 m/dobę), maksymalne osiadania mogą się pojawiać nawet kilka dni po przejściu frontu tarczy.

Uznaje się, że najważniejszymi kryteriami warunkującymi utratę objętości związaną z daną techniką realizacji tunelu jest rodzaj otaczającego gruntu oraz warunki dotyczące wody gruntowej [29], [8]. Generalnie, utrata objętości jest trudna do przewidzenia na etapie projektowym, ponieważ zależy od wielu czynników związanych z samą realizacją i często będących poza pełną kontrolą projektanta. Mimo to, utrata objętości jest uznawana za kluczowy parametr, wpływający na predykcję przemieszczeń terenu związanych z tunelowaniem [28] [20] [24] [38].

W praktyce zależy ona od wpływu kilku faz realizacji tuneli drążonych metodami tarczowymi, w tym od straty objętości: na przodku, wokół tarczy, za tarczą, na odkształcenie obudowy oraz z uwagi na efekty długoterminowe (rys. 3).



Rys. 3. Zmiana podłużnego profilu osiadania wraz z postępem tarczy (rysunek nie w skali)

Fig. 3. Change in the longitudinal settlement profile with the progress of the disc (drawing not in scale)

Źródło: Bogusz, 2021 [1]

Tabela 2

Zestawienie czynników warunkujących utratę objętości dla tarcz TBM EPB

Źródło	Dominujące grunty	Szacowana utrata objętości w udziale całkowitej utraty objętości (na podstawie obserwowanych osiadań)				Konsolidacja/residualne
		Na przodku	Wokół tarczy	Ogon tarczy	Wokół obudowy	
Nomoto et al. [28]	Aluwialne drobnoziarniste (spoiste)	11%	42%		47%	
	Aluwialne gruboziarniste (piaszczyste)	3%	91%		6%	
Kanayasu et al. [20]	Piaski i żwiry	34%	38%	28%		-
Moh et al. [27]	Plastyczne grunty ilaste i pylaste (gliny)	39%		32%		29%
Simic and Gittoes [38]	Piaski przykryte gruntami ilastymi na marglach	0%	100%			-
Ou et al. [8]	Pyły/iły piaski pylaste	10%	75%			15%

Źródło: za Bogusz, 2021 [1]

Łączny wpływ wszystkich tych poszczególnych etapów realizacji tunelu można przedstawić w postaci jednego współczynnika utraty objętości (V_L), reprezentującego

całkowity wpływ realizacji na otaczający ośrodek gruntowy. Wartość utraty objętości, określona w sposób empiryczny, pozwala na ogólne spojrzenie na wpływ tunelowania w sposób uwzględniający wszystkie, wyżej wymienione składowe. Utratę objętości można ocenić powykonawczo na podstawie wyników prowadzonego monitoringu przemieszczeń podłoża. Jednakże, miarodajna ocena wartości tego parametru na potrzeby projektowe nadal jest problematyczna, gdyż wymaga znacznej ilości danych empirycznych dających podstawę do statystycznej oceny rozkładu prawdopodobieństwa tego parametru. Znajomość zmienności tego parametru jest istotna dla racjonalnego przyjmowania wartości reprezentatywnej w projektowaniu.

Według Pecka (1969) [29], maksymalne osiadania nad tunelem (s_{\max}) mogą się różnić między poszczególnymi przekrojami, zwykle w możliwym do przewidzenia zakresie. Jednakże, można wyszczególnić trzy rodzaje osiadań:

- Osiadania typowe (s'_{\max}) – które Peck zdefiniował jako „normalne”, oparte na wartościach najbardziej prawdopodobnych, traktowane jako poziom odniesienia w ocenie wpływu realizacji tunelu i do których odnoszone są wartości obserwowane w trakcie realizacji.
- Największe przemieszczenia, jakie mogą wystąpić w niektórych przekrojach (s''_{\max}) – spodziewane ponadnormatywne, nadmierne przemieszczenia, jakie mogą zostać wykorzystane do oceny zachowania funkcjonalności sąsiednich obiektów dla wariantu mniej prawdopodobnego, ale bardziej niekorzystnego wpływu.

Osiadania spowodowane przez nietypowe zdarzenia (np. lokalna utrata stateczności), mają charakter niespodziewany i skutkują nadmiernymi wartościami osiadań; ich wartości są trudne do przewidzenia i mogą być rozpatrywane, jako sytuacje wyjątkowe.

Problem utraty objętości można rozważać w podobny sposób, rozróżniając warunki „typowe” („normalne”), „największe możliwe” oraz te spowodowane przez nietypowe zdarzenia i sytuacje wyjątkowe. Sytuacjami, które mogą skutkować nadmiernymi osiadaniami i utratą objętości mogą być np.: rozruch tarczy podczas rozpoczęcia robót tunelowych, wstrzymanie prac i ich wznowienie, przeszkody, obszary naruszonego gruntu, a także znaczące zmiany warunków gruntowych.

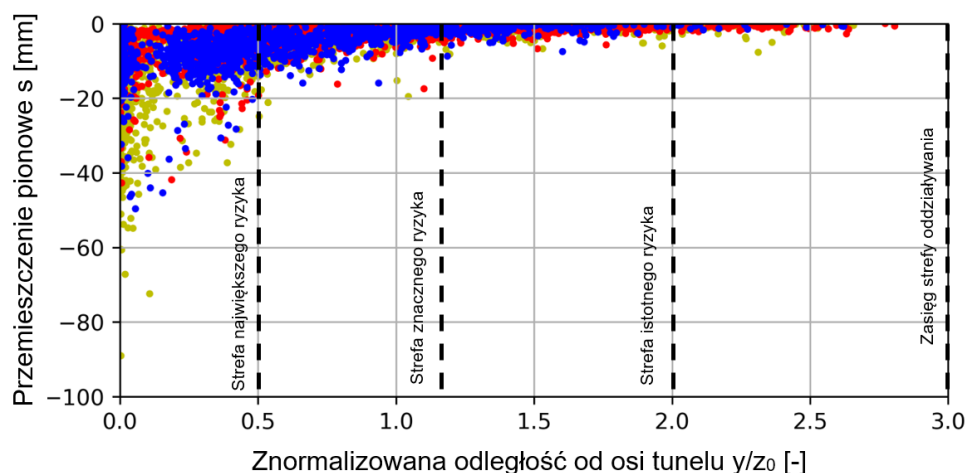
W kontekście projektowania, utrata objętości może być traktowana, jako oddziaływanie geotechniczne, ponieważ jest ono przekazywane przez grunt na obiekty budowlane (ISO 2394: 2015, prEN 1990: 2020 [33]). Opierając weryfikację projektową na metodach półprobabilistycznych, charakterystyczna wartość oddziaływania powinna odpowiadać górnemu lub dolnemu oszacowaniu dla oczekiwanego prawdopodobieństwa nieprzekroczenia wartości parametru. W praktyce

często wykorzystuje się jednak alternatywne podejście, w którym przyjmowana jest wartość nominalna oszacowania w inny sposób niż statystyczny (np. wartość ekspercka na podstawie doświadczenia), gdy rozkład statystyczny parametru nie jest znany (prEN 1990: 2020 [33]). W predykcjach projektowych oddziaływania podejście to jest najczęściej stosowane, gdyż brakuje wystarczająco dobrze udokumentowanych rozkładów statystycznych parametrów, takich jak utrata objętości. Tym bardziej, że parametry opisujące nieckę osiadania w istotny sposób zależą od lokalnych uwarunkowań geotechnicznych.

Na podstawie doświadczeń empirycznych z budowy linii M2 w Warszawie wskazano uśrednione parametry opisujące nieckę osiadań, wywołaną realizacją tuneli w funkcji uogólnionych, dominujących typów podłoża (plejstocenyjskie utwory polodowcowe – gliny, zastoiskowe iły neogeńskie, holocenyjskie i plejstocenyjskie piaski aluwialne). Pozwoliło to na ocenę rozkładu osiadań (s) w kierunku poprzecznym wzdłuż całej linii (ok. 7000 punktów uśrednionych danych z ponad 4000 reperów gruntowych), co przedstawia rys. 4 [1]. Zasięg występowania osiadań w stosunku do położenia od osi tunelu można opisać jako:

- zasięg występowania zauważalnych osiadań: $y \leq 3,0 z_0$ – można go uznać za pierwsze oszacowanie zasięgu oddziaływania budowy tuneli. Obiekty w tej strefie powinny być objęte monitoringiem.
- strefa istotnego ryzyka: $y \leq 2,0 z_0$ – osiadania mogą przekraczać -5 mm – strefa potencjalnych wpływów na warunki użytkowania obiektów na poziomie architektonicznym.
- strefa znacznego ryzyka: $y \leq 1,2 z_0$ – osiadania mogą przekroczyć -10 mm – strefa potencjalnych wpływów na warunki użytkowania obiektów na poziomie funkcjonalnym.
- strefa największego ryzyka: $y \leq 0,5 z_0$ – zasięg największych osiadań, mogących przekraczać -20 mm – strefa potencjalnych wpływów z uwzględnieniem ryzyka utraty nośności obiektów.

Wartości rekomendowanych parametrów przedstawiono w tab. 3. Wartości wskazane w tabeli jako „oczekiwane” (mediana) mogą być stosowane w analizach wpływu jako główne wartości odniesienia. Dodatkowo, wartości wskazane jako „prawdopodobne” należy uznać jako mogące wystąpić podczas realizacji. Wartości wskazane jako „możliwe” (95% percentyl) reprezentują ryzyko wystąpienia przemieszczeń o niskim prawdopodobieństwie, ale dużych konsekwencjach. Wartości wyższe mogą występować w sytuacjach wyjątkowych.



Rys. 4. Rozkład osiadań ze wszystkich punktów w sąsiedztwie tuneli (kolory: żółty – grunty aluwialne – piaski; czerwony – grunty polodowcowe – gliny; niebieski – ły)

Fig. 4. Distribution of settlements from all points in the vicinity of tunnels (colours: yellow – alluvial soils – sands; red – glacial soils – clays; blue – clays)

Źródło: Bogusz, 2021 [1]

Tabela 3

Uzyskane zakresy zmienności parametrów charakteryzujących niekę osiadania

Typ podłoża	Rodzaj wartości	Percentyl	smax [mm]		K [-]		VL [%]	
Piaski	Oczekiwana	50%	-15,1		0,365		0,684	
	Prawdopodobna	25% / 75%	-8,0	-22,4	0,312	0,451	0,440	0,973
	Możliwa	5% / 95%	-3,2	-41,5	0,263	0,624	0,235	1,422
Gliny	Oczekiwana	50%	-5,2		0,467		0,389	
	Prawdopodobna	25% / 75%	-2,8	-9,4	0,390	0,598	0,259	0,589
	Możliwa	5% / 95%	-1,8	-18,2	0,320	0,817	0,125	0,938
ły	Oczekiwana	50%	-9,5		0,550		0,778	
	Prawdopodobna	25% / 75%	-6,9	-13,2	0,463	0,601	0,569	1,035
	Możliwa	5% / 95%	-3,0	-20,1	0,341	0,718	0,210	1,695

Źródło: za Bogusz, 2021 [1]

W praktyce, dla większości obiektów sąsiednich analiza zakresu oddziaływania może się opierać na wartościach „oczekiwanych”, ale dla niektórych obiektów (tj. obiekty wrażliwe lub zaliczane do wyższych klas konsekwencji, występujące w strefie największego ryzyka) może zachodzić potrzeba dodatkowej weryfikacji z uwzględnieniem bardziej niekorzystnych wartości parametrów – tab. 4. Na podstawie wyników analiz numerycznych zalecana jest dodatkowa weryfikacja z wykorzystaniem wartości „możliwych”.

Tabela 4

Proponowane wartości parametrów dla celów projektowych

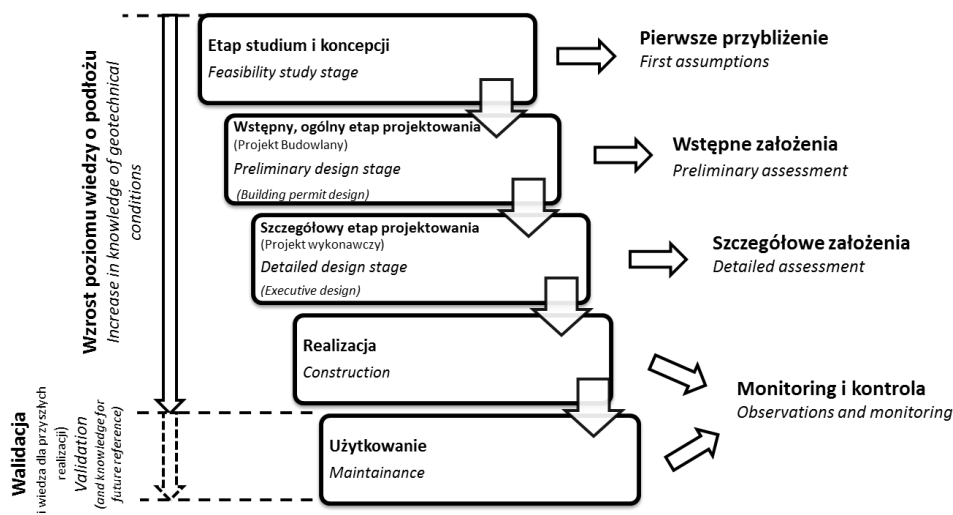
Ogólny opis gruntów	Rodzaj wartości	s _{max} [mm]	K [-]		VL [%]
Niespoiste grunty czwartorzędowe (e.g. piaski, żwiry)	Oczekiwana	-15	0,35		0,7
	Prawdopodobna	-25	0,30	0,45	1,0
	Możliwa	-45	0,25	0,65	1,5
Spoiste grunty czwartorzędowe (e.g. gliny zwałowe, gruntu przejściowe)	Oczekiwana	-5	0,45		0,4
	Prawdopodobna	-10	0,40	0,60	0,6
	Możliwa	-20	0,30	0,85	1,0
Iły trzeciorzędowe	Oczekiwana	-10	0,55		0,8
	Prawdopodobna	-15	0,45	0,60	1,1
	Możliwa	-25	0,35	0,75	1,7

Zródło: Bogusz, 2021 [1]

3. Wybrane elementy georyzyka w zakresie oceny oddziaływań geotechnicznych obiektów podziemnych

3.1. Założenia do oceny georyzyka

Budownictwo podziemne to dziedzina budownictwa, gdzie kluczowego znaczenia nabiera konieczność identyfikacji, analizy i zarządzania ryzykiem geotechnicznym. W tej branży ryzyko związane z warunkami geologicznymi, hydrogeologicznymi oraz potencjalnym wpływem szkód górniczych, w kontekście geotechnicznych warunków posadowienia, stanowi istotną, a w przypadku obiektów podziemnych dominującą składową ryzyka kontraktowego [2], [4], [11]. Brak świadomości jego znaczenia i wagi, a także uczciwego i świadomego podziału możliwych rodzajów georyzyka pomiędzy wszystkie zaangażowane strony procesu inwestycyjnego może prowadzić do znacznego zawyżania cen przetargowych lub nieuzasadnionych roszczeń na etapie realizacji. Analiza ryzyka (w tym geotechnicznego) powinna być realizowana na wszystkich etapach procesu inwestycyjnego (rys. 5).



Rys. 5. Schemat szacowania ryzyka geotechnicznego w trybie ciągłym procesu inwestycyjnego
 Fig. 5. Georisk estimation scheme in continuous mode during the investment process
 Źródło: Bogusz, Godlewski, 2017 [3]

Ocena wzajemnego oddziaływania obiektów w przestrzeni podziemnej to zadanie wymagające analizy czynników, ich wpływu wynikających z geometrii i charakterystyki konstrukcji budowanej oraz istniejącej zabudowy w kontekście warunków gruntowo-wodnych [4]. Poprawność takiej oceny i prognozy zasięgu oraz zakresu tych oddziaływań wymagają znajomości zagadnień zarówno z zakresu konstrukcji, jak i geotechniki, a także wiedzy opartej na wykorzystaniu zebranych już doświadczeń oraz analizy wyników obserwacji i pomiarów z monitoringu. W przypadku gdy wstępna ocena (jakościowa) oddziaływania, polegająca na określeniu zasięgu stref wpływu wykopu, pozwoli określić, które obiekty są potencjalnie zagrożone, najczęściej konieczne jest przeprowadzenie analizy ilościowej. Analizę taką należy traktować jako jeden ze stanów granicznych użyteczności (SGU) związanych z projektowanym obiektem.

Pierwszym krokiem tej analizy, związanej z identyfikacją zagrożeń, powinno być określenie dopuszczalnych wartości przemieszczeń dla sąsiednich obiektów, uwzględniając ich stan techniczny, rodzaj konstrukcji, poziom posadowienia oraz ewentualne dodatkowe wymagania z uwagi na zachowanie ich użyteczności (np. przemieszczenie torów dla środków komunikacji szynowej).

Podobnie jak w analizie stanów granicznych, dla oceny oddziaływania inwestycji można wykorzystać różne modele obliczeniowe, w tym modele:

- analityczne, np. zaproponowany przez Pecka [29],
- półempiryczne, np. model z Instrukcji ITB [23],
- numeryczne, np. oparte na metodzie elementów skończonych.

W krajowej praktyce, dla oceny oddziaływania inwestycji na obiekty sąsiednie, najczęściej wykorzystywana jest metoda przedstawiona w Instrukcji ITB [23]. Z uwagi jednak na realizację coraz bardziej skomplikowanych inwestycji i konieczność jak najdokładniejszej predykcji przemieszczeń, np. w sąsiedztwie obiektów metra, występuje konieczność zastosowania metod numerycznych. Jakość ww. analiz jest warunkowana zakresem i poprawnością badań warunków gruntowo-wodnych oraz uwzględnieniem innych czynników towarzyszących realizacji prac głównych.

3.2. Wpływ jakości rozpoznania podłoża

Poprawne i pełne rozpoznanie podłoża budowlanego jest podstawą ograniczenia ryzyka związanego z realizacją inwestycji w zwartej zabudowie miejskiej [39]. W zakresie rozpoznawania i badania podłoża wg EC7 [32], w kontekście całego procesu inwestycyjnego prawidłowo opracowane parametry geotechniczne oraz kontrola jakości wykonania robót na budowie mają większe znaczenie dla spełnienia podstawowych wymagań projektu niż dokładność modeli obliczeniowych i wartości współczynników częściowych. Jest to ważne i prawdziwe z punktu widzenia całego procesu projektowania, ponieważ badania podłoża to etap pozyskiwania danych geotechnicznych do dalszych prac związanych z modelowaniem interakcji konstrukcja-grunt. W tym celu dla projektowania geotechnicznego niezbędne jest wyznaczenie wiarygodnego parametru geotechnicznego gruntu. Czynniki wpływu to między innymi: odpowiedni dobór metod badawczych, jakość zastosowanego do testu sprzętu, poziom edukacji i staranności wykonania testu przez operatora, losowość mierzonych parametrów podczas badania, jakość próbek do badań kalibracyjnych w laboratorium. Na końcu tego procesu poznawczego jest dobór odpowiedniej metody obliczeń. Dobór modelu obliczeniowego określany jest rodzajem zadania (typem konstrukcji), natomiast typ modelu determinuje parametry niezbędne do obliczeń, co warunkuje metody badań w celu ich określenia (takie podejście będzie obligatoryjne w nowej generacji Eurokodu 7). Tu często pojawia się niestety problem rutynowego dokumentowania warunków podłoża, bez uwzględniania celu, któremu mają służyć parametry określone w ramach rozpoznania. Ocena wiarygodności badań musi opierać się na wiedzy odnośnie do zmienności mierzonych cech. Podłoże gruntowe jako wytwór natury ma przypisaną zmienność, wynikającą z genezy, historii oraz obecnych uwarunkowań (np. sytuacja geomorfologiczna). Stąd konieczność stosowania badań podłoża, interpretowanych na podstawie zależności lokalnych dostosowanych

i sprawdzonych (np. przez walidację innymi metodami) w warunkach „gruntów polskich”. Bezskrytycznie stosowane licznie publikowanych lub wskazywanych w załącznikach informacyjnych (nieobligatoryjnych) aktualnych norm [32] w sytuacjach skrajnych może prowadzić do błędnego wnioskowania o stanie podłoża gruntowego [39].

3.3. Wpływ dodatkowych prac i robót towarzyszących

Analizując możliwe oddziaływania związane z realizacją inwestycji na obiekty sąsiednie, należy również brać pod uwagę inne dodatkowe czynniki, poza samą budową wykopu, które mogą mieć istotny wpływ na wielkość rejestrowanych przemieszczeń. Wpływ różnych oddziaływań, będących wynikiem opisanej aktywności budowlanej, prowadzonej w okolicy obiektu, może sumarycznie prowadzić do osiągnięcia wartości przemieszczeń znacznie większych niż wynikających z samej realizacji głębokiego wykopu pod inwestycję. Poszczególne tego typu prace wymagają zatem odrębnych analiz z wykorzystaniem doświadczenia porównywalnego lub obliczeń numerycznych modelujących kolejność realizacji poszczególnych robót. Natomiast wyniki tych analiz powinny być ze sobą powiązane, wskazując na sumaryczny zakres możliwych oddziaływań, dając tym samym podstawę do podjęcia koniecznych działań w kierunku ograniczenia poszczególnych wpływów (zarządzenie ryzykiem) [3]. Do innych dodatkowych czynników poza samą realizacją wykopu, mających istotny wpływ na wielkość rejestrowanych przemieszczeń, należą:

- wszelkie roboty towarzyszące wykonywane w obrębie strefy oddziaływania wykopu, które swoim charakterem naruszają istniejący stan naprężenia w podłożu – są to między innymi:
 - wykopy pod przekładki sieci uzbrojenia terenu (szczególnie prowadzone równoległe do wykopu),
 - specjalistyczne roboty geotechniczne przewidziane w ramach realizowanego zamierzenia (np. wykonywanie przesłony poziomej w technologii iniekcji wysokociśnieniowych),
 - dodatkowe wzmocnianie obudowy lub zabezpieczanie budynku/obiektu (np. wzmocnianie fundamentów, dodatkowe przegrody pionowe np. z grodzic itp.) realizowane w pobliżu,
 - odwodnienie budowlane (prowadzone nieprawidłowo lub zbyt intensywnie, przypadki awarii),

- wpływ realizacji innych inwestycji (w tym głębokich wykopów) w sąsiedztwie obiektu, gdzie może dochodzić do nakładania się wpływów.

3.4. Diagnostyka konstrukcji i jej stanu technicznego

Ocena stanu technicznego budynku jest niezbędna przy ustalaniu granicznych wartości przemieszczeń (s_k), do których odnoszone są wartości prognozowane. Istotne elementy w tej ocenie, które należy brać pod uwagę to przede wszystkim: rodzaj konstrukcji budynku, występujące w budynku uszkodzenia, wpływ dodatkowych odkształceń konstrukcji (od przemieszczeń podłoża) na nośność i warunki użytkowalności oraz wyniki obserwacji zachowania się podobnych obiektów [7], [19], [22].

Bardzo ważnym aspektem (a często pomijanym), poza samym typem konstrukcji obiektu, jest ocena jego historii użytkowania, tj. odnotowanych zniszczeń, przeprowadzonych odbudów, nadbudów czy remontów i bieżącej konserwacji. W praktyce obserwowane są niekiedy „stare” budynki o konstrukcji tradycyjnej, które poprawnie użytkowane, na bieżąco remontowane i podlegające okresowym przeglądom i konserwacji oraz przy braku zniszczeń historycznych, są w stanie bezpiecznie poddać się przemieszczeniom nawet dwukrotnie większym, niż przytoczone w wytycznych [4] orientacyjne wartości graniczne. Odwrotnie, można też wskazać przykłady budynków, wydawałoby się bardziej odpornych (np. z prefabrykatów), w których, z uwagi na zaniedbania w zakresie bieżącej konserwacji i niezgodne z przeznaczeniem użytkowanie, uszkodzenia zagrażające bezpieczeństwu pojawiają się przy przemieszczeniach poniżej wartości granicznych spodziewanych dla tego typu konstrukcji. Są to przypadki szczególne, ale wskazują na konieczność prowadzenia indywidualnej oceny wartości granicznych przemieszczeń. Podane w Instrukcji [4] wartości są orientacyjne i nie stanowią ostatecznej i jednoznacznie ustalonej, niezmiennej wartości (co stanowiło częste nadużycie w opisach projektowych). W większości przypadków orientacyjne wartości, podane w wytycznych ITB, miały swoje potwierdzenie w obserwacjach (w ujęciu monitoringu obiektu i jego stwierdzonego stanu technicznego). Niemniej doświadczenia praktyczne wskazują na konieczność zindywidualizowanego podejścia do prowadzenia ocen stanu technicznego budynków i ustalania dla nich wartości granicznych z uwagi na spodziewane oddziaływania, z uwzględnieniem dodatkowych uwarunkowań stosowalności dla podanych wartości granicznych – w tab. 2 tejże Instrukcji [4].

Obecnie prEN 1990 (2020) wprowadził podobne rozróżnienie między ograniczeniami uznawanymi za stan graniczny użyteczności (SLS) a nadmiernymi odkształceniami, uznawanymi za ostateczny stan graniczny (ULS). W niektórych przypadkach przekroczenie niektórych dopuszczalnych wartości SLS (np. prowadzących do niewielkich uszkodzeń architektonicznych) może być uzasadnione, gdy koszty naprawy byłyby zauważalnie niższe niż koszty środków ochronnych. Jednak odkształcenia elementów konstrukcyjnych nie powinny przekraczać ostatecznych wartości granicznych [21].

Ograniczające kryteria deformacji budynków i budowli można ogólnie, bez jasno określonych, a czasem nakładających się granic, podzielić na trzy główne kategorie (Boscardin i Cording 1989 [7], Klepikov 1989 [21], prEN 1990: 2020 [33]):

- **Uszkodzenia architektoniczne** (wygląd wizualny) – o charakterze estetycznym, które niekorzystnie wpływają na wygląd konstrukcji jako całości lub niektórych jej specyficznych elementów. Zwykle jest to związane z pęknięciami i oddzieleniem elementów wykończeniowych, a także uszkodzeniem elementów niestrukturalnych (ścian działowych, sufitów podwieszanych itp.). Często wiąże się to ze stosunkowo niewielkimi zniekształceniami, ale może powodować pewne cierpienie użytkowników. Wymagany poziom narzuconych ograniczeń jest bardziej związany z aspektami psychologicznymi niż technicznymi, a zatem wybór kryteriów na tym poziomie jest często subiektywny. Można go uznać za pierwszy stan graniczny użyteczności (SLS1).
- **Uszkodzenia funkcjonalne** – niekorzystnie wpływają na użytkowanie konstrukcji; na przykład: zakleszczenie drzwi i okien, nadmierne przechylenie podłóg i ścian. Może to znacząco wpłynąć na komfort użytkowników, może to być również związane z aspektami technologicznymi, np. utrzymaniem normalnej funkcji konstrukcji, sprzętu, podnośników, dźwigów itp. Naprawa niestrukturalna byłaby często wymagana w celu przywrócenia pełnej sprawności. Można go uznać za drugi stan graniczny użyteczności (SLS2).
- **Uszkodzenia strukturalne** (stabilność) – najbardziej krytyczny rodzaj uszkodzeń, których zawsze należy unikać. Wpływa na wytrzymałość i stabilność konstrukcji i jest związany z uszkodzeniami, pęknięciami oraz zniekształceniami podstawowych elementów nośnych (tj. belek, słupów, ścian, stropów). Należy go uznać za ostateczny stan graniczny (ULS).

Niemniej jednak wybór wartości granicznych odkształceń dla tych kategorii jest równie ważny jak oszacowanie narzuconych wartości. Wartości dopuszczalne, proponowane w literaturze, są często ustalane na podstawie jednego z dwóch podejść:

- analitycznego – gdy granice wystarczające do uniknięcia uszkodzeń są ustalane przez analizę statyczno-wytrzymałościową,
- statystycznego – gdy obserwacje wydajności istniejących struktur stanowią podstawę do przyjęcia wartości granicznych.

Historycznie wartości dopuszczalnych odkształceń ustalano na podstawie analizy statystycznej danych z obserwacji odkształceń i związanych z nimi uszkodzeń [21]. W przypadku struktur typów standardowych obserwacje w skali rzeczywistej i porównywalne doświadczenia są nadal preferowanym podejściem do ustalania kryteriów ograniczających.

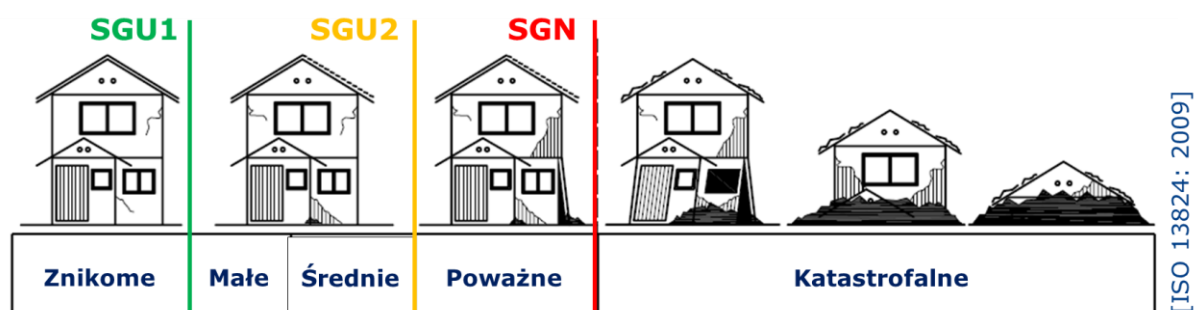
W przypadku konkretnego projektu kryteria ograniczające weryfikację stanu granicznego użyteczności powinny być wybierane indywidualnie dla każdej konstrukcji, zwykle po przeprowadzeniu oceny technicznej dla każdej z nich. Na wybór wartości granicznych może wpływać wiele czynników, a mianowicie: rodzaj konstrukcji, rodzaj fundamentu i nośnych elementów konstrukcyjnych, stan tych elementów, wszelkie istniejące lub wcześniejsze uszkodzenia, podatność na odkształcenia różnicowe, możliwość uszkodzenia ciągłego lub kruchego, konsekwencje przekroczenia stanu granicznego, możliwość i łatwość naprawy czy nawet wartość struktury dla społeczeństwa (Bogusz i Godlewski 2018 [4], Janssens i in. 2019 [19]). Do celów oceny użyteczności przydatne jest podzielenie struktur na kilka grup zjednoczonych charakterem działania, znaczeniem i typem strukturalnym. Ważne jest, aby na etapie projektowania ustalić kryteria ograniczające, specyficzne dla konstrukcji, najlepiej takie, które można wykorzystać jako wskaźniki wydajności później na etapie budowy. Ważnym, praktycznym czynnikiem, rozważającym ograniczenie kryteriów odkształceń, jest łatwość powiązania wyników monitorowania na miejscu z tymi ograniczeniami. Na przykład, ponieważ monitorowanie odkształceń, takich jak rozliczenia absolutne, jest łatwe i stosunkowo proste, więc kontrola odkształceń w elementach konstrukcyjnych nie jest konieczna.

Klepikov (1989) [21] zauważył, że wartości graniczne dla dopuszczalnych i ostatecznych odkształceń powinny być traktowane jedynie jako zalecenia, a nie jako silne obowiązkowe wymagania; powinny być stosowane w celu uniknięcia znaczących błędów w projektowaniu. Ponadto w kontekście tunelowania ograniczenia odkształceń nie powinny być traktowane jako wartości stałe, ale jako wskaźniki alarmowe, które są poddawane przeglądowi podczas budowy na podstawie rzeczywistych obserwacji reakcji budynku i zarejestrowanych uszkodzeń [24].

Ogólnie rzecz biorąc, gdy ocena uszkodzeń istniejących budowli jest przeprowadzana w ramach projektu tunelowania, uzasadnione jest podejście bardziej

cd. tabeli 5

SLS2	Funkcjonalny (niesubiektywna użytkowość)	CD 3	Umiarkowany	Uszkodzenia powierzchowe, możliwe uszkodzenia strukturalne	50-75	1/200 - 1/100	5-15 mm (lub co najmniej 3 rysy)	0,150% - 0,300%
		CD 4	Silny	Przewidywane uszkodzenia strukturalne	> 75	1/100 - 1/50	15-25 mm (lub w zależności od ich liczby)	> 0,300%
ULS	Strukturalny (stabilność)	CD 5	Bardzo silny		> 1/50	> 25 mm (lub w zależności od ich liczby)		



Rys. 6. Wizualizacja relacji między stopniami uszkodzenia a stanami granicznymi
Fig. 6. Visualization of the relationship between degrees of damage and limit states
Źródło: Bogusz, Godlewski, 2017 [3])

Rodzaj konstrukcji ma największy wpływ na jej ogólną sztywność, co z kolei może znacząco wpłynąć na reakcję i odporność na nierówne odkształcenia podłoża i redystrybucję naprężeń. Sztywne struktury są bardziej odporne na ścinanie, z mniejszymi odkształceniami względnymi, co prowadzi do przechylenia, a nie zniekształceń (Chapman i in. 2010 [9]). Ponadto większość nowoczesnych budynków składa się ze żelbetowych fundamentów i ścian, a także bocznie sztywnych podłóg (Finno i in. 2002 [12]), lepiej reagujących na deformacje gruntu, wywołane tunelowaniem.

4. Identyfikacja i zarządzanie georyzykiem

Zagadnienia dotyczące analizy ryzyka inwestycyjnego w zakresie realizacji „głębokich wykopów” czy tunelowania w obszarach miejskich obejmują głównie ocenę w zakresie tzw. georyzyka. Są to nowe w praktyce krajowej zagadnienia, ale

kluczowe i aktualne w zakresie budownictwa podziemnego, w tym też ochrony zabudowy w sąsiedztwie głębokich wykopów.

Analizując wpływ realizacji głębokiego wykopu na zabudowę sąsiednią, należy mieć na uwadze nie tylko samą możliwość wystąpienia zagrożenia dla tej zabudowy, ale również konsekwencje z tym związane – co stanowi etap identyfikacji ryzyka. Dalej w zależności od typu i przeznaczenia, wszystkim obiektom zlokalizowanym w strefie oddziaływania należy przypisać odpowiednie klasy konsekwencji zniszczenia (CC) [3][4].

Następnie, jako element zarządzania ryzykiem przy ocenie oddziaływania wykopu na obiekty sąsiednie można wykorzystać zróżnicowanie wymagań stawianych poszczególnym obiektom zlokalizowanym w strefie oddziaływania wykopu, w zależności od przypisanej im kategorii geotechnicznej (GC) oraz etapu realizacji projektu. Można tu wskazać trzy poziomy dokładności prowadzonej analizy.

Poziom 1 obejmuje wykorzystanie doświadczeń porównywalnych bez prowadzenia szczegółowych obliczeń oceny wpływu, ogólną ocenę stanu technicznego, bazując na danych z przeglądu obiektu, przy braku wymagań odnośnie do szczegółowego rozpoznania budowy podłoża i posadowienia obiektu.

Poziom 2 wymaga obliczenia przewidywanych przemieszczeń wyznaczonych metodami analitycznymi lub empirycznymi (np. według wytycznych ITB), oceny stanu technicznego na podstawie wstępnej inwentaryzacji, ogólnego rozpoznania budowy podłoża i sposobu posadowienia (możliwe na podstawie danych archiwalnych).

Poziom 3 to obliczenia przeprowadzone z wykorzystaniem metod numerycznych z zastosowaniem nieliniowo-sprężystych modeli podłoża, ocena stanu technicznego na podstawie szczegółowej inwentaryzacji, gdzie wymagane jest dokładne rozpoznanie budowy podłoża oraz sposobu posadowienia obiektu (tj. dodatkowe badania, odkrywki fundamentów itp.).

Analizując wpływ planowanych robót i przyjętych rozwiązań projektowych na warunki użyteczności obiektów sąsiednich, przy podjęciu decyzji o zastosowaniu środków redukujących niekorzystne oddziaływania (np. wzmocnienie fundamentów lub konstrukcji budynku, zwiększenie sztywności obudowy) można kierować się wytycznymi podanymi w tabeli 6, wg [23]. Decyzja o przyjętym sposobie działania powinna być uzależniona od potencjalnych konsekwencji dla obiektu oraz spodziewanego zakresu uszkodzeń, jakie w tym obiekcie może wywołać realizacja wykopu.

Tabela 6

Macierz poziomów ryzyka przy ocenie wpływu wykopu na sąsiednie objekty

Spodziewany poziom uszkodzeń	Konsekwencje przekroczenia stanu granicznego użyteczności				
	bardzo małe (CC0)	Małe (CC1)	średnie (CC2)	poważne (CC3)	bardzo poważne (CC4)
	GC1	GC1/GC2	GC2/GC3	GC2/GC3	GC3+
Bardzo poważne	NP	NP	NA	NA	NA
Poważne	A	NP	NP	NA	NA
Średnie	A	A	NP	NP	NA
Małe	N	A	A	NP	NP
Bardzo małe	N	N	A	A	NP

Objaśnienia: NA – nieakceptowalne; wymagana redukcja oddziaływań lub ich efektów (np. wzmocnienie fundamentów i konstrukcji obiektu), NP – niepożądane, redukcja oddziaływań lub ich efektów powinna być rozważona, A – akceptowalne; niewymagana redukcja oddziaływań lub ich efektów, ale może zajść konieczność naprawy po zakończeniu robót, N – nieznaczące; dodatkowe środki niewymagane.

Źródło: Instrukcja ITB [23]

Z dostępnych metod zarządzania ryzykiem w przypadku realizacji głębokich wykopów najczęściej wykorzystywane jest podejście bazujące na redukcji ryzyka lub konsekwencji, jakie są z nim związane. Najprostszym, lecz rzadko możliwym do zastosowania rozwiązaniem jest uniknięcie ryzyka (np. zmiana rozwiązania projektowego lub lokalizacji inwestycji). W praktyce najczęściej stosowaną metodą jest redukcja oddziaływania – ograniczenie przemieszczeń obudowy wykopu do wartości dopuszczalnych (np. przez zastosowanie sztywniejszej konstrukcji i/lub rozparcie obudowy) lub redukcja efektów oddziaływania – ograniczenie niekorzystnego wpływu oddziaływań na konstrukcje (np. przez podbicie fundamentów, iniekcja kompensacyjna itp.).

Nazbyt konserwatywna ocena ryzyka (często będąca wynikiem braku działań związanych z identyfikacją i zarządzaniem ryzykiem) może skutkować stosowaniem kosztownych, a nie zawsze potrzebnych rozwiązań projektowych (np. wzmocnianie fundamentów) w sytuacji gdy możliwe jest mniej kosztowne ograniczenie oddziaływań (np. przez zmianę sposobu podparcia lub sztywności obudowy wykopu) lub dopuszczenie tymczasowego pogorszenia warunków użyteczności (zakładając późniejszą konieczność napraw dodatkowych spękania na poziomie uszkodzeń architektonicznych, niegroźnych dla samej konstrukcji).

W zakresie ocen oddziaływania realizowane są potrzeby opracowywania dokumentów normalizacyjnych oraz poradników branżowych, takich jak np. Instrukcja ITB [23] – wykorzystujących doświadczenia lokalne. Istotną rolę w ocenie oddziaływania odgrywa stopień skomplikowania interakcji realizowanej konstrukcji z podłożem i obiektami sąsiednimi. Profil ryzyka można jakościowo

wyrazić w kontekście kwalifikacji obiektu do kategorii geotechnicznej. Racjonalne (bezpieczne) podejście do projektowania wymaga odpowiedniego doboru poziomu analizy oraz kryteriów analizy użyteczności i nośności w odniesieniu do fazy projektowania i stopnia skomplikowania analizowanego zagadnienia. Najpowszechniej stosowane metody półempiryczne ocen oddziaływania powinny być stopniowo uzupełniane w procesie inwestycyjnym przez **modelowanie numeryczne** (np. MES 2D i 3D). Zakres możliwej stosowalności takich analiz w zależności od ich złożoności podaje tabela 7.

5. Podsumowanie

Nowe ustalenia, wynikające z konieczności bardziej dokładnych (optymalizacja) analiz predykcji przemieszczeń przez zastosowanie metod numerycznych, uwzględniających między innymi odprężanie dna wykopu, czy obserwowany wzrost sztywności gruntu wraz z głębokością wymagały redefinicji zapisów i postanowień w dotychczasowej Instrukcji [23]. Te elementy oraz nowe doświadczenia uzyskane z budowy II linii metra pozwoliły na dokonanie aktualizacji dotychczasowych zaleceń, w kontekście realizacji konstrukcji podziemnych wykonywanych w warunkach głębokich wykopów oraz zagadnień związanych z zarządzaniem ryzykiem geotechnicznym przy realizacji obiektów budownictwa podziemnego, nawiązując tym samym do obecnie opracowywanego drugiego wydania normy Eurokod 7 oraz zaleceń ITA-AITES [14]. Aktualnie trwają prace nad tożsamymi wytycznymi w zakresie oceny oddziaływań tuneli drażnionych tarczą z uwzględnieniem doświadczeń dla gruntów „warszawskich”; część efektów tych prac opisano w pkt. 2.

Analizy oddziaływania wykonywane są z wykorzystaniem coraz nowocześniejszych narzędzi w postaci programów bazujących na metodach numerycznych, z zaimplementowanymi, zaawansowanymi modelami podłoża. Obecnie najczęściej wykorzystywaną metodą prowadzenia analiz numerycznych dla potrzeb oceny oddziaływania jest metoda elementów skończonych (MES). Jest ona stosowana w powszechnie użytkowanych programach komercyjnych zorientowanych na analizy problemów geotechnicznych (np. GEO5, Plaxis, ZSoil, Midas GTS). Zwiększająca się dostępność tego typu oprogramowania, zarówno wśród instytucji naukowych, jak i firm komercyjnych, wpływa na wzrost zainteresowania dokładniejszymi predykcjami zachowania konstrukcji oraz obiektów zlokalizowanych

w sąsiedztwie. Jest to też efekt wynikający ze wzrostu stopnia skomplikowania projektowanych obiektów podziemnych, często posadowionych w skomplikowanych warunkach gruntowych. Dodatkowo wskazane wpływy oddziaływań geotechnicznych na terenach objętych szkodami górnictwymi będą kolejną składową sumy negatywnych oddziaływań, które należy brać pod uwagę w końcowym bilansie oceny bezpieczeństwa obiektów na powierzchni

Tabela 7

Stosowalność opisanych poziomów analiz w zróżnicowanych zagadnieniach
geoinżynierii

Charakterystyka		Uproszczone metody empiryczne	Zaawansowane metody empiryczne	Metody numeryczne	
				Płaski stan odkształcenia (2D)	Analiza przestrzenna (3D)
Tunele	Sztywność obudowy	D	D	A-C	A-C
	Połączenia przegubowe obudowy	D	D	A-C	A-C
	Realizacja	D	C	B-C	A-C
Głębokie wykopy	Efekty instalacji obudowy	D	B-C	C-D*	A-D*
	Odształcenie obudowy	D	B-C	A	A
	Sposób podparcia	D	C-D	B	A-B
	Docelowe obciążenie z konstrukcji	D	D	B-C	A-C
Grunt	Wymagany poziom rozpoznania podłoża	Brak lub jakościowe	Jakościowe lub wstępne ilościowe	Szczegółowe ilościowe	Szczegółowe ilościowe
	Skomplikowanie warunków gruntowych	C-D	C	B	A
	Nieliniowe zachowanie podłoża	D	D	A-B	A-B
Obiekty sąsiednie	Obciążenie podłoża	D	C-D	A-C	A-C
	Sztywność ustroju	D	C-D	A-D*	A-D*
	Wytrzymałość elementów konstrukcyjnych	D	D	A-D*	A-D*
	Usytuowanie względem budowli podziemnej	D	C-D	B	A
	Posadowienie	D	C-D	A-C	A-C

Objaśnienia: A – możliwe modelowanie w sposób dokładny, B – możliwe modelowanie w sposób uproszczony, C – możliwe modelowanie w sposób pośredni lub bardzo uproszczony, D – brak możliwości modelowania lub pomijane*.

Źródło: Instrukcja ITB [23]

Bibliografia

1. Bogusz W.: Prediction of tunneling-induced ground movements (Prognoza przemieszczeń podłoża gruntowego spowodowanych realizacją tuneli), rozprawa doktorska, ITB, Warszawa 2021.
2. Bogusz W.: Risk management for tunneling-induced deformations in relation to the eurocodes. Tunnels Undergr. Cities Eng. Innov. meet Archaeol. Archit. Art-Proc. WTC 2019 ITA-AITES World Tunn. Congr., 2019, p. 5390-5398.
3. Bogusz W., Godlewski T.: Geotechnical interaction in underground space. Theory and practice. Underground Infrastructure of Urban Areas, CRS Press, Taylor & Francis Group, Madryas et. al. (ed.), Wrocław 2017, p. 19-31.
4. Bogusz W., Godlewski T.: Predicting the impact of underground constructions on adjacent structures as an element of investment risk assessment, Special issue: XVI DECGE 2018 Proceedings of the 16th Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, Ernst & Sohn a Wiley Brand, 2018, vol. 2, p. 281-286.
5. Bogusz W., Godlewski T., Siemińska-Lewandowska A.: Parameters used for prediction of settlement trough due to TBM tunnelling. Archives of Civil Engineering, 2021, LXVII (4), s. 351-367.
6. Boonyarak T. et al.: Observed ground and pile group responses due to tunneling in Bangkok stiff clay. Can. Geotech. J., 51 (5), 2014, p. 479-495.
7. Boscardin M.D., Cording E.J.: Building response to excavation-induced settlement. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1989, vol. 115, no. 1, p. 1-2.
8. Chang-Yu Ou, R.N. Hwang, Wei-Jung Lai: Surface settlement during shield tunnelling at CH218 in Taipei, Can. Geotech. J., vol. 35, no. 1, p. 159-168, 1998.
9. Chapman D.N., Metje N., Stark A. Introduction to Tunnel Construction. Spon Press, New York 2010.
10. Devriendt M. et al.: Displacement of tunnels from a basement excavation in London. Proc. Inst. Civ. Eng. - Geotech. Eng., 163 (3), 2010, p. 131-145.
11. Eskesen S.D., Tengborg P., Kampmann J., Veicherts T.H.: Guidelines for tunneling risk management. International Tunneling Association. Working Group no. 2. Tunneling and Underground Space Technology, 2004, vol. 19, p. 217-237.
12. Finno R.J., Calvello M., Bryson S.L. 2002. Analysis and Performance of the Excavation for the Chicago-State Subway Renovation Project and its Effects on Adjacent Structures.

13. Gue C.Y. et al.: Tunnelling close beneath an existing tunnel in clay – perpendicular undercrossing. *Géotechnique*, (9), 2017, p. 1-13.
14. ITA-AITES Report.: ITAtech Guidelines on Monitoring Frequencies in Urban Tunneling. ITAtech Activity Group Monitoring, 2014, ITA Report no. 3.
15. ITA WF Mechanized Tunnelling: Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines (TBMs). ITA-AITES 2000.
16. ISO 13824:2009 Bases of design for structures. General principles on risk assessment of systems involving structures.
17. ISO 4356:1997 Bases for design of structures - Deformations of buildings at serviceability limit states.
18. ITB: Wymagania techniczne dla inwestycji projektowanych i realizowanych, mogących oddziaływać na obiekty metra. 01940/14/Z00NG. Warsaw 2014.
19. Janssens V., O'dwyer D.W., Chryssanthopoulos M.K.: Building Failure Consequences. Proc. of the Final Conference of COST Action. TU0601, Czech Technical University, Prague 2011, p. 169-188.
20. Kanayasu S., Yamamoto Y., Kitahara Y.: Stability of excavation face in earth pressure balanced shield. In *Underground Construction in Soft Ground*, Balkema 1995, p. 265-268.
21. Klepikov S.N.: Performance criteria-allowable deformations of buildings and damages. In *12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Rio De Janeiro 1989, pp. 2735–2744. Available from https://www.issmge.org/uploads/publications/1/33/1989_04_0039.pdf.
22. Koda E., Godlewski T.: Zasady wykonywania ekspertyz geotechnicznych z uwzględnieniem budynków w zabudowie miejskiej, XV Konf. Nauk.-Tech. Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego, Cezdyna, mat. konf., 2018, s. 81-108.
23. Kotlicki W., Łukasik S., Godlewski T., Bogusz W.: Ochrona zabudowy w sąsiedztwie głębokich wykopów, nowelizacja Instrukcji ITB nr 376, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2020.
24. Mair R.J.: Tunnelling in Urban Areas and Effects on Infrastructure. *Advances in Research and Practice - Muir Wood Lecture*, ITA-AITES 2011.
25. Mair R.J., Williamson M.: The influence of tunnelling and deep excavation on piled foundations. Proc. 8th Int. Symp. Geotech. Asp. Undergr. Constr. Soft Gr., 1, 2014, p. 21-30.
26. Mitew-Czajewska M., Tomczak U.: A case study of excavation induced displacements in dense urban area. WP. Daniele, V. Giulia, C. Tarcisio,

- P. Daniele, V. Giulia, C. Tarcisio (red.), *Tunnels and Underground Cities. Engineering and Innovation Meet Archaeology, Architecture and Art: Proceedings of the ITA-AITES World Tunnel Congress, Naples, Italy, 2019*, p. 5923-5932. <http://doi.org/10.1201/9780429424441-626>
27. Moh Z.C., Ju D.H., and Hwang R.N.: Ground movements around tunnels in soft ground, [in:] *Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. Balkema. 1996, p. 725-730.
 28. Nomoto T., Mori H., Matsumoto M.: Overview on ground movements during shield tunneling - A survey on Japanese shield tunneling. In *Underground Construction in Soft Ground*. Edited by Fujita and Kusakabe. Balkema 1995, p. 345-351.
 29. Peck R.B.: Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground - State of the art report. *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1969, p. 225-290.
 30. PN-EN 1990:2004 Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji.
 31. PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne.
 32. PN-EN 1997-2:2009 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne – Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.
 33. prEN 1997: Eurocode 7: Geotechnical design - part 1: General rules. CEN, 2020.
 34. Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25.04.2012 w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (Dz. U. z 2012 poz. 463).
 35. Schweiger H.F.: Comparison of EC7 design approaches for numerical analysis of deep excavation. *Eurocode 7 and New Design Challenges, Workshop UCL 2013*.
 36. Siemińska-Lewandowska A.: *Głębokie wykopy. Projektowanie i wykonawstwo*. Wyd. Komunikacji i Łączności, Warszawa 2010.
 37. Siemińska-Lewandowska A., Kuszyk R.: Study of Subsiding Trough Expansion Over Twin Tube TBM Metro Tunnel. *Archives of Civil Engineering*, 2018, 64(4), s. 119–133. <http://doi:10.2478/ace-2018-0066>
 38. Simic D., and Gittoes G.: Ground behaviour and potential damage to buildings caused by the construction of a large diameter tunnel for the Lisbon Metro, [in:] *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. 1996, pp. 745–750.
 39. Tarnawski M., Frankowski Z., Godlewski T., Gwizdała K., Kłosiński J., Mieszkowski R., Nowosad A., Saloni J., Słabek A., Szczepański T., Ura M.,

- Wierzbicki J., Wójcik M.: *Badania polowe podłoża budowli*. Wydanie 1, Wydawnictwo Naukowe PWN SA, Warszawa 2020.
40. Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Dz. U. 2021, poz. 2351).
 41. Zdravkovic L., Potts D.M., St John D.: Modelling of a 3D excavation in finite element analysis, *Geotechnique* 2005, 55, No. 7, p. 497-513.

Krzysztof GROMYSZ
Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa

PRZEGLĄD METOD POSTĘPOWANIA Z WYCHYLONYMI BUDYNKAMI ZNAJDUJĄCYMI SIĘ NA TERENACH GÓRNICZYCH GÓRNEGO ŚLĄSKA

Streszczenie. Podziemna eksploatacja węgla kamiennego powoduje między innymi zmianę nachylenia powierzchni terenu. W konsekwencji wychyleń z pionu doznają budowle znajdujące się na terenie górniczym. W pracy przedstawiono sposoby postępowania z obiektami budowlanymi wychylonymi wskutek podziemnej eksploatacji węgla na Górnym Śląsku. Omówiono zarówno podejścia historyczne, analizy teoretyczne, jak i realizowane z powodzeniem rektyfikacje przez nierównomierne ponoszenie budowli za pomocą siłowników hydraulicznych.

Słowa kluczowe: nachylenie terenu górniczego, wychylenie budynków, rektyfikacja budynków wychylonych z pionu.

REVIEW OF METHODS OF DEALING WITH TILTED BUILDINGS LOCATED IN THE MINING AREAS OF UPPER SILESIA

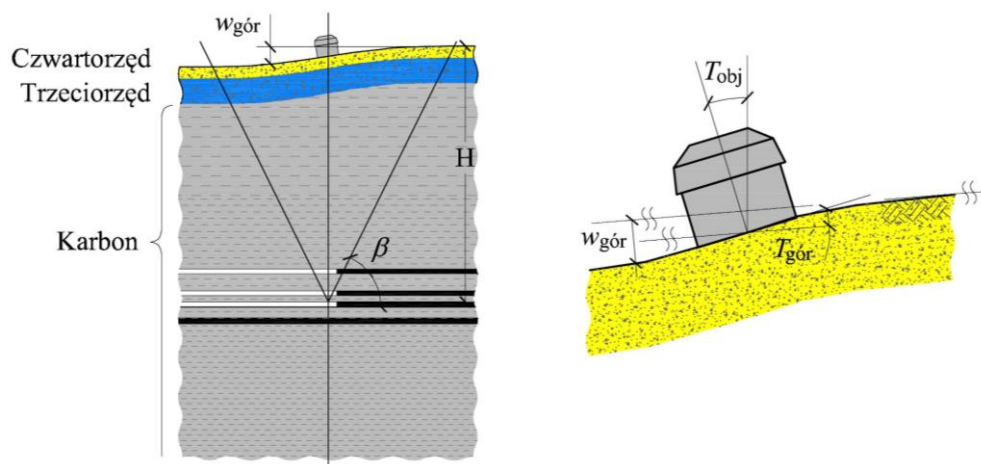
Summary. Underground coal mining causes, among other things, a change in the slope of the ground surface. As a consequence, structures located in the mining area experience deflection from the vertical. The paper presents methods of dealing with building structures tilted due to underground coal mining in Upper Silesia Region. Both historical approaches, theoretical analyses and successfully implemented rectification by uneven lifting structures using hydraulic cylinders are discussed..

Keywords: slope of the mining area, building deflection from the vertical, rectification.

1. Wprowadzenie

Podziemna eksploatacja górnicza węgla kamiennego skutkuje powstaniem pustki poeksploatacyjnej, która wywołuje przemieszczenia górotworu zarówno nad pustką, jak i pod nią. Na powierzchni zawsze ujawnia się deformacja w kształcie niecki obniżeń (rys. 1) oraz mogą dodatkowo wystąpić deformacje nieciągłe [1, 2], a także drgania gruntu [3]. Niecka obniżeń jest opisywana wskaźnikami deformacji terenu górniczego [4, 5, 6], do których należą między innymi: obniżenia ($w_{gór}$), odkształcenia poziome, krzywizna oraz zmiana nachylenia terenu ($T_{gór}$). Istnieje wiele teorii prognostycznych pozwalających wyznaczyć wartości wskaźników [7] (geometryczno-całkowe, stochastyczne, oparte na mechanice tradycyjnej mechanice górotworu oraz modele numeryczne oparte na dyskretyzacji ośrodka). Na szczególną uwagę zasługuje opublikowana w 1953 roku metoda geometryczno-całkowa S. Knothego [8], rozwinięta przez W. Budryka i obecnie znana jako metoda Budryka-Knothego. Teoria ta pozwala wyznaczać wartości $w_{gór}$ na podstawie dwóch parametrów opisujących deformacje górotworu: a – parametru eksploatacyjnego oraz β – kąta zasięgu wpływów. Parametr eksploatacyjny określa sposób eksploatacji i likwidacji pustki poeksploatacyjnej o grubości g_{sr} ($a = w_{gór-max}/g_{sr}$). Kąt zasięgu wpływów, charakteryzujący rodzaj górotworu, najczęściej przedstawia się w postaci tangensa tego kąta i za jego pomocą wyznacza związany z nim oraz z głębokością eksploatacji H tzw. parametr rozproszenia wpływów r , wynoszący $H/tg\beta$ (rys. 1). Pozostałe wskaźniki deformacji (składowe nachylenia, krzywizny oraz odkształcenia) otrzymuje się, różniczkując obniżenia $w_{gór}$ i składowe przemieszczeń poziomych [9].

Wychylenie budynków T_{obj} jest zwykle utożsamiane ze zmianą nachylenia terenu górniczego $T_{gór}$. Ostatnie badania wskazują jednak, że takie założenie jest zbyt daleko idącym uproszczeniem, ponieważ na wychylenia T_{obj} mają wpływ również inne czynniki, na przykład odkształcenia poziome [10], a także czynniki niewynikające z warunków geologiczno-górnicznych. Należą do nich sztywność gruntu zalegającego pod budynkiem i sezonowe zmiany charakterystyk mechanicznych niektórych rodzajów gruntów oraz sposób posadowienia budynku [11]. Ponadto na wychylenie budynku znajdującego się na terenie górnicznym istotny wpływ ma jego rozwiązanie konstrukcyjne [12]. Rozbieżności między T_{obj} i $T_{gór}$ nie można zinterpretować jako rozproszenia, co oznacza, że wartości T_{obj} a $T_{gór}$ nie mogą być ze sobą utożsamiane.



Rys. 1. Warstwy karbonu, trzeciorzędu i czwartorzędu w rejonie eksploatacji górniczej oraz obniżenie terenu górniczego ($w_{gór}$), nachylenie terenu górniczego ($T_{gór}$) oraz wychylenie obiektów budowlanych (T_{obj})

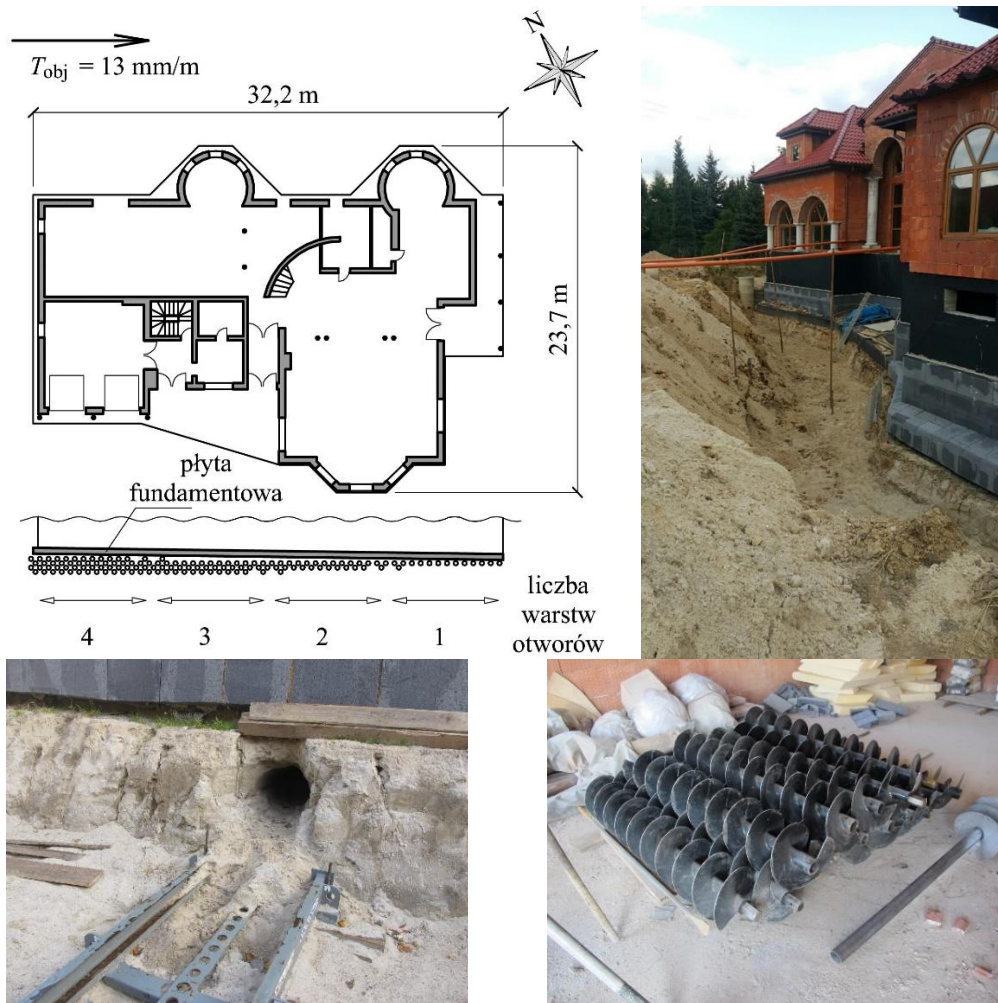
Fig. 1. Carboniferous, Tertiary and Quaternary layers in the area of mining exploitation and the subsidence of the mining area ($w_{gór}$), the slope of the mining area ($T_{gór}$) and the inclination of building structures (T_{obj})

Wychylenie jest wadą, która utrudnia eksploatację budynków [13] i powoduje zaniżenie ich wartości [14], a w szczególnych sytuacjach może prowadzić do katastrof budowlanych [15]. W rewitalizowanych terenach górniczych Śląska zastosowanie znalazły metody usuwania wychyleń przez obniżanie części położonej wyżej i podnoszenie części położonej niżej [16]. W przeszłości dążono także do minimalizowania uciążliwości wychylenia przez wprowadzanie zmian w obiektach.

2. Rektyfikacja przez obniżanie części znajdującej się wyżej

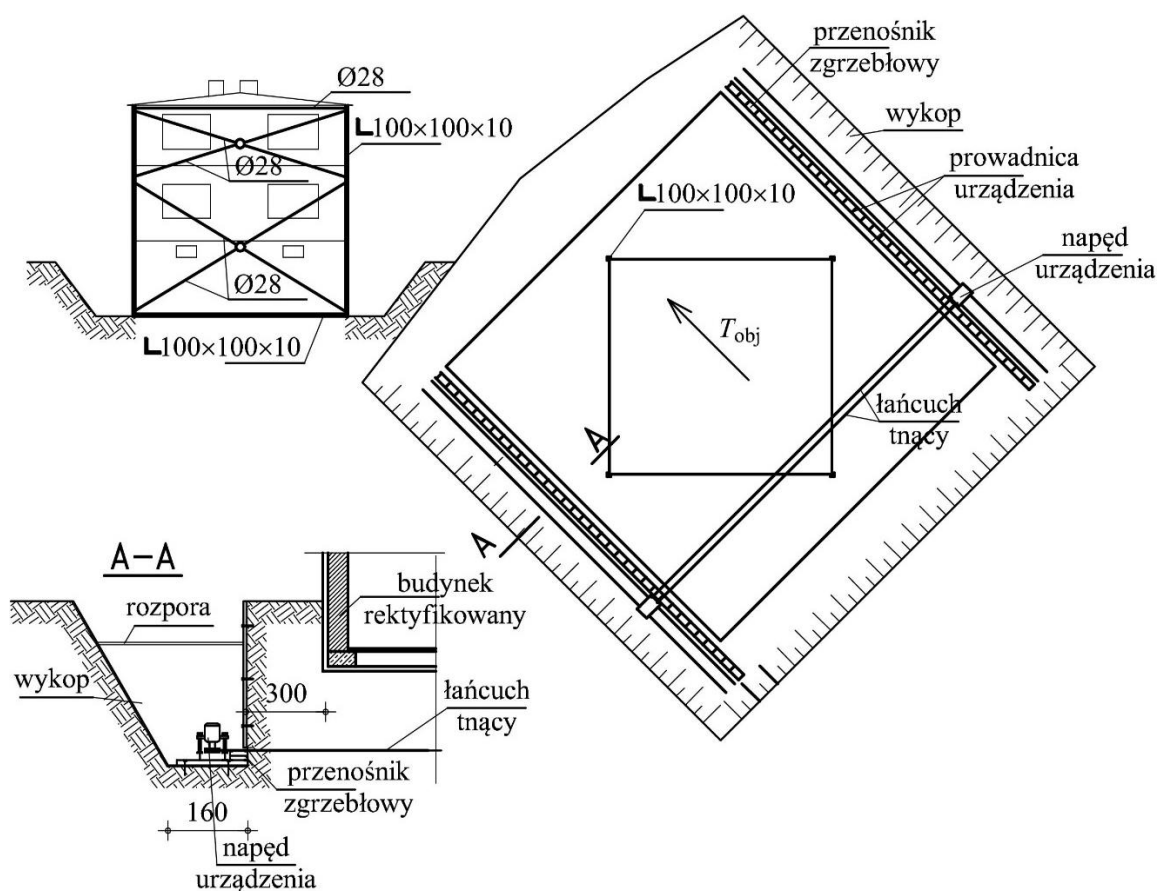
Rektyfikacja przez obniżanie części obiektu znajdującej się wyżej najczęściej polega na usuwaniu gruntu spod budynku, co prowadzi do zniżenia jego nośności i w konsekwencji ma zapewnić osiadanie części obiektu znajdującej się wyżej. Grunt może być usuwany za pomocą wiertnic przez wykonywanie poziomych otworów pod fundamentami (rys. 2). Skuteczność tej metody jest jednak ograniczona. Pod większością współczesnych budynków na terenach górniczych wykonana jest warstwa zagęszczonego piasku. Wówczas wykonanie nawet gęstej siatki otworów w takim gruncie nie zapewnia wystąpienia odkształceń podłoża gruntowego, ponieważ przeciwdziałają temu siły tarcia wewnętrznego w gruncie, które wynikają z reakcji na obciążenie ciężarem własnym budynku. Stąd wykonywanie odwiertów uzasadnione jest w gruntach spoistych cechujących się małym modułem sprężystości. Jednak

w odniesieniu do czwartorzędowych gruntów spoistych zalegających na Śląsku oraz dobrze zagęszczonych gruntów niespoistych ten sposób daje niezadowalające efekty.



Rys. 2. Usuwanie gruntu spod fundamentów za pomocą odwiertów
Fig. 2. Removal of soil from under foundations using boreholes

W związku z tym w latach 80. XX w. na terenie ówczesnego Rybnickiego Okręgu Węglowego na Śląsku zastosowano bardziej inwazyjny sposób usuwania gruntu spod wyżej położonej części budynku, polegający na wycinaniu gruntu warstwami [17, 18] (rys. 3).



Rys. 3. Metoda wycinania warstw gruntu (opracowano na podstawie [19] i [20])

Fig. 3. Method of cutting out soil layers (developed on the basis of [19] and [20])

Polega to na wprowadzeniu pod budynek, ok. 0,5 m poniżej podstawy fundamentów, łańcucha założonego na koła gwiazdne, napędzanego silnikiem i wyposażonego w urządzenie skrawające. Poruszający się łańcuch usuwał grunt warstwami o szacowanej grubości 65 mm spod wyżej położonej części budynku, wskutek czego obiekt powracał do pionowego położenia. W skład mechanizmu napędu wchodziły: łańcuch urabiający, silniki hydrauliczne, napinacze łańcucha i regulatory prędkości. Urządzenie napędzające łańcuch poruszało się po specjalnie przygotowanym torowisku, zabudowanym w dnie wykopu (rys. 3) [10].

Warstwy posadowienia obiektów, których rektyfikację przeprowadzono według schematu z rys. 3, zakwalifikowano do utworów czwartorzędowych i trzeciorzędowych, przy czym bezpośrednio pod budynkami zalegały piasek i glina piaszczysta. Rektyfikacja wymagała przeprowadzenia znacznego zakresu prac przygotowawczych, polegających na zajęciu terenu wokół budynku w celu wykonania wykopów i zabudowy w nich urządzeń. W czasie rektyfikacji, mimo wzmocnień obserwowano jednak rysy na ścianach [17]. Stąd w kolejnych budynkach stosowano stalowe wzmocnienia o większych przekrojach. Po przeprowadzonej rektyfikacji

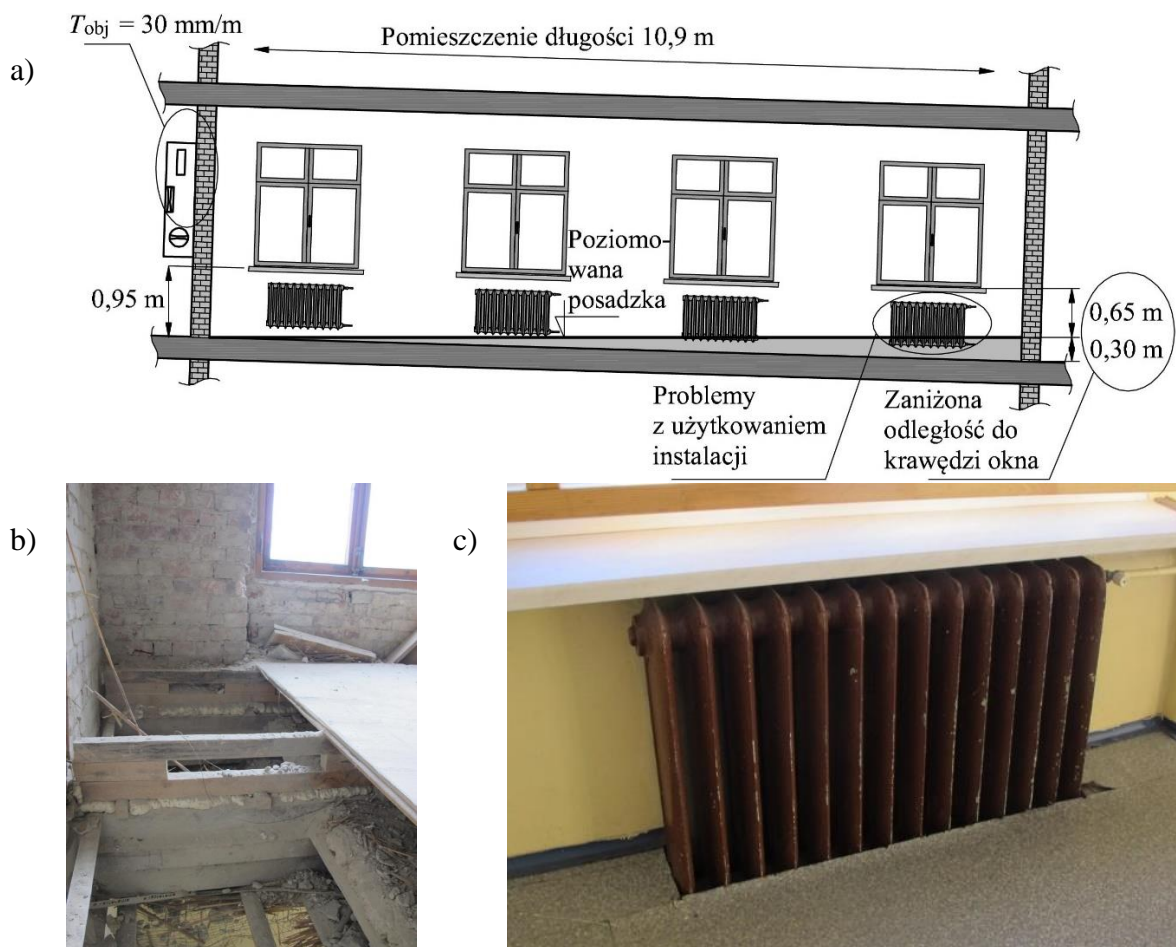
budynki znalazły się poniżej pierwotnego poziomu terenu i otaczającej go infrastruktury, co utrudniało ich eksploatację. Sposób zastosowano w przypadku trzech budynków jednorodzinnych o ścianowych konstrukcjach nośnych, wzniesionych na przełomie lat 70. i 80. XX w., które uległy wychyleniu od 62,2 mm/m do 118 mm/m, w wyniku prowadzonej pod nimi eksploatacji górniczej.

Chcąc uniknąć znacznych uszkodzeń obiektów podczas usuwania spod nich gruntu, opracowana została koncepcja prostowania wychylonych z pionu budynków przez wykonanie odwiertów z powierzchni terenu, poprowadzonych pod kątem 450 [21]. W myśl tego sposobu odwierty miały być prowadzone w układzie przecinających się w planie wachlarzy, z pozostawieniem trójkątnych przykrawędziowych sektorów nienaruszonego podłoża. Po wyprostowaniu obiektu, w celu ustabilizowania jego położenia, wskazano konieczność wypełnienia betonem szczelin pozostałych w gruncie. Było to jedno z wielu przedsięwzięć polegających na usuwaniu gruntu spod budynku, które nie przyniosły oczekiwanego rezultatu. W latach 80. i 90. XX w. metody rektyfikacji polegające na usuwaniu gruntu określano w literaturze przedmiotu jako tzw. grawitacyjno-wiertnicze. W niezastosowanym do tej pory w praktyce opisie patentowym [22] proponowano, aby obniżanie części budynku znajdującej się wyżej prowadzić za pomocą stojaków po usunięciu fragmentów ścian najniższej kondygnacji w postaci klina.

3. Próby przywracania komfortu obiektów wychylonych z pionu

Na przestrzeni historii górnictwa węgla kamiennego w Polsce, opisane powyżej próby rektyfikacji były jednostkowe. Do czasu wprowadzenia rektyfikacji przez nierównomierne podnoszenie, o czym będzie mowa w kolejnym punkcie, komfort użytkowania budynków starano się przywrócić przez poziomowanie wybranych elementów obiektów, w szczególności podłóg, stosując różne rozwiązania techniczne. W przypadku stropów betonowych na istniejących posadzkach wykonywano nowe warstwy posadzkowe (rys. 4a). W przypadku stropów drewnianych często demontowano istniejące podłogi, odsłaniając górne powierzchnie belek drewnianych, nadbijano na nie elementy o trójkątnym kształcie, uzyskując poziomą powierzchnię, na której z powrotem zabudowywano deski (rys. 4b). Takie rozwiązania prowadziły jednak do kolejnych komplikacji w eksploatacji budynków. Na przykład w sali lekcyjnej o długości 10,9 m poziomowanie posadzki o nachyleniu 30 mm/m prowadzi

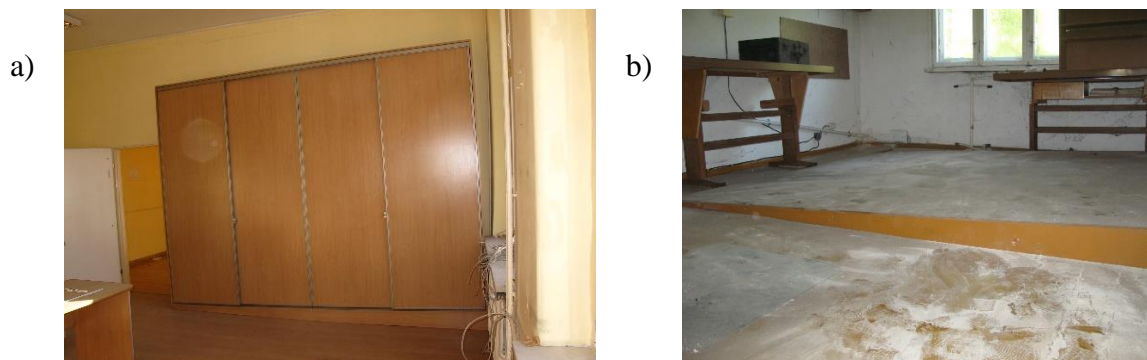
do zniżenia poziomu parapetu z 0,95 m do 0,65 m (rys. 4a). Występują ponadto niedogodności w użytkowaniu instalacji, polegające na tym, że grzejniki znajdują się pod poziomem posadzki (rys. 4c). Takie zmiany wprowadzone do obiektów z punktu widzenia dzisiejszego sposobu postępowania prowadziły *de facto* do ich uszkodzeń. Usprawnieniami, które mniej ingerowały w konstrukcję obiektu było zabudowywanie w wychylonych budynkach w pozycji pionowej okien (rys. 5a), drzwi (rys. 5b), szaf (rys. 6a), wprowadzanie stopni wewnątrz pomieszczeń (rys. 6b) itd.



Rys. 4. Przykłady konsekwencji wynikających z poziomowania posadzek: a) zmiany w sali lekcyjnej, b) zaniżona odległość posadzki od krawędzi okna, c) problemy z użytkowaniem instalacji CO
 Fig. 4. Examples of consequences resulting from leveling the floors: a) changes in the classroom, b) reduced distance between the floor and the edge of the window, c) problems with the use of the central heating system



Rys. 5. Przykłady zabudowy okien i drzwi w wychylonych budynkach
 Fig. 5. Examples of built-up windows and doors in tilted objects



Rys. 6. Zagospodarowanie wnętrza z nachylonymi posadzkami: a) przykład zabudowy szafy, b) stopnie wewnątrz pomieszczeń
 Fig. 6. Arrangement of interiors with sloping floors: a) example of built-up a wardrobe, b) steps inside the rooms

Zasadniczym sposobem postępowania z wychylonymi budynkami była wypłata odszkodowania za budynek [23] lub jego rozbiórka. Wiele budynków, mimo znacznego ograniczenia komfortu użytkowania było nadal eksploatowanych. Obecnie w wyniku ciągłego rozwoju metod rektyfikacji budynków sytuacja ulega zmianie.

4. Rektyfikacja przez podnoszenie części znajdującej się niżej

W ostatnich dekadach wdrażana jest na Śląsku rektyfikacja wychylonych budynków polegająca na podnoszeniu części znajdującej się niżej za pomocą siłowników. Wraz z rozwojem metody znajduje ona zastosowanie w odniesieniu do budowli o co raz większej masie i złożonych rozwiązaniach konstrukcyjnych. Omawiana metoda polega na zabudowie w ścianach lub słupach najniższej kondygnacji siłowników, podzieleniu obiektu na dwie części – pozostającą w gruncie i podnoszoną – oraz na nierównomiernym podnoszeniu tej ostatniej. Częścią

pozostającą w gruncie są najczęściej fundamenty, ściany fundamentowe lub fragmenty ścian piwnicznych posadowione na fundamentach. Występują jednak sytuacje szczególne, gdy podnoszony jest obiekt włącznie z fundamentami i wówczas częścią pozostającą w gruncie są elementy wykonane w celu zapewnienia przejścia reakcji z siłowników. Mogą nimi być stopy elementów wciskanych w grunt [24], pale żelbetowe [25] lub wzmocnienia fundamentów zwiększające nośność posadowienia. W przypadku konstrukcji murowanej podział obiektu na dwie części polega na wywołaniu poziomego rozerwania budynku przez odpowiednie zadawanie wymuszenia w siłownikach zabudowanych w ścianach, a w przypadku konstrukcji żelbetowych na rozkuciu lub rozcięciu ich elementów za pomocą pił. Ze względu na ograniczony zakres pracy siłowników często zachodzi konieczność zabudowania pod nimi stosów elementów [26].

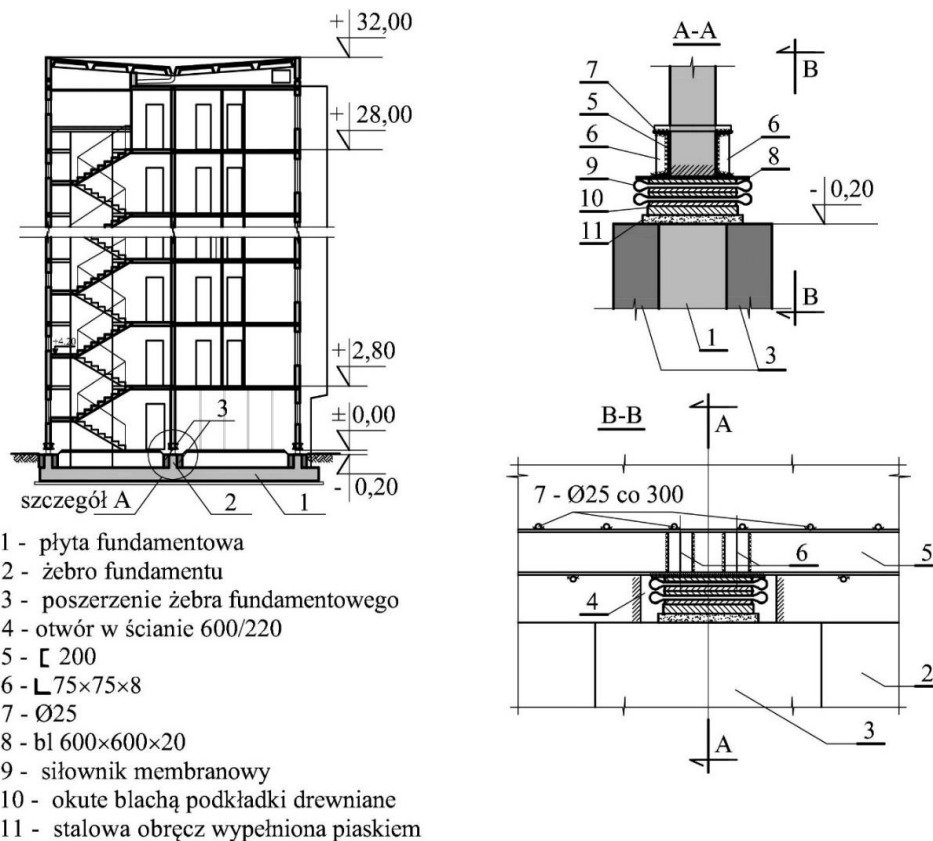
W praktyce zastosowanie znalazły dwa typy siłowników hydraulicznych: membranowe i tłokowe. Siłowniki membranowe stanowią element w kształcie dysku wykonany z blachy, ukształtowany w taki sposób, że po podaniu do niego oleju pod ciśnieniem zwiększa on swoją wysokość [27]. Siłowniki w tym sposobie stanowią wypełniane olejem membrany o początkowej wysokości równej 60 mm i średnicy 520 mm (rys. 7). Specjalnie dobrany kształt podnośnika sprawia, że po wypełnieniu olejem zwiększa on swoją wysokość o 60 mm. W omawianym sposobie siłowniki są zasilane centralnie z jednej pompy olejowej a sterowanie odbywa się przez wymuszanie ciśnienia oleju indywidualnie w każdym siłowniku. Stosowanie tych siłowników wymaga zapewnienia im znacznej, wynoszącej 0,6 m, szerokości oparcia. Ponadto zakres pracy takiego siłownika wynosi 0,06 m, co czyni to rozwiązanie nieefektywnym oraz wymagającym znacznego zakresu prac przygotowawczych. Przykłady konstrukcji zapewniających wymaganą szerokość oparcia w przypadku budynku posadowionego na żebrach fundamentowych przedstawiono na rysunku 7. Na rysunku 8 widać układ dwóch siłowników ustawionych jeden na drugim, co zwiększa zakres ich pracy.

Obecnie najbardziej efektywnym rozwiązaniem jest stosowanie do rektyfikacji tłokowych siłowników hydraulicznych. Współcześnie stosowane siłowniki można podzielić ze względu na sposób realizacji zasilania olejem na te z centralnej pompy lub z pompy wewnętrznej. Siłownik zasilany olejem z centralnej pompy olejowej składa się on z korpusu opartego na elemencie równoległościennym, tłoka oraz układu zaworów. Do siłownika doprowadzony jest olej pod ciśnieniem z zewnętrznej pompy. Elektroniczny czujnik ciśnienia, mierzący ciśnienie oleju w trakcie rektyfikacji znajduje się w skrzynce sterowniczej zabudowanej między pompą a zaworami

siłownika. Korpus siłownika ma zewnętrzną średnicę równą 209 mm i wysokość wynoszącą 440 mm. Nominalny wysuw tłoka o średnicy 169 mm wynosi 200 mm.

W skład siłownika zasilanego z pompy wewnętrznej (oprócz samego siłownika) wchodzi pompa oleju. Średnica korpusu siłownika wynosi 130 mm, a jego wysokość jest równa 300 mm. Korpus siłownika, pompa oleju, elektrozawór i zbiornik oleju zabudowane są w ramie o długości 655 mm i wysokości 370 mm.

Niezależnie od sposobu zasilania siłowniki te wchodzi w skład jednego układu sterowanego komputerowo.



Rys. 7. Rektyfikacja budynku za pomocą siłowników membranowych

Fig. 7. Building rectification with diaphragm jacks

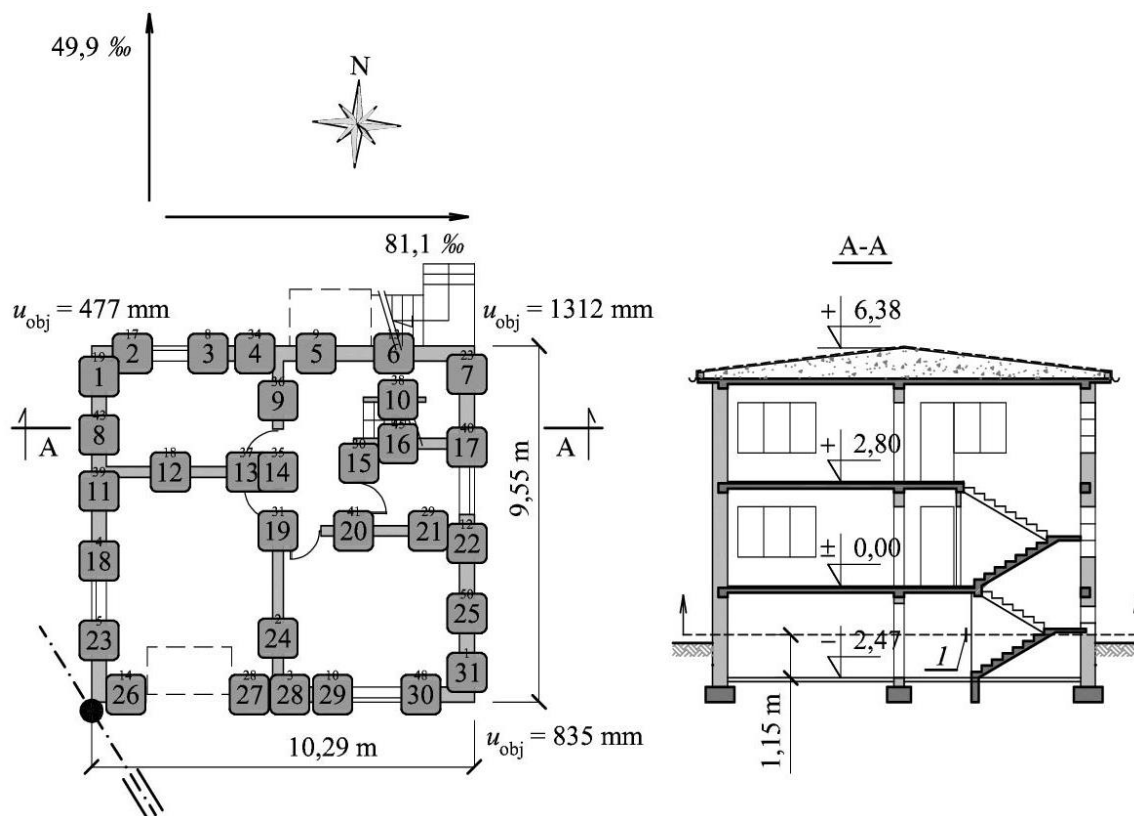


Rys. 8. Siłowniki membranowe

Fig. 8. Diaphragm jacks



Jako przykład zastosowania siłowników zasilanych z indywidualnych pomp przedstawiono rektyfikację jednorodzinnego budynku mieszkalnego, którego rzut jest prostokątem o długości boków 10,29 m i 9,55 m, a wysokość, licząc od poziomu posadzek piwnic do kalenicy dachu, wynosi 8,85 m (rys. 9). Rektyfikację budynku przeprowadzono za pomocą 31 siłowników zabudowanych w ścianach piwnic, przy czym płaszczyzna rozerwania znajdowała się 1,15 m nad poziomem posadзки piwnic. Najwyżej podniesione zostało naroże północno-wschodnie – o 1312 mm. W celu zapewnienia stateczności obiektu podczas rektyfikacji zabudowano we wnętrzu specjalne stalowe prowadnice oraz zapewniono, że podczas nierównomiernego podnoszenia naroże południowo-wschodnie części pozostającej cały czas oddziaływało na naroże części pozostającej w gruncie. W ten sposób zapewniono występowanie sił tarcia przeciwdziałających wzajemnym przemieszczeniom części w kierunku poziomym. Widok budynku podczas rektyfikacji przedstawiono na rysunku 10a, a siłowniki zabudowane w wewnętrznych ścianach nośnych na rys. 10b.



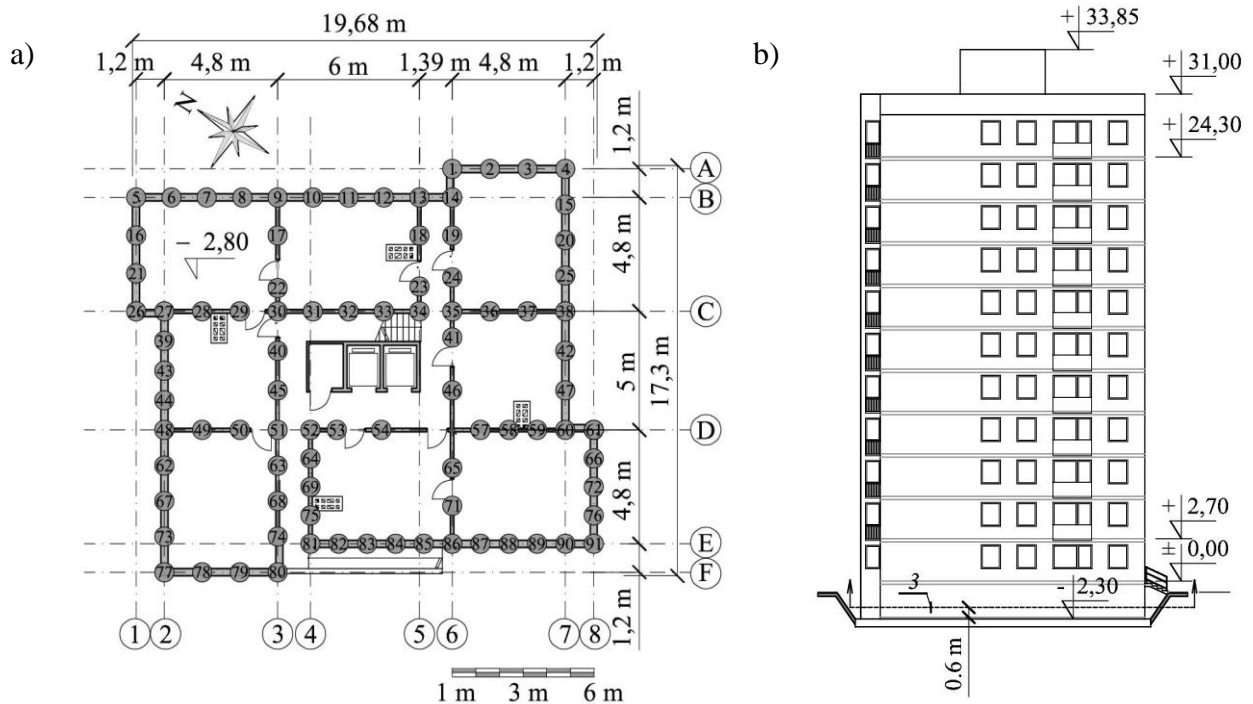
Rys. 9. Przykład budynku dwukondygnacyjnego poddanego rektyfikacji
Fig. 9. An example of a rectified two-story building



Rys. 10. Budynek podczas rektyfikacji: a) widok, b) siłowniki zabudowane w ścianach wewnętrznych
Fig. 10. The building during rectification: a) view, b) jacks built into the internal walls

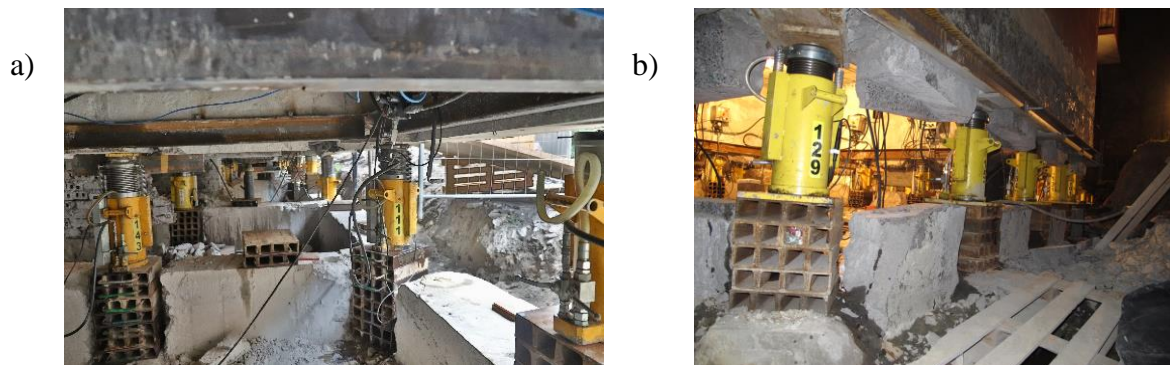
Zastosowanie siłowników zasilanych z jednej centralnej pompy do rektyfikacji przedstawiono w odniesieniu do 11-kondygnacyjnego budynku, cechującego się rzutem, który można wpisać w prostokąt o długości boków 19,68 m i 17,30 m (rys. 11a). Wysokość budynku, licząc od poziomu posadzki piwnic do maszynowni windy, wynosi 36,15 m (rys. 11b). Fundamenty budynku stanowią żelbetowe łąwy o grubości 0,40 m i różnych szerokościach wynoszących: 1,00 m pod ścianami zewnętrznymi, 1,2 m pod ścianami wewnętrznymi i 2,55 m pod układem dwóch wewnętrznych ścian nośnych (ścian w osiach 3, 4 oraz ścian w osiach 5, 6). Ściany nośne piwnic są żelbetowe, monolityczne, grubości 0,30 m, w przypadku ścian zewnętrznych i grubości od 0,15 m do 0,2 m, w przypadku ścian wewnętrznych. Zewnętrzne ściany nośne kondygnacji nadziemnych cechują się grubością wynoszącą 0,3 m, a wewnętrzne równą 0,15 m. Zostały one wykonane w 1975 r. w technologii ślizgowej ze stosowanego wówczas na terenie Śląska pumeksopyłobetonu. Do rektyfikacji zastosowano 91 siłowników zabudowanych w ścianach nośnych piwnic bezpośrednio opartych na łąwach fundamentowych. Płaszczyzna rozcięcia znajdowała się 0,6 m nad poziomem posadzki piwnic.

Przedstawiony sposób rektyfikacji wychylonych z pionu budynków jest badany i wdrażany od połowy lat 90. XX w. [28, 29, 30, 31, 32] i znajduje zastosowanie w odniesieniu do co raz bardziej złożonych konstrukcji. Przykłady projektowania wysokości podnoszenia budowli, ustalania miarodajnego wychylenia oraz organizacji prac budowlanych przedstawiono między innymi w [33, 34]. Projektowanie rektyfikacji w odniesieniu do części budynku pozostającej w gruncie i podnoszonej polega na wykazywaniu spełniania stanów granicznych w tych elementach [35]. Jednym z trudniejszych zagadnień jest przyjęcie modelu rektyfikowanej konstrukcji, z którego wynikają sposób zadawania wymuszeń podczas rektyfikacji [24] oraz wyznaczanie charakterystyk tych modeli [36].



Rys. 11. Przykład 11-kondygnacyjnego budynku poddanego rektyfikacji: a) rzut, b) elewacja, 3 – płaszczyzna rozcięcia budynku

Fig. 11. An example of a rectified 11-storey building: a) projection, b) façade; 3 – plane of the building cut



Rys. 12. Siłowniki tłokowe zasilane z centralnej pompy olejowej: a) siłowniki zabudowane w ścianach wewnętrznych, b) siłowniki w ścianie zewnętrznej

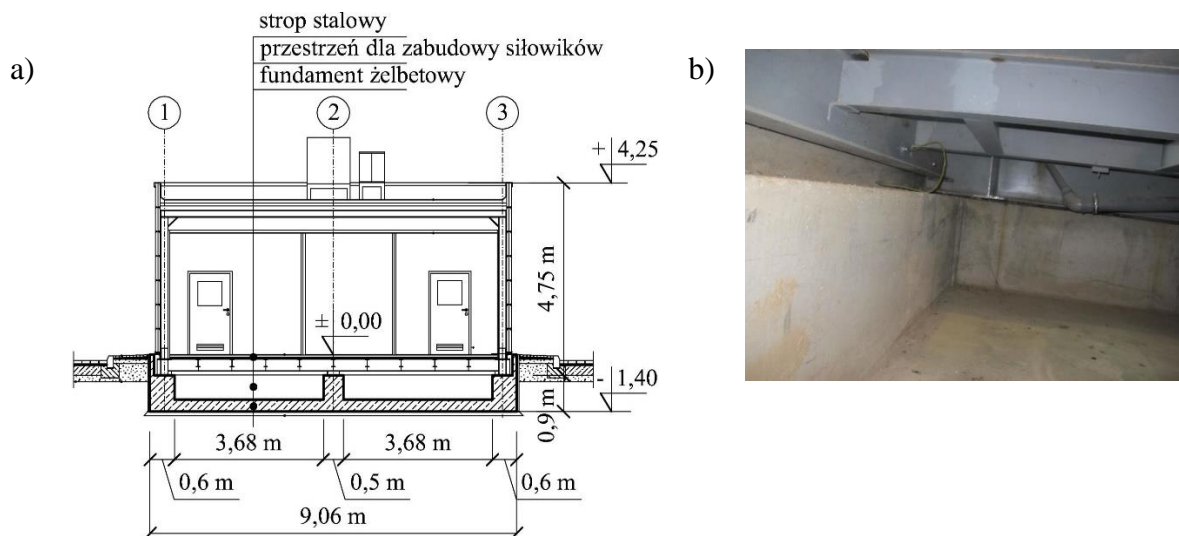
Fig. 12. Piston jacks powered by a central oil pump: a) jacks built in internal walls, b) jacks in an external wall

5. Przystosowanie budynków do wielokrotnej rektyfikacji

W części obiektów realizowanych na terenach, których nachylenie będzie się zmieniać w trakcie ich eksploatacji przewiduje się rozwiązania techniczne, ułatwiające przyszłą rektyfikację przez nierównomierne podnoszenie. Przykładowo projektując stację paliw na terenie górniczym, przewidziano, że wszystkie elementy tej inwestycji

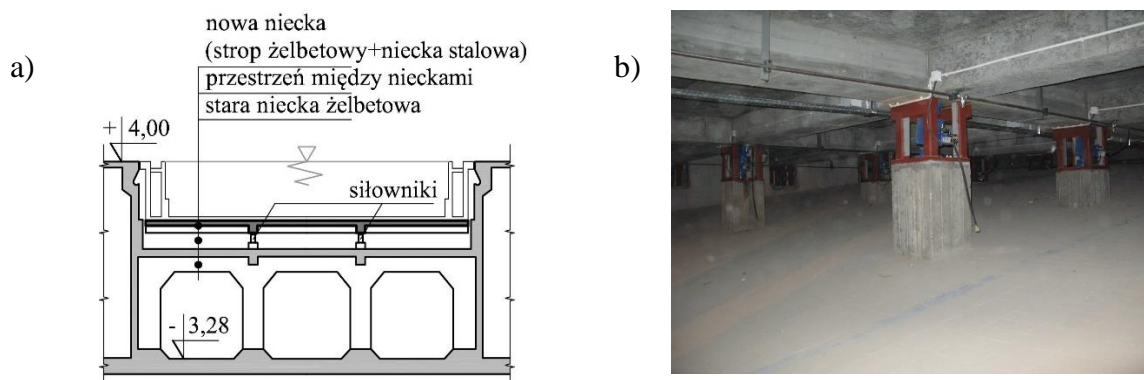
będą przygotowane do rektyfikacji. Pawilon sklepowy o prostokątnym rzucie 14,23 m × 13,03 m i wysokości 4,25 m zaprojektowano jako konstrukcję stalową, włącznie z samonośną podłogą. Obiekt został posadowiony na żelbetowej płycie o grubości 0,3 m z żebrami o przekroju (b/h) 0,5/0,9 m wyprowadzonymi do góry (rys. 13a). Do żeber tych zamocowano stalową konstrukcję budynku. Przestrzeń między płytą fundamentową a stalową posadzką została przewidziana do zabudowy siłowników podczas rektyfikacji obiektu (rys. 13b). Analogicznie postąpiono z wiatą i dystrybutorami.

Z kolei podczas remontu krytego basenu znajdującego się na terenie górniczym zdecydowano się na przygotowanie nowo wykonanej niecki do rektyfikacji. Elementy nowej niecki zaprojektowano w obrębie dawnej istniejącej niecki basenowej (rys. 14a). W skład nowych elementów wchodzi żelbetowa płyta oraz oparta na niej częściowo samonośna, stalowa niecka z blachy nierdzewnej. Między dnem starej niecki a nową płytą zabudowano układ 48 siłowników hydraulicznych (rys. 14b). Koncepcję przystosowania posadowienia zabytkowego kościoła do wielokrotnej rektyfikacji przez wykonanie pod nim żelbetowego rusztu przedstawiono w [12].



Rys. 13. Pawilon przystosowany do rektyfikacji: a) przekrój poprzeczny budynku, b) przestrzeń między płytą fundamentową a stalową podłogą jako miejsce zabudowy siłowników

Fig. 13. Pavilion adapted for rectification: a) cross-section of the building, b) space between the foundation slab and the steel floor as a place to install jacks



Rys. 14. Przystosowanie modernizowanej niecki basenu do rektyfikacji: a) przekrój poprzeczny, b) siłowniki zabudowane między starą niecką a płytą nowej niecki
 Fig. 14. Adaptation of the modernized pool basin to rectification: a) cross-section, b) jacks installed between the old basin and the plate of the new basin

Od lat 70. XX w. prowadzone są analizy innych rozwiązań niż nierównomierne podnoszenie, które mogłyby zostać zastosowane do rektyfikacji budynków. W [37] wskazano między innymi na możliwość zastosowania rozwiązania zaproponowanego w latach 30. XX w., w którym płyta dolna fundamentu spoczywa w żelbetowej wannie wypełnionej drobnym piaskiem. W przestrzeń między płytą a wanną wtłaczana ma być woda pod ciśnieniem, co ma powodować powrót układu do poziomego położenia. Z kolei w [38] przywołany jest sposób rektyfikacji za pomocą siłowników ustawionych w poziomym chodniku, wydrążonym pod budowlą, w którym część niższa jest podnoszona, a część wyższa opuszczana. W tej samej pracy przywołuje się także możliwość skonstruowania fundamentu z dwóch części. Część górną fundamentu stanowi niski ostrosłup o wierzchołku skierowanym do dołu i opartym na części dolnej (tzw. środkowy fundament). W jednym z boków ostrosłupa mają być osadzone śruby z nakrętkami. Regulacja długości śrub ma pozwalać na utrzymywanie budynku w wymaganym położeniu poziomym niezależnie od nachyleń terenu. Sam budynek jest posadowiony na podstawie ostrosłupa. W [39] wskazano, że przystosowanie budynku do rektyfikacji budynków wysokich powinno polegać na wykonaniu fundamentów w postaci podwójnych żelbetowych skrzyń, ustawionych jedna na drugiej, w taki sposób, aby była możliwość zabudowy między nimi układu siłowników „hydrauliczno-termicznych”. Z kolei dla wielokondygnacyjnych budynków szkieletowych najlepszym rozwiązaniem byłby fundament w postaci podwójnego rusztu [40]. W odniesieniu do budynków jednorodzinnych wskazano zasadność posadawiania ich na żelbetowych płytach, które z kolei spoczywają na żelbetowych studniach, co miało umożliwić ich rektyfikację oraz przejmowanie odkształceń poziomych terenu górniczego [41]. Nowy kierunek badań dotyczący możliwości wielokrotnej rektyfikacji budynków przedstawiono w [42], gdzie

proponuje się, aby fundament składał się z dwóch współpracujących ze sobą części, między którymi ułożona jest warstwa folii i smaru.

Zagadnienie wielokrotnej rektyfikacji wychylonych z pionu wież szkieletowych, których układ nośny składa się z czterech słupów przedstawiono w [43]. Po przeanalizowaniu sześciu metod, które są potencjalnie możliwe do przeprowadzenia rektyfikacji wieży o wysokości 100 m wskazano na zastosowanie siłowników hydraulicznych. Zalecano skonstruowanie dolnego fragmentu każdego ze słupów w postaci trzech gałęzi. Każda z nich powinna być oparta na układzie dwóch fundamentów, ustawionych jeden nad drugim. Ponadto w górnej części każdego fundamentu powinny się znajdować przestrzenie dla zabudowy siłowników. Z punktu widzenia dzisiejszej wiedzy dotyczącej rektyfikacji założenia teoretyczne poczynione w pracy są niepoprawne, w szczególności te polegające na utożsamieniu wymuszenia z wysuwem tłoków siłowników. Ponadto przyjęto myślowe założenie, że wielokrotna rektyfikacja prowadzona będzie w różnych kierunkach, co ma prowadzić do kompensacji zakresu pracy połączeń w podporach. Tymczasem doświadczenie wskazuje, że szczególnie smukłe obiekty, po obraniu kierunku odchylenia doznają dalszych wychyleń w jedną stronę, często już niezależnie od kierunku oddziaływań.

6. Podsumowanie

Podsumowując dokonany przegląd postępowania z wychylonymi budynkami, których części naocznym świadkiem był autor oraz koncepcji przedstawionych w literaturze przedmiotu, należy stwierdzić, że metodą gwarantującą osiągnięcie celu, jakim jest doprowadzenie wychylonego budynku do pozycji pionowej jest rektyfikacja przez nierównomierne podnoszenie części budynku znajdującej się niżej za pomocą siłowników tłokowych. Zakres stosowania innych metod jest ograniczony do bardzo szczególnych przypadków. Obniżanie wyżej położonej części budynku przez usuwanie gruntu za pomocą odwiertów może przynieść oczekiwane rezultaty w przypadku spoistych gruntów o małej nośności. Do czasu wprowadzenia rektyfikacji przez nierównomierne podnoszenie, komfort użytkowania budynków starano się przywrócić przez poziomowanie wybranych elementów obiektów, w szczególności podłóg, stosując różne rozwiązania techniczne. Takie zmiany wprowadzone do obiektów, z punktu widzenia dzisiejszego sposobu, postępowania prowadziły *de facto* do ich uszkodzeń.

Bibliografia

1. Zych J.: Przyczyny powstawania deformacji nieciągłych na terenie ROW, [w:] Ochrona terenów górniczych kopalń Jastrzębskiej i Rybnickiej Spółki Węglowej, Konferencja. Rybnik: Naczelna Organizacja Techniczna, Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Górnictwa Oddział Rybnik, 1997, pp. 101–108.
2. Kowalski A.: Deformacje powierzchni w Górnos Śląskim Zagłębiu Węglowym. Główny Instytut Górnictwa, Katowice 2015.
3. Kwiatek J.: Obiekty budowlane na terenach górniczych (2nd ed.). Główny Instytut Górnictwa, Katowice 2007.
4. Kowalski A.: Deformacje powierzchni na terenach górniczych kopalń węgla kamiennego. Główny Instytut Górnictwa, Katowice 2020.
5. Popiołek E.: Ochrona terenów górniczych. Wydawnictwa AGH, Kraków 2009.
6. Ostrowski J.: Deformacje powierzchni terenu górniczego. Wydawnictwa AGH, Kraków 2015.
7. Yilmaz I., Marschalko M.: A leaning historical monument formed by underground mining effect: An example from Czech Republic, *Engineering Geology*, vol. 133-134, 2012, pp. 43-48, DOI: 10.1016/j.enggeo.2012.02.011.
8. Knothe S.: Prognozowanie wpływów eksploatacji górniczej. Wydawnictwo Śląsk, Katowice 1984.
9. Batkiewicz W.: Obliczanie wskaźników poeksploatacyjnych deformacji terenu, I. Wydawnictwo Śląsk, Katowice 1968.
10. Gil-Kleczeńska B., Zawora J.: Wychylenia budynków na terenach górniczych, *Materiały Konferencji Naukowo-Technicznej: V Dni Miernictwa Górniczego i Ochrony Terenów Górniczych*, Szczyrk 1999, s. 203–208.
11. Wróblewska M., Gromysz K., *Analiza stanu i wychyleń budynków poddanych wpływom intensywnej eksploatacji górniczej*, *Przegląd Górniczy*, vol. 74, no. 5, 2018, s. 9–16.
12. Gromysz K.: Sposób zabezpieczenia zabytkowego, drewnianego budynku kościoła w Jankowicach na deformacje terenu górniczego, [w:] *Ochrona Środowiska na Terenach Górniczych Pogórnicznych Kopalń w Subregionie Zachodnim Województwa Śląskiego*, Naczelna Organizacja Techniczna, Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Górnictwa Oddział Rybnik, Rybnik 2014, pp. 146–157.

13. Kawulok M.: Ocena właściwości użytkowych budynków z uwagi na oddziaływania górnicze. in Rozprawy. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2000.
14. Kowal T.: Propozycja ustalania wartości szkody w postaci trwałego wychylenia bryły budynku od pionu, Przegląd Górniczy, no. (70) 10, 2014.
15. Puzrin A.M., Alonso E.E., Pinyol N.M.: Bearing Capacity Failure: Transcona Grain Elevator, Canada, [in:] Geomechanics of Failures, Dordrecht: Springer Netherlands, 2010, pp. 67–84. DOI: 10.1007/978-90-481-3531-8_4.
16. Gromysz K.: Methods of Removing Buildings Deflection Used in Poland, IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng., vol. 245, 2017, p. 032096.
17. Motyczka A., Sitko W., Wyra S.: Z doświadczeń prostowania budynków wychylonych z pionu metodą wycinania warstw gruntu w podłożu, [w:] Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Budownictwo, no. 84, vol. 1376, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 1997, pp. 143–153.
18. Niemiec T., Gromysz J.: Metody prostowania budynków przechylonych, Budownictwo Górnicze i Tunelowe, no. 3/95, 1995, pp. 26–29.
19. Motyczka A.: выравнивание зданий методом подъема, in VIIth International Congress on mine surveying, USSR, in Proceedings. Leningrad 1998, pp. 177–186.
20. Gromysz K.: O metodach eliminowania wychyleń obiektów budowlanych, Inżynieria i Budownictwo, vol. 62, no. 6, 2006.
21. Pallado J.: Sposób rektyfikacji obiektów budowlanych. Zgłoszenie patentowe P.320986. Jul. 07, 1997.
22. Motyczka A. et al.: Sposób posadowienia obiektów budowlanych do poziomu. Urząd Patentowy Rzeczypospolitej Polskiej, 1992 [Online]. Available: <http://pubserv.uprp.pl/PublicationServer/index.php> Urząd Patentowy Rzeczypospolitej Polskiej
23. Gubrynowicz A., Kawulok M.: Techniczno-użytkowe aspekty wychylenia budynków mieszkalnych na terenach górniczych, Ochrona Terenów Górniczych, vol. 76, no. 2, 1986.
24. Gromysz K., ‘Analysis of Parameters of a Rectified Tank on the Basis of In-Situ Tests’, Materials, vol. 14, no. 14, p. 3881, Jul. 2021, DOI: 10.3390/ma14143881.
25. Gromysz K.: Revitalisation of a Vertically Deflected Historical 16th Century Bell Tower, IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng., vol. 471, p. 052025, Feb. 2019,

26. Gromysz K.: A bar model of a temporary wooden support used to remove deflections of buildings', *J. Phys.: Conf. Ser.*, vol. 1781, no. 1, 2021, p. 012024, DOI: 10.1088/1742-6596/1781/1/012024.
27. Gromysz K.: Rectification an 11-Storey Vertically Deflected Residential Building, *Procedia Engineering*, vol. 57, 2013, pp. 382–391, DOI: 10.1016/j.proeng.2013.04.050.
28. Gromysz K.: Remonty wychylonych z pionu kościoła i budynku jednorodzinnego', [in:] VII Konferencja Naukowo-Techniczna Problemy Remontowe w Budownictwie Ogólnym, Wrocław - Szklarska Poręba 1996, s. 155–161.
29. Gromysz K.: Repairs of Vertically Deflected Buildings, [in:] Iabse Colloquium, Berlin 1998, pp. 174–175.
30. Gromysz K.: Wykorzystanie podnośników hydraulicznych sterowanych komputerowo do usuwania wychyleń budynków, *Przegląd Budowlany*, no. 12, 1996, s. 31–33.
31. Gromysz K.: Metody prostowania budynków wychylonych z pionu na skutek eksploatacji górniczej, [w:] Ochrona Terenów Górniczych Kopalń Jastrzębskiej i Rybnickiej Spółki Węglowej. Naczelna Organizacja Techniczna, Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Górnictwa Oddział Rybnik, Rybnik 1997, s. 209–215.
32. Gromysz K., Wilk J.: Metody prostowania budynków wychylonych z pionu na skutek eksploatacji górniczej, [w:] Konferencja Ochrona Terenów Górniczych Kopalń Jastrzębskiej i Rybnickiej Spółki Węglowej, Rybnik 1997, s. 209–215.
33. Gromysz K.: Projektowanie wysokości podniesienia naroży dziewięciosegmentowego budynku wychylonego wskutek eksploatacji górniczej, *Przegląd Górniczy*, vol. 74, no. 12, Art. no. 12, 2018.
34. Gromysz K.: Przykłady projektowania usuwania wychyleń budynków ze względu na komfort ich użytkowania, [w:] Ochrona środowiska na terenach górniczych i pogórnich kopalń w Subregionie Zachodnim województwa śląskiego, Naczelna Organizacja Techniczna. Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Górnictwa, 2018, s. 29–39.
35. Wybrane problemy Prostowania 11-kondygnacyjnego budynku mieszkalnego wychylonego z pionu, [w:] XII Dni Miernictwa Górniczego i Ochrony Terenów Górniczych, 2013, s. 115–124.
36. Gromysz K.: In Situ Experimental Study on the Active Support Used for Building Rectification, *Materials*, vol. 13, no. 9, 2020, p. 2015.

37. Adamus J.: Sposób przygotowania fundamentu pod turbozespół do rektyfikacji przechyleń, [w:] Materiały III Konferencji Naukowej IIM, Wydawnictwo Politechniki Częstochowskiej, Częstochowa 1983, s. 15–19.
38. Kwiatek J.: Sposób prostowania budynków i budowli wychylonych z pionu, [w:] Materiały III Konferencji Naukowej IIM. Wydawnictwo Politechniki Częstochowskiej, Częstochowa 1983, s. 76–82.
39. Ledwoń J.A.: Przystosowanie wieżowców do rektyfikowania nadmiernych przechyleń, [w:] VI Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna Konstrukcje Metalowe. Katowice 30.V.-2.VI. 1979, s. 225–228.
40. Bołotow J., Słobodian J., Zotow W., Majewski S., Szojda L.: Zabezpieczenie budynków metodą kompensacji osiadań, [w:] Konferencja Naukowo-Techniczna Awarie Budowlane. Szczecin - Międzyzdroje 22 - 25 maja 1996, s. 535–541.
41. Niemiec T., Koziół E., Fuchs R.: Propozycja budownictwa jednorodzinnego na terenach górniczych, [w:] Ochrona terenów górniczych kopalń Jastrzębskiej i Rybnickiej Spółki Węglowej, Konferencja. Naczelna Organizacja Techniczna, Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Górnictwa Oddział Rybnik, Rybnik 1997, s. 201–208.
42. Szojda L., Nowak K.: Nowe możliwości prostowania obiektów budowlanych narażonych na wpływy górnicze, Inżyniera i Budownictwo, vol. 77, no. 9/10, 2021, s. 450–452.
43. Mita M.: Przygotowanie do rektyfikacji stalowej wieży wyciągowej z maszyną na górze, [w:] Materiały III Konferencji Naukowej IIM, Politechnika Częstochowska, Częstochowa 1983, s. 116–126.

Marcin GRYGIEREK, Magdalena WRÓBLEWSKA
Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa

DROGI KOŁOWE NA TERENACH GÓRNICZYCH W ŚWIETLE OBSERWACJI TERENOWYCH

Streszczenie. Wpływ podziemnej eksploatacji górniczej na powierzchnie terenu może w istotny sposób przyczynić się do zmiany właściwości użytkowych obiektów, w tym obiektów liniowych, przeznaczonych do ruchu kołowego. Szczególnie istotne jest ryzyko znacznego obniżenia trwałości nawierzchni, wynikające z pogorszenia właściwości mechanicznych podłoża nawierzchni i budowanych na niej warstw konstrukcyjnych. W artykule przedstawiono wyniki badań i obserwacji przeprowadzonych na nawierzchni drogowej w rejonie oddziaływań górniczych, w tym deformacji ciągłych i liniowych nieciągłych deformacji powierzchni.

Słowa kluczowe: nawierzchnie drogowe, tereny górnicze, pomiary terenowe

ROADS IN MINING AREAS UNDER THE FIELD OBSERVATIONS

Summary. The impact of underground mining on the surface of the land can significantly contribute to changing the functional properties of objects, including linear objects intended for vehicular traffic. Particularly important is the risk of a significant reduction in pavement durability, resulting from the deterioration of the mechanical properties of the pavement base and structural layers built on it. The paper presents the results of tests and observations carried out on the road surface in the area of mining impacts, including continuous deformations and linear discontinuous surface deformations..

Keywords: road surfaces, mining areas, field measurements.

1. Charakterystyka funkcjonowania dróg na terenach górniczych

Drogi przebiegające przez obszary działalności górniczej poddawane są oddziaływaniom, które powodują zmiany w ich przebiegu oraz pogarszają stan techniczny konstrukcji nawierzchni. Zmiany przebiegu trasy dotyczą parametrów niwelety, tj. pochylenia niwelety, ukształtowania łuków pionowych. Deformacja łuku pionowego może spowodować zmianę widoczności, co bardzo istotnie wpływa na bezpieczeństwo użytkowników drogi. Równie istotne zmiany ukształtowania dotyczą przekroju poprzecznego i ewentualnej modyfikacji pochylenia poprzecznego, determinującego zarówno sprawność odwodnienia powierzchniowego, jak i rozkład sił oddziałujących na pojazd poruszający się na odcinku krzywoliniowym. Zmiany ukształtowania dotyczą również elementów odwodnienia, jak na przykład: pochylenia niwelety rowów, kierunku przepływu wód, lokalizacji najniższego punktu na niwelecie rowu i związanej z tym lokalizacji przepustu, spadków na ciągach kanalizacyjnych. Deformacje podłoża indukowane wpływami eksploatacji górniczej w oczywisty sposób wpływają również na zmianę sztywności samego podłoża, a także warstw nawierzchni na nim wbudowanych. Wpływ deformacji górniczych zazwyczaj przyjmuje negatywny skutek w postaci osłabienia podłoża i warstw konstrukcyjnych nawierzchni, przyspieszając powstawanie charakterystycznych uszkodzeń nawierzchni (spękania w śladzie kół, koleiny strukturalne), świadczących o wyczerpaniu jej trwałości zmęczeniowej. Spośród uszkodzeń nawierzchni szczególną grupę stanowią uszkodzenia w obszarze deformacji nieciągłych, wśród których dominują tzw. Liniowe Nieciągłe Deformacje Powierzchni (LNDP) [1], [2]. W obszarze tych deformacji, w podłożu i w nawierzchni występuje bardzo radykalna redukcja sztywności podłoża i warstw nawierzchni. Dodatkowo zmianom tym, towarzyszy skokowa zmiana profilu i jest to szczególnie przypadek deformacji, który zagraża bezpieczeństwu użytkowników drogi.

Podsumowując, deformacje górnicze wpływają negatywnie na drogę i jej nawierzchnie determinując komfort, a przede wszystkim bezpieczeństwo użytkowników. Z oczywistych względów deformacje te stanowią dodatkowe wyzwanie dla zarządzających pasem drogowym, celem zapewnienia odpowiedniej trwałości nawierzchni, a przede wszystkim bezpieczeństwa użytkowników poruszających się po drodze. W literaturze krajowej i światowej problematyka oceny skutków eksploatacji górniczej na powierzchni terenu, w tym w pasie drogowym, jest podejmowana i głównie skupia się na: obserwacji skutków eksploatacji, w tym na ich

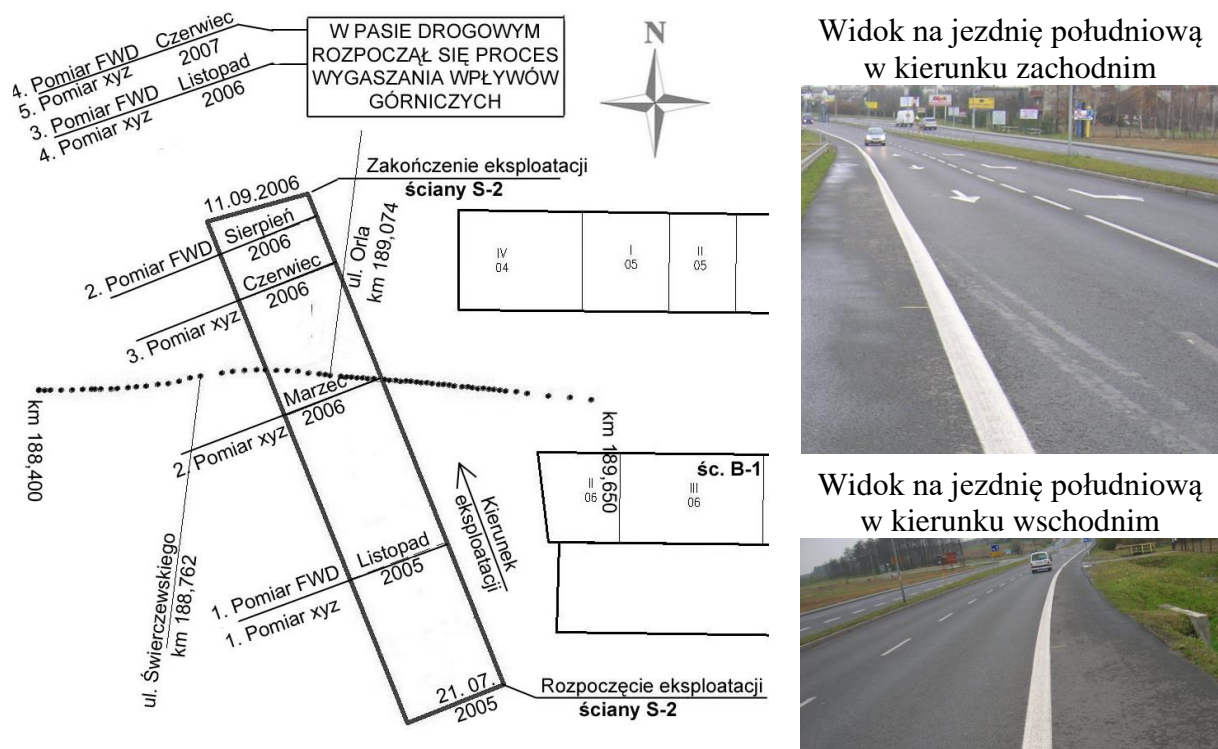
naprawie [3], [4], [5], [6], [7], [8], stosowaniu elementów profilaktyki budowlanej [9], [10], [11], [12].

Celem zilustrowania skali problemów, które są obserwowane w pasie drogowym wskutek działalności górniczej, w artykule przedstawiono kilka wybranych przypadków odnoszących się do rzeczywistych odcinków użytkowanych dróg publicznych.

2. Wpływ deformacji ciągłych na zmianę modułów sprężystości w obszarze deformacji rozluźniających

Wpływ ciągłych, rozluźniających deformacji górniczych na niewzmocnioną geosyntetykiem konstrukcję nawierzchni i jej podłoże dobrze ilustruje przypadek użytkowanej drogi publicznej klasy Z, o obciążeniu ruchem KR4 (rys. 1). Droga przebiega w terenie zabudowanym. Szczegółowe obserwacje prowadzono w okresie eksploatacji jednej z ścian przebiegających pod pasem drogowym (rys. 1). Obserwacje południowej jezdni, rozpoczęto 3 lata po jej modernizacji. Jezdnia ta została wykonana od podstaw, przy czym nawierzchnia była zrobiona w okresie ujawniających się deformacji górniczych, dlatego też grubość warstw mineralno-asfaltowych jest zmienna na odcinku od km 188+600 do km 188+700 i wynosi ona średnio 16 cm, a na pozostałym odcinku charakteryzuje się grubością średnio 19 cm. Grubość pakietu warstw niezwiązanych wynosi średnio 65 cm. W podłożu występują grunty spoiste (głina pylasta) w stanie twaroplastycznym. Głównym celem obserwacji były wpływy eksploatowanej ściany S-2, przebiegającej pod kątem zbliżonym do 45° względem osi drogi i eksploatowanej na głębokości ok. 810 m. W okresie prowadzonych obserwacji oprócz ściany S-2, eksploatowana była również ściana o wybiegu w kierunku równoległych względem osi drogi (ściana B-1 - rys. 1), której wpływy były obserwowane we wschodniej części niecki obniżeniowej. Niekorzystna lokalizacja krawędzi ścian dokonanej eksploatacji górniczej spowodowała zmiany w górotworze sprzyjające powstawaniu tzw. Liniowych Nieciągłych Deformacji Powierzchni (LNDP) [2]. Aktywizacja LNDP na powierzchni występuje w trakcie oddziaływania każdej eksploatacji górniczej, której wpływy obejmują obszar wcześniej ujawnionych deformacji nieciągłych (rys. 2). Celem obserwacji były wpływy pochodzące od deformacji ciągłych – w szczególności wpływ poziomych odkształceń rozluźniających

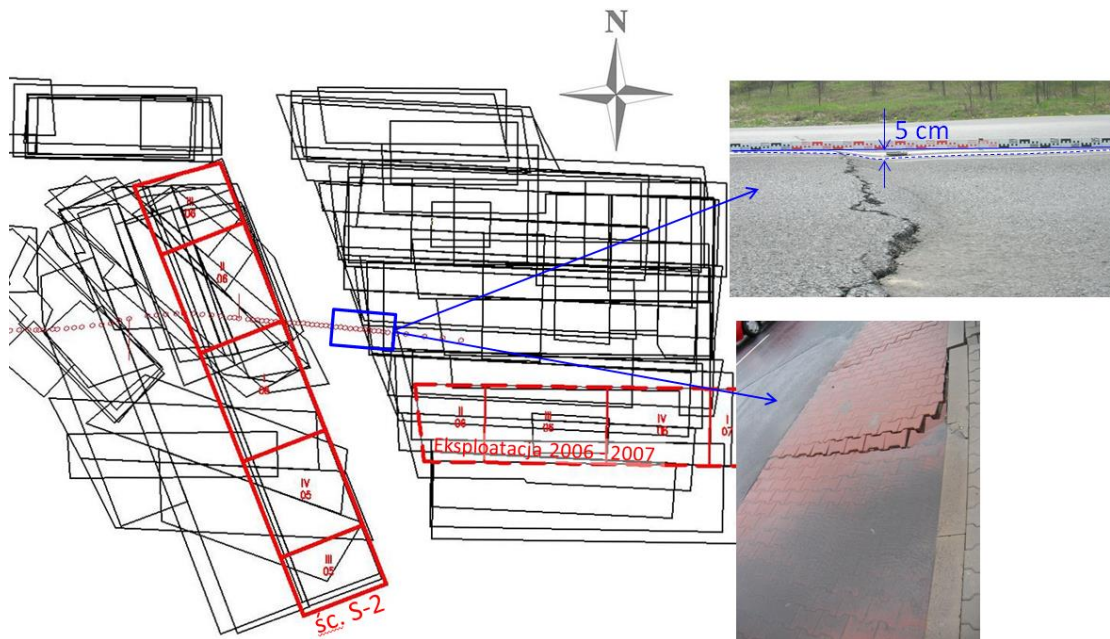
($\varepsilon > 0$ mm/m), dlatego też obszar LNPD i strefa odkształceń dogęszczających ($\varepsilon < 0$ mm/m) nie zostały w tej części pracy szczegółowo analizowane.



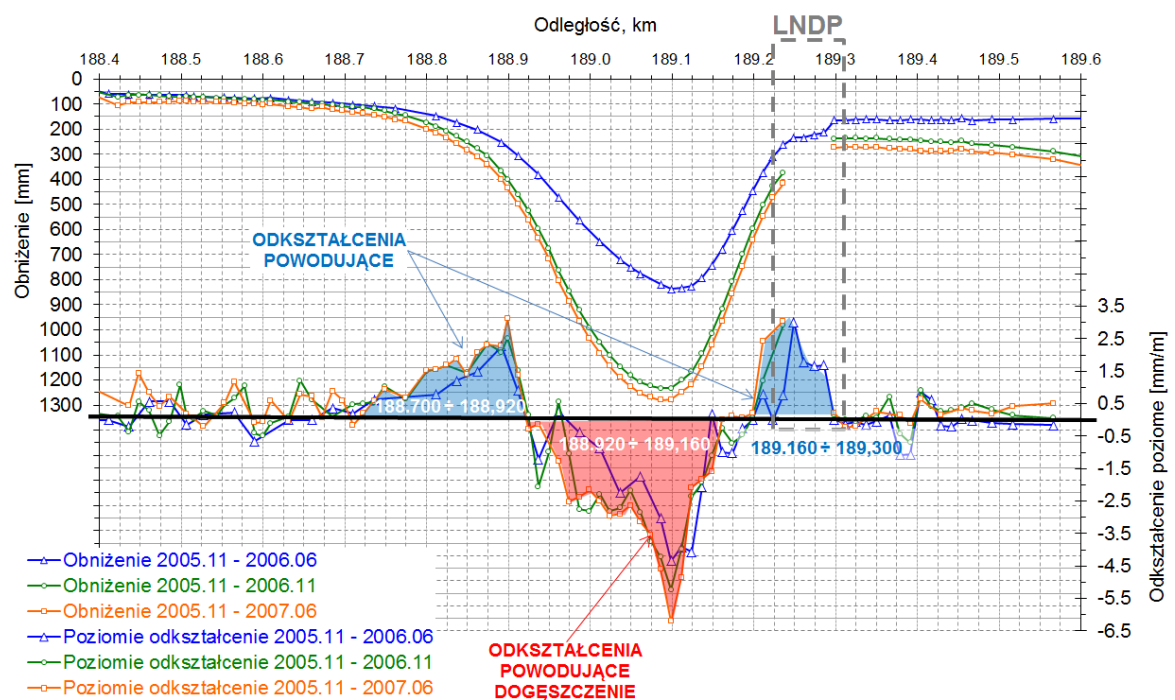
Rys. 1. Charakterystyka sytuacji górniczej w trakcie eksploatacji ściany S-2 oraz widok na południową jezdnię

Fig. 1. Characteristics of the mining situation during the exploitation of the S-2 longwall and the view of the southern roadway

Prowadzone pomiary geodezyjne na zastabilizowanych w pasie drogowym punktach, pozwoliły zaobserwować, że eksploatacja ściany S-2 (rys. 1) spowodowała deformacje o maksymalnym obniżeniu 1,30 m (rys. 2) oraz poziome odkształcenia: rozluźniające $\varepsilon = 2,5$ mm/m, dogęszczające $\varepsilon = -6,0$ mm/m (rys. 2). Ze względu na klasyfikację terenów górniczych [13], odkształcenia rozluźniające klasyfikują teren do II kategorii, a odkształcenia dogęszczające do III kategorii terenu górniczego. Na rys. 3 pokazano obniżenia oraz poziome odkształcenia w okresie prowadzonych obserwacji.



Rys. 2. Rozmieszczenie realizowanej eksploatacji górniczej w okresie obserwacji na tle eksploatacji historycznej oraz przykładowe LNDP we wschodnim obszarze pasa drogowego
 Fig. 2. Distribution of mining exploitation during the observation period against the background of historical exploitation and exemplary Linear Discontinuous Surface Deformations in the eastern area of the right-of-way



Rys. 3. Obniżenia oraz poziome odkształcenia w okresie prowadzonych obserwacji
 Fig. 3. Subsidence and horizontal deformations during the observation period

Wykonywane pomiary ugięć nawierzchni ugięciomierzem dynamicznym FWD przed, w trakcie oraz po zakończeniu eksploatacji górniczej pozwoliły na ocenę związku przyczynowo-skutkowego, pomiędzy deformacjami podłoża a stanem

technicznym nawierzchni. W przedstawionej analizie wykorzystano wskaźniki stosowane w Wytycznych DSN (Diagnostyka Stanu Nawierzchni) [14], ale z modyfikacją, polegającą na niestosowaniu współczynnika f_s (współczynnik sezonowości).

Ostatecznie zastosowaną procedurę obliczeń przedstawiają zależności (1-3):

$$DST = D0 \left(\frac{50}{F} \right) f_t f_p \quad (1)$$

gdzie:

DST – ugięcie standaryzowane [μm],

$D0$ – maksymalne ugięcie zarejestrowane [μm],

F – obciążenie zarejestrowane [kN],

f_t – współczynnik temperaturowy według zależności (2),

$$f_t = 1 + 0,01 (20 - T) \quad (2)$$

gdzie:

T – temperatura warstw mineralno-asfaltowych w trakcie pomiaru ugięć

f_p – współczynnik podbudowy, według:

$$U = \frac{\sum_{i=1}^n u_{si}}{n} + Du \quad (3)$$

gdzie:

U – miarodajny wskaźnik ugięć,

u_{si} – standaryzowana wartość pojedynczego pomiaru ugięcia w punkcie centralnym;

u_s – DST , DST , wg zależności (2)

n – liczba ugięć standaryzowanych na odcinku,

Du – odchylenie standardowe standaryzowanych wartości pojedynczych pomiarów ugięć na odcinku

$$SCI = \frac{\sum_{i=1}^n SCI300_i}{n} + Dsci \quad (4)$$

gdzie:

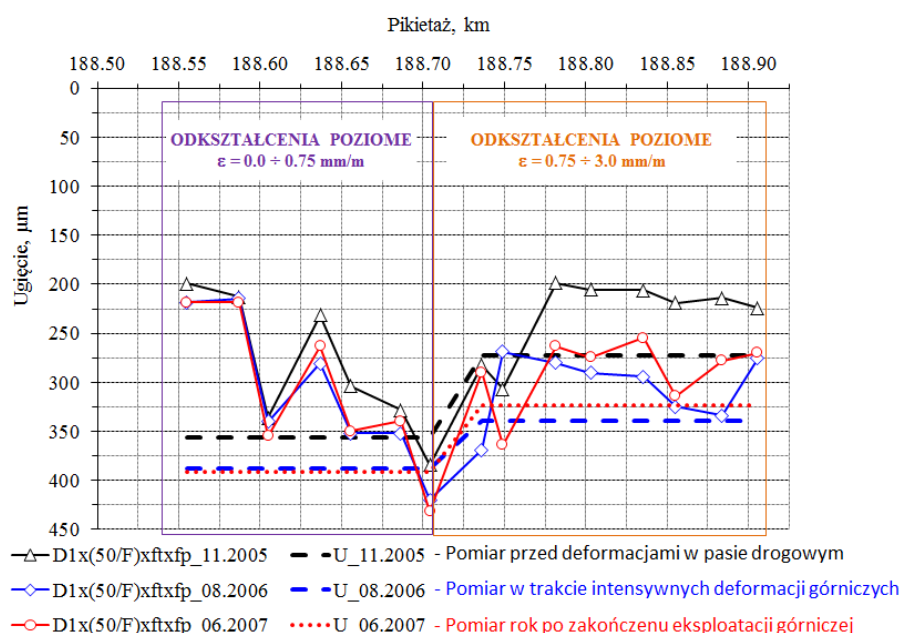
SCI – miarodajny wskaźnik krzywizny ugięć,

$SCI300_i$ – różnica pomiędzy standaryzowanymi ugięciami w osi obciążenia oraz 300 mm od osi, gdzie i oznacza punkt pomiarowy

n – liczba $SCI300_i$ na odcinku obliczeniowym,

$Dsci$ – odchylenie standardowe standaryzowanych krzywizn ugięcia nawierzchni na odcinku obliczeniowym.

Obliczone wskaźniki ugięć (rys. 4) wskazują na największy przyrost ugięć w okresie kształtowania się tzw. dynamicznej niecki obniżeniowej, tj. w sierpniu 2006 roku (rys. 1). W okresie ustalonych deformacji, tj. po zakończeniu ujawniania się deformacji na powierzchni, wskaźnik ugięć uległ poprawie, co należy wyjaśnić odbudową sztywności podłoża gruntowego i warstw nawierzchni. Jej konsekwencją jest rozwój deformacji trwałych, wyrażony głębokością koleiny strukturalnej (rys. 8). Po zakończeniu deformacji powierzchni terenu wskaźnik ugięć zwiększył swoją wartość o ok. 20% względem stanu z przed deformacji górniczych (rys. 5) i wartość ta odpowiada odcinkowi największych odkształceń rozluźniających (rys. 3), tj. od km 188+700 do km 188+920. Na odcinku o „zanikających” odkształceniach poziomych ($\varepsilon=0\div 0,75$ mm/m) wzrost wskaźnika ugięć nie przekroczył 10%.

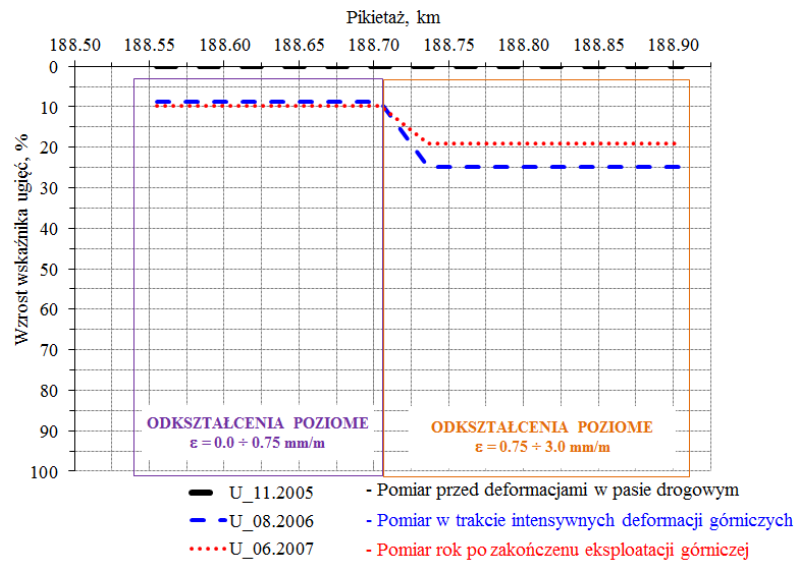


Rys. 4. Rozkład ugięć oraz wskaźnika ugięć w trzech charakterystycznych okresach ujawniania się deformacji górniczych

Fig. 4. Distribution of deflections and deflection index in three characteristic periods of revealing mining deformations

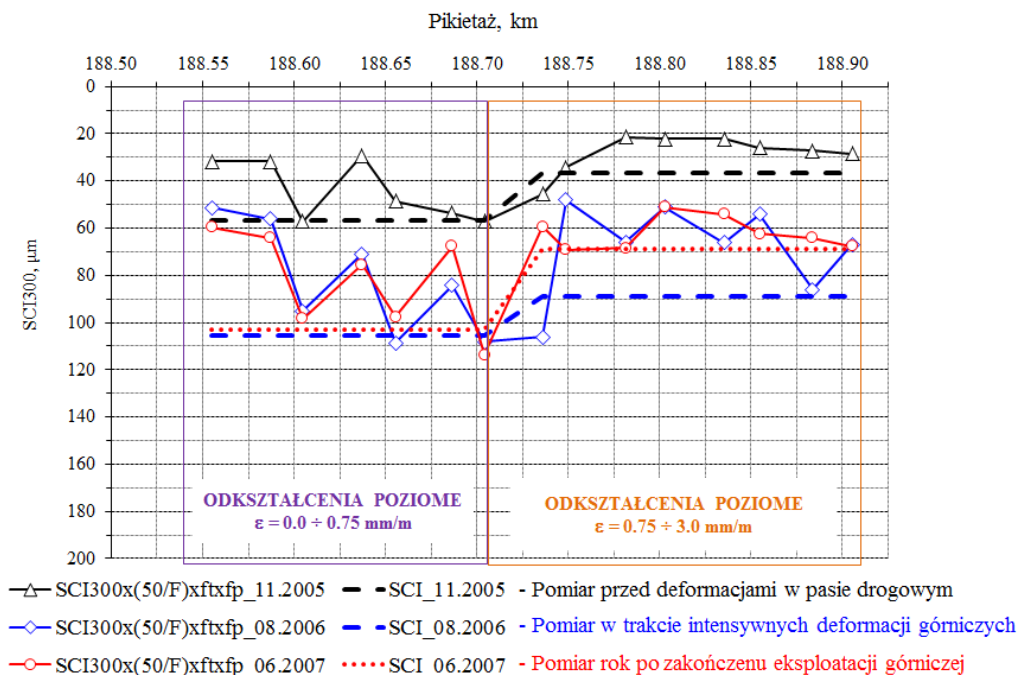
Nieco inaczej kształtują się rozkłady krzywizn ugięcia nawierzchni (rys. 6), na których obserwujemy znaczący wzrost wskaźnika na obu obliczeniowych odcinkach w okresie kształtowania się deformacji górniczych (rys. 7). Po zakończeniu ujawniania się deformacji górniczych, wskaźniki krzywizny ugięcia są na porównywalnym poziomie, ale różnią się od stanu wyjściowego o 80%-90%. Rozkład wskaźnika krzywizny wskazuje, że nawierzchnia na obu odcinkach obliczeniowych doznała prawie takiej samej szkody zmęczeniowej w warstwach asfaltowych, bez względu na rozkład poziomych odkształceń rozluźniających. Przyczynę podobnego pogorszenia

cech pakietu mineralno-asfaltowego można łączyć z cieńszym pakietem mineralno-asfaltowym na odcinku o niższych wartościach odkształceń rozluźniających (rys. 6).



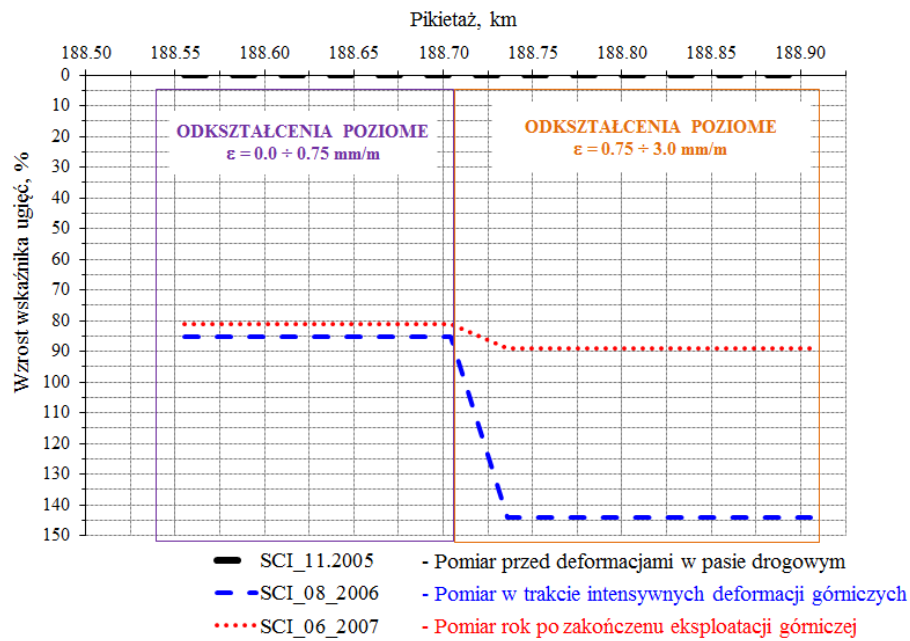
Rys. 5. Procentowy wzrost wskaźnika ugięć w stosunku do pomiaru referencyjnego, tj. przed deformacjami w pasie drogowym

Fig. 5. Percentage increase in the deflection index in relation to the reference measurement, i.e. before deformations in the right-of-way



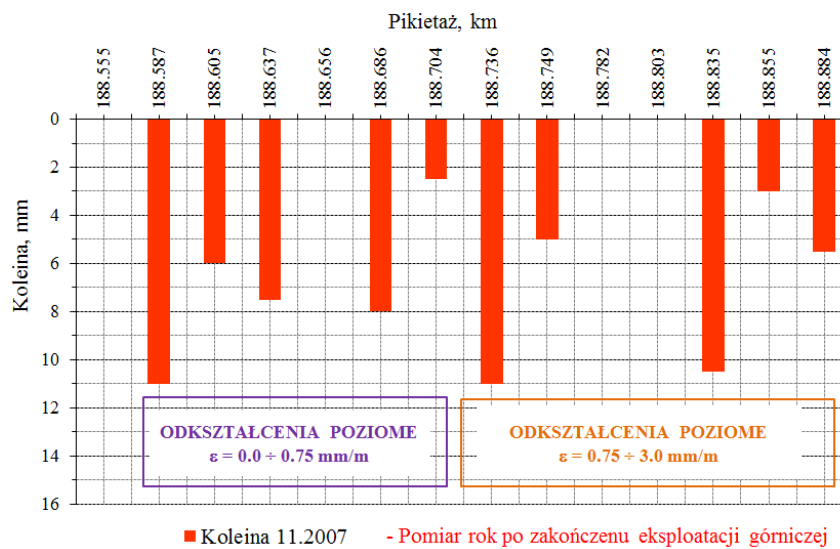
Rys. 6. Rozkład krzywizny ugięcia nawierzchni oraz wskaźnika krzywizny w trzech charakterystycznych okresach ujawniania się deformacji górniczych

Fig. 6. Distribution of surface deflection curvature and curvature index in three characteristic periods of revealing mining deformations



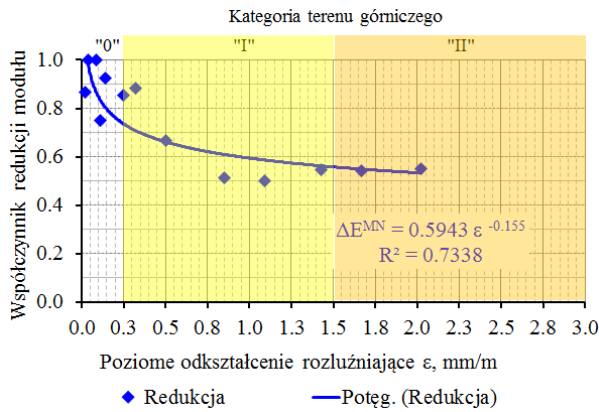
Rys. 7. Procentowy wzrost wskaźnika krzywizny ugięcia w stosunku do pomiaru referencyjnego, tj. przed deformacjami w pasie drogowym

Fig. 7. Percentage increase in the deflection curvature index in relation to the reference measurement, i.e. before deformations in the right-of-way

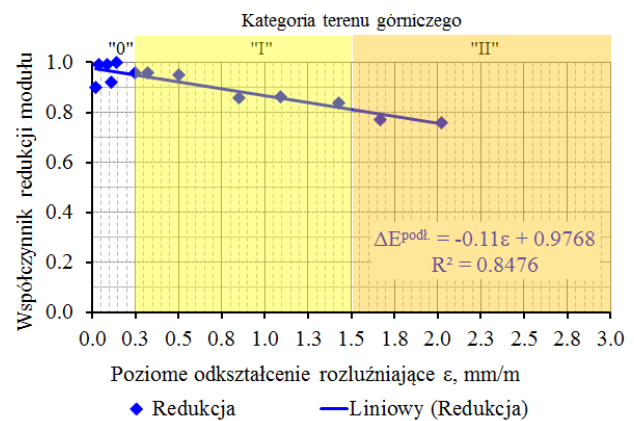


Rys. 8. Rozkład głębokości koleiny

Fig. 8. The distribution of the rut depth



Rys. 9. Redukcja modułu mieszanki niezwiązanej
Fig. 9. Unbound modulus reduction



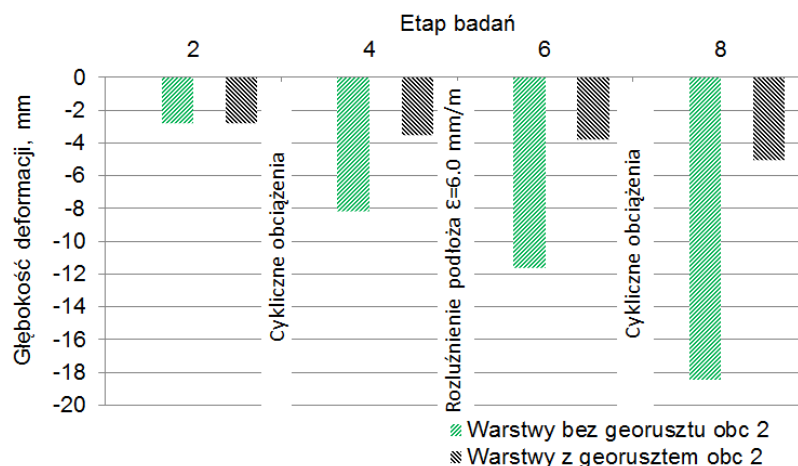
Rys. 10. Redukcja modułu podłoża gruntowego
(grunt spoisty w co najmniej stanie
twardoplastycznym)

Fig. 10. Reduction of the subsoil modulus
(cohesive soil in at least a hard plastic
state)

Na podstawie pomierzonych ugięć nawierzchni wykonano identyfikację modułów dla trójwarstwowego modelu nawierzchni. Na rysunku 9 przedstawiono empiryczne wartości współczynników redukujących wartość modułów sprężystości dla warstw wykonanych z mieszanki niezwiązanej oraz podłoża nawierzchni. Prezentowane funkcje określono, porównując wartości modułów z poszczególnych serii pomiarowych z modułami obliczonymi dla badania referencyjnego, tj. 1. Przed ujawnianiem się deformacji górniczych. Uwagę zwraca fakt, że dla mieszanek niezwiązanych (rys. 9) już w zakresie I kategorii terenu górniczego, deformacje górnicze spowodują redukcję modułu do ok. 70-60% wartości wyjściowej. W przypadku II kategorii redukcja dochodzi do ok. 50%. Redukcja modułu podłoża (rys. 10), które stanowią grunty spoiste, ma charakter liniowy. W zakresie I kategorii, obserwuje się redukcję do wartości 80-95% wartości wyjściowej, a w przypadku II kategorii ($\epsilon = \max 2,00\%$) następuje redukcja do wartości 70-80% wartości początkowej. Ekstrapolując funkcję aproksymującą, można stwierdzić, że dla pełnego zakresu II kategorii redukcja wartości modułu powinna wynieść ok. 60% wartości początkowej. Wyżej scharakteryzowany przypadek dotyczy nawierzchni o układzie warstw niezawierającym rozwiązań z zakresu profilaktyki budowlanej, tj. bez wzmocnień geosyntetycznych.

Wpływ stosowania wzmocnienia geosyntetykiem dobrze opisują badania modelowe, wskazujące na znacznie mniejszy przyrost głębokości koleiny w układzie warstw zawierającym wkładkę geosyntetyku niż w układzie bez wzmocnienia (rys. 11) [15]. Dodatkowo należy zauważyć, że w warstwie wykonanej z mieszanki

niezwiązanej (bez wzmocnienia geosyntetykiem) wskutek deformacji rozluźniających pojawiają się pęknięcia (rys. 11) [15]. Tego typu spękań nie obserwowano w układzie warstw wzmocnionych trójosiowym georusztem o monolitycznych węzłach [16].



Rys. 11. Deformacja na powierzchni układu warstw pomierzona po wtórnym obciążeniu płytą statyczną [16]

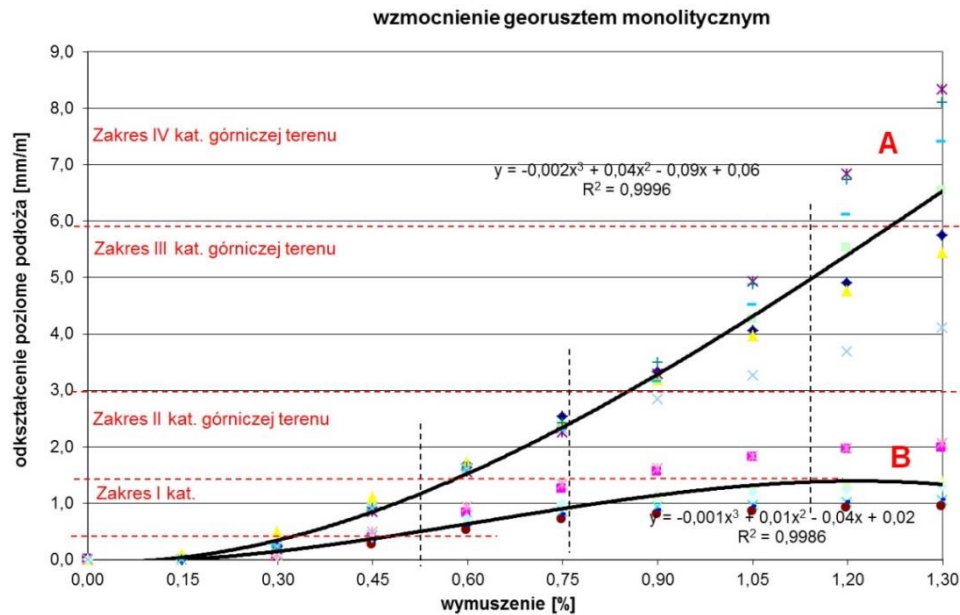
Fig. 11. Deformation on the surface of the layer system measured after secondary loading with a static plate [16]



Rys. 12. Uszkodzenia w formie spękań warstwy mieszanki kruszywa po rozluźnienia w podłożu ($\epsilon=6$ mm/m) [15]

Fig. 12. Damage in the form of cracks in the layer of aggregate mix after loosening in the subgrade ($\epsilon=6$ mm/m) [15]

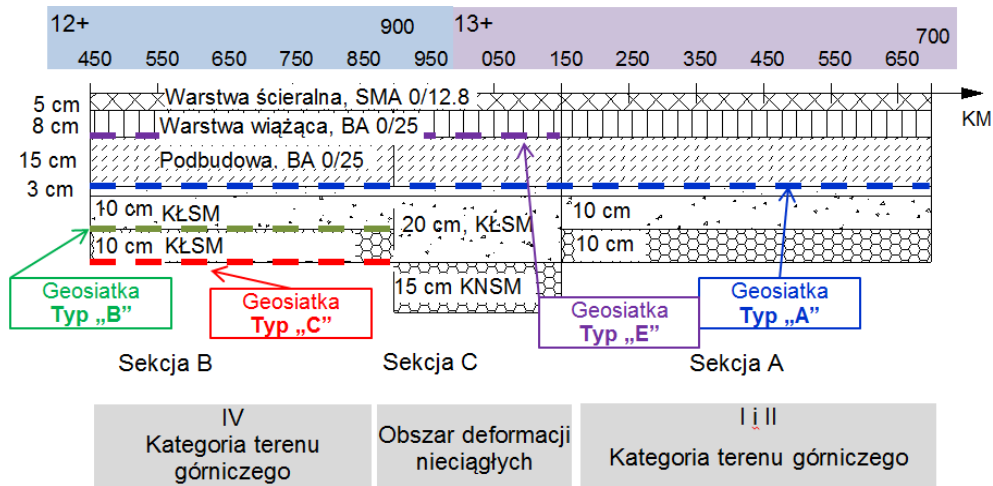
Obserwacje nawierzchni wzmocnionych geomateracem były przedmiotem wielu publikacji [10], [11], [17], [18], [19], [20], [12]. Wskazują one na znaczący wpływ wzmocnień z wykorzystaniem geomateracy, jednak należy je traktować jako sposób na minimalizację negatywnych wpływów związanych ze skutkami eksploatacji górniczej. Szczególnie badania Chlipalskiego i Strycharz [17], [11] wskazują, że stosowanie wkładek geosyntetycznych ogranicza transmisję odkształceń rozluźniających (rys. 12), ale nie zatrzymuje ich w pełni.



Rys. 13. Wyniki badań odkształceń ośrodka rozdrobnionego (kruszywo) czujnikami indukcyjnymi: A – odkształcenie poniżej wzmocnienia, B – odkształcenie nad wzmocnieniem) [11]
 Fig. 13. Results of deformation tests of the fragmented medium (aggregate) with inductive sensors: A – strain below the reinforcement, B – strain above the reinforcement [11]

Wyniki badań terenowych również potwierdzają, że zastosowanie wzmocnień geosyntetycznych pozwala wydłużyć trwałość nawierzchni w porównaniu z sytuacją, w której nawierzchnia nie ma wzmocnień. Ciekawym przypadkiem jest droga przebiegająca na odcinku nasypowym i nawierzchnią. Nawierzchnia na tym odcinku zbudowana była z pakietu mineralno-asfaltowego o grubości 20 cm, podbudowy z mieszanki niezwiązanej średnio 33 cm, podłoża nasypowego, w którym występował pełny geomaterac o minimalnej wytrzymałości długoterminowej 55 kN/m. W okresie pierwszych 3 lat użytkowania, deformacje terenu charakteryzowały się obniżeniami 3,00-4,25 m i minimalnymi odkształceniami rozluźniającymi około 1,50-2,00 mm/m. Mimo wykształtowania się tak znaczących deformacji w stosunkowo krótkim okresie, na nawierzchni nie pojawiły się uszkodzenia. Oceniając wskaźnik ugięć U , po 3 latach intensywnych deformacji górniczych mieścił on się nadal w klasie A. Przypadek ten jest szczegółowo opisany w pracy [21].

Należy zauważyć, że obserwuje się również sytuacje, w których na wzmocnionej geosyntetykami nawierzchni (rys. 14) powstają uszkodzenia (rys. 15) po eksploatacji jednej ściany. Warto nadmienić, że w tego typu przypadkach geosyntetyczne wzmocnienia nie zabezpieczają nawierzchni przed uszkodzeniami, jednak wzmacniają warstwy nawierzchni i podłoża na tyle, że nie zachodzi konieczność głębokiej napraw, o czym świadczy niewielki wzrost wskaźnika ugięć (rys. 15).

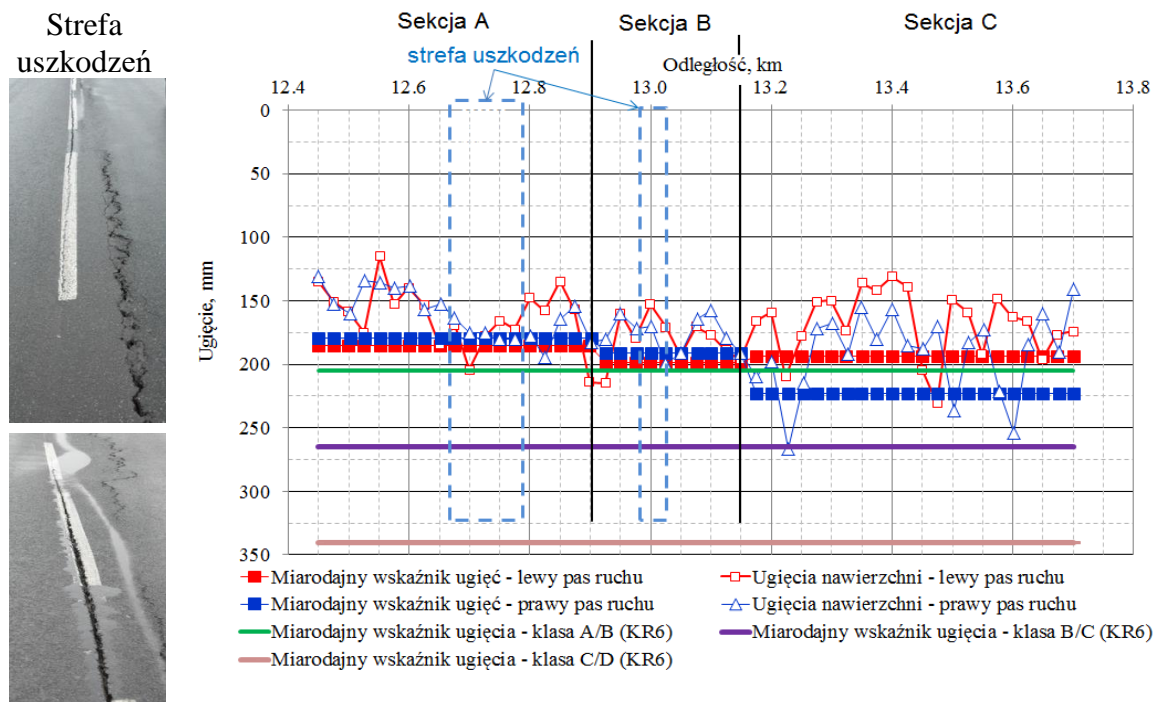


Legenda:

KŁSM – kruszywo łamane stabilizowane mechanicznie, KNSM – kruszywo o nieprzekruszonych ziarnach. Geosyntetyk: Typ A i E: – geosiatka+geowłóknina, polimer: PET, wytrzymałość długoterminowa 50/50 kN/m, wydłużenie przy zerwaniu 12/12%, Typ B: geosiatka, PET, 65/65 kN/m, 10/10%, Typ C: geowłóknina, PET, 25/25 kN/m, 15/15%, Typ F - geosiatka, PET, 110/110 kN/m, 13/13%

Rys. 14. Charakterystyka nawierzchni

Fig. 14. Characteristic of pavement construction



Rys. 15. Ugięcia nawierzchni. Charakterystyka strefy uszkodzeń [10]

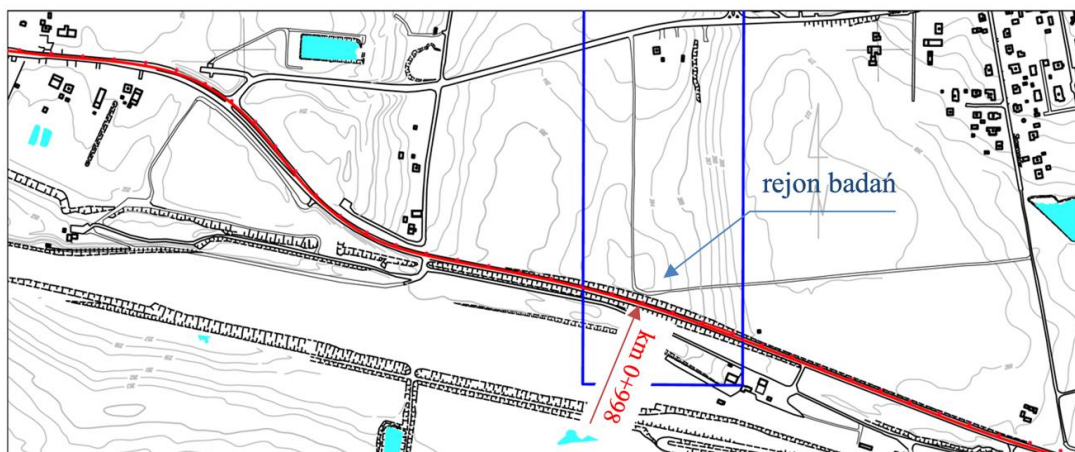
Fig. 15. Deflection of the pavement. Characteristic of damage zones [10]

3. Wpływ deformacji górniczych na zmianę ukształtowania pasa drogowego

3.1. Wpływ deformacji ciągłych na odwodnienie drogi

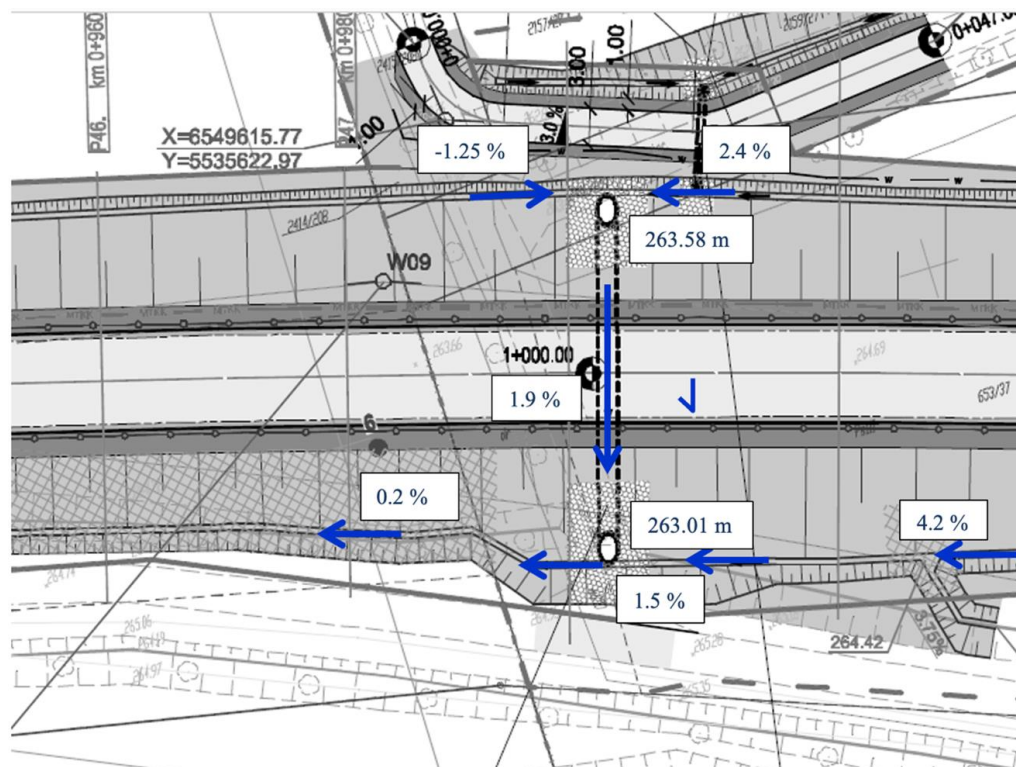
Przykład wpływu deformacji górniczych na sprawność odwodnienia powierzchniowego opisano na podstawie drogi klasy „G”, pod którą została wyeksploatowana ściana (rys. 16). Prognozowane wpływy podziemnej eksploatacji górniczej określono jako IV kategorię terenu górniczego ($T \leq 15\text{mm/m}$). W trakcie robót budowlanych, zgodnie z dokumentacją projektową, w km 0+998 wykonano przepust rurowy HDPE o średnicy 1500 mm, w celu odprowadzenia wód opadowych ze strony północnej na południową (rys. 16) o spadku 1,9%.

W 2021 roku stwierdzono powstanie od strony północnej zalewiska sięgającego pobliskich działek rolnych (rys. 18). Rozpoczęte wówczas pomiary fotogrametryczne z użyciem bezzałogowego statku powietrznego wykazały powierzchnie zalewiska o wielkości ponad 2700 m². Obecnie rejon ten stanowi nieużytek rolny (rys. 18). Obróbka zdjęć fotogrametrycznych z nalotu umożliwiła porównanie projektowanych spadków z istniejącymi dla przepustu oraz rowów po lewej i prawej stronie drogi (rys. 19). Rzędne terenowe zostały dodatkowo skontrolowane pomiarem z użyciem techniki satelitarnej GNSS.



Rys. 16. Lokalizacja sytuacyjno-wysokościowa badanego odcinka trasy wraz z usytuowaniem eksploatowanej krawędzi ściany (na niebiesko) na stan 2021

Fig. 16. Location and height of the tested section of the route along with the location of the exploited longwall edge (in blue) as of 2021



Rys. 17. Widok na projektowany stan odwodnienia powierzchniowego pasa drogowego wraz z określonym kierunkiem spływu wody oraz wartością spadku

Fig. 17. View of the designed state of surface drainage of the right-of-way along with the specified direction of water runoff and the slope inclination value

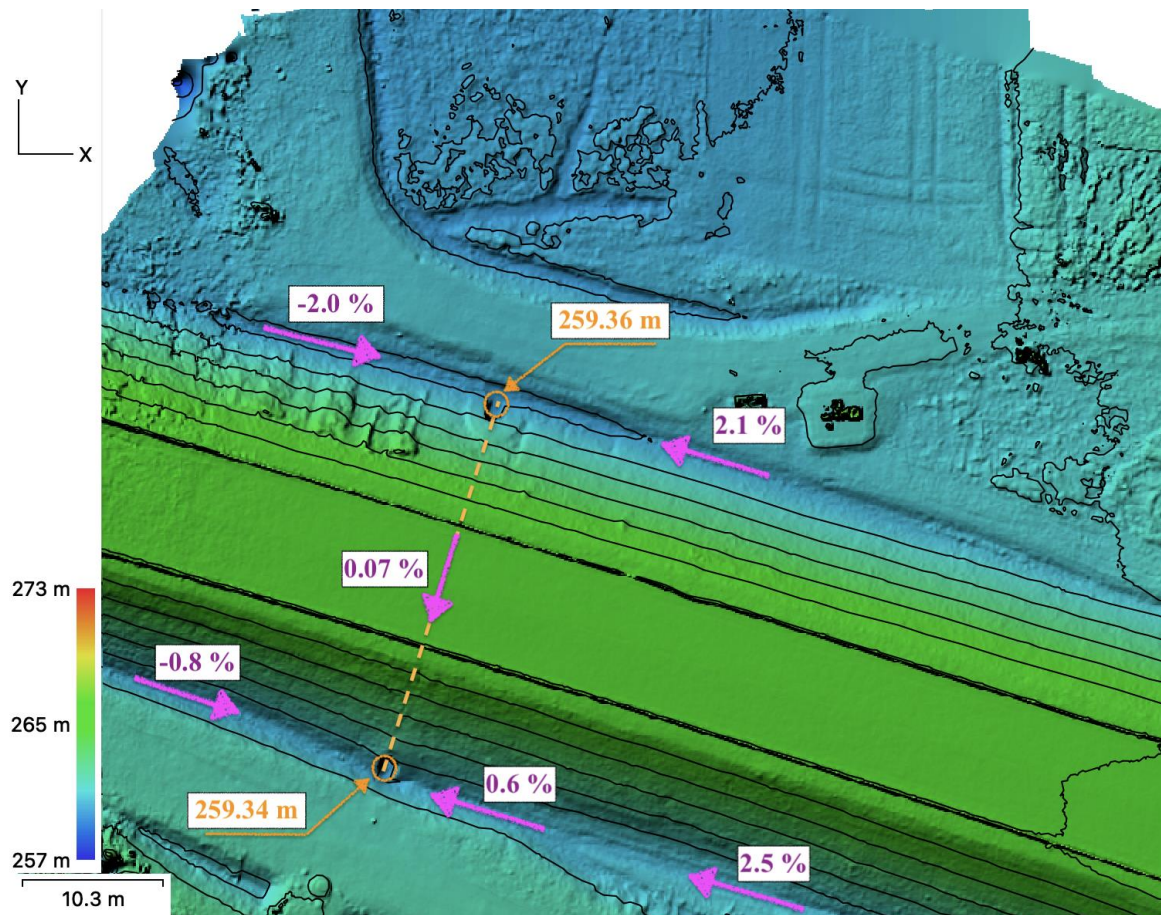


Rys. 18. Fotografia rejonu zalewowego na stan 11.05.2021 (źródło własne)

Fig. 18. Photograph of the floodplain as of May 11, 2021 (own source)

Analizując otrzymane wyniki, można zauważyć znaczną redukcję wartości spadku przepustu pod nasypem drogowym z 1,9% na 0,07%. Podobne zmiany, istotne ze względu na sprawność odwodnienia, obserwuje się dla rowu po południowej stronie jezdni, gdzie wartości spadków zmniejszyły się dwukrotnie. Nawet na pewnym odcinku rowu zauważalny jest przeciwny trend – z projektowanej wartości 0,2% na -0,8%. Zaburzenia spadków przed deformacją, zarówno dla przepustu, jak i rowów odwodniających, powodują pogorszenie grawitacyjnego odprowadzenia wód

opadowych w tym rejonie, co skutkuje podtopieniami lokalnych działek, a w dłuższej perspektywie czasu może wpłynąć na warunki posadowienia nasypu.



Rys. 19. Model DEM (Digital Elevation Model) z określoną wartością i kierunkiem spadków dla przepustu pod pasem drogowym oraz rowów po lewej i prawej stronie jezdni
 Fig. 19. DEM model (Digital Elevation Model) with the specified value and direction of slopes for the culvert under the right-of-way and ditches on the left and right side of the road

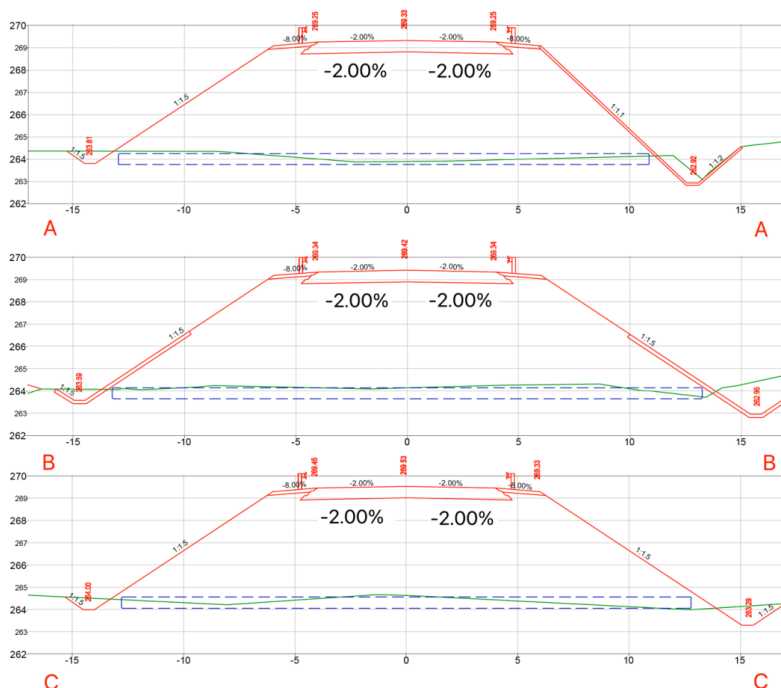
3.2. Wpływ deformacji na zmianę pochylenia niwelety i spadków poprzecznych jezdni

W rejonie obserwacji, negatywne skutki oddziaływań górniczych zaobserwowano również w obrębie jezdni. Pomiary terenowe pozwoliły wykazać zmiany pochylenia niwelety oraz spadków poprzecznych. Punktem odniesienia były założenia projektowe, zgodnie z którymi, projektowane pochylenie niwelety wynosi 0,5%, a spadki poprzeczne powinny wynosić -2,00%. Dla celów porównawczych w rejonie przepustu, wydzielono na jezdni trzy odcinki zgodnie z kilometrażem: 0+980.00 (przekrój A-A), 0+998.00 (przekrój B-B) oraz 1+020.00 (przekrój C-C). Przekroje

charakterystyczne przyjętych odcinków, zgodnie z założeniami projektowanymi przedstawia rysunek 20.

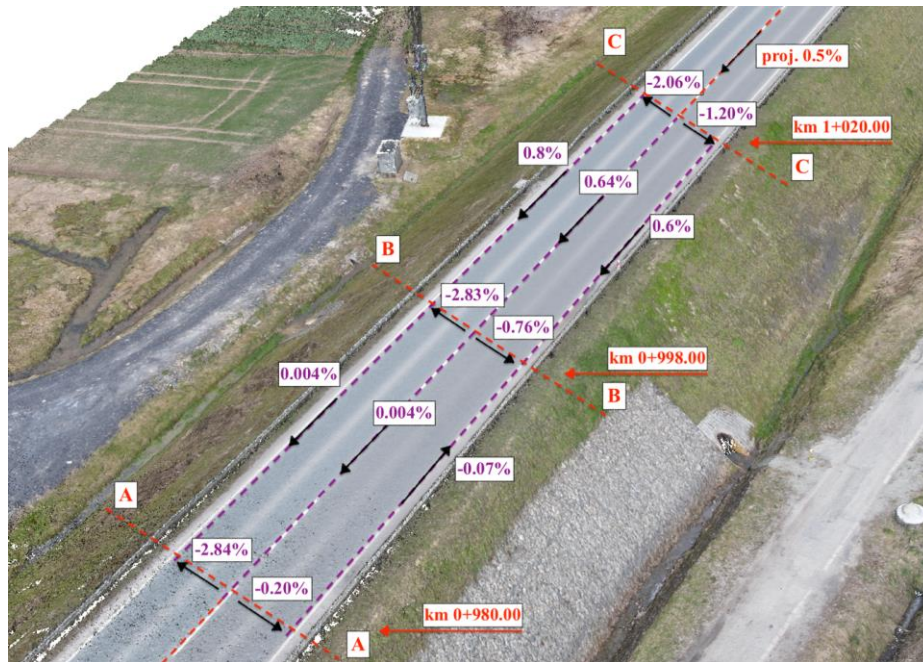
Podobnie jak w przypadku obserwacji zmiany kierunku przepływu wód opadowych (punkt 3.1.), uzyskane w wyniku pomiarów fotogrametrycznych rzędne terenowe umożliwiły wyliczenie rzeczywistych spadków poprzecznych i niwelety drogi na wskazanych odcinkach jezdni (rys. 21).

Odnosząc się do danych projektowych na wybranych odcinkach jezdni zaobserwować można zwiększenie wartości spadków poprzecznych dla lewego pasa jezdni (z $-2,00\%$ do $-2,84\%$) i jednocześnie zmniejszenie spadku na prawym pasie (południowy pas ruchu) (z $2,00\%$ do $-0,20\%$). Deformacje górnicze spowodowały nierównomierne zmiany w pochyleniu niwelety względem założeń projektowych, tj. projektowanej wartości $0,5\%$. Zinventaryzowane pochylenia niwelety wskazują na zmniejszenie pochylenia (do ok. $0,04 - 0,07\%$) od zachodniej strony drogi i zwiększenie pochylenia od strony wschodniej (do wartości ok. $0,6 - 0,8\%$). Zmiany te są pochodną powstałej niecki obniżeniowej i niestety wskazują na znaczące „wypłaszczenie” zachodniego odcinka. Niestety ukształtowanie południowego pas ruchu od km $0+980$ do km $0+998$ nie zapewnia prawidłowego odprowadzenia wód opadowych, co może stwarzać niebezpieczne warunki na drodze.



Rys. 20. Przekroje charakterystyczne dla odcinków jezdni zgodnie z kilometrażem: $0+980.00$ (przekrój A-A), $0+998.00$ (przekrój B-B) oraz $1+020.00$ (przekrój C-C)

Fig. 20. Sections characteristic for road sections according to the chainage: $0+980.00$ (section A-A), $0+998.00$ (section B-B) and $1+020.00$ (section C-C)



Rys. 21. Model 3D fragmentu jezdni z określonymi spadkami poprzecznymi dla odcinków zgodnie z kilometrażem: 0+980.00 (przekrój A-A), 0+998.00 (przekrój B-B), 1+020.00 (przekrój C-C) oraz niweletą dla osi i krawędzi jezdni

Fig. 21. 3D model of a road fragment with defined cross slopes for sections according to chainage: 0+980.00 (section A-A), 0+998.00 (section B-B), 1+020.00 (section C-C) and gradeline for the axis and edge of the road

4. Liniowe Nieciągłe Deformacje Powierzchni (LNDP)

4.1. Geneza LNDP

Szczególnym przypadkiem deformacji górniczych ujawniających się w pasie drogowym są tzw. Liniowe Nieciągłe Deformacje Powierzchni (LNDP) [2]. Powstają one z powodu koncentracji krawędzi ścian eksploatacyjnych, w przybliżeniu w jednej płaszczyźnie pionowej [2]. W obszarze LNDP dochodzi do nieregularnych zmian w ukształtowaniu powierzchni terenu.

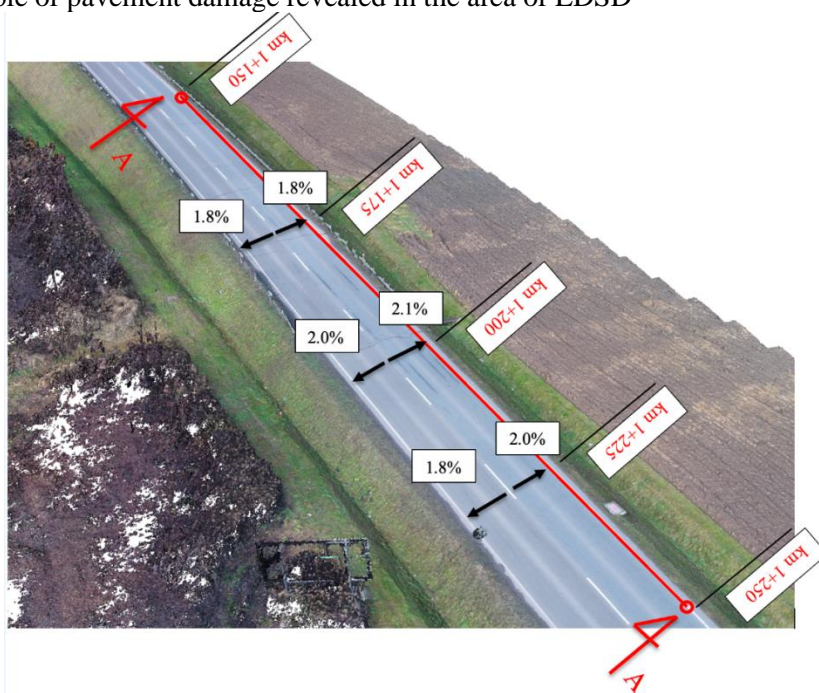
4.2. Wpływ na geometrię

Wpływ LNDP na geometrię drogi zostanie scharakteryzowany na przykładzie drogi klasy „G”, która była już opisywana w punkcie 3., przy czym obszar LNDP znajduje się ok. 225 m na wschód od omawianego przepustu. Wskutek prowadzonej eksploatacji (rys. 15) powstała strefa nieciągłych deformacji na długości ok. 60 m. Przebieg tych deformacji cechował się pęknięciami oraz stopniami o kierunku

zbliżonym do poprzecznego względem osi drogi (rys. 22). Wykonane pomiary fotogrametryczne z użyciem bezzałogowego statku powietrznego pozwoliły na szczegółową analizę zmian ukształtowania drogi.



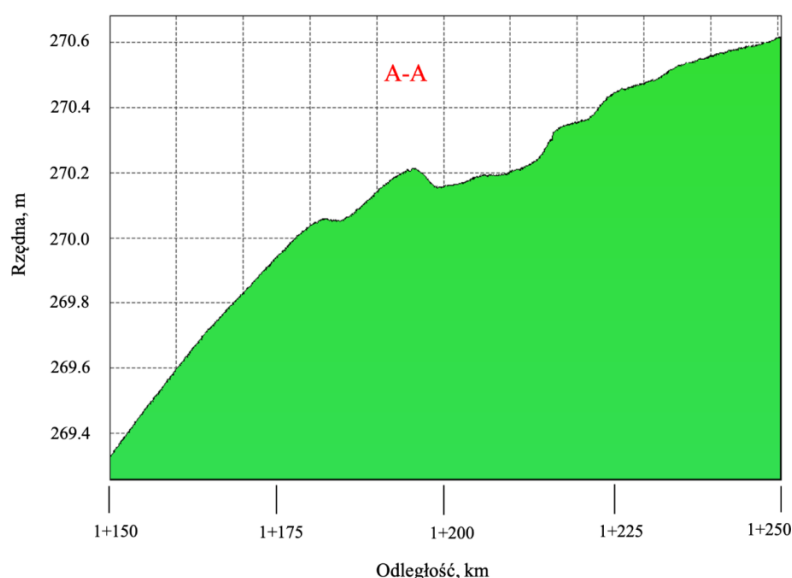
Rys. 22. Przykład uszkodzeń nawierzchni ujawnionych w rejonie LNDP
Fig. 22. An example of pavement damage revealed in the area of LDS



Rys. 23. Model 3D fragment jezdni w obszarze LNDP wraz z określonymi spadkami poprzecznymi na wybranych odcinkach i wskazanym przekrojem podłużnym A-A

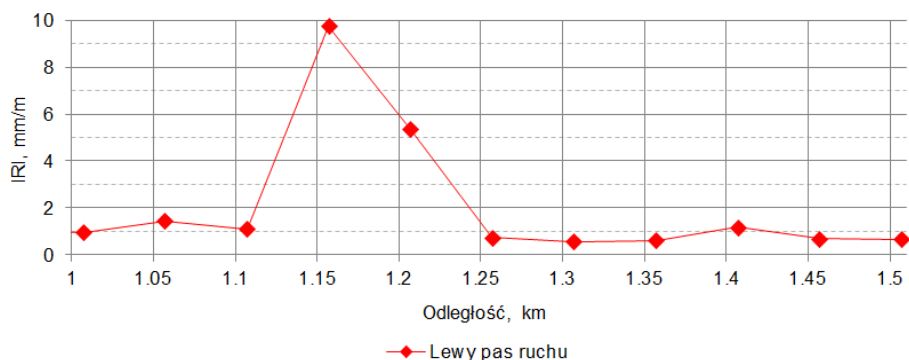
Fig. 23. 3D model, a fragment of the road in the area of LDS with specific cross slopes on selected sections and the indicated longitudinal section A-A

Spadki poprzeczne uległy stosunkowo niewielkim zmianom, bowiem wobec projektowanego spadku 2,00%, pomiary wskazały na wartości od 1,80% do 2,10% (rys. 23). Największe zmiany dotyczyły ukształtowania niwelety (rys. 24). Przedstawiony profil wskazuje na bardzo znaczące deformacje niwelety, charakteryzujące się nawet lokalnymi „przeciwspadkami”. Zmiany te spowodowały pogorszenie komfortu jazdy, a przede wszystkim wpłynęły na obniżenie bezpieczeństwa użytkowników drogi. Konsekwencją tak niejednorodnych zmian w ukształtowaniu profilu drogi był bardzo znaczący wzrost wskaźnika IRI opisującego nierówności nawierzchni (rys. 25). Obliczona wartość wskaźnika IRI wyniosła 10 mm/m i była 4-krotnie wyższa od dopuszczalnej wartości. W tego typu przypadkach jedynym sposobem przywrócenia równości jest wykonanie frezowania profilującego, a w okresie od wystąpienia tego typu nierówności do rozpoczęcia prac naprawczych konieczne jest ograniczenie prędkości.



Rys. 24. Przekrój podłużny A-A w obszarze LNDP

Fig. 24. Longitudinal section A-A in the area of Linear Discontinuous Surface Deformations (LSD)

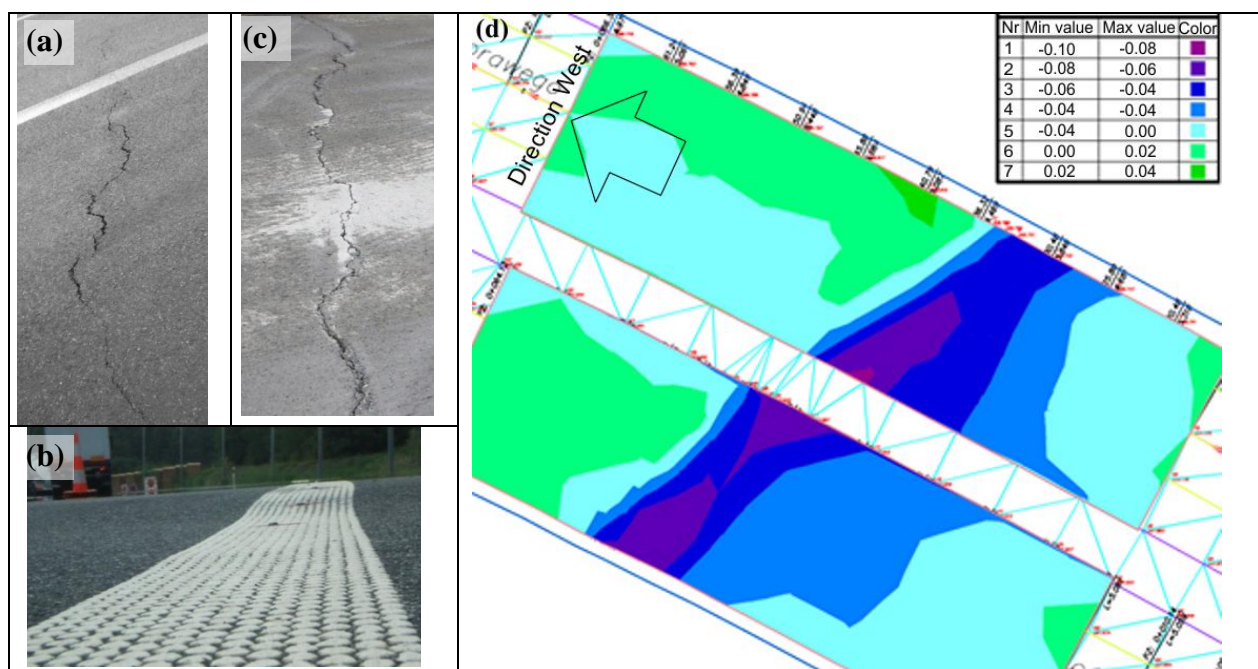


Rys. 25. Równość podłużna badanego odcinka drogi

Fig. 25. The international roughness index of the tested road section

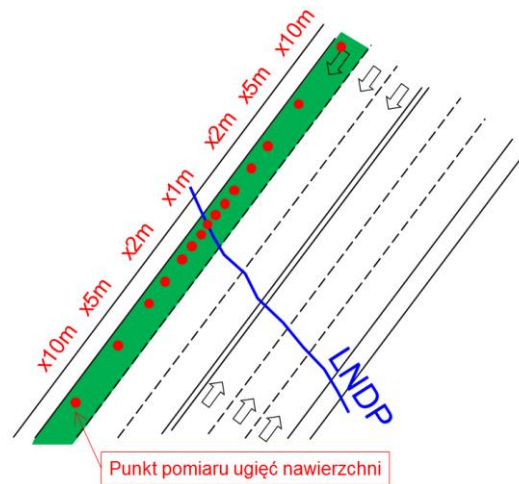
4.3. Wpływ LNDP na konstrukcję nawierzchni

Opisywanym w punkcie 4.2 nierównością powierzchni drogi towarzyszą również znaczące zmiany w sztywności konstrukcji nawierzchni i jej podłoża. Przypadek LNDP, w którym konstrukcja nawierzchni została szczegółowo przebadana dotyczy nawierzchni drogi klasy A [22], [2], [1]. LNDP powstały na nawierzchni krótko po oddaniu drogi do użytkowania. Deformacja przebiegała ukośnie do osi trasy i charakteryzowała się szczeliną oraz stopniem (rys. 26). Konstrukcja nawierzchni składała się z następujących warstw: pakiet mineralno-asfaltowy 25 cm, podbudowa zasadnicza z kruszywa, z geosiatką w spągu tej warstwy 22 cm, warstwa podbudowy pomocniczej i warstwa mrozoochronna 70 cm, podłoże nawierzchni. Zakres nierówności od poprawnej płaszczyzny, określony na podstawie pomiarów przed jedną z napraw, przedstawia rys. 26.



Rys. 26. Spękania, 2012 (a), deformacje, 2012 (b), odsłonięcie spękania po frezowaniu, 2014 (c), mapa osiadań i wymagany przebieg niwelety, 2014 (d)

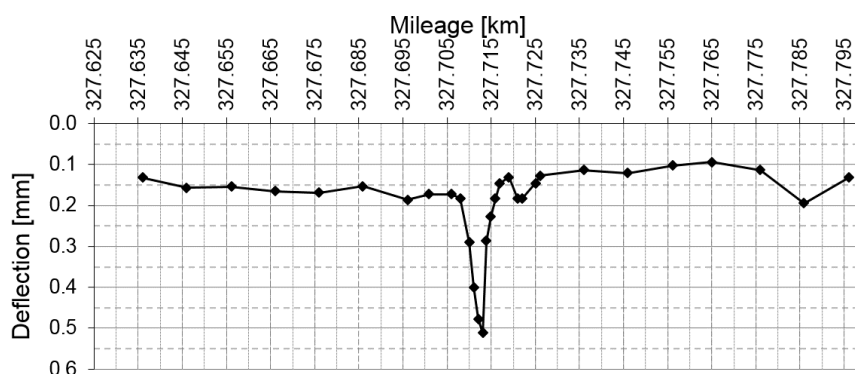
Fig. 26. Cracks, 2012 (a), deformation, 2012 (b), crack exposed after milling, 2014 (c), map of subsidence and the required course of the profile grade line, 2014 (d)



Rys. 27. Rozstaw punktów pomiarowych nawierzchni w obszarze LNDP

Fig. 27. Distribution of the measuring points of pavement deflections in the LSD zone

W celu oceny rozkładu zmiany ugięć nawierzchni, pomiar ugięciomierzem FWD wykonano o nietypowym rozstawie punktów pomiarowych (rys. 27). Zastosowano krok pomiarowy od 1 do 10 m, przy czym krótsze odległości lokalizowano w bezpośrednim sąsiedztwie LNDP (rys. 27). Dzięki dogęszczeniu punktów pomiarowych uzyskano dokładny rozkład ugięć nawierzchni (rys. 28), dobrze opisujący charakter zmian sztywności nawierzchni i jej podłoża. Ugięcia nawierzchni płynnie wzrastają, przybliżając się do osi LNDP i osiągając maksymalną wartość ugięcia nad pęknięciem. Maksymalne ugięcie jest ok. 2,5 razy większe od ugięć nawierzchni poza obszarem LNDP. Co ciekawe, wzrost ugięć wokół LNDP występuje na stosunkowo krótkim odcinku – ok. 10 m. Można zatem podsumować, że zmiany (redukcja) w sztywności nawierzchni i jej podłoża są bardzo znaczące (ponad 2,5-krotne), ale występują na krótkim odcinku.



Rys. 28. Rozkład ugięć nawierzchni w obszarze LNDP

Fig. 28. Distribution of pavement deflections in the LSD zone

5. Podsumowanie

W artykule przedstawiono charakterystykę wybranych problemów związanych z wpływem eksploatacji górniczej na nawierzchnię drogową. Zaprezentowane zagadnienia dotyczą różnych odcinków dróg i obejmują problematykę wpływu deformacji górniczych na: odwodnienie dróg, zmiany ukształtowania drogi, zmiany sztywności nawierzchni. Ponadto przedstawiono charakterystykę wpływu LNDP na geometrię drogi oraz sztywność nawierzchni.

Na podstawie omówionych przypadków można sformułować następujące, najistotniejsze wnioski:

- Na nawierzchni niewzmocnionej geomateracem, pod wpływem ciągłych deformacji górniczych w zakresie II kategorii:
 - Obserwuje się pogorszenie cech nawierzchni opisujących nośność nawierzchni. Wskaźnik ugięć nawierzchni wzrasta o ok. 20%. Wskaźnika krzywizny ugięć wzrasta o ok. 80%.
 - Moduły sprężystości warstw z mieszanki niezwiązanej, mogą ulec maksymalnej redukcji ok. 50%. Redukcja modułu podłoża (spoiстого) może osiągnąć wartość ok. 60%.
- W nawierzchniach wzmocnionych wkładkami geosyntetycznymi:
 - Należy oczekiwać minimalizacji wpływu deformacji górniczych. Wpływ ten będzie widoczny w mniejszym przyroście głębokości koleiny i ograniczenia transmisji odkształceń poziomych, przemieszczających się „do góry”, w porównaniu z konstrukcją bez wzmocnienia.
 - Deformacje górnicze spowodują negatywne zmiany, jednak zawsze będą one mniejsze niż w przypadku nawierzchni bez wzmocnienia.
 - Sztywność wzmocnionych warstw powinna cechować się parametrami umożliwiającymi, przy ewentualnych naprawach, konieczność ewentualnej ingerencji tylko w górne warstwy nawierzchni (np. wymiana tylko mieszanki mineralno-asfaltowej. Oczywiście należy zwrócić uwagę na to, że spostrzeżenie to będzie uzależnione od zastosowanego typu oraz jakości geosyntetyku.
- Pod wpływem ciągłych deformacji zmienia się ukształtowanie drogi, należy zwrócić uwagę na:
 - Niebezpieczeństwo zmniejszenia się pochyłeń niwelety oraz spadków poprzecznych, co może doprowadzić do wolniejszego odpływu wód

opadowych z jezdni, a nawet może doprowadzić do zastoisk wodnych, co stanowi zagrożenie dla bezpieczeństwa użytkowników drogi.

- Zmiany w warunkach odwodnienia, ze względu na pochylenia rowów oraz przepustów. Zmiana kierunku pochylenia ww. elementów powoduje powstawanie zalewisk wodnych, a w skrajnych przypadkach może doprowadzić do zmiany warunków posadowienia budowli zmiennych, w tym nawierzchni drogowych.
- W obszarze Liniowych Nieciągłych Deformacji Powierzchni (LNDP):
 - droga, w tym jej nawierzchnia doznają destrukcyjnych zmian, w zakresie geometrii ukształtowania drogi oraz nośności nawierzchni.
 - zmiany nośności nawierzchni są bardzo znaczące (wzrost ugięć o 2,5 razy), ale występują na stosunkowo niedługim odcinku min. 10 m, względem osi pojedynczego spękania/progu.

Ważnym elementem kontrolowania skali opisywanych problemów jest prowadzenie monitoringu deformacji górniczej. Temat ten nie był omawiany w niniejszej pracy, ale warto dodać, że powinien odegrać znaczącą rolę w zarządzaniu siecią drogową na terenach górniczych.

Bibliografia

1. Kotyrba A., Kowalski A.: Linear discontinuous deformation of A4 highway within mining area 'Halemba, *Gospod. Surowcami Miner./Miner. Resour. Manag.*, vol. 25, no. 3, 2009, pp. 303–317.
2. Kowalski A.: *Deformacje powierzchni w Górnosląskim Zagłębiu Węglowym*. Główny Instytut Górnictwa, Katowice 2015.
3. Adelsohn E., Iannacchione A., Winn R.: Investigations on longwall mining subsidence impacts on Pennsylvania highway alignments, *Int. J. Min. Sci. Technol.*, vol. 30, no.1, 2020, DOI: 10.1016/j.ijmst.2019.12.012.
4. Lazecký M., Rapant P., Perissin D., Bakoň M.: Deformations of Highway over Undermined Ostrava-Svinov Area Monitored by InSAR Using Limited Set of SAR Images, *Procedia Technol.*, vol. 16, 2014, pp. 414-421.
5. Nosenzo G., Whelan B.E., Brunton M., Kay D., Buys H.: Continuous monitoring of mining induced strain in a road pavement using fiber Bragg grating sensors, *Photonic Sensors*, vol. 3, no. 2, 2013, pp. 144-158.

6. Tajduś K., Misa R.: Wpływ podziemnej eksploatacji górniczej na drogi szybkiego ruchu. Analiza przypadków eksploatacji górniczej, Pr. Inst. Mech. Górotworu PAN, vol. 15, no. 3-4, pp. 95-105, 2013.
7. Leventhal et al.: Management of mine subsidence impact upon mainline railway infrastructure - The continued flirtation of underground mining with the brick arch culvert at Myrtle Creek, Tahmoor, Int. J. Geotech. Eng., vol. 8, no. 4, 2014, pp. 414-419, DOI: 10.1179/1939787913Y.0000000027.
8. Grygierek M.: Problematyka funkcjonowania dróg na terenach górniczych, Mag. Autostrady, nr 1-2, 2018.
9. Hassoun M., Villard P., Al Heib M., Emeriault F.: Soil Reinforcement with Geosynthetic for Localized Subsidence Problems: Experimental and Analytical Analysis,” Int. J. Geomech., vol. 18, no. 10, 2018, doi: 10.1061/(asce)gm.1943-5622.0001265.
10. Zięba M., Kalisz P., Grygierek M.: The impact of mining deformations on road pavements reinforced with geosynthetics, Arch. Min. Sci., vol. 65, no. 4, 2020, pp. 751–767, DOI: 10.24425/ams.2020.134145.
11. Chlipalski K.: Profilaktyka drogowa konstrukcji nawierzchni na terenach deformowanych górniczo, [w:] XLVIII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN I Komitetu Nauki PZITB, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2002, pp. 19–26.
12. Kawalec J.: Grygierek M., Koda E., Osiński P.: Lessons Learned on Geosynthetics Applications in Road Structures in Silesia Mining Region in Poland, Appl. Sci., vol. 9, no. 6, 2019, p. 1122, DOI: 10.3390/app9061122.
13. Kwiatek J.: Obiekty budowlane na terenach górniczych. Główny Instytut Górnictwa, Katowice 2007.
14. Radzikowski M. i inni: Diagnostyka stanu nawierzchni i wybranych elementów korpusu drogi, Warszawa 2020.
15. Grygierek M., Kalisz P., Zięba M., Pytlik A., Frąc W.: Laboratory tests of unbound aggregate pavement base under cyclic loading and the impact of ground deformations caused by mining, Acta Montan. Slovaca, vol. 27, no. 1, 2022, pp. 117–134, DOI: 10.46544/AMS.v27i1.09.
16. Grygierek M., Kalisz P., Zięba M.: Badania niezwiązanej mieszanki stabilizowanej georusztem o monolitycznych węzłach poddanej deformacjom rozluźniającym, Gliwice 2023.

17. Chlipalski K.: Ocena wpływu rozpełzania górniczego podłoża na jego nośność, [w:] XLVI Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB, 2000, s. 27–33.
18. Kazimierz K.: Wybrane problemy geotechniczne terenów górniczych, *Górnictwo i środowisko*. Min. Environ., vol. 5, 2007, pp. 93–102, 2007.
19. Szydło E.S.: Posadowienia budowli infrastruktury transportu lądowego. Teoria - projektowanie - realizacja, (1st ed.) Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2005.
20. Kawalec J. Gryczmański M.: Analiza skuteczności geosyntetyków w materacach zabezpieczających nasypy na terenach górniczych. Pr. Nauk. Głównego Inst. Górnictwa, *Górnictwo i Środowisko*. Wyd. Spec. Konf. Bezpieczeństwo obiektów Bud. na Teren. górniczych - Szkod. górnicze, 2006.
21. Grygierek M.: Ocena nawierzchni drogi w wysokim nasypie poddanej deformacjom górniczym, przygotowanie do druku, 2023.
22. Grygierek M., Sternik K.J.: Identification of Pavement Model Parameters in the Area of Discontinuous Surface Deformation Based on FWD Tests, *Int. J. Civ. Eng.*, 2020, DOI: 10.1007/s40999-020-00563-y.

Mariusz JAŚNIOK, Tomasz JAŚNIOK
Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa

ŹRÓDŁA BŁĘDÓW POMIAROWYCH I INTERPRETACYJNYCH W DIAGNOSTYCE KOROZYJNEJ STALOWEGO ZBROJENIA KONSTRUKCJI BETONOWYCH

Streszczenie. Na wstępie w sposób syntetyczny opisano metody pomiarowe (w tym elektrochemiczne) aktualnie stosowane w diagnostyce korozyjnej stali zbrojeniowej w betonie. Krytycznie odniesiono się do szybkich badań prawdopodobieństwa korozji, wskazując na wysokie ryzyko nieprawidłowego wnioskowania. Następnie scharakteryzowano najczęstsze źródła błędów pomiarowych oraz wynikające z nich błędy interpretacyjne. Opisano, skuteczną w praktyce, metodykę badań korozyjnych na wyciętych rdzeniach betonowych wraz z fragmentami zbrojenia. Omówiono obiecujące możliwości monitoringu korozyjnego żelbetu.

Słowa kluczowe: konstrukcje betonowe, stalowe zbrojenie, korozja stali, badania elektrochemiczne, diagnostyka, monitoring, czujniki korozyjne

SOURCES OF MEASUREMENT AND INTERPRETATION ERRORS IN CORROSION DIAGNOSIS OF REINFORCING STEEL IN CONCRETE STRUCTURES

Summary. The introduction provides a synthetic description of the measurement methods (including electrochemical methods) currently used in the diagnosis of rebar corrosion in concrete. Critical reference was made to rapid corrosion probability tests, pointing out the high risk of erroneous conclusions. The most common sources of measurement error and the resulting errors of interpretation are then characterized. A practical method for corrosion testing of concrete cores with reinforcement fragments is described. Promising possibilities for corrosion monitoring of reinforced concrete are discussed.

Keywords: concrete structures, steel reinforcement, steel corrosion, electrochemical testing, diagnostics, monitoring, corrosion sensors

1. Zarys problemu

Diagnostyka konstrukcji stanowi niezwykle ważny element kontroli bezpieczeństwa użytkowania obiektów budowlanych. W dużej grupie metod diagnostycznych stosowanych do badań konstrukcji betonowych bardzo intensywnie rozwijane są metody dotyczące diagnostyki korozyjnej [16]. Ponieważ procesy korozyjne zachodzące na stalowym zbrojeniu mają charakter elektrochemiczny, więc wśród metod pomiarowych dominującą grupę stanowią badania elektrochemiczne zaadaptowane do żelbetu z laboratoriów chemicznych.

Posługiwanie się w praktyce diagnostycznej żelbetu zaawansowanymi metodami elektrochemicznymi wiąże się z wysokim ryzykiem wykonania technicznie nieprawidłowego pomiaru, a także z potencjalnie dodatkowym błędem, związanym z jego niewłaściwą interpretacją. Opisane rodzaje ryzyka wynikają przede wszystkim z braku przygotowania inżynierów budownictwa do realizacji tego typu pomiarów, które dodatkowo powinny zostać przełożone na potencjalny spadek nośności konstrukcji lub co najmniej na określenie skrócenia okresu jej trwałości.

Cel pracy to próba wskazania, występujących w diagnostyce korozyjnej konstrukcji żelbetowych, źródeł błędów pomiarowych i interpretacyjnych, a także zaprezentowanie sprawdzonych w praktyce badawczej rozwiązań umożliwiających minimalizację tych błędów oraz sposobów miarodajnej oceny ryzyka korozji zbrojenia w betonie.

2. Metody diagnostyki korozji zbrojenia w konstrukcjach betonowych

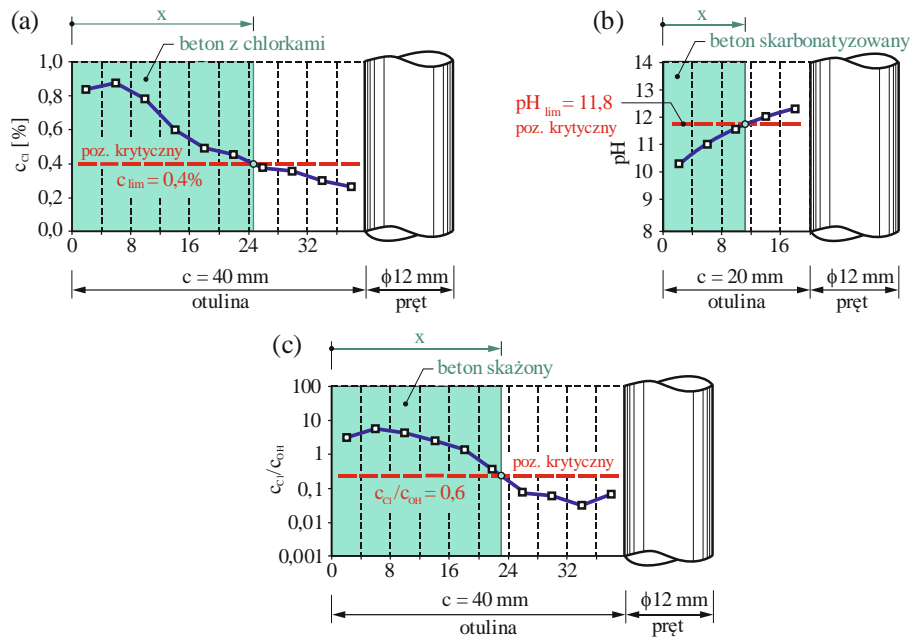
Stosowane w diagnostyce korozyjnej żelbetu metody diagnostyczne zasadniczo można podzielić na dwie grupy: badania właściwości ochronnych betonu względem stali zbrojeniowej oraz badania elektrochemiczne. W ramach badań elektrochemicznych najczęściej stosuje się dodatkowy podział na badania prawdopodobieństwa wystąpienia korozji oraz na polaryzacyjne badania szybkości korozji zbrojenia w betonie. Niżej dokonano skrótowej charakterystyki stosowanych obecnie narzędzi pomiarowych, występujących w poszczególnych grupach metod badawczych.

2.1. Badania właściwości ochronnych betonu względem zbrojenia

W celu przeprowadzenia badań betonu pod kątem właściwości ochronnych względem zbrojenia wykorzystuje się kilka sposobów pobierania materiału badawczego. W kontekście badań trwałościowych rekomendowanym podejściem jest warstwowe rozdrabnianie betonu za pomocą specjalistycznej ściernicy. Korzystając z takiego urządzenia, uzyskuje się materiał badawczy charakteryzujący konkretne warstwy otuliny, zazwyczaj o grubości 2-5 mm. Innym, efektywnym rozwiązaniem jest wycinanie z konstrukcji betonowych rdzeni, a następnie cięcie ich na walcowe plastry o grubości 10-20 mm lub rozdrabnianie betonu rdzeni wspomnianą wyżej ściernicą. Istnieją również zgrubne sposoby pobierania rozdrobnionego betonu, w tym za pomocą grubego wiertła lub odkuwanie nieregularnych fragmentów betonu.

Niezależnie od opisanych wyżej sposobów pobierania materiału z konstrukcji ostatecznie otrzymuje się rozdrobniony beton, z którego w drugim etapie należy przygotować roztwór odwzorowujący ciecz w porach betonu. Najprostszym podejściem stosowanym w badaniach technicznych konstrukcji jest sporządzenie wyciągu wodnego z betonu. Uzyskuje się go przez wylugowanie wodą destylowaną rozdrobnionego betonu po uprzednim zmieszaniu obu składników w odpowiednich proporcjach wagowych. Innym podejściem jest zastosowanie metody ekstrakcji próżniowej [14], która polega na zatężeniu w wyparce próżniowej roztworu wyciągu wodnego z betonu. Dzięki temu zabiegowi uzyskuje się odwzorowanie cieczy w porach betonu z uwzględnieniem, występujących w strukturze betonu, równowag między fazami ciekłą a stałą.

W trzecim etapie, dysponując dla poszczególnych warstw otuliny roztworami modelującymi właściwości betonu, możliwe jest oznaczenie stężenia chlorków różnymi metodami, w tym miareczkowaniem strąceniowym, fotometrią [5] lub elektrodą jonoselektywną, a odczyn roztworu elektrodą pH-metryczną. Nanosząc uzyskane wyniki badań na wykresy, otrzymuje się profile stężenia chlorków lub rozkłady pH na grubości otulenia. Przykładowe wykresy na tle otulenia betonowego i pręta zbrojeniowego pokazano na rys. 1.



Rys. 1. Zasady analizy wyników badań cieczy porowej betonu przy uwzględnieniu poziomów krytycznych dla: a) stężeń chlorków, b) rozkładów pH, c) ilorazów stężeń c_{Cl^-} / c_{OH^-}

Fig. 1. Principles for the analysis of concrete pore-liquid test results, using threshold values for: a) chloride concentrations, b) pH distributions, c) concentration quotients c_{Cl^-} / c_{OH^-}

Analiza profilu chlorkowego (rys. 1a) wymaga porównania zawartości jonów Cl^- w betonie z wartością graniczną, która wywołuje inicjację procesów korozyjnych na stali zbrojeniowej. Najczęściej w badaniach technicznych, realizowanych na konstrukcjach betonowych korzysta się wytycznych normy [12], która wskazuje na bardzo restrykcyjny poziom graniczny, tj. 0,4% zawartości chlorków względem masy cementu w betonie. Miejsce przecięcia na wykresie (rys. 1a) poziomu stężenia krytycznego z profilem chlorkowym określa punkt wyznaczający obszar otulenia betonowego skażonego chlorkami w stopniu zagrażającym inicjacji korozji stali. W sytuacji zilustrowanej na rys. 1a front skażonego betonu nie dotarł jeszcze do powierzchni pręta, stąd nie istnieje zagrożenie korozją chlorkową zbrojenia.

Analogicznie do opisanej wyżej analizy profili chlorkowych przeprowadza się ocenę wpływu zasięgu karbonatyzacji betonu na zagrożenie korozją zbrojenia. Uzyskany w badaniach rozkład wartości pH w kierunku grubości otulenia (rys. 1b) porównuje się z wartością graniczną $pH = 11,8$ [13], której przekroczenie w kierunku mniejszych wartości wywołuje pierwsze symptomy dekompozycji warstewki pasywnej na powierzchni stali zbrojeniowej. Uwzględniając poziom krytyczny $pH = 11,8$, można z jego przecięcia z profilem pH na grubości otulenia określić punkt wskazujący strefę betonu skarbonatyzowanego. W pokazanym na rys. 1b wykresie front karbonatyzacji nie dotarł jeszcze do powierzchni pręta zbrojeniowego, stąd

również w tym przypadku nie ma zagrożenia korozją stali wywołaną przez zubożenie cieczy porowej betonu.

W badaniach korozyjnych konstrukcji żelbetowych dość częstą sytuacją jest skażenie otulenia betonowego chlorkami, przy równoczesnym jego zubożeniu przez dwutlenek węgla wnikający w porowatą strukturę betonu. W trakcie inicjacji korozji chlorkowej na powierzchni zbrojenia, podczas zarodkowania wżerów korozyjnych, lokalnie w otoczeniu stalowego pręta spada wartość pH cieczy porowej. Według [7] obniżenie wartości pH poniżej 10 uwalnia co najmniej 90% wszystkich chlorków związanych w strukturze betonu, co skutkuje intensyfikacją procesów korozyjnych. Jeśli do tego dołoży się obniżenie pH cieczy w porach betonu, wynikające z postępu procesu karbonatyzacji, to wówczas niezwykle ważną staje się relacja pomiędzy stężeniem jonów chlorkowych a stężeniem jonów wodorotlenowych. Ujęcie kryterialne tego problemu jako pierwszy zaproponował Hausmann [10], który na podstawie badań ustalił, że początek rozwoju procesów korozyjnych na stalowym zbrojeniu wystąpi przy ilorazie stężenia jonów Cl^- do jonów stężenia OH^- większym niż 0,6. Stężenie jonów wodorotlenowych określa się w tym ilorazie przez funkcję pH, zgodnie z formułą $c_{\text{OH}^-} = 10^{\text{pH}-14}$. Korzystając z metodyki takiej samej jak w przypadku opisanych wyżej analiz, po wyznaczeniu punktu przecięcia poziomu krytycznego 0,6 z rozkładem ilorazów stężeń $c_{\text{Cl}^-} / c_{\text{OH}^-}$ (rys. 1c), można wyznaczyć grubość otulenia, na którym nie jest spełnione kryterium Hausmanna. W kontekście opisanego kryterium pokazane na rys. 1c stalowe zbrojenie nie jest zagrożone korozją.

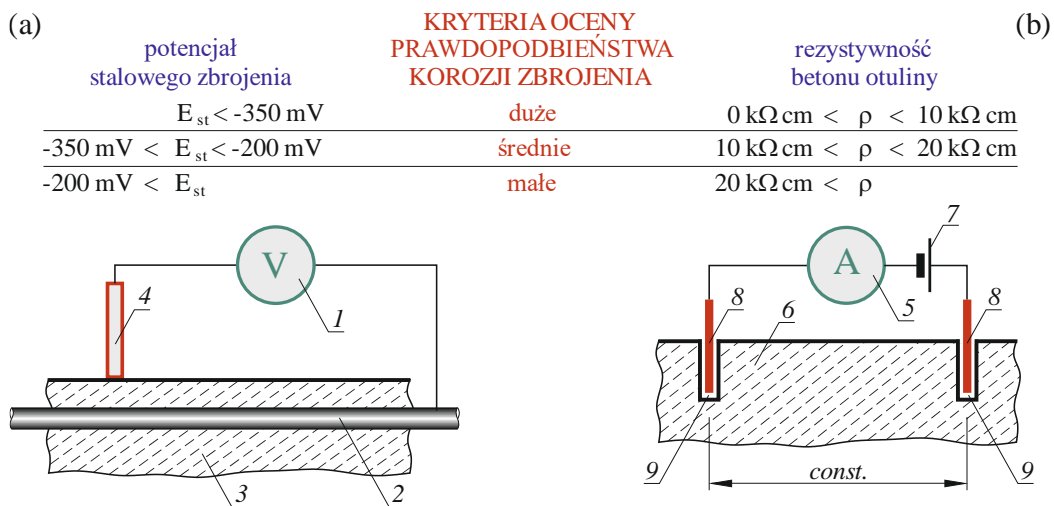
2.2. Badania elektrochemiczne korozji zbrojenia w betonie

Merytorycznym uzasadnieniem stosowania badań elektrochemicznych w diagnostyce korozyjnej żelbetu jest elektrochemiczna natura procesów degradacyjnych zachodzących na stalowym zbrojeniu w betonie. Z punktu widzenia elektrochemii pręt zbrojeniowy w kontakcie z betonową otuliną jest stalową elektrodą zanurzoną w alkalicznym roztworze cieczy wypełniającej pory betonu. Przy tak nietypowym dla inżyniera budownictwa postrzeganiu układu 'stal – beton' otwierają się interesujące możliwości wykorzystania w diagnostyce korozyjnej odpowiednio zaadaptowanych metod badawczych, wywodzących się wprost z laboratoriów elektrochemicznych.

Z punktu widzenia wyżej opisanej filozofii traktowania żelbetu, najprostszym narzędziem pomiarowym w zakresie badań elektrochemicznych są pomiary potencjałowe. Polegają one na pomiarze miliwoltomierzem I różnicy potencjału

między stalowym prętem zbrojeniowym 2 osadzonym w betonie 3 a umieszczoną na powierzchni betonu elektrodą referencyjną 4 o stałym i znanym potencjale (rys. 2a). Dysponując kryteriami oceny, zdefiniowanymi w amerykańskiej normie ASTM [4], możliwa jest szybka ocena prawdopodobieństwa wystąpienia korozji.

Drugim prostym badaniem diagnostycznym, którego wyniki również ocenia się według kryteriów prawdopodobieństwa korozji są pomiary opornościowe. Można je realizować w dwóch odmianach dotyczących liczby elektrod, ale jako podstawowy należy uznać pomiar amperomierzem 5 oporności otuliny betonowej 6 mierzonej w trakcie wymuszonego źródłem prądu 7 przepływu prądu między dwiema stalowymi elektrodami 8. Elektrody te wprowadza się na żeluzie przewodzącym w uprzednio wywiercone w betonie płytkie otwory 9 (rys. 2b). Wyniki pomiaru wyznaczane są na podstawie pierwszego prawa Ohma.



Rys. 2. Ocena prawdopodobieństwa wystąpienia korozji stalowego zbrojenia w betonie: a) metoda potencjałowa, b) metoda opornościowa

Fig. 2. Assessment of the probability of corrosion of steel reinforcement in concrete: (a) potential method, (b) resistivity method

Opisane wyżej elektrochemiczne metody szacowania prawdopodobieństwa wystąpienia korozji zbrojenia w betonie bazują na parametrach, które jedynie pośrednio charakteryzują to zjawisko. Doświadczenia praktyczne pokazują jednak, że wiarygodność takich pomiarów jest stosunkowo niska [16] – ograniczenia metod opisano w pkt. 3.2.1.

Jednoznacznym miernikiem intensywności procesów korozyjnych na stalowych prętach w betonie jest szybkość korozji CR , wyznaczana metodami polaryzacyjnymi na podstawie oporu polaryzacji R_p lub oporu przeniesienia ładunku R_t . Wymienione opory R_p i R_t są odwrotnie proporcjonalne do gęstości prądu korozyjnego i_{kor} . Elektrochemiczne pomiary polaryzacyjne polegają zasadniczo na wyprowadzeniu

elektrody badanej ze stanu równowagi zewnętrznym sygnałem elektrycznym, a następnie rejestracji i analizie odpowiedzi badanego układu na zadany sygnał. W przypadku żelbetu badaną elektrodą 1 (rys. 3a) jest zawsze stalowy pręt zbrojeniowy, a zaburzający zewnętrzny sygnał elektryczny wprowadza się do betonu w formach stałoprądowej, zmiennoprądowej lub impulsu elektrycznego. Każdy z wymienionych rodzajów sygnału przypisany jest do innej metody polaryzacyjnej. Stałoprądowe zaburzenie równowagi jest realizowane w ramach metody oporu polaryzacji liniowej (linear polarization resistance – LPR), natomiast sinusoidalne zaburzenie zmiennoprądowe w ramach metody elektrochemicznej spektroskopii impedancyjnej (electrochemical impedance spectroscopy – EIS). Impuls elektryczny jest sygnałem zaburzającym stosowanym w metodzie impulsu galwanostaticznego (galvanostatic pulse – GP). Zaburzenie potencjału realizuje się elektrodą pomocniczą 2, a wartość jego zmiany mierzy się względem elektrody odniesienia 3. Obie wymienione elektrody umieszcza się w sondzie pomiarowej przykładanej do powierzchni betonu – rys. 3a. Polaryzację zbrojenia realizuje się za pomocą potencjostatu 4.



Rys. 3. Pomiary polaryzacyjne gęstości prądu korozyjnego na stalowym zbrojeniu w betonie: (a) układ pomiarowy, (b) kryteria oceny wyników pomiarów

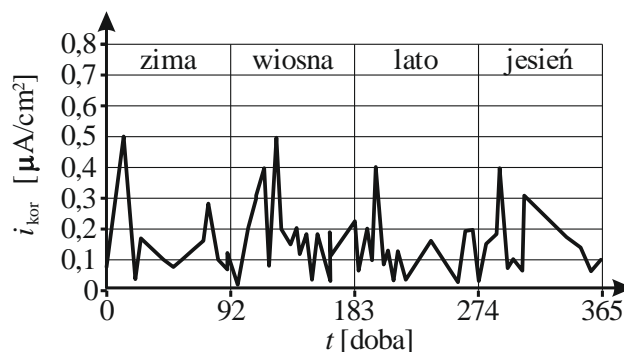
Fig. 3. Polarization measurements of corrosion current density on steel reinforcement in concrete: (a) measuring system, (b) criteria for evaluating the measurement results

Ostatecznie ocena uzyskanych wyników pomiarów polaryzacyjnych gęstości prądów korozyjnych i_{kor} na zbrojeniu w betonie przeprowadzana jest w odniesieniu do kryteriów podawanych w literaturze [2] – rys. 3b.

3. Błędy w diagnostyce korozyjnej konstrukcji żelbetowych

3.1. Błędy pomiarowe

Szybkość korozji zbrojenia w elementach betonowych nie jest wartością stałą. Na rys. 4 przedstawiono wykres zmienności gęstości prądu korozyjnego w funkcji czasu, który uzyskano w badaniach terenowych zbrojenia elementów żelbetowych [3]. Należy zwrócić uwagę, że nawet w krótkim odstępie czasu (w zimie i na wiosnę – rys. 5) wartości gęstości prądu korozyjnego różnią się między sobą o rząd wielkości. Tak duża różnica mierzonych wartości powstała, mimo że stężenie jonów chlorkowych lub odczyn cieczy w porach betonu nie mógł się znacząco zmienić w tak krótkim czasie. Przyczyną zaistniałej sytuacji były przede wszystkim różnice w temperaturze wykonywania pomiaru oraz w wilgotności betonu. Nie można także powiedzieć, która z pomierzonych wartości gęstości prądu jest miarodajna i reprezentuje przeciętne wartości szybkości korozji dla badanego elementu konstrukcji. Natomiast można jednoznacznie stwierdzić, że jednokrotne lub nawet kilkukrotne wykonanie badań szybkości korozji w konstrukcji w przypadkowych warunkach termiczno-wilgotnościowych może być źródłem nieprawidłowych wniosków dotyczących stanu korozji zbrojenia konstrukcji.



Rys. 4. Zmienność gęstości prądu korozyjnego w funkcji czasu w okresie roku wg [3]

Fig. 4. Variation of corrosion current density as a function of time over a year acc. to [3]

Kolejnym błędem pomiarowym może być niefortunne usytuowanie elektrod w układzie pomiarowym podczas badań polaryzacyjnych. Jak pokazano na rys. 3a powszechnie stosuje się przykładanie do powierzchni betonu sondy pomiarowej zawierającej dwie elektrody: odniesienia i pomocniczą. Badaną elektrodą jest pręt zbrojeniowy, który jest oddzielony od dwóch pozostałych elektrod otuleniem betonowym o ograniczonej przewodności. Badania opierają się na przepływie prądu między badaną elektrodą a elektrodą pomocniczą, którego skutek rejestrowany jest

jako różnica potencjałów między elektrodą badaną a elektrodą odniesienia. Jeśli przewodność ośrodka między elektrodami jest ograniczona, to wywołuje to pojawienie się tzw. omowego spadku potencjału, który powoduje błędy pomiarowe. Nowoczesne urządzenia pomiarowe powinny dynamicznie kompensować ten spadek, ale przy jego dużych wartościach kompensacja taka jest nieskuteczna.

3.2. Błędy interpretacyjne

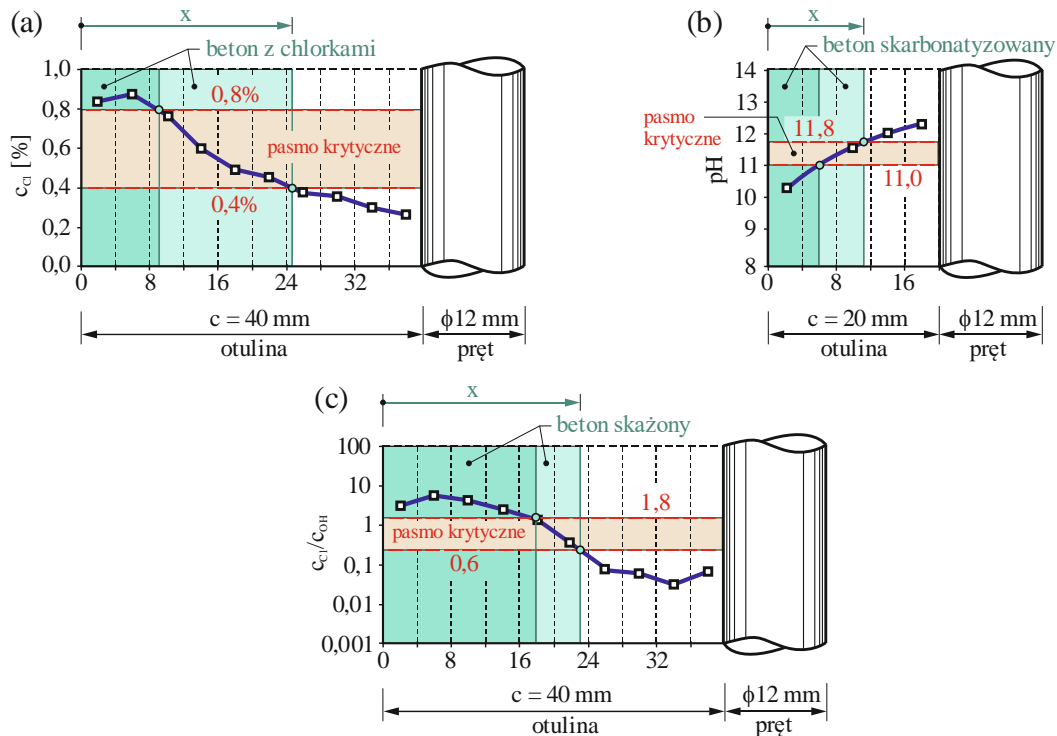
Błędami interpretacyjnymi mogą być nie tylko błędne analizy danych, prowadzące do nieprawidłowych wyników, ale także przyjęcie błędnego zarówno rodzaju, jak i zakresu badań, na podstawie których wyciąga się wnioski odnośnie do aktualnego stanu korozji zbrojenia konstrukcji.

3.2.1. Błędy interpretacyjne w badaniach właściwości ochronnych betonu

Jak zaznaczono w punkcie 2.1, przy ocenie zagrożenia korozją chlorkową zbrojenia, w badaniach technicznych najczęściej korzysta się wytycznych normy [12], która określa bardzo restrykcyjny poziom graniczny 0,4% zawartości chlorków w stosunku do masy cementu w betonie. Jednak stężenie graniczne chlorków nie ma jednoznacznie ustalonej wartości. Doniesienia literaturowe [1] bazujące na analizie wartości krytycznych, zarówno dla całkowitej zawartości chlorków (520 danych), jak i zawartości chlorków wolnych (350 danych), wskazują na bardzo dużą zmienność. W przypadku całkowitej zawartości chlorków w betonie wartości krytyczne mieszczą się w przedziale 0,3%-4,0%, natomiast dla chlorków wolnych w zakresie 0,1%-2,5%. Analiza częstotliwości występowania wartości krytycznych w przypadku całkowitej zawartości chlorków wskazuje na dominującą wartość 0,8% przy spostrzeżeniu, że ponad połowa wszystkich wyników jest poniżej 1%. W analizie wyników zawartości chlorków w betonie zamiast jednej wartości krytycznej, wynoszącej 0,4% (por. rys. 1a), powinno się więc operować szerokim pasmem wartości krytycznych 0,4%-0,8% (rys. 5a), z których każda wartość może zainicjować korozję na stalowym zbrojeniu.

Nieco mniej niejednoznaczna sytuacja występuje przy ocenie zagrożenia korozją zbrojenia wywołaną przez karbonatyzację betonu. Uzyskany w badaniach rozkład wartości pH porównuje się z wartością graniczną, która według doniesień literaturowych najczęściej wskazywana jest jako $\text{pH} = 11,0$ [6]. Jednak, jak już wcześniej wspomniano, pierwsze symptomy dekompozycji warstewki pasywnej na powierzchni stali zbrojeniowej doświadczalnie odnotowuje się już przy wartości

pH = 11,8 [13]. Stąd też analogicznie do przypadku zagrożenia korozją chlorkową możliwe jest, zamiast precyzyjnie ustalonego poziomu granicznego pH = 11,8 (rys. 1b), zdefiniowanie pasma wartości krytycznych pH = 11,0-11,8 (rys. 5b), z których każda wartość może być przyczyną początku korozji stalowych prętów.



Rys. 5. Zasady analizy wyników badań cieczy porowej betonu przy uwzględnieniu pasm krytycznych dla: a) stężenia chlorków, b) rozkładów pH, c) ilorazów stężeń c_{Cl^-}/c_{OH^-}

Fig. 5. Principles for the analysis of concrete pore-liquid test results, using critical bands for: a) chloride concentrations, b) pH distributions, c) concentration quotients. c_{Cl^-}/c_{OH^-}

Ostatni z potencjalnych błędów lub zbyt restrykcyjnie przyjmowanych kryteriów oceny zagrożenia korozją dotyczy krytycznego poziomu ilorazu stężeń jonów Cl^- do stężenia jonów OH^- . Jak podano w punkcie 2.1 pierwszym i jak dotąd najpopularniejszym kryterium oceny tego zagrożenia jest kryterium Hasumanna, który na podstawie badań doświadczalnych wskazał wartość krytyczną $c_{Cl^-}/c_{OH^-} = 0,6$. Jednak z analizy doniesień literaturowych [1] opisujących 320 danych dotyczących krytycznej wartości ilorazu c_{Cl^-}/c_{OH^-} wynika, że liczba 1,8 jest dominująca, przy czym ponad 75% wyników mieści się w dość szerokim przedziale 1,0-2,4. Na tej podstawie można ostrożnie zarekomendować, aby w ocenie ilorazu stężeń c_{Cl^-}/c_{OH^-} wykorzystywać nie poziom krytyczny, a pasmo krytyczne mieszczące się w przedziale wartości 0,6-1,8. Analizę tego kryterium również wygodnie jest prezentować na wykresie, którego tłem jest grubość otulenia wraz z obrysem stalowego pręta

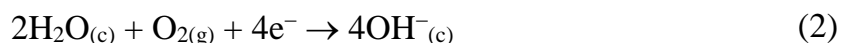
zbrojeniowego – rys. 5c. Tak samo jak w wyżej zaproponowanej koncepcji analizy skażenia betonu chlorkami lub zasięgu karbonatyzacji, wynikiem wskazującym na obszar betonu stwarzającego zagrożenie korozyjne dla zbrojenia będzie strefa wartości 0,6-1,8, z których każda wartość może świadczyć o rozpoczęciu korozji stali zbrojeniowej – rys. 5c.

3.2.2. Błędy interpretacyjne w badaniach elektrochemicznych

Podstawą badań potencjału stacjonarnego jest założenie, że dominującą reakcją korozyjną jest anodowe rozpuszczanie żelaza (1)



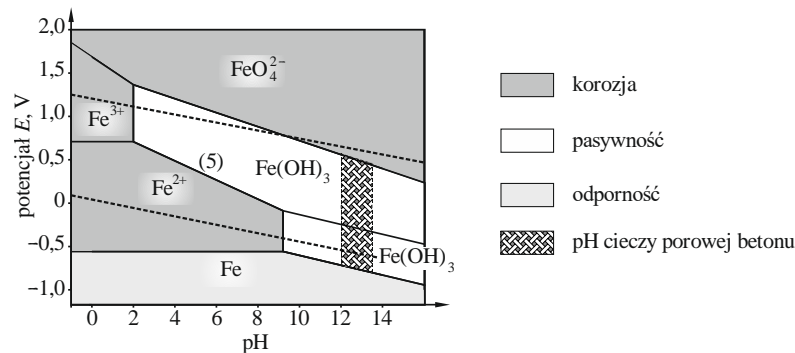
W wyniku tego procesu w zbrojeniu zaczyna gromadzić się ujemny ładunek elektryczny, tylko częściowo zużywany w reakcji depolaryzacji tlenowej (2).



Gromadzący się ładunek obniża miejscowo potencjał elektryczny pręta, co można pomierzyć w sposób pokazany na rys. 2a i porównać z odpowiednimi kryteriami. Jednak mierzony potencjał elektrody wcale nie musi być potencjałem równowagowym powyższych reakcji. Potencjał elektrody ma charakter potencjału mieszanego i może być wynikiem różnych reakcji przebiegających na powierzchni zbrojenia, szczególnie w przypadku bardzo złożonego składu chemicznego cieczy w porach betonu i dużej liczby wtrąceń w mikrostrukturze stali. Z tego względu obniżenie się potencjału poniżej wartości -350 mV względem elektrody siarczano-miedziowej wcale nie musi oznaczać gromadzenia się ujemnego ładunku w wyniku przebiegu reakcji (1). Również wzrost potencjału powyżej wartości -200 mV nie oznacza małej szybkości reakcji (1). Nie można więc na podstawie tej metody pomiarowej wyciągać żadnych wniosków dotyczących aktualnego stanu korozji zbrojenia w betonie.

Podstawą metody pomiaru oporności otulenia betonowego jest założenie, że niezakłócony przebieg reakcji katodowej (2), a tym samym korozja zbrojenia w betonie jest możliwa tylko w betonie o odpowiednio wysokiej wilgotności. Założenie to jest słuszne, pod warunkiem że beton nie ma właściwości ochronnych wobec zbrojenia i jest ekspozowany w stałych warunkach termiczno-wilgotnościowych. Na rys. 6 przedstawiono wykres zależności potencjału elektrody żelaznej od wartości pH roztworu, gdzie przy pH = 12-13,5 charakterystycznym dla cieczy w porach „zdrowego” betonu, żelazo w dużym zakresie potencjałów charakteryzuje się stanem pasywnym, czyli nie koroduje mimo środowiska wodnego.

Z tego wynika, że nawet przy zupełnie mokrym, ale „zdrowym” betonie stal zbrojeniowa nie będzie korodować.

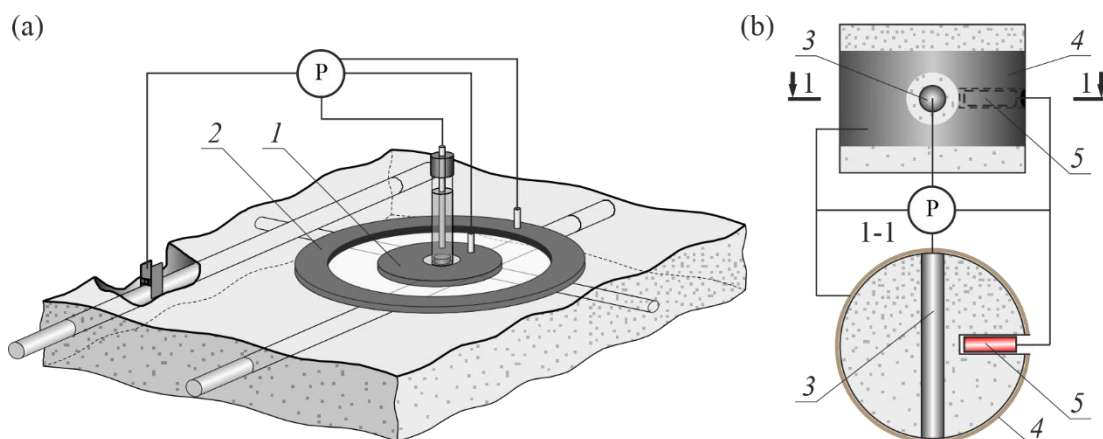


Rys. 6. Wykres zależności potencjału od odczynu pH dla żelaza zwany diagramem Pourbaix przedstawiający termodynamiczne trwałości kationów, anionów i wodorotlenków żelaza

Fig. 6. Potential/phase dependence diagram for iron, called the Pourbaix diagram, showing the thermodynamic stability of iron cations, anions and hydroxides

Ponadto spadek wilgotności betonu oraz spadek temperatury obniżają znacząco przewodność betonu, więc uzyskane wyniki będą się różniły w zależności od występujących warunków klimatycznych. Można więc stwierdzić, że na podstawie tej metody pomiarowej wyciąganie wniosków dotyczących aktualnego stanu korozji zbrojenia w betonie może być obarczone dużymi błędami lub nawet wnioskami sprzecznymi z rzeczywistością.

Wykonując elektrochemiczne pomiary polaryzacyjne, największym wyzwaniem jest ich adaptacja do skomplikowanych warunków pomiarowych, występujących na badanej konstrukcji żelbetowej. Głównym problemem jest identyfikacja tzw. powierzchni badanej zbrojenia A_p , czyli powierzchni pobocznic pręta lub prętów zbrojeniowych, do których w trakcie pomiaru dociera zaburzający sygnał elektryczny. Jednym z najbardziej popularnych, częściowych rozwiązań tego problemu jest stosowanie głowicy pomiarowej (przedstawionej także na rys. 3), zawierającej przeciwelektrodę pomocniczą 1 wraz z dodatkową, zewnętrzną elektrodą pomocniczą 2, zwaną ringiem ochronnym, która elektronicznie ogranicza niekontrolowany rozptyw prądów polaryzacyjnych w trakcie pomiaru – rys. 7a.



Rys. 7. Rozwiązania ograniczające błędy interpretacyjne w badaniach polaryzacyjnych: a) zastosowanie ringu ochronnego, b) wycięcie z konstrukcji rdzeni betonowych i zbudowanie na nich układu trójelektrodowego

Fig. 7. Solutions to reduce interpretation errors in polarisation testing: a) use of a guard ring, b) drilling concrete cores out of the structure and mounting a three-electrode system on them

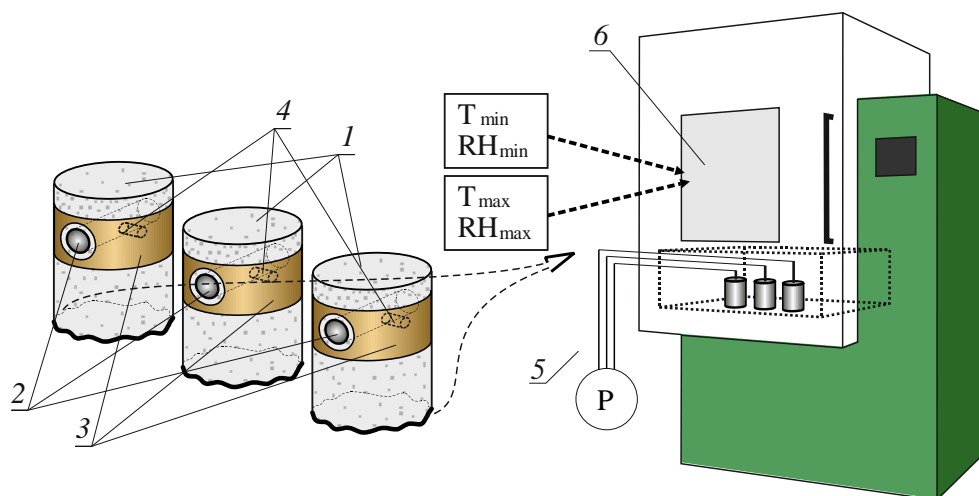
Lepszym, ale inwazyjnym rozwiązaniem, wymagającym wycięcia z konstrukcji rdzeni wraz z fragmentami drugorzędного zbrojenia 3, jest autorskie zgłoszenie patentowe [15], w którym na pobocznicę wyciętej próbki nakłada się przewodzącą powłokę 4, pełniącą rolę elektrody pomocniczej, a elektrodę odniesienia 5 umieszcza się w wykonanym otworze jak najbliższej powierzchni pręta otoczonego betonem – rys. 7b. W ten sposób rozwiązuje się dwa opisanego wyżej problemy, czyli zapewnienie polaryzacji całej powierzchni elektrody badanej (pręta) oraz eliminację problemu niepożądanego spadku potencjału na elektrodzie odniesienia (pkt 3.1).

4. Działania minimalizujące błędy w diagnostyce korozyjnej

4.1. Badania korozyjne na rdzeniach betonowych z laboratoryjną symulacją wpływów termiczno-wilgotnościowych

Przedstawione w pkt. 3.1 błędy pomiarowe związane z nieuwzględnieniem zmian warunków termiczno-wilgotnościowych, które zasadniczo wpływają na przebieg i zaawansowanie procesu korozji mogą być zniwelowane w metodzie zaproponowanej w autorskim patencie [11]. Metoda zaprezentowana na rys. 8 opiera się na wycinaniu z konstrukcji rdzeni 1 wraz z fragmentami drugorzędного zbrojenia 2 i wykonaniu na nich powłokowej elektrody pomocniczej 3 wraz z elektrodą odniesienia 4, zgodnie ze zgłoszeniem patentowym [15]. Wymienione elektrody podłączone są do potencjostatu 5, za pomocą którego wykonuje się pomiary polaryzacyjne szybkości korozji metodą

LPR lub EIS – rys. 8. Kluczowym założeniem metodyki jest konieczność zdefiniowania dla badanej konstrukcji kombinacji dwóch ekstremalnych par parametrów, tj. temperatury i wilgotności powietrza, które w cyklu roku kalendarzowego mogą wystąpić w otoczeniu konstrukcji. W analizie możliwych wartości temperatury należy wykluczyć te poniżej 0°C , gdyż wówczas procesy korozyjne ustają. Wartości te można określić na podstawie historycznych, kilkuletnich raportów ze stacji meteorologicznych, znajdujących się w okolicy badanego obiektu, dodatkowo posiłkując się normami z zakresu instalacji grzewczych lub normami dotyczącymi oddziaływania temperatury na budowlę. W przypadku obiektów przemysłowych o nietypowych warunkach pracy, skrajne wartości temperatury i wilgotności powietrza lub temperatury wody, w której element jest zanurzony należy ustalić indywidualnie. Ustawiając w komorze klimatyczno-korozyjnej 6 (rys. 8) ustalone parametry (T_{\min} , RH_{\min}) i (T_{\max} , RH_{\max}) i wprowadzając do niej badane rdzenie 1 z elektrodami, możliwe jest uzyskanie maksymalnych oraz minimalnych wartości szybkości korozji, która może wystąpić w trakcie całego okresu eksploatacji konstrukcji.



Rys. 8. Określanie szybkości korozji stalowego zbrojenia na wyciętych z konstrukcji rdzeniach
Fig. 8. Determining the corrosion rate of reinforcing steel on cores drilled from the structure

4.2. Monitoring korozyjny zbrojenia

Wyżej opisana, autorska metoda ma swoje zastosowanie w badaniach istniejących konstrukcji, gdyż przy braku innego źródła informacji dotyczących możliwych zmian szybkości korozji pozwala oszacować średnioroczny ubytek przekroju prętów (na podstawie prawa Faradaya) oraz zmiany właściwości mechanicznych stali zbrojeniowej. Precyzja szacowania głównie jest związana z umiejętnym doborem

proporcji między maksymalnymi a minimalnymi wartościami szybkości korozji, co nie jest zagadnieniem prostym.

Jednak zdecydowanie najlepszym rozwiązaniem, które należy przewidzieć jeszcze na etapie projektowania budowli, jest ciągle monitorowanie szybkości korozji zbrojenia za pomocą czujników umieszczonych w konstrukcji przed ułożeniem betonu. Takie rozwiązania już istnieją, chociaż w Polsce są praktycznie niestosowane. Wśród różnych rozwiązań czujników umożliwiających pomiar potencjału stacjonarnego, stężenia jonów chlorkowych i odczynu cieczy w porach betonu (ogólnie omówionych w pracy [9]) szczególne zainteresowanie budzą czujniki wielofunkcyjne, które umożliwiają pomiar wyżej wymienionych parametrów oraz dodatkowo szybkości korozji, temperatury i przewodności betonu. Przykład takiego czujnika opisanego w pracy [7] przedstawiono na rys. 9, w którym zastosowano stalowy pręt 1 jako elektrodę roboczą, dwa pręty z metalu obojętnego 2, quasi-elektrodę odniesienia 3, elektrodę chlorkową Ag/AgCl 4 i termometr 5.



Rys. 9. Czujnik wielofunkcyjny według rozwiązania przedstawionego w pracy [7]
Fig. 9. Multifunctional sensor according to the solution presented in the paper [7]

Czujnik umożliwia pomiar szybkości korozji metodą LPR, pomiar oporności betonu między dwoma obojętnymi elektrodami, pomiar zawartości tlenu za pomocą rejestracji krzywej polaryzacji katodowej elektrody obojętnej, pomiar stężenia chlorków i pomiar temperatury. Przed zamocowaniem na zbrojeniu czujnik zatapia się w porowatej zaprawie (rys. 9b) i w takiej formie stabilizuje się na zbrojeniu w szalunku – rys. 9c i d.

Monitoring korozyjny, podobnie jak wyżej opisane badania na wyciętych rdzeniach, dostarcza informacje o zmianach szybkości korozji i czynnikach wpływających na te zmiany. Jednak uzyskane z monitoringu dane pozwalają obliczyć średnioroczny ubytek przekroju prętów (wg prawa Faradaya), w przeciwieństwie do jedynie szacowania ubytku w badaniach na rdzeniach.

5. Wnioski

Prawidłowe diagnozowanie konstrukcji żelbetowych pod kątem zagrożenia wynikającego z korozji zbrojenia w betonie powinno być realizowane przy uwzględnieniu wielokryterialnej oceny wynikającej z analizy zarówno badań materiałowych, jak i elektrochemicznych. Niestety obecnie przyjęte metody postępowania, przy niewystraczającej staranności i baraku specjalistycznej wiedzy, mogą dostarczać błędnych wyników lub być źródłem ich niewłaściwej interpretacji.

Najbardziej powszechnym postępowaniem, w sposób zasadniczy wpływającym na wnioskowanie dotyczące zagrożenia korozyjnego, jest nieprawidłowe tylko jednokrotne wykonanie badań diagnostycznych. W konsekwencji oceniany jest jedynie chwilowy stan korozyjny będący funkcją występującej w otoczeniu konstrukcji konkretnej wilgotności i temperatury powietrza.

Miarodajna ocena stanu korozyjnego konstrukcji jest możliwa jedynie w przypadku diagnostyki realizowanej na wyciętych rdzeniach przy symulacji warunków termiczno-wilgotnościowych panujących w okresie roku kalendarzowego w otoczeniu obiektu lub w formie monitoringu za pomocą czujników korozyjnych.

Bibliografia

1. Alonso M.C., Sanchez M.: Analysis of the variability of chloride threshold values in the literature, *Materials and Corrosion*, vol. 60, no. 8, 2009, pp. 631–637.
2. Andrade C., Alonso C.: On-site measurements of corrosion rate of reinforcement, *Construction and Building Materials* 15/2001, pp. 141-145.
3. Andrade C., Alonso C., Sarria J.: Corrosion rate evolution in concrete structures exposed to the atmosphere, *Cement & Concrete Composites* 24, 2002, pp. 55-64.

4. ASTM-C 867-91. Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete.
5. Beddoe R.E.: Determination of chlorides in concrete structures, *Non-Destructive Evaluation of Reinforced Concrete Structures*, Elsevier, 2010, pp. 198–216
6. Behnood A., Van Tittelboom K., De Belie N.: Methods for measuring pH in concrete: A review, *Construction and Building Materials*, vol. 105, 2016, pp. 176–188.
7. Duffó G.S., Farina S.B., Giordano C.M.: Embeddable reference electrodes for corrosion monitoring of reinforced concrete structures, *Materials and Corrosion*, vol. 61, no. 6, 2010, pp. 480–489.
8. Glass G.K., Reddy B., Buenfeld N.R.: Corrosion inhibition in concrete arising from its acid neutralisation capacity, *Corrosion Science*, vol. 42, no. 9, 2000, pp. 1587–1598.
9. Jaśniok M., Jaśniok T.: Ocena zagrożenia korozyjnego stali w konstrukcjach żelbetowych na podstawie badań diagnostycznych i monitoringu, XXXVII Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji. Wisła 28-32 marca 2023, tom I, s. 605–674.
10. Muralidharan S. et al., Electrochemical studies on the performance characteristics of solid metal–metal oxide reference sensor for concrete environments, *Sensors and Actuators B: Chemical*, vol. 113, no. 1, 2006, pp. 187–193.
11. Patent Pat.224072 udzielony w dn. 25.04.2016 r., Politechnika Śląska; Zybura A., Jaśniok M., Jaśniok T.: Sposób badania szybkości korozji zbrojenia zwłaszcza w konstrukcjach żelbetowych
12. PN-EN 206-1:2003/Ap1:2004 Beton. Część 1. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
13. Ściślewski Z.: Ochrona konstrukcji żelbetowych, Arkady, Warszawa 1999.
14. Wieczorek G.: Korozja zbrojenia inicjowana przez chlorki i karbonatyzację otuliny, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2002, s. 377.
15. Zgłoszenie patentowe P.437855 z dnia 2021-05-12, Politechnika Śląska, Jaśniok T. Jaśniok M.: Sposób wytwarzania i aplikacji przewodzącej powłoki w badaniach polaryzacyjnych szybkości korozji stalowego zbrojenia, zwłaszcza w betonowych rdzeniach wyciętych z konstrukcji żelbetowej.
16. Zybura A., Jaśniok M., Jaśniok T.: Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Badania korozji zbrojenia i właściwości ochronnych betonu, tom 2, PWN, Warszawa 2011.

Jacek KAWALEC
Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa

WYBRANE ZAGADNIENIA REALIZACJI KONSTRUKCJI Z GRUNTU ZBROJONEGO GEOSYNTETYKAMI POSADOWIONYCH W SKOMPLIKOWANYCH WARUNKACH GEOTECHNICZNYCH

Streszczenie. Artykuł obejmuje problematykę projektowania i realizacji konstrukcji oporowych posadawianych w skomplikowanych warunkach geotechnicznych. Omówione zostały podstawowe różnice w poszczególnych typach konstrukcji oraz przedstawiono zasady projektowania. W dalszej części zwrócono uwagę na różnorodność oblicowań i podjęto dyskusję nad ich przydatnością w warunkach przewidywanych osiadań konstrukcji. Praca zawiera też zalecenia przydatne na etapie wykonawstwa konstrukcji.

Słowa kluczowe: konstrukcje z gruntu zbrojonego, geosyntetyki, oblicowanie konstrukcji, nierównomierność osiadania, kryteria doboru

SELECTED ASPECTS OF REALISATIONS OF RETANING STRUCTURES MADE FROM GEOSYNTHETICS FOUNDED IN COMPLEX GEOTECHNICAL CONDITION

Summary. The paper covers the issues of design and implementation of retaining structures founded in complex geotechnical conditions. The basic differences in particular types of constructions were discussed and the principles of designing were presented. In the further part, attention was paid to the variety of facings and a discussion was started on their usefulness in the conditions of expected settlement of the structure. The paper also contains recommendations useful at the stage of construction execution.

Keywords: reinforced soil structures, geosynthetics, facings, uneven settlement, selection criteria

1. Wprowadzenie

Konstrukcje z gruntu zbrojonego, szczególnie w sytuacjach konieczności posadowienia ich w skomplikowanych warunkach geotechnicznych, są coraz częściej wybieraną alternatywą dla sztywnych konstrukcji żelbetowych. W przypadkach, kiedy ze względu na niekorzystną budowę geologiczną podłoża przewidywane są znaczące osiadania konstrukcji, a szczególnie nierównomierne osiadania, zachodzi uzasadniona obawa uszkodzenia sztywnej konstrukcji żelbetowej. Projektanci stają w takiej sytuacji przed dylematem, w jaki sposób problem ten należy rozwiązać, przy czym o ile współczesne technologie wzmocnienia podłoża bądź posadowienia pośredniego nie stanowią większego wyzwania technologicznego, o tyle na ogół koszty takiego rozwiązania bywają argumentem przeciw. Wówczas często grunt zbrojony pozostaje jedyną alternatywą, jeśli oczywiście rozwiązanie problemu przy wykorzystaniu tej technologii jest przemyślane i odpowiednio zaprojektowane. Choć teoretycznie konstrukcje z gruntu zbrojonego są rozwiązaniem prostym do zaprojektowania oraz ze względu na swój zakres odkształcalności bardziej „dostosowują się” do deformacji podłoża niż konstrukcje żelbetowe, to w rzeczywistości o sukcesie w postaci trwałej i co ważne estetycznej konstrukcji z gruntu zbrojonego decyduje wiele detali, które często są niedoceniane.

2. Specyfika konstrukcji z gruntu zbrojonego geosyntetykami na tle innych rodzajów gruntu zbrojonego

Na wstępie należy wyraźnie zdefiniować co rozumiemy jako konstrukcje z gruntu zbrojonego. Na potrzeby tego referatu konstrukcjami takimi będą konstrukcje ziemne zbrojone wkładkami geosyntetycznymi układanymi poziomo, przy czym powierzchnia tych wkładek w planie będzie stanowić przeważającą większość, a ich rozstaw w pionie, czyli niejako gęstość układania zbrojenia, nie będzie większy niż 30 cm. Chodzi o to, aby powierzchnia zbrojenia w masie gruntu nim zbrojonego była jak największa. Im gęstsze zbrojenie, tym konstrukcje z gruntu zbrojonego charakteryzują się mniejszą odkształcalnością, co zostało potwierdzone m.in. niszczącymi badaniami zachowania się gruntu zbrojonego, który został poddany obciążeniu osiowemu [3]. Jest to w pewnym sensie efekt lepszej homogenizacji materiału gruntowego, ponieważ im większa powierzchnia kontaktu z wkładkami geosyntetycznymi, tym większa

objętość gruntu będącego w bezpośredniej z nim współpracy. Okazuje się, że ma to wpływ na zachowanie się konstrukcji i skutkuje redukcją wartości naprężenia generowanego w zbrojeniu i tym samym zmniejszeniem deformacji całej konstrukcji.

Wraz ze zwiększoną gęstością ułożenia zbrojenia w przekroju ściany następuje redukcja naprężenia poziomego generowanego w warstwie gruntowej pomiędzy poziomami zbrojenia, a w konsekwencji następuje zmniejszenie parcia oddziałującego w kierunku lica ściany. Teoretycznie idealnie zazbrojona konstrukcja z gruntu zbrojonego (jednorodnie zhomogenizowana) powinna cechować się brakiem konieczności jakiegokolwiek oblicowania. Grunt będący w interakcji z gęsto ułożonym zbrojeniem powinien utrzymywać ziarna gruntu w miejscu ich wbudowania, bez efektu ich lokalnego obsypywania się przy licu. Oczywiście teoretycznie, gdyż w praktyce zawsze występują pewne czynniki zewnętrzne (erozja, wiatr, zmiany temperatury, zmiana wilgotności itp.) powodujące lokalne obsypywanie się materiału przy licu ściany, nawet niebędącej obciążonej w naziomiu. Z tego względu ściana oporowa z gruntu zbrojonego wymaga zastosowania oblicowania. Jednakże z powodów opisanych powyżej pełni ono jedynie funkcję wspomagająco-estetyczną, nie jest i nie powinno być elementem rozwiązania statycznego (w rozumieniu, iż w obliczeniach statycznych rozwiązania elementy oblicowania nie powinny być uwzględniane jako elementy zbrojeniowe/utrzymujące konstrukcję). Poprawnie zaprojektowana ściana oporowa geosyntetykami może wykorzystać prawie każdy dostępny system oblicowania, o ile oczywiście jest poprawnie wbudowany i połączony z elementami zbrojeniowymi, gdyż obciążenia generowane przez grunt i przekazywane na oblicowanie są tym mniejsze, im gęstsze jest ułożenie wkładek. Różnicę w zachowaniu się gruntu w strefie przy licu w warunkach gęstego lub rzadkiego ułożenia zbrojenia geosyntetycznego można zaobserwować na rys. 1, objętość obsypanego gruntu jest zdecydowanie większa w przypadku rzadkiego ułożenia zbrojenia.



Rys. 1. Badania zachowania się konstrukcji z gruntu zbrojonego wykonanych z tego samego gruntu, ale różniących się rozstawem wkładek zbrojeniowych [3]

Fig. 1. Performance tests of reinforced soil structures constructed with the same fill but different reinforcement spacing [3]

Należy jednoznacznie podkreślić, że wyżej opisane mechanizmy związane z efektem gęsto ułożonego zbrojenia nie mają zastosowania w przypadkach rozwiązań technicznych opartych na idei klasycznej ściany oporowej Vidala [4]. W tym drugim przypadku ściana oporowa tworzona jest przez elementy oblicowujące zakotwione cięgnami (pasmami, taśmami) w gruncie. Taka ściana charakteryzuje się minimalną powierzchnią zbrojenia, które oczywiście powinno mieć proporcjonalnie znaczne wytrzymałość. Podstawowa różnica pomiędzy tymi dwoma typami rozwiązań (ściana z gruntu oporowego gęsto zbrojonego geosyntetykami a ściana z paneli kotwionych w gruncie) polega na tym, iż w tym drugim przypadku elementy oblicowujące stanowią istotny element konstrukcyjny, uwzględniany w obliczeniach statycznych. Innymi słowy w pierwszym przypadku (teoretycznie) konstrukcja mogłaby funkcjonować bez oblicowania (w praktyce występuje oblicowanie z bloczków, siatek, gabionów itp., pełniące rolę estetyczną), w drugim konstrukcja bez paneli nie mogłaby praktycznie pełnić swojej funkcji. Jak wspomniano wcześniej, wszystkie zagadnienia dotyczące szczegółów realizacyjnych ujętych w tym artykule dotyczą konstrukcji pierwszego typu – gęsto zbrojonych geosyntetykami.

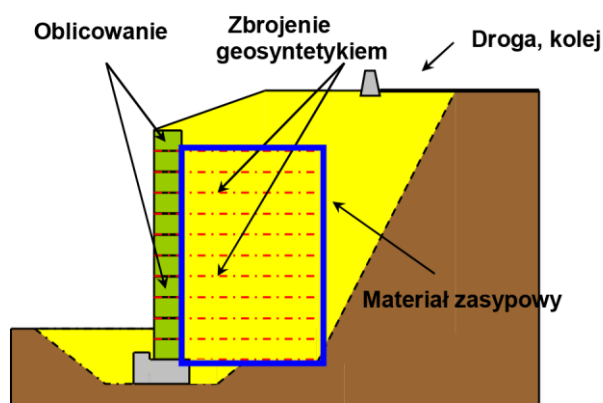
3. Podstawowe zasady projektowania konstrukcji z gruntu zbrojonego geosyntetykami

Konstrukcje oporowe z gruntu zbrojonego geosyntetykami to konstrukcje gruntowe, w których naprężenia rozciągające przejmowane są przez odpowiednio dobrane i rozmieszczone wkładki polimerowe. Jak wspomniano wcześniej, oblicowanie pełni funkcję estetyczną, choć jego wybór często decyduje o szczegółach rozwiązania technicznego. Schemat typowej konstrukcji oporowej z gruntu zbrojonego geosyntetykami zamieszczono na rys. 2 [2].

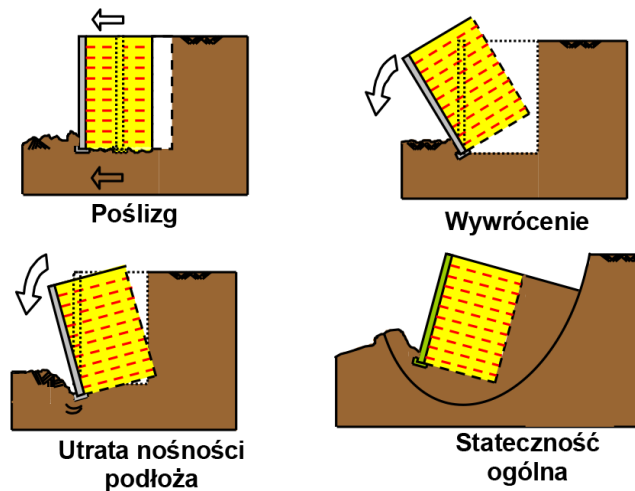
Niestety nie istnieje żadna polska metoda projektowa. Projektowanie konstrukcji odbywa się najczęściej na podstawie podejścia: brytyjskiego, amerykańskiego lub niemieckiego, które różnią się szczegółami, ale w zakresie podstawowych wymagań są zbliżone. Wszystkie metody projektowania rozgraniczają analizę stateczności układu na dwie części tj. analizę stateczności zewnętrznej oraz analizę stateczności wewnętrznej.

W ramach analizy stateczności zewnętrznej należy sprawdzić 4 podstawowe warunki (rys. 3):

- stateczność na przesunięcie,
- stateczność na obrót,
- nośność podłoża pod konstrukcją,
- stateczność ogólnej.



Rys. 2. Przekrój przez konstrukcję oporową zbrojoną geosyntetykami
Fig. 2. Cross-section of retaining wall reinforced by geosynthetics



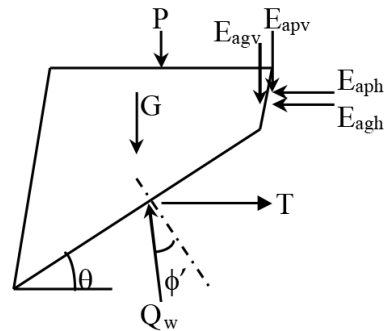
Rys. 3. Warunki sprawdzane w analizie stateczności zewnętrznej
 Fig. 3. Checks required by external stability analysis

Wynikiem analizy stateczności zewnętrznej jest określenie wymaganej, minimalnej długości zbrojenia konstrukcji. Ostatnie z wymienionych, tj. sprawdzenie stateczności ogólnej, jest wymagane w przypadku występowania niekorzystnego układu geologicznego, w szczególności nachylenia terenu, warstw gruntów przebiegających pod kątem zgodnym z kierunkiem potencjalnego przesuwu konstrukcji, wysokiego poziomu wód gruntowych itp. Dla analizy stateczności ogólnej należy zastosować jedną z tradycyjnych metod uwzględniając potencjalne powierzchnie poślizgu o kształcie cylindrycznym lub łamanym. Sprawdzenie stateczności zewnętrznej prowadzone jest w analogiczny sposób do przypadku projektowania tradycyjnych konstrukcji oporowych.

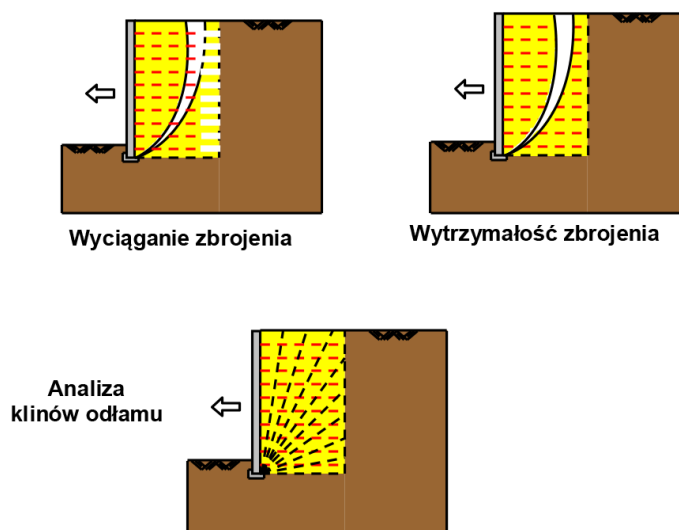
Przy analizowaniu stateczności wewnętrznej (rys. 4) należy sprawdzić, czy w trakcie całego projektowanego czasu eksploatacji konstrukcji nie dojdzie do:

- wyciągnięcia zbrojenia z konstrukcji (ang. *pull-out*),
- zerwania zbrojenia w wyniku wystąpienia siły niszczącej T większej od jego wytrzymałości (rys. 4).

Analizę układu sił niszczących i utrzymujących przeprowadza się dla poszczególnych klinów odłamu (ang. *Tie-back Wedge*) nachylonych do poziomu pod kątem θ (rys. 4). Wytrzymałość zbrojenia w każdym przypadku i w każdej warstwie musi być większa od najbardziej niekorzystnego układu sił rozciągających, pochodzących od obciążeń stałych i zmiennych. Co istotne, warunek ten powinien być również spełniony w całym okresie eksploatacji konstrukcji oporowej, uwzględniając wpływ wszystkich czynników zmniejszających parametry wytrzymałościowe zbrojenia w czasie.



Rys. 4. Układ sił dla klina odłamu
Fig. 4. Forces at tie back wedge



Rys. 5. Warunki sprawdzane w analizie stateczności wewnętrznej
Fig. 5. Checks required by internal stability analysis

Wynikiem końcowym obliczeń stateczności wewnętrznej jest określenie liczby warstw zbrojenia, jego rozstawu oraz określenie jego minimalnej wytrzymałości projektowej.

W tym miejscu należy zaznaczyć, iż projektowanie konstrukcji oporowych z gruntu zbrojonego wyłącznie metodami analizy stateczności, które jest niestety dość często spotykaną praktyką, jest niepoprawne. Metody te nie uwzględniają kompleksowej analizy stateczności wewnętrznej konstrukcji i tym samym projekt konstrukcji wykonany przy wykorzystaniu tylko analiz stateczności jest obarczony wadą niepełnej analizy statycznej konstrukcji, a to wiąże się z poważnym ryzykiem.

4. Oblicowania wykorzystywane w projektowaniu konstrukcji z gruntu zbrojonego geosyntetykami

Jak już wspomniano (pkt 2) z punktu widzenia statyki konstrukcji oblicowanie pełni rolę drugorzędą. Na ogół nie jest brane pod uwagę w obliczeniach, gdyż praktycznie nie przenosi parcia gruntu (w rzeczywistości występuje niewielkie parcie gruntu z warstwy pomiędzy zbrojeniem, które jest przekazywane na oblicowanie).

Oblicowanie w konstrukcji z gruntu zbrojonego geosyntetykami pełni jednakże podwójną, ważną funkcję. Po pierwsze, na ogół wymusza rozstaw zbrojenia w konstrukcji. Jest to najczęściej wynikiem konieczności dopasowania zbrojenia do wymiarów oblicowania.

Po drugie, ważniejszą rolą oblicowania jest nadanie walorów estetycznych całej konstrukcji. W tym miejscu należy podkreślić, że właściwy dobór oblicowania konstrukcji, oprócz doskonałego wpisania się w otoczenie, powinien również uwzględniać inne czynniki zewnętrzne, takie jak: możliwy wandalizm, wpływ promieniowania UV na materiał zbrojący, konieczność wykonania „zielonej konstrukcji” czy możliwość wegetacji roślinności. Każde z tych uwarunkowań wymaga odrębnego projektu, zapewniającego walory estetyczne lecz równocześnie spełniającego kryteria bezpieczeństwa konstrukcji. Dobrze zaprojektowana konstrukcja jest bowiem efektem współpracy architekta z projektantem mającym pewne doświadczenie geotechniczne. Bezkrytyczne kopiowanie rozwiązania konstrukcyjnego zastosowanego w określonych warunkach lub przenoszenie go na inne zadanie inwestycyjne może prowadzić do utraty podstawowych właściwości konstrukcji oraz znacznie obniżyć współczynnik bezpieczeństwa konstrukcji. Oprócz walorów estetycznych również wiele technicznych uwarunkowań powinno być wziętych pod uwagę przy projektowaniu konstrukcji z gruntu zbrojonego [1]:

- możliwość szybkiej i łatwej budowy konstrukcji jako pełnego, sprawdzonego systemu, którego elementami składowymi są oblicowanie, geosyntetyk jako zbrojenie oraz element łączący oblicowanie ze zbrojeniem,
- stateczność konstrukcji pod wpływem zmiennych obciążeń statycznych i dynamicznych,
- stateczność konstrukcji uwzględniająca wpływ długotrwałych obciążeń statycznych, np. od budowli, obciążeń zmiennych wywołanych ruchem sprzętu budowlanego w czasie formowania konstrukcji,
- trwałość konstrukcji w czasie całego okresu projektowanej eksploatacji,

- pewność połączenia pomiędzy geosyntetykiem a elementem licującym,
- odporność konstrukcji na wpływ promieniowania UV,
- odporność konstrukcji na wpływ czynników chemicznych,
- trwałość konstrukcji, a szczególnie zbrojenia w przypadku występowania różnych od obojętnej wartości pH materiału zasypowego (ten punkt powinien podlegać szczególnej uwadze, jeśli jako materiał zasypowy zastosuje się grunty antropogeniczne, w przypadku których odczyny pH mogą być silnie kwaśne lub silnie zasadowe),
- trwałość konstrukcji spowodowana wpływem opadów,
- odporność na zagrożenia spowodowane mikroorganizmami,
- odporność konstrukcji na wandalizm,
- odporność konstrukcji na wpływ wysokiej temperatury i ognia.

4.1. Dobór oblicowania jako czynnik determinujący rozwiązanie

Architekt oraz inwestor mają do wyboru wiele różnych typów oblicowań, które mogą zostać narzucone projektantowi. Pewne ograniczenia wynikają jednakże z przeznaczenia konstrukcji. Inne musi być z pewnością oblicowanie stromej skarpy, a inne np. przyczółka mostowego. Generalnie typy oblicowań można podzielić na 3 grupy:

- oblicowania sztywne,
- oblicowania miękkie, najczęściej tzw. zielone skarpy,
- oblicowania mieszane, będące kombinacją dwóch pierwszych rodzajów.

4.2. Panele na pełną wysokość

Oblicowanie z paneli na pełną wysokość to cienki element żelbetowy, w którym w procesie prefabrykacji zostają zabetonowane odcinki geosyntetyku tzw. startery, pozwalające na połączenie lica z właściwym zbrojeniem w czasie formowania konstrukcji. Połączenie odbywa się przy zastosowaniu specjalnego elementu połączeniowego. Istotnym aspektem związanym z tym typem oblicowania jest konieczność dokładnego zaprojektowania pionowego rozstawu zbrojenia w postaci geosyntetyków przed przystąpieniem do procesu prefabrykacji paneli i betonowania w nich starterów.



Rys. 6. Panele na pełną wysokość
Fig. 6. Full heigh panels

4.3. Panele modułowe

Panele modułowe to prefabrykowane elementy żelbetowe lub betonowe, w których (podobnie jak w panelach na pełną wysokość) zabetonowane są startery, a połączenie z geosyntetykiem odbywa się za pomocą specjalnego elementu połączeniowego. Zastosowania na terenie Europy pokazują liczne, różnego rodzaju modułowe elementy betonowych, które swoim kształtem i wymiarami dowodzą ogromnej pomysłowości architektów i projektantów konstrukcji. Najczęściej spotykanymi przykładami są panele heksagonalne, krzyżowe oraz typu „T”.



Rys. 7. Panele modułowe
Fig. 7. Incremental panels

4.4. Oblicowania gabionowe

W przypadku konstrukcji z oblicowaniem w postaci gabionów, czyli koszy z siatki stalowej, wypełnionych kamieniami, rozstaw zbrojenia geosyntetycznego jest determinowany wysokością gabionów. To ograniczenie w żadnym stopniu nie zmniejsza atrakcyjności konstrukcji, a rozwiązanie statyczne może uwzględniać także ten typ oblicowania. Elementem decydującym o trwałości konstrukcji jest najczęściej trwałość siatki, z której wykonane są gabiony (stal galwanizowana, otoczka w postaci mieszanki cynku i aluminium lub PCV).



Rys. 8. Oblicowanie gabionowe
Fig. 8. Gabion facing

4.5. Oblicowania wywijane

W tym przypadku elementem oblicowującym jest sam geosyntetyk wywinięty wokół lica konstrukcji i połączony odpowiednim łącznikiem z kolejną warstwą zbrojenia zasadniczego. Tego typu oblicowania zalecane są dla stromych skarp o pochyleniu ponad 45° . W technologii tej ważne jest właściwe wypełnienie gruntowe za oblicowaniem, pozwalające na uzyskanie „zielonej” konstrukcji. Konstrukcja tego typu wymaga wykorzystania tymczasowego przestawnego szalunku, pozwalającego nadać jej właściwy kąt nachylenia. Szczególnie ważną sprawą jest w tym przypadku konieczność uwzględnienia przy doborze zbrojenia jego odporności na działanie czynników zewnętrznych, w tym na promieniowanie UV. Wykonanie konstrukcji z użyciem geosyntetyku wykonanego z polimeru, który takiej odporności nie ma, może grozić jej poważną awarią.



Rys. 9. Oblicowanie wywijane
Fig. 9. Wraparound facing

4.6. Oblicowania z siatką stalową

Oblicowania z siatką stalową to szczególnie przypadek oblicowań wywiniętych, gdzie dla nadania właściwego kształtu i niezmiennego kąta nachylenia konstrukcji wykorzystywane są tradycyjne stalowe siatki zbrojeniowe lub elementy powstałe przez zespawanie prętów zbrojeniowych w siatkę. Oblicowania takie, traktowane w analizie konstrukcji jako element nietrwały, w praktyce sprowadzają obliczenia do konstrukcji wywijanej. Dużym usprawnieniem jest tu jednakże szybkość formowania lica konstrukcji, dzięki rezygnacji z tymczasowego szalunku przestawnego. W zależności od wymaganej trwałości konstrukcji siatki mogą być bez żadnego zabezpieczenia (konstrukcje tymczasowe) lub galwanizowane (konstrukcje trwałe).



Rys. 10. Oblicowanie z siatką stalową
Fig. 10. Steel mesh panel facing

4.7. Oblicowania kaszycowe

W tym przypadku technologia pozwala na wykonanie konstrukcji, którą można w dalszym etapie zazielenić lub obsadzić roślinnością płożącą. W stosunkowo krótkim czasie po ukończeniu budowy konstrukcja korzystnie zmienia swe walory estetyczne



Rys. 11. Oblicowanie kaszycowe
Fig. 11. Caission panel facing

4.8. Oblicowania z drobnowymiarowych elementów betonowych

W przypadku drobnowymiarowych elementów betonowych jest dostępnych wiele systemów, różniących się kształtem i rozmiarami bloczka. Technologia konstruowania murów oporowych opiera się na połączeniu geosyntetyku (najczęściej georusztu) ze specjalnie wykonanym bloczkiem betonowym za pomocą specjalistycznego łącznika. System pozwala na bardzo sprawne konstruowanie murów oporowych, bez konieczności wykorzystania ciężkiego sprzętu. Połączenia poszczególnych bloczków odbywają się metodą na sucho.



Rys. 12. Oblicowanie z drobnowymiarowych bloczków betonowych
Fig. 12. Block facing

4.9. Dobór typu oblicowania a warunki geotechniczne

W teorii wszystkie wymienione wyżej typy oblicowań mogą zostać wybrane do realizacji dowolnej konstrukcji posadowionej w dowolnych warunkach geotechnicznych. W rzeczywistości jednak występują duże różnice w pracy oblicowania w warunkach zróżnicowanej odkształcalności podłoża. Panele modułowe oraz panele na pełną wysokość mają zdecydowanie mniejszą zdolność dostosowania się do konstrukcji wykazującej nierównomierność osiadania, panele mają tendencję do zaciskania się względem siebie i w konsekwencji pęknięcia. Dodatkowym problemem jest konieczność odpowiedniego wzmocnienia podłoża dla posadowienia paneli, często wymagane są pod nimi pale lub kolumny, co w konsekwencji prowadzi do odmiennej pracy konstrukcji oporowej od pracy samego oblicowania. Podobnie jest w przypadku oblicowań z drobnowymiarowych elementów, choć bloczki ze względu na swoje rozmiary mają już znacznie większą możliwość akumulacji nierównomierności osiadania w porównaniu z panelami. Należy tutaj podkreślić, że projektowanie specjalnego fundamentu dla bloczków jest w opinii autora błędnym podejściem, gdyż powoduje ich „utwierdzenie” i tym samym uniemożliwia dostosowanie się do pracy konstrukcji, tymczasem konstrukcja za oblicowaniem pracuje zupełnie odmiennie. Z tego powodu w tabeli 1 elementy kaszycowe, gabiony i bloczki, dla których projektuje się odrębne posadowienie zostały umieszczone w grupie przydatnych z zastrzeżeniami. Brak odrębnego posadowienia dla oblicowania, wg autora, zdecydowanie zwiększa ich zdolność do dostosowania się w przypadku osiadania podłoża pod konstrukcją.

Tabela 1

Przydatność oblicowania w przypadku występowania skomplikowanych warunków geotechnicznych i nierównomiernego osiadania

Podział oblicowań w zależności od przydatności w warunkach występowania nierównomiernego osiadania podłoża		
Zalecane	Przydatne z ograniczeniami	Niezalecane
- Oblicowania z siatką stalową - Oblicowania wywijane	- Oblicowania z drobnowymiarowych elementów betonowych - Oblicowania kaszycowe - Oblicowania gabionowe	- Panele modułowe - Panele na pełną wysokość

Źródło: Opracowanie własne

Powyższe ograniczenia nie dotyczą konstrukcji z wywiniętymi geosyntetyki i oblicowaniami z siatką stalową. Tutaj oblicowanie ma pełną zdolność adaptacji

w warunkach nawet znacznych nierównomierności osiadania i jest zdecydowanie zalecanym rozwiązaniem w przypadku skomplikowanych warunków geotechnicznych. Nie wspominając już o ekonomii takiego podejścia, eliminacja konieczności wykonywania głębokiego wzmocnienia pod oblicowanie z pewnością czyni je atrakcyjniejszymi finansowo.

4.10. Dodatkowe oblicowania dokładane po zakończeniu osiadań

W przypadkach przewidywanego, bardzo dużego osiadania konstrukcji można rozważyć jej wykonanie z oblicowaniem z siatką stalową i wykorzystać je jako rozwiązanie przejściowe pozwalające na swobodną pracę konstrukcji w czasie konsolidacji podłoża pod nią. Z punktu widzenia bezpieczeństwa taka konstrukcja spełnia wszystkie wymogi stawiane konstrukcjom oporowym. Natomiast ten typ oblicowania jako docelowy może nie spełniać wymogów inwestora, którego preferencją może być zupełnie inne oblicowanie. W takich przypadkach po zakończeniu procesu konsolidacji można dołożyć przed konstrukcją oporową praktycznie dowolne oblicowanie, pod warunkiem odpowiedniego przewidzenia i zaprojektowania szczegółów jego połączenia z wykonaną konstrukcją w ramach opracowywania pierwotnego projektu.



Rys. 13. Montaż oblicowania dodatkowego

Fig. 13. Two stage facing installation

Takie podejście stosowane w sytuacjach występowania podłoża o dużej i zmiennej odkształcalności pod konstrukcją wymaga jednak dodatkowych obliczeń sprawdzających zachowania się dodatkowego obliczania dla przypadków, które nie są przedmiotem klasycznego obliczenia ściany oporowej, jak np. parcie i ssanie wiatru, podmycie fundamentu, uderzenie pojazdu w dolną część (szczególnie w przypadku elementów małogabarytowych) itp. Trzeba podkreślić, iż to dodatkowe obliczanie nie może być uznane za element ściany oporowej w rozumieniu jej analiz statycznych i pominięty w obliczeniach, stanowi ono bowiem niezależną konstrukcję łączoną ze ścianą już po jej wykonaniu.

5. Realizacja konstrukcji oporowych – na co zwrócić szczególną uwagę, aby uniknąć problemu

5.1. Dobór materiału zasypowego

W większości przypadków projektanci, chcąc zoptymalizować ilość geosyntetyków potrzebnych do zbrojenia konstrukcji, przyjmują dla obliczeń korzystne parametry gruntu zasypowego, na ogół jest to grunt niespoisty (bez kohezji) o stosunkowo wysokim parametrze kąta tarcia wewnętrznego. Tymczasem w warunkach realizacyjnych bardzo rzadko parametry te są weryfikowane na budowie. Dość powszechną praktyką jest stosowanie lokalnie dostępnych gruntów antropogenicznych, w tym wszelkiego typu niekontrolowanych składowisk, co powoduje, że parametry materiałowe są zmienne oraz z reguły niższe niż założone projektem.



Rys. 14. Materiał zasypowy deponowany w sposób niekontrolowany
Fig. 14. Uncontrolled fill material



Rys. 15. Ostrokrawędziste kruszywo grubej frakcji w kontakcie z geosyntetykiem pod obciążeniem ruchem budowlanym

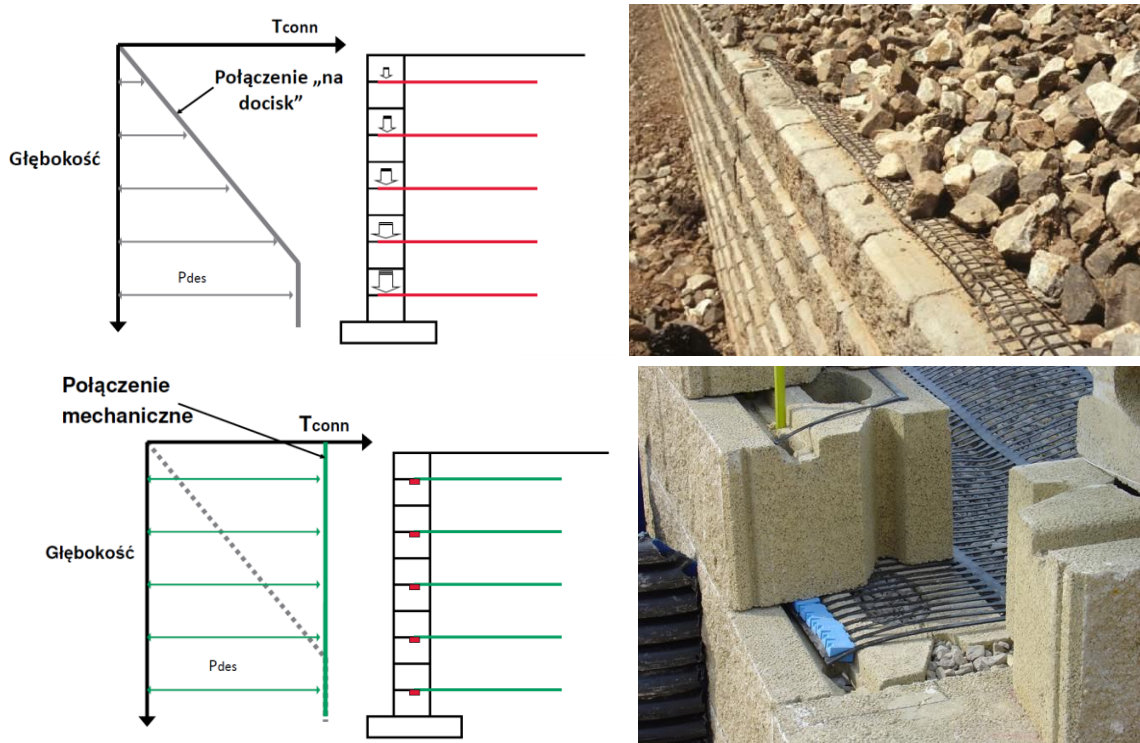
Fig. 15. Coarse and sharp aggregate in contact with geosynthetic trafficked by construction vehicles

Źródło: materiały firmy GEOMAT s.r.o. Czechy

Drugim, równie istotnym aspektem związanym z materiałem zasypowym jest wielkość jego uziarnienia. Każdy geosyntetyk ma swoje indywidualne cechy opisujące potencjalne jego uszkodzenie w kontakcie z gruntem, w zależności od frakcji. Im grubsza frakcja, tym współczynnik redukcyjny, uwzględniany w obliczeniach, jest wyższy. Niestety podobnie jak w przypadku parametrów gruntowych, współczynniki redukcyjne przyjmowane przez projektantów są na ogół minimalne, odpowiadają gruntom najdrobniejszych frakcji, gdyż takie podejście pozwala na minimalizację zbrojenia potrzebnego do realizacji konstrukcji. Tymczasem wykorzystanie grubszych frakcji może w istotny sposób zmniejszyć wytrzymałość projektową zbrojenia, jaką należałoby użyć w obliczeniach, a w konsekwencji zmniejszyć współczynnik bezpieczeństwa konstrukcji.

5.2. Wiarygodność połączenia zbrojenia z oblicowaniem

Połączenie zbrojenia z oblicowaniem, szczególnie w przypadkach małogabarytowych elementów oblicowujących jest również bardzo istotnym detalem. Szczególnie w górnych warstwach konstrukcji, gdzie połączenie na docisk ma ograniczoną sprawność (rys. 15). Należy zawsze zweryfikować, czy i jak projekt uwzględnia wielkość siły przenoszonej przez połączenie w danej warstwie.



Rys. 16. Połączenie na docisk (u góry) i połączenie mechaniczne (na dole)
 Fig. 16. Frictional connection (upper) and mechanical connection (lower)

6. Podsumowanie

Konstrukcje oporowe posadawiane w skomplikowanych warunkach geotechnicznych wymagają szczególnej uwagi zarówno na etapie projektowania, jak i realizacji. Zwiększone odkształcenia konstrukcji, związane z konsolidacją podłoża pod obciążeniem ścianą oporową wymagają odpowiedniego doboru rodzaju oblicowania, w taki sposób, aby po zakończeniu procesu konsolidacji konstrukcja dalej utrzymywała swoje walory estetyczne.

Kilka uwag realizacyjnych zawartych w pracy mają (w nadziei autora) pomóc w wykonywaniu trwałych i bezpiecznych konstrukcji.

Bibliografia

1. Gołos M., Kawalec J.: Różnorodność oblicowań konstrukcji z gruntu zbrojonego georusztami jako czynnik determinujący ich walory estetyczne, Konferencja Estetyka i Ochrona Środowiska w Drogownictwie, Nałęczów 2005, s. 66-76.

2. Kawalec J.: Projektowanie konstrukcji oporowych z zastosowaniem geosyntetyków XX Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Wisła-Ustroń 2005, s. 261-268.
3. Nicks J.E., Adams M.T., Ooi P.S.K., Stabile T.: Geosynthetic reinforced soil performance testing—Axial load deformation relationships. No. FHWA-HRT-13-066. 2013.
4. Vidal H. La terre armée, *Materiaux*, No. 38, 1969, p. 1101-1156.

Barbara KLISZCZEWICZ
Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa

INFRASTRUKTURA TECHNICZNA NA TERENACH GÓRNICZYCH – PROBLEMY PROJEKTOWE, WYKONAWCZE I EKSPLOATACYJNE

Streszczenie. Sieci infrastruktury technicznej, niezbędne na terenach zurbanizowanych, cechują się wielką różnorodnością pod względem funkcji, lokalizacji, reżimów technologicznych i stosowanych rozwiązań materiałowych. Ich prawidłowe działanie jest szczególnie utrudnione w warunkach ujawniania się wpływu podziemnej eksploatacji górniczej. Występujące wówczas zmiany warunków posadowienia i działanie dodatkowych obciążeń skutkują zwiększoną awaryjnością sieci. Z uwagi na skomplikowane warunki funkcjonowania formułowane są specyficzne wymagania projektowe, wykonawcze i eksploatacyjne dla poszczególnych rodzajów sieci.

Słowa kluczowe: infrastruktura techniczna, tereny górnicze, podziemne rurociągi

TECHNICAL INFRASTRUCTURE IN MINING AREAS – DESIGN, CONSTRUCTION AND OPERATING PROBLEMS

Summary. Technical infrastructure networks, necessary in urbanized areas, are characterized by great diversity in terms of function, location, technological regimes and material solutions used. Their correct operation is particularly difficult in the conditions of revealing the influence of underground mining. The changes in the foundation conditions and the operation of additional loads that occur at that time result in an increased network failure rate. Due to the complicated operating conditions, specific design, implementation and operational requirements are formulated for particular types of networks.

Keywords: technical infrastructures, mining areas, buried pipelines

1. Wprowadzenie

Infrastrukturę techniczną tworzą obiekty, urządzenia i sieci niezbędne do funkcjonowania społeczeństwa i produkcyjnych działów gospodarki. Właściwe funkcjonowanie i rozbudowa infrastruktury technicznej zapewnia nie tylko utrzymanie wymaganego standardu życia i zdrowia mieszkańców, ale także w zasadniczy sposób wpływa na warunki rozwoju terenów zurbanizowanych.

W niniejszej pracy zostaną poruszone zagadnienia dotyczące istotnej części infrastruktury technicznej, jaką stanowią sieci uzbrojenia terenu. Ich rolą jest dostarczanie mediów (woda, gaz, ciepło systemowe) i odprowadzanie wód zużytych (sieci kanalizacyjne). W literaturze angielskojęzycznej sieci te są często określane nazwą „lifelines”, co dobrze odzwierciedla ich znaczenie dla użytkowników. Sieci te mogą mieć charakter lokalny, tworzą także rozległe systemy przesyłowe.

Cechą charakterystyczną sieci infrastruktury technicznej jest ich wielka różnorodność pod względem lokalizacji (sieci podziemne, naziemne i nadziemne), reżimów technologicznych (praca pod ciśnieniem lub bezciśnieniowa, grawitacyjna) czy wreszcie stosowanych rozwiązań materiałowych (stal, beton i żelbet, szeroka gama tworzyw sztucznych, żeliwo sferoidalne, kamionka, materiały kompozytowe).

Prawidłowe działanie sieci infrastruktury technicznej jest szczególnie utrudnione w warunkach ujawniania się wpływu podziemnej eksploatacji górniczej. Występujące wówczas zmiany konfiguracji terenu oraz zmiany w układzie obciążeń podziemnych rurociągów skutkują zaburzeniami w funkcjonowaniu sieci i zwiększoną ich awaryjnością. Z takimi problemami mamy niewątpliwie do czynienia na terenie Górnośląskiego Zagłębia Węglowego oraz Legnicko-Głogowskiego Zagłębia Miedziowego [3]. Zmiany w górotworze, wywołane robotami górnictwem, z czasem przenoszą się na powierzchnię terenu, tworząc rozległe niecki obniżeniowe (deformacje ciągłe) bądź też lokalne zapadliska, leje, progi czy szczeliny (deformacje nieciągłe). Istotne znaczenie mają także zaburzenia stosunków wodnych oraz wstrząsy górnicze, towarzyszące postępującej deformacji powierzchni.

Przykładowo, w województwie śląskim, zamieszkałym przez blisko 4,5 mln ludzi (gęstość zaludnienia 370 osób/ km²) i wysokiej stopie urbanizacji rzędu 77% [29] wskaźniki nasycenia sieciami znacznie przekraczają wskaźniki dla pozostałych rejonów kraju. Szacuje się [28], że w aglomeracji śląskiej około 80% sieci wodociągowych i kanalizacyjnych zlokalizowanych było lub jest na terenach podlegających wpływom eksploatacji górniczej. Stan techniczny sieci, zastosowane

materiały i zabezpieczenia na przejście wpływów podziemnej eksploatacji i są bardzo zróżnicowane. Wpływy górnicze znacznej intensywności, często występujące wielokrotnie, oddziałują niszcząco na przewody, armaturę i obiekty towarzyszące. O skali zjawiska świadczą wskaźniki awaryjności sieci, kilkukrotnie przewyższające wartości właściwe terenom nie górniczym [3], [22]. Na obserwowaną, zwiększoną awaryjność sieci wpływają oczywiście zarówno czynniki niezwiązane z wpływami górniczymi, jak i wpływ oddziaływań górniczych, niejednokrotnie przyspieszający degradację przewodów. Do tych pierwszych czynników zaliczyć można agresywne oddziaływanie wód gruntowych i gruntu, niejednokrotnie niską jakość wbudowanych materiałów, wady materiałowe, błędy projektowe i wykonawcze czy wreszcie wpływ nadmiernych obciążeń statycznych i dynamicznych. Wpływ czynników górniczych jest bardzo zróżnicowany, zależny zarówno od charakteru tych oddziaływań, jak i rodzaju oraz rozległości systemów infrastrukturalnych.

Z uwagi na te skomplikowane warunki funkcjonowania sieci uzbrojenia terenu formułowane są specyficzne wymagania projektowe, wykonawcze i eksploatacyjne dla poszczególnych ich rodzajów.

2. Charakterystyka wpływu podziemnej eksploatacji górniczej na sieci infrastruktury technicznej na terenach górniczych

Deformacje powierzchni, będące skutkiem podziemnej eksploatacji oddziałują na obiekty budowlane, zlokalizowane w rejonie wpływów górniczych. Odpowiedź obiektów na te specyficzne oddziaływania wiąże się w znacznej mierze z ich kształtem i charakterystyką materiałowo-konstrukcyjną. W wypadku sieci infrastruktury podziemnej, zaliczanych z uwagi na wydłużony kształt do liniowych obiektów budowlanych, istotne znaczenie mają rodzaj sieci i ich rozległość, zastosowane rozwiązania materiałowe i konstrukcyjne (rurociągi ciągłe lub składające się z segmentów) oraz usytuowanie rurociągu względem frontu robót górniczych [5], [6]. Reakcja przewodów rurowych jest różna w zależności od rodzaju ujawniających się wpływów górniczych, klasyfikowanych jako deformacje ciągłe i nieciągłe, wstrząsy górnicze lub zmiany stosunków wodnych [18], [19], [20].

Deformacja powierzchni terenu o charakterze ciągłym opisywana jest za pomocą wskaźników deformacji, takich jak: pionowe przemieszczenia w (obniżenie terenu), poziome przemieszczenia u , nachylenia T , krzywizny K (lub promień krzywizny

$R = 1/K$) oraz poziome odkształcenie ε . W analizie funkcjonowania sieci uzbrojenia terenu na terenach górniczych za istotne uważa się obniżenia terenu w , nachylenia T , krzywizny K oraz poziome odkształcenia ε . Wpływ eksploatacji górniczej na rurociągi, z uwzględnieniem usytuowania rurociągu względem frontu eksploatacji i głównych kierunków deformacji terenu, przedstawiono schematycznie na rys. 1 [7].



Rys. 1. Wpływ eksploatacji górniczej na podziemne rurociągi [7]

Fig. 1. Impact of mining exploitation on underground pipelines [7]

Górnice obniżenie terenu może zaburzać hydrauliczno-technologiczną pracę systemów wodociągowych, głównie przez zmianę geometrycznych relacji między zbiornikiem wyrównawczym a strefą odbioru wody. Zmiany linii ciśnień układu, będące skutkiem wystąpienia przestrzennej deformacji, mogą wymusić konieczność zastosowania redukcyjnych systemów ciśnienia w sieci lub przeciwnie – konieczność lokalnego podwyższenia ciśnienia za pomocą systemów hydroforowych [18]. Istotnym wymaganiem jest zachowanie minimalnego i maksymalnego ciśnienia w sieci wodociągowej, gwarantującego dostawę wody do najwyższego i najdalszego kurka czerpalnego w wymaganej ilości i pod odpowiednim ciśnieniem, uwzględniającym szczelność i wytrzymałość armatury. Zmiana konfiguracji terenu może także wywołać zmianę wysokościowego położenia najwyższych i najniższych punktów sieci wodociągowej, a tym samym spowodować konieczność skorygowania lokalizacji punktów odwodnienia i odpowietrzenia.

Obniżenia i towarzyszące im nachylenia są szczególnie istotne dla sieci pracujących w systemie grawitacyjnym. W wypadku sieci kanalizacyjnych,

w zależności od intensywności deformacji, obniżenie terenu może wywołać zwiększenie lub zmniejszenie pierwotnego spadku kanału, wystąpienie przeciwsпадków bądź okresowe działanie kanału pod ciśnieniem. Utrata możliwości grawitacyjnego odprowadzenia ścieków wiąże się nieraz z koniecznością zastosowania przepompowni ścieków.

Odształcenia poziome, będące efektem uaktywnienia się ośrodka gruntowego w czasie ujawniania się deformacji terenu, oddziałują na przewody rurowe w kierunkach równoległym lub prostopadłym do podłużnej osi rury. Wiąże się to z prostopadłym lub równoległym usytuowaniem rurociągu względem frontu eksploatacji. W pierwszym wypadku mamy do czynienia ze zmianami parcia gruntu na ścianę rurociągu, w drugim – ze zmianami długościowymi rurociągu (wydłużanie/skracanie przewodów o złączach nierozbieralnych lub podłużne ruchy rur w złączach rozbieralnych i kompensatorach). Szczegółowy opis zjawiska występowania fali poziomych odształceń terenu wzdłuż i poprzecznie do przewodu rurowego podano w [17], [6], [23]. W przypadku odształceń poziomych zasadnicze znaczenie mają długość rurociągu i sposób łączenia rur oraz cechy materiałowe (sztywność lub odształcalność przewodu).

Górnicza krzywizna terenu, powodująca dodatkowe, uogólnione siły wewnętrzne w ścianie przewodu, ma znaczenie jedynie w wypadku rurociągów o średnicy większej niż 300 mm oraz przy małych wartościach promienia krzywizny terenu.

Z uwagi na różne skutki oddziaływań górniczych konieczna jest analiza zmian warunków funkcjonowania rurociągów oraz analizy, statyczno-wytrzymałościowa i kinematyczna.

Deformacje nieciągłe związane z działalnością górniczą mają zazwyczaj szybki i niesygnalizowany przebieg, ich zasięg jest lokalny, a możliwości ich prognozowania są ograniczone. Do bezpośrednich przyczyn powstawania deformacji nieciągłych zaliczyć należy przede wszystkim płytką eksploatację złóż, głównie w systemie z zawałem stropu, reaktywację starych, płytkich zrobów górniczych, eksploatację w sąsiedztwie uskoków lub w rejonie wychodni pokładów, formowanie tzw. skarpy eksploatacyjnej lub pożary w resztkach płytkich pokładów, a także aktywizację wtórnych pustek, powstałych w wyniku sufozji chemicznej lub mechanicznej. Literaturowa klasyfikacja deformacji nieciągłych [2] odnosi się do ich kształtu, wyróżniając deformacje typu powierzchniowego (zapadliska, leje) i typu liniowego (pęknięcia, szczeliny, rowy, progi lub garby terenowe).

Tworzenie się lokalnych deformacji nieciągłych stanowi zagrożenie zarówno dla obiektów kubaturowych, jak i liniowych, w tym podziemnych rurociągów [20], [21].

Zagadnienie wyiężenia rurociągu w warunkach wystąpienia lokalnej deformacji o charakterze nieciągłym w postaci zapadliska można rozpatrywać szerzej, jako niejednorodne podparcie konstrukcji rurowej. W takiej sytuacji rurociąg nie ma stałego podparcia w podłożu gruntowym na całej długości i w konsekwencji, pracując w zmienionym schemacie statycznym, narażony jest na zginanie w kierunku podłużnej osi. Zmianom ulega także rozkład uogólnionych sił wewnętrznych w przekroju poprzecznym.

Wstrząsy górnicze i związane z nimi drgania przypowierzchniowej warstwy gruntu mogą być bezpośrednio związane z działalnością górniczą, mogą powstać także w strefach dyslokacyjnych na skutek wieloletniej i intensywnej eksploatacji [20]. Wstrząsy górnicze są trudne do prognozowania. Wpływ drgań wywołanych przez wstrząsy indukowane działalnością górniczą na obiekty infrastruktury technicznej nie jest jeszcze szczegółowo rozeznany. Należy podkreślić, że wstrząsy górnicze występują najczęściej jako jeden (a nie jako jedyny) z czynników wpływających na podłoże gruntowe i podziemne rurociągi. Powinny być zatem traktowane jako czynnik istotnie wpływający na zwiększenie ryzyka uszkodzenia rurociągów. Na podstawie licznych obserwacji, prowadzonych m.in. na terenie LGOM i GZW, stwierdzono, że nawet niewielki wpływ wstrząsów górniczych, zwłaszcza na rurociągi wykonane z materiałów kruchych (np. kamionki), może być degradujący.

Szacunkową ocenę szkodliwości drgań na sieci infrastruktury technicznej można przeprowadzić wg skali GSI-2014, opracowanej na podstawie obserwacji oddziaływań wstrząsowych w LGOM [20], [25]. W skali tej wyróżniono cztery stopnie, dla których scharakteryzowano wpływ wstrząsów na budynki i liniowe obiekty infrastruktury. Według tej skali wstrząsy zaliczane do stopni 0 i I wywołują drgania nieszkodliwe dla liniowych obiektów podziemnej infrastruktury technicznej. Przy bardziej intensywnych wstrząsach (stopnie III i IV), w pojedynczych przypadkach, drgania mogą być szkodliwe dla liniowych obiektów podziemnej infrastruktury technicznej, szczególnie w starych sieciach, w miejscu ich łączenia.

3. Uszkodzenia podziemnych rurociągów na terenach górniczych

3.1. Klasyfikacja uszkodzeń

Uszkodzenia rurociągów na terenach górniczych są ewidencjonowane i dokumentowane przez służby zarządzające danymi sieciami. Własną dokumentację

uszkodzeń prowadzą, w miarę potrzeb, także działy szkód górniczych poszczególnych przedsiębiorstw górniczych. Działanie takie ma na celu wyjaśnienie przyczyn awarii oraz ewentualne ustalenie związku przyczynowo-skutkowego między uszkodzeniem a robotami górniczymi. W takim przypadku koszty naprawy rurociągu pokrywa przedsiębiorstwo górnicze.

Charakter uszkodzeń rurociągów wywołany oddziaływaniami górniczymi jest zróżnicowany, zależny nie tylko od intensywności wpływów górniczych, ale także od rodzaju sieci oraz zastosowanego rozwiązania materiałowego. Zestawienie i opis obserwowanych uszkodzeń dla różnych rodzajów sieci podano w tabeli 1 [8].

Tabela 1

Charakterystyczne uszkodzenia sieci na terenach górniczych

Sieci wodociągowe	
Rurociągi stalowe	pęknięcia podłużne i poprzeczne, pęknięcia kształtki, załamanie rurociągu, uszkodzenia złączy (pęknięcie spawu, wysunięcie bosego końca z kompensatora, uszkodzenie połączenia kołnierzewego)
Rurociągi żeliwne	pęknięcie i załamanie rurociągu, uszkodzenie złączy (wysunięcie bosego końca lub uszczelnienia z kielicha, uszkodzenie połączenia kołnierzewego)
Rurociągi z tworzyw sztucznych	pęknięcie, uszkodzenie złączy rurociągu (pęknięcie zgrzewu doczołowego, wysunięcie bosego końca lub uszczelki z kielicha)
Armatura	pęknięcie korpusu zasowy, zerwanie połączenia korpusu hydrantu z rurociągiem
Sieci kanalizacyjne	
Kanały betonowe i żelbetowe	pęknięcia podłużne i poprzeczne, załamanie kanału, rozszczelnienie połączeń, uszkodzenie studzienek, zaburzenia funkcjonalne (zmniejszenie lub zwiększenie spadków, odcinki bezodpływowe)
Kanały z rur kamionkowych	zarysowania, pęknięcia obwodowe i wzdłużne, lokalne ubytki w ścianach rur, uszkodzenia połączeń kielichowych odcinków rur, przemieszczenia i mechaniczne uszkodzenia pierścieni uszczelniających, zaburzenia funkcjonalne (zmniejszenie lub zwiększenie spadków, odcinki bezodpływowe)
Kanały z tworzyw sztucznych	uszkodzenia złączy (pęknięcia zgrzewu, wysunięcie bosego końca lub uszczelki z kielicha)
Studzienki kanalizacyjne (betonowe, żelbetowe, z tworzyw sztucznych)	uszkodzenie kinety i ścianek studzienki, uszkodzenie jezdni w rejonie studzienki
Sieci gazowe	
Rurociągi stalowe	pęknięcia podłużne i poprzeczne, załamanie rurociągu, uszkodzenia złączy (pęknięcie spawu, wysunięcie bosego końca z kompensatora i jego rozszczelnienie, uszkodzenie połączenia kołnierzewego)
Rurociągi z tworzyw sztucznych	pęknięcie rury, uszkodzenia złączy rurociągu (pęknięcie zgrzewu doczołowego, rozszczelnienie złączki elektrooporowej)
Armatura	pęknięcie korpusu zasowy lub kurka, uszkodzenie odwadniacza
Sieci ciepłownicze	
Rurociągi stalowe prowadzone w kanałach lub nad terenem	przesunięcia rurociągów oraz wypadnięcie z podpór ślizgowych, pęknięcia podłużne lub poprzeczne rurociągu i jego załamanie, uszkodzenia złączy (pęknięcie spawu, uszkodzenie kompensatorów)

cd. tabeli 1

Rurociągi preizolowane	przesunięcia rurociągów w gruncie, pęknięcia podłużne lub poprzeczne, załamanie rurociągu i jego załamanie, uszkodzenia złączy (pęknięcie spawu, uszkodzenie kompensatorów)
Kanały ciepłownicze	zaburzenia spadków kanałów i uszkodzenia ich konstrukcji

3.2. Przykłady uszkodzeń rurociągów na terenach górniczych

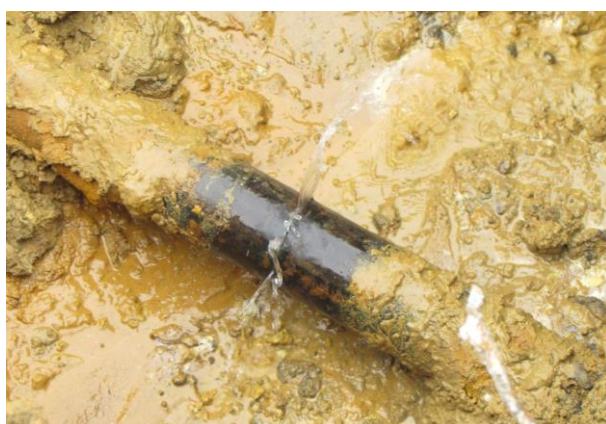
Przedstawione poniżej wybrane przykłady uszkodzeń rurociągów zostały udostępnione przez Dział Szkód Górniczych KGHM Polska Miedź, pochodzą także z własnych opracowań ekspertyzowych.



Opis sieci:
żeliwna sieć wodociągowa o średnicy
 ϕ 300 mm

Oddziaływania górnicze: odkształcenia poziome (ściskania)
 $\varepsilon = \text{ok.} - 1,04 \text{ mm/m}$

Rys. 2. Wzdłużne pęknięcie kielicha żeliwnej rury wodociągowej
Fig. 2. Longitudinal cracks of the socket of a cast-iron water pipe



Opis sieci:
żeliwna sieć wodociągowa o średnicy
 ϕ 100 mm
Oddziaływania górnicze wzdłuż osi rurociągu:
- odkształcenia poziome (rozciągania)
 $\varepsilon = +1,62 \text{ mm/m}$
Oddziaływania górnicze prostopadle do osi rurociągu:
- odkształcenia poziome (rozciągania)
 $\varepsilon = -1,06 \text{ mm/m}$

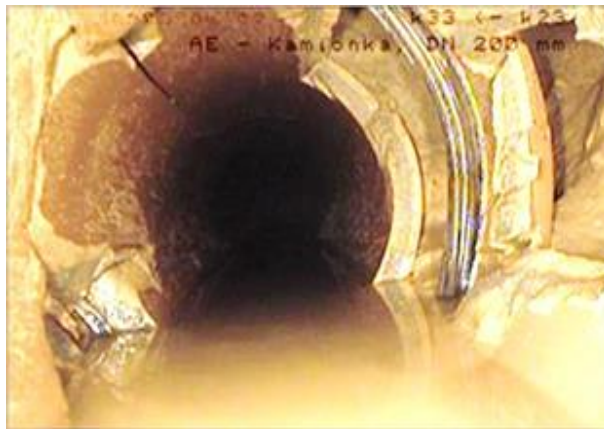
Rys. 3. Obwodowe pęknięcie żeliwnej rury wodociągowej
Fig. 3. Circumferential cracks of a cast iron water pipe



Opis sieci:
kamionkowa sieć kanalizacji
deszczowej o średnicy ϕ 200 mm

Oddziaływania górnicze wzdłuż osi
rurociągu:
- odkształcenia poziome (ściskania)
 $\varepsilon = -1,5 \div +4,0$ mm/m

Rys. 4. Obwodowe i wzdłużne pęknięcia kamionkowej rury kanalizacyjnej
Fig. 4. Circumferential and longitudinal cracks in a stoneware sewer pipe



Opis sieci:
kamionkowa sieć kanalizacji
deszczowej o średnicy ϕ 200 mm

Oddziaływania górnicze wzdłuż osi
rurociągu:
- odkształcenia poziome (ściskania)
 $\varepsilon = +6,0 \div +9,0$ mm/m,
- w rejonie lokalizacji rurociągu
zarejestrowano wstrząsy górnicze

Rys. 5. Zniszczenie kielicha kamionkowej rury kanalizacyjnej
Fig. 5. Destruction of the socket of a stoneware sewer pipe



Opis elementu:
studnia kanalizacji deszczowej,

Oddziaływania górnicze:
- odkształcenia poziome (ściskanie),
 $\varepsilon = -1,04$ mm/m mm/m,

Rys. 6. Uszkodzenie studni kanalizacyjnej
Fig. 6. Damage to the sewage manhole



Opis sieci:
stalowy gazociąg n/c o średnicy
 ϕ 100 mm

Oddziaływania górnicze: odkształcenia poziome (rozciąganie), wartość ε nie podana

Rys. 7. Pęknięcie na spawie stalowego gazociągu
Fig. 7. Crack in the weld of the steel gas pipeline



Opis sieci:
stalowy gazociąg n/c o średnicy
 ϕ 100 mm,

Oddziaływania górnicze:
- odkształcenia poziome (ściskanie),
 $\varepsilon = +1,7 \text{ mm/m} \div + 2,52 \text{ mm/m}$,
- zarejestrowano silny wstrząs górniczy,
którego epicentrum oddalone było
około 800 m od miejsca awarii

Rys. 8. Wgniecenie końcówek rur stalowych do zbiornika zamknięcia hydraulicznego gazociągu
Fig. 8. Dent of the ends of the steel pipes into the tank of the hydraulic closure of the gas pipeline



Opis sieci:
stalowy gazociąg n/c o średnicy
 ϕ 100 mm

Oddziaływania górnicze:
- odkształcenia poziome (rozciąganie),
 $\varepsilon = - 0,47 \text{ mm/m}$,

Rys. 9. Rozszczelnienie kompensatora na gazociągu
Fig. 9. Unsealing of the compensator on the gas pipeline



Opis sieci:
ciepłociąg umieszczony na podporach nad terenem

Oddziaływania górnicze:
- odkształcenia poziome o nieznanej intensywności

Rys. 10. Uszkodzenie płóz i płaszcza stalowego ciepłociągu
Fig. 10. Damage to the skids and the steel cover of the heat pipeline

4. Problemy projektowe

Sieci uzbrojenia terenu są obiektami budowlanymi, które w wypadku lokalizacji w terenie górniczym powinny być przystosowane do bezpiecznego przejścia ujawniających się wpływów podziemnej eksploatacji. Przystosowanie to odnosi się w różnym stopniu do obiektów istniejących i nowo projektowanych.

W wypadku sieci istniejących, o wieloletnim okresie użytkowania, istotne znaczenie ma ich stan techniczny oraz ewentualne wcześniejsze poddanie wpływom górniczym. Zakres ich przystosowania jest najczęściej ograniczony i wymaga przede wszystkim właściwego zbadania stanu technicznego przewodów oraz stanu ewentualnego, istniejącego już zabezpieczenia profilaktycznego. Zabezpieczenie przed wpływami górniczymi sprowadza się do zbadania rezerw nośności (sprawdzenie stanu granicznego nośności z uwzględnieniem wpływów górniczych), a wypadku przekroczenia nośności w warunkach górniczych – do skutecznego updatnienia konstrukcji rurociągu (zabudowa nowych, dodatkowych kompensatorów i wymiana istniejących, wydłużanie kielichów rur). W sieciach kanalizacyjnych niezbędnym działaniem może się okazać przebudowa odcinków o zbyt małych spadkach lub budowa przepompowni ścieków.

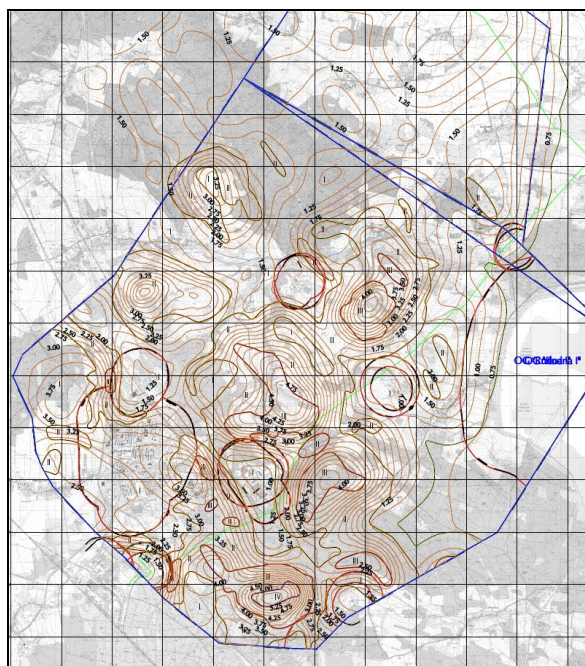
Znacznie szerszy i bardziej skomplikowany jest zakres działań mających na celu właściwe przystosowanie nowo projektowanych sieci do przejścia wpływów górniczych. Przystosowanie to powinno być zrealizowane przede wszystkim przez odpowiednie zaprojektowanie trasy rurociągu, z ominięciem terenów zagrożonych

intensywnymi wpływami górnictwami o charakterze ciągłym i nieciągłym oraz kształtowania trasy sieci z zastosowaniem samokompensacji. Z uwagi na konieczność spełnienia warunku nośności, zastosowane rury muszą cechować się odpowiednią nośnością i sztywnością obwodową. Sprawdzenie stanu granicznego nośności sprowadza się do porównania maksymalnych naprężeń zredukowanych w ścianie rurociągu, obliczonych z uwzględnieniem oddziaływań górnictwami, z obliczeniowymi naprężeniami dopuszczalnymi dla danego materiału rur. W wypadku niespełnienia tego warunku, konieczny staje się podział długich odcinków ciągłych (np. w rurociągu stalowym) na krótsze i połączenie ich za pomocą kompensatorów nasuwkowych lub kielichowych, w obrębie których ruch bosych końców rur (przemieszczenia i obroty) odbywa się bez utraty szczelności. W wypadku rur z połączeniami rozbieralnymi (kielichowe rury żelbetowe, żeliwne i PVC) należy stosować rury z wydłużonym kielichem, atestowane na tereny górnictwami, natomiast należy unikać stosowania rur kruchych (betonowych i kamionkowych) [4]. Sieci grawitacyjne trzeba projektować ze spadkiem powiększonym o przewidywany przeciwnospadek terenu górnictwami w celu zachowania wymaganego, minimalnego spadku przewodu (0,3-0,5%).

Powyższe zasady przystosowania rurociągów do przejścia wpływów górnictwami są opisane w literaturze [5], [7], [10], [12], [16], [17], [18], [19], [23], [24], [30], podobnie z resztą jak liczne metody obliczeniowe podziemnych rurociągów [11], [13], [14], [15], [19], [23]. Mimo dostępności tych informacji pojawiają się jednak problemy związane z prawidłowym zaprojektowaniem rurociągów zlokalizowanych w rejonie wpływów górnictwami. Podstawowym problemem jest pozyskanie i właściwe wykorzystanie informacji o wpływach górnictwami. Informacje takie powinien uzyskać inwestor lub projektant w jego imieniu.

Wstępną informację o wpływach górnictwami można pozyskać z miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego (MPZP). Informacje tam zamieszczone są jednak bardzo uproszczone i sprowadzają się do podania nieprzekraczalnej kategorii deformacji terenu oraz określenia zasięgu wystąpienia wpływów górnictwami. Podawane tam są końcowe wartości wskaźników deformacji, określone kategorią terenu górnictwami, oraz prognozowane wartości obniżenia, wyznaczone na termin zakończenia koncesji na wydobycie kopaliny. Informacja o zagrożeniu deformacjami nieciągłymi czy zmianą stosunków wodnych ma charakter ogólnikowy. Dokładniejsze dane na temat wpływów górnictwami można uzyskać, zwracając się z odpowiednim wnioskiem do zakładu górnictwami, który może wydać krótką informację o wpływach eksploatacji górnictwami. W informacji tej podane są maksymalne obniżenia terenu, kategorie deformacji oraz ekstremalne wartości kilku wybranych wskaźników

deformacji terenu. Przykładem bardziej szczegółowej informacji udzielanej przez przedsiębiorstwo górnicze może być standardowy druk IWEG wydawany przez KGHM Polska Miedź (rys. 11).



INFORMACJA O WPLYWACH EKSPLOATACJI GÓRNICZEJ NR 072/2010

W odpowiedzi na Wasze pismo z dnia 01.07.2010 r. nr PA 7327-1-85/10 udzielam informacji na temat wpływu eksploatacji górniczej dla zamierzenia inwestycyjnego polegającego na budowie gazociągu wysokiego ciśnienia DN 200 relacji KGZ Kościan – KGHM Żukowice/Polkowice w części projektowanego w Gminie Polkowice, w granicach obszaru górniczego „Rudna I” i „Rudna II”.

1. Wpływy bezpośrednie eksploatacji górniczej o wskaźnikach:

- aktualne wpływy eksploatacji górniczej:
 - osiadanie w wyniku eksploatacji dokonanej $W_e = 0.2$ do 2.0 [m]
- prognozowane wpływy eksploatacji górniczej (wg załączonej mapy w skali 1:25000):
 - kategoria terenu górniczego kat. I, II i III (E, T)
 - osiadanie w wyniku eksploatacji projektowanej $W_p = 0.8$ do 1.5 [m]
 - osiadanie całkowite $W_{max} = 1.0$ do 3.5 [m]
 - odkształcenia poziome $E_{max} = (-3.4)$ do $(+3.3)$ [mm/m]
 - nachylenie $T_{max} < 5.3$ [mm/m]
 - promień krzywizny $R_{min} \geq 12$ [km]

2. Wpływy dynamiczne:

Planowana inwestycja znajduje się w zasięgu wpływów dynamicznych II i III strefy sejsmicznej LGOM (wg załączonej mapy w skali 1:10000) gdzie:

II strefa sejsmiczna LGOM:

- Prognozowane wielkości parametrów drgań podłoża gruntowego wynoszą:
 - maksymalne wypadkowe przyspieszenie drgań poziomych w paśmie częstotliwości do 10 Hz, $PGA_{max} = 500$ mm/s²
 - maksymalna wypadkowa amplituda prędkości drgań poziomych, $PGV_{max} = 10$ -20 mm/s
- Wielkości te opisują zjawiska sejsmiczne wywołane wstrząsami górnymi zgodnie z „Instrukcją prowadzenia powierzchniowych pomiarów sejsmometrycznych, interpretacji wyników oraz oceny i prognozowania drgań sejsmicznych wywołanych wstrząsami górnymi na powierzchni w LGOM w oparciu o skalę GSI-2004”.
- Wartość przyspieszenia do projektowania określa się na $a_p = 200$ mm/s².
- Obiekty budowlane wymagają zabezpieczenia na wpływy dynamiczne tylko w uzasadnionych wypadkach. Decyzje podejmuje projektant.

III strefa sejsmiczna LGOM:

- Prognozowane wielkości parametrów drgań podłoża gruntowego wynoszą:
 - maksymalne wypadkowe przyspieszenie drgań poziomych w paśmie częstotliwości do 10 Hz, $PGA_{max} = 1000$ mm/s²
 - maksymalna wypadkowa amplituda prędkości drgań poziomych, $PGV_{max} = 20$ -40 mm/s
- Wielkości te opisują zjawiska sejsmiczne wywołane wstrząsami górnymi zgodnie z „Instrukcją prowadzenia powierzchniowych pomiarów sejsmometrycznych, interpretacji wyników oraz oceny i prognozowania drgań sejsmicznych wywołanych wstrząsami górnymi na powierzchni w LGOM w oparciu o skalę GSI-2004”.
- Wartość przyspieszenia do projektowania określa się na $a_p = 400$ mm/s².
- Procedury projektowe dla obiektów kubaturowych należy prowadzić w oparciu o normę EUROCODE 8.

Rys. 11. Przykładowa informacja IWEG (wg KGHM Polska Miedź)

Fig. 11. Sample of IWEG information (according to KGHM Polska Miedź)

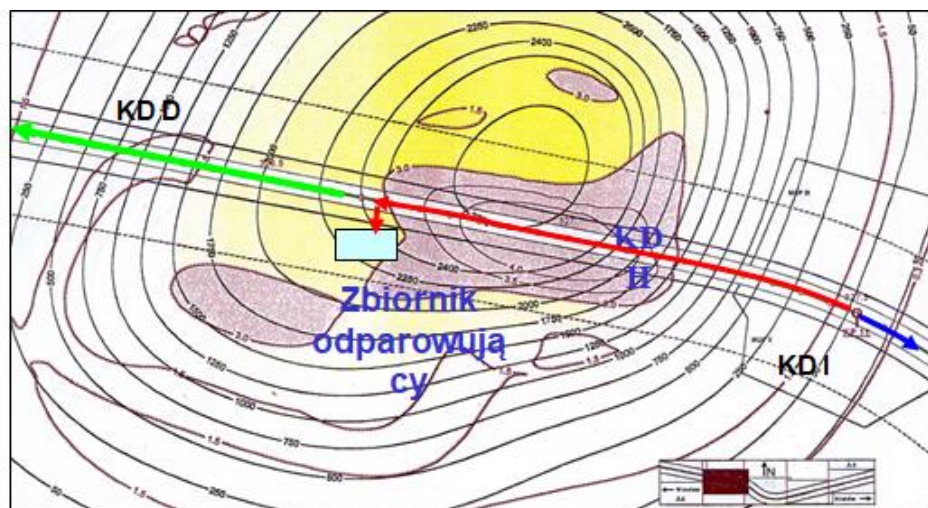
W przypadku gdy miejscowy plan zagospodarowania terenu nie jest opracowany informacje na temat wpływów górniczych zawarte są w decyzji o lokalizacji inwestycji celu publicznego, wydawanej przez organ administracji terenowej. Do decyzji dołączane jest postanowienie właściwego organu nadzoru górniczego (OUG) wraz z opinią geologiczno-górnica zakładu górniczego o wpływach dokonanej i projektowanej eksploatacji górniczej na powierzchnię. Opinia ta stanowi podstawę do opracowania koncepcji zabezpieczenia obiektu budowlanego na wpływy górnicze [1]. Dla obiektów liniowych opinia poszerzona jest o mapę docelowych obniżzeń terenu oraz mapę kategorii deformacji terenu. Tego typu informacja może być traktowana jako tzw. prognoza uproszczona [4]. Dla ważnych inwestycji (np. sieci magistralne) powinna być opracowana szczegółowa prognoza wpływów eksploatacji na powierzchnię, wskazane jest także opracowanie ekspertyzy budowlano-konstrukcyjnej określającej sposób przystosowania obiektu do przenoszenia prognozowanych wpływów.

W projektowaniu obiektów liniowych posługiwanie się jedynie informacją o terenie górniczym podaną w postaci jego kategorii i wartości wskaźników deformacji (T , R i ϵ) jest nieprawidłowe. Informacja taka jest absolutnie niewystarczająca w kontekście obiektów liniowych. Specyfika tych obiektów, a więc

wydłużony kształt pojedynczych odcinków przewodów oraz przestrzenny charakter pracy systemów, wymaga dokumentowania prognozowanej deformacji [18] w postaci izolinii wskaźników (wartości czasowo-ekstremalne lub obwiednie faz eksploatacji) lub tabelarycznych zestawień ich wartości. W wypadku obiektów liniowych konieczne jest także wyznaczenie wartości prognozowanych wskaźników deformacji w wytypowanych punktach na osi rurociągu, w dwóch charakterystycznych kierunkach: równoległym i prostopadłym do głównej osi rury, z uwzględnieniem planów robót górniczych w czasie porównywalnym z okresem trwałości przewodów.

Pozyskanie szczegółowych informacji dotyczących wpływów górniczych odgrywa zasadniczą rolę w projektowaniu sieci kanalizacyjnych, funkcjonujących w systemie grawitacyjnym. Zakres informacji sprowadzający się do zestawienia wartości wskaźników deformacji jest w tym wypadku wysoce niewystarczający ponieważ nie są określone znaki, kierunki i miejsca ich występowania. W projektowaniu najczęściej przyjmowane są wówczas ekstremalne, bezkierunkowe (dodatnie i ujemne) wartości wskaźników deformacji terenu odpowiadające ustalonej kategorii deformacji, z jednoczesnym przyjęciem przez projektanta ekstremalnych nachyleń terenu zarówno w kierunku zgodnym, jak i przeciwnym do kierunku spływu ścieków. W konsekwencji prowadzi to do przegłębienia kanalizacji, zatem, aby tego uniknąć, spadki kanałów ustala się powszechnie, na podstawie mapy końcowych obniżzeń terenu. Takie postępowanie może być potraktowane jako błędne, gdyż w wypadku sieci kanalizacyjnych istotne znaczenie mają poszczególne fazy deformacji terenu, zaburzające prawidłowe funkcjonowanie przewodów. Do poprawnego zaprojektowania kanalizacji na terenie górniczym niezbędne jest uzyskanie szczegółowych informacji na temat przebiegu procesu deformacji terenu w nawiązaniu do trasy kanalizacji, w horyzoncie czasu współmiernym z przewidywanym okresem jej użytkowania.

Przykładową mapę izolinii obniżzeń i odkształceń poziomych z naniesionymi kierunkami spływu w kanałach deszczowych, służącą do analizy zaburzeń funkcjonalnych w trakcie ujawniania się wpływów górniczych, pokazano na rys. 12 [26].



Rys. 12. Przykładowa mapa izolinii obniżen i odkształceń poziomych z naniesionymi kierunkami spływu w kanałach deszczowych

Fig. 12. An exemplary map of isolines of subsidence and horizontal deformations with runoff directions in rainwater channels

Drugim, istotnym problemem projektowym jest dobór właściwych rozwiązań materiałowych, z zastosowaniem rur mających atest do stosowania na terenach górniczych. Jako świadomy uczestnik procesu inwestycyjnego projektant powinien sprawdzić zgodność warunków stosowania zamówionych rur z warunkami ich wbudowania. W projekcie powinien podać szczegółowe wskazówki dotyczące montażu rur. W sytuacjach, kiedy inwestor podaje w Specyfikacji Technicznej Wykonania i Odbioru Robót Budowlanych (STWiORB) wymagania dotyczące rozwiązań materiałowych, które zdaniem projektanta nie są właściwe, nie powinien on ulegać naciskom inwestora. Jeśli jednak zastosuje niepoprawne jego zdaniem, ale narzucone rozwiązanie materiałowe, ponosi pełną odpowiedzialność za tak wykonany przez siebie projekt.

5. Problemy wykonawcze

Problemy wykonawcze w budowie sieci infrastruktury technicznej, skutkujące ich nieprawidłowym działaniem, często są związane z nieświadomością wykonawców co do istoty oddziaływania deformującego się podłoża górniczego na rurociągi lub bagatelizowaniem tego oddziaływania. Zasady, które powinny być przestrzegane przy budowie rurociągów w rejonie wpływów górniczych to przede wszystkim nieprowadzenie prac budowlanych w terenie górniczo czynnym. Wykonawca powinien dysponować informacją o terminie i zakresie planowanej eksploatacji

górnictwej. Prowadzenie robót budowlanych w trakcie ujawniania się oddziaływań górnictwych uniemożliwia zachowanie warunków projektowych. Wykonawca odpowiada także za stosowanie odpowiednich wyrobów, jakość wykonanych prac budowlanych oraz sprawowanie właściwego nadzoru nad nimi. W przygotowywanych przez siebie „Wnioskach o zakup materiałów i urządzeń” powinien podać szczegółową specyfikację rur, dotyczącą ich typu, rodzaju uszczeltek, długości rur i głębokości kielichów (wniosek nie może być ogólnikowy). W trakcie budowy powinien być prowadzony szczególny nadzór nad poprawnym wykonaniem podsypki i obsypki rurociągu. W wypadku stosowania rur z połączeniami rozbieralnymi, w tym rur z wydłużonym kielichem, wykonawca powinien kontrolować poprawność wykonania tych połączeń, a więc zachowania zaprojektowanych luzów początkowych i zapasów długości. Bose końce rur powinny być umieszczane w środku długości połączenia, w celu zapewnienia dwuzwrotnego ich ruchu bez utraty szczelności (przy poziomych odkształceniach o charakterze rozciągającym) lub zniszczenia połączenia przez napór wciśniętych rur (przy poziomych odkształceniach o charakterze ściskającym). Z uwagi na istotność tych zasad, kontrolę nad poprawnością wykonania połączeń powinien także sprawować projektant w ramach nadzoru autorskiego. W wypadku sieci kanalizacyjnych należy także zwracać uwagę na właściwe połączenia rur ze studniami. Powinny być one wykonane jako szczelne i elastyczne.

6. Problemy eksploatacyjne

Eksploatacja sieci uzbrojenia terenu zlokalizowanych w obszarze wpływów górnictwych wymaga podejmowania przez właściciela lub zarządcę sieci działań wykraczających poza standardowy obowiązek corocznej kontroli stanu technicznego [27]. Działania te powinny być podejmowane w ramach współpracy z przedsiębiorstwem górnictwym, które powinno z wyprzedzeniem informować właściciela/zarządcę sieci o rozpoczęciu podziemnej eksploatacji. Wówczas możliwe są ich działania o charakterze profilaktycznym, w celu nadania pełnej odporności wytrzymałościowej i kinematycznej. Zakres tych działań powinien być każdorazowo dostosowany do zagrożenia wynikającego z prognozowanych wpływów górnictwych [18], gdyż stosowanie szerokich działań profilaktycznych przy niskiej intensywności wpływów na rurociągi drugorzędne o niewielkiej średnicy może być ekonomicznie

nieuzasadnione. Należy wówczas rozważyć wzmożoną kontrolę rurociągu i szybkie podejmowanie działań interwencyjnych w razie wystąpienia awarii.

W wypadku prognozowania oddziaływań górniczych o znacznej intensywności na sieci wodociągowe za skuteczne uważane jest zmniejszanie obciążenia „niegórniczego” (obniżanie ciśnienia wewnętrznego, zmniejszanie obciążenia wynikającego z ciężaru warstw gruntu nad rurą przez częściowe odkopywanie, ograniczanie ruchu kołowego). Profilaktyczne mogą być także montowane dodatkowe kompensatory (szczególnie w wypadku rurociągów dużych średnic, tranzytowych i magistralnych) lub zasuwy, umożliwiające wydzielenie krótszych odcinków sieci w celu usunięcia ewentualnych awarii. Budowane mogą być także alternatywne rurociągi zasilające.

Szczegółnej uwagi wymaga eksploatacja sieci kanalizacyjnych z uwagi na ich wrażliwość na deformacje terenu górniczego. Dopuszcza się wówczas czasową zmianę grawitacyjnego trybu funkcjonowania transportu ścieków pod ciśnieniem lub buduje się lokalne przepompownie ścieków. Możliwe jest także zabudowanie studzienek kaskadowych. W trakcie ujawniania się wpływów górniczych powinno być także prowadzone częstsze czyszczenie i płukanie sieci.

7. Podsumowanie

Sieci infrastruktury technicznej zlokalizowane na terenach górniczych poddawane są dodatkowym oddziaływaniom, związanym z prowadzoną podziemną eksploatacją. Z uwagi na znaczne zróżnicowanie poszczególnych rodzajów sieci, ich funkcji, reżimów technologicznych (system grawitacyjny lub ciśnieniowy) i zastosowanych rozwiązań materiałowych (rurociągi ciągłe, ze złączami nierozbieralnymi lub zbudowane z segmentów o fabrycznie określonej długości, ze złączami rozbieralnymi) skutki wpływu górniczej deformacji są także zróżnicowane. Mogą się one odnosić do całych systemów sieci infrastruktury technicznej (np. rozległych systemów wodociągowych) lub tylko do odcinków sieci. Oddziaływania górnicze mogą skutkować mechanicznym uszkodzeniem rurociągu, a także istotnym zaburzeniem warunków funkcjonalnych sieci.

Sieci uzbrojenia terenu poddawane wpływom podziemnej eksploatacji powinny być przystosowane do przejścia oddziaływań górniczych. Przystosowanie to,

skutkujące odpornością na oddziaływania górnicze, odnosi się w różnych zakresach do sieci już istniejących i sieci projektowanych. Przez odporność tę należy rozumieć spełnienie stanu granicznego nośności (SGN) i stanu granicznego użyteczności (SGU) w pełnym lub częściowym zakresie (przejściowe obniżenie warunków funkcjonalnych). Ogólnie można powiedzieć, że odporność konstrukcji rurowej można uzyskać, stosując odpowiednie rozwiązania materiałowe rurociągów oraz upodatkowanie konstrukcji rurociągu (podział na wydylatowane segmenty rurowe z zastosowaniem kompensatorów lub nasuwek z wyznaczoną obliczeniowo zdolnością kompensacyjną). Sprawdzenie stanu granicznego nośności jest wymagane dla nowo projektowanych rurociągów i niektórych istniejących (magistralne i rozprowadzające wodociągi, główne kolektory kanalizacyjne, średnio- i wysokoprężne gazociągi oraz magistralne ciepłociągi). W stanie granicznym użyteczności maksymalne przemieszczenia i odkształcenia sieci są porównywane z granicznymi wartościami, związanymi z warunkami użytkowymi i technologicznymi.

Funkcjonowanie sieci infrastruktury technicznej oraz ich projektowanie, budowa i eksploatacja w warunkach górniczej deformacji terenu są złożonymi procesami. Wymagają one od projektantów, wykonawców robót budowlanych i od eksploatorów właściwego zrozumienia i docenienia istoty współpracy obiektów liniowych (rurociągów) z górniczo deformującym się podłożem. Wówczas jest możliwe właściwe stosowanie profilaktyki budowlanej. Warunkiem skuteczności działań zabezpieczających na etapie projektowania sieci uzbrojenia jest dysponowanie właściwym zasobem informacji o górniczej deformacji terenu. Stopień szczegółowości takich materiałów (miejscowy plan zagospodarowania przestrzennego, postanowienie OUG, opinia geologiczno-górnica zakładu górnego o wpływach dokonanej i projektowanej eksploatacji górniczej, prognoza górniczej deformacji terenu) jest zróżnicowany. Projektowanie obiektu liniowego (rurociągu) wymaga dysponowaniem nie tylko zestawem wartości wskaźników deformacji lub co gorsza wyłącznie kategorią terenu górnego, ale informacją o wartościach wskaźników deformacji w wytypowanych punktach na osi rurociągu (wzdłuż i na kierunku prostopadłym do osi), w ujęciu czasowo-przestrzennym.

W wypadku budowy rurociągów na terenach górniczych powinna być przestrzegana zasada nieprowadzenia robót budowlanych w terenie górniczo czynnym. Wykonawca powinien zwracać szczególną uwagę na precyzyjne formułowanie wniosków zakupowych oraz badać jakość wbudowywanych wyrobów. Jakość robót budowlanych powinna być wysoka, zwłaszcza w odniesieniu do montażu

kompensatorów i rur z połączeniami rozbieralnymi, z jednoczesną kontrolą umieszczenia bosych końców rur w połączeniu kielichowym w położeniu środkowym.

Za specyficzne i trudne należy uznać sytuacje, w których roboty budowlane dużych obiektów komunikacyjnych i towarzyszących im sieci infrastruktury technicznej prowadzone są jednak w terenie górniczo czynnym [26], [9]. Niezbędne jest wówczas powołanie zespołu koordynującego, w skład którego powinni wchodzić przedstawiciele przedsiębiorstw górniczych i jednostek wykonujących prognozę deformacji terenu, projektanci, wykonawcy i przedstawiciele inwestora oraz niezależni konsultanci naukowy. Celem pracy zespołu koordynującego jest analizowanie wyników monitoringu geodezyjnego, prowadzonego przez niezależny zespół uprawnionych geodetów i formułowanie wniosków dotyczących aktualizacji prognoz deformacji oraz zaleceń dotyczących ewentualnych zmian w dokumentacji projektowej.

Właściciele/zarządcy sieci powinni być informowani przez przedsiębiorstwa górnicze o terminie rozpoczęcia planowanych robót eksploatacyjnych, zakresie i czasie ich trwania. Umożliwi to przeprowadzenie działań zabezpieczających sieć przed wpływami górniczymi. Zakres tych działań powinien być adekwatny do stopnia zagrożenia sieci i może obejmować: ocenę jej stanu technicznego wraz ze zbadaniem rezerw nośności, przegląd stanu istniejących zabezpieczeń (o ile istnieją) pod kątem ich zdolności kompensacyjnej, wymianę kompensatorów z wyczerpaną zdolnością kompensacyjną i ewentualne wprowadzenie dodatkowych kompensatorów. Doraźnie może być wykonane odciążenie rurociągu (częściowe odkopanie, zmniejszenie ciśnienia wewnętrznego, ograniczenie obciążenia komunikacyjnego). W uzasadnionych wypadkach możliwe jest wykonanie rurociągów obejściowych lub w sieciach kanalizacyjnych – dopuszczenie do okresowej pracy pod ciśnieniem lub zabudowa przepompowni ścieków. Standardowe działania eksploatacyjne (czyszczenie, płukanie sieci) powinno być zintensyfikowane.

Działania zabezpieczające sieci przed wpływami podziemnej eksploatacji powinny być prowadzone we współpracy z przedsiębiorstwami górniczymi. Współpraca ze „stroną górniczą” oraz pozyskanie wiarygodnej i pełnej informacji dotyczącej wpływów górniczych w wymaganym dla rurociągów zakresie nieraz są trudne. Nie powinno to jednak zniechęcać żadnej z zainteresowanych stron do takiej współpracy. Korzyścią dla przedsiębiorstw górniczych może się okazać zmniejszenie liczby wniosków o odszkodowanie za tzw. szkodę górniczą w wypadku wystąpienia awarii. Dla właścicieli lub zarządców sieci ewidentną korzyścią będzie z kolei zmniejszona

awaryjność sieci i obniżenie kosztów związanych z naprawą i przywróceniem jej funkcjonalności.

Bibliografia

1. Bryt-Nitarska I.: Opinie geologiczno-górnice – dobra praktyka przy projektowaniu obiektów mostowych. *Przegląd Górniczy*, nr 8, 2014 s. 48-51.
2. Chudek M.: Geomechanika z podstawami ochrony środowiska górnicego i powierzchni terenu. Wyd. Pol. Śląskiej. Gliwice 2002.
3. Hotłoś H., Mielcarzewicz E.: Warunki i ocena niezawodności działania sieci wodociągowych i kanalizacyjnych na terenach górnicego. *Prace Naukowe IIOŚ, Politechnika Wroclawska, Seria Monografie*, nr 56, Wroclaw 2011.
4. Instrukcja nr 364, Wymagania techniczne dla obiektów budowlanych wznoszonych na terenach górnicego, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2007.
5. Kalisz P.: Ocena odporności wodociągów i gazociągów stalowych na wpływ eksploatacji górnicego. *Przegląd Górniczy*, 2015, s. 26-32.
6. Kalisz P., Kowalski A., Zięba M.: Oddziaływanie eksploatacji górnicego na sieci uzbrojenia. *Przegląd Górniczy*, nr 10, 2015, s. 9-16.
7. Kliszczewicz B., Mendec J., Wystrychowska M.: Zasady ochrony sieci wodociągowej i kanalizacyjnej przed wpływami podziemnej eksploatacji górnicego. Materiały konferencyjne: Ochrona powierzchni i obiektów budowlanych przed szkodami górnicego. GiG, Katowice 1997, s. 305-312.
8. Kliszczewicz B., Mendec J., Wystrychowska M.: Katalog uszkodzeń rurociągów na terenach górnicego. Materiały na prawach rękopisu. Pol. Śl., Katedra Komunikacji Lądowej, Gliwice 1998.
9. Kliszczewicz B.: Monitoring wpływu eksploatacji górnicego na infrastrukturę podziemną zlokalizowaną w pasie autostrady A-4. Materiały II problemowej konferencji Geotechnicznej „Współpraca budowli z podłożem gruntowym”. T. 2 „Modele gruntów i podłoża, specjalne konstrukcje geotechniczne oraz zagadnienia geoinżynierii”, Politechnika Białostocka, 2004, s. 97-106.
10. Kliszczewicz B.: Sieci uzbrojenia podziemnego na terenach górnicego. *Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne*, nr 3, 2009, s. 70-73.

11. Kliszczewicz B.: Przegląd metod obliczeniowych podatnych rurociągów zlokalizowanych na terenach górniczych. Prace Naukowe GIG. „Górnictwo i Środowisko”, nr 4/1, 2010, s. 143-154.
12. Kliszczewicz B., Mokrosz R.: Projektowanie zabezpieczeń gazociągów na terenach górniczych „Ochrona obiektów na terenach górniczych” GIG, 2012, s. 133-140.
13. Kliszczewicz B.: Interakcja podziemnych rurociągów o różnych sztywnościach z gruntem. Monografia, Politechnika Śląska, nr 534, 2014.
14. Kliszczewicz B.: Numerical modelling of the impact of underground mining on pipelines. Pt. 1: Impact of continuous deformations. Architecture Civil Engineering Environment, 2014, vol. 7, no. 2, pp. 51-59.
15. Kliszczewicz B.: Numerical modelling of the impact of underground mining on pipelines. Pt. 2: Impact of discontinuous deformations. Architecture Civil Engineering Environment, 2014, vol. 7, no. 3, pp. 43-48.
16. Kliszczewicz B.: Analysis of the pipelines functional safety on the mining areas. Periodica Polytechnica-Civil Engineering, ISSN 0553-6626, vol. 65, no. 4, p.1126-1133. DOI:10.3311/PPci.18639.
17. Kowalczyk A.: Sieci wodociągowe i kanalizacyjne na terenach górniczych. Materiały konferencyjne: „Ochrona powierzchni i obiektów budowlanych przed szkodami górniczymi”. GIG, 1999, s. 283-290.
18. Kuś K. (red.): Podstawy projektowania układów i obiektów wodociągowych. Wybrane zagadnienia. Wyd. Pol Śl., Gliwice 1998.
19. Kwiatek J. (red.): Ochrona obiektów budowlanych na terenach górniczych. Wyd. GIG, Katowice 1998.
20. Kwiatek J.: Obiekty budowlane na terenach górniczych. Wyd. GIG, Katowice 2002.
21. Kwiatek J.: Obiekty budowlane na terenach górniczych, Wyd. GIG, 2007.
22. Kwietniewski M.: Awaryjność infrastruktury wodociągowej i kanalizacyjnej w Polsce w świetle badań eksploatacyjnych. XXV Konferencja Naukowo-Techniczna „Awarie Budowlane” 2011, Międzyzdroje 2011, s. 127-140.
23. Mokrosz R., Zawora J.: Wpływ deformacji podłoża górniczego na zagłębione w nim rurociągi. Prace naukowe GiG nr 20. Seria: Konferencje. „Ochrona powierzchni i obiektów budowlanych przed szkodami górniczymi”. 1997, s. 339-352.
24. Mokrosz R.: Sieci uzbrojenia podziemnego na terenach górniczych. Materiały konferencyjne: „Ochrona powierzchni i obiektów budowlanych przed szkodami górniczymi”. GIG, Katowice 2002, s. 329 -339.
25. Popiołek E.: Ochrona terenów górniczych. Wyd. AGH, Kraków 2009.

26. Prognoza deformacji powierzchni dla autostrady A4 – LOT 2 węzeł Wirek – węzeł Batorego, uwzględniająca ustalenia zespołu porozumiewawczego z dnia 10.05.2004 r., GIG, Katowice 2004 (materiały niepublikowane).
27. Ustawa z dn. 07.07. 1994 r. – Prawo budowlane (z późn. zm.).
28. Zuber T., Halski J.: Wpływ eksploatacji górniczej na skrócenie żywotności sieci wodociągowej i kanalizacyjnej. Materiały konferencyjne: Ochrona powierzchni i obiektów budowlanych przed uszkodzeniami górnictwem. GIG, Katowice 1997, s. 433-440.
29. <https://www.polskawliczbach.pl/slaskie>
30. <https://inzynierbudownictwa.pl/obiekty-budowlane-na-terenach-gornicznych>, [online] Mokrosz R.: Obiekty budowlane na terenach górniczych, 2015.

Andrzej KOWALSKI
Główny Instytut Górnictwa, Katowice

PRZEKSZTAŁCANIE TERENÓW GÓRNICZYCH NA POGÓRNICZE W GÓRNOŚLĄSKIM ZAGŁĘBIU WĘGLOWYM

Streszczenie. W pracy przedstawiono proces restrukturyzacji, a właściwie likwidacji kopalń węgla kamiennego na Górnym Śląsku po 1989 r. W ostatnich trzydziestu latach ponad połowa powierzchni terenów górniczych stała się terenami pogórnictwa. Przedstawiono zagrożenia na terenach górniczych i pogórnictwa: deformacje, wstrząsy oraz zmianę warunków wodnych. Podano wzór na czas zaniku deformacji górniczych oraz przedstawiono klasyfikacje terenów pogórnictwa z uwagi na ich przydatność do zabudowy. Wskazano także bazy danych o zapadliskach i wyrobiskach mających połączenie z powierzchnią w zlikwidowanych kopalniach.

Słowa kluczowe: eksploatacja górnicza, restrukturyzacja, teren górniczy, teren pogórnictwa, kategorie

CONVERSION OF MINING AREAS INTO POST-MINING AREAS IN THE UPPER SILESIAN COAL BINDING

Summary. The article presents the process of restructuring, or rather liquidation of hard coal mines in Upper Silesia after 1989. Over the last thirty years, more than half of the mining area has become post-mining land. Threats in mining and post-mining areas are presented: deformations, tremors and changes in water conditions. The formula for the disappearance of mining deformations was given, and the classification of post-mining areas with regard to their suitability for development was presented, as well as databases of sinkholes and excavations connected to the surface in liquidated mines.

Keywords: mining exploitation, restructuring, mining area, post-mining area, categories

1. Wprowadzenie

Teren górniczy jest to przestrzeń objęta przewidywanymi, szkodliwymi wpływami robót górniczych prowadzonych przez zakład górniczy, najczęściej jest to poszerzony

obszar górniczy. Natomiast teren pogórnicy to były obszar górniczy niepodlegający wpływowi bieżącej i planowanej eksploatacji górniczej, po wygaśnięciu koncesji na wydobywanie kopaliny w obszarze górniczym (formalnie zlikwidowany obszar górniczy). Potocznie po zakończeniu eksploatacji górniczej i likwidacji kopalni teren górniczy staje się terenem pogórnicy.

W polskim górnictwie węgla kamiennego w ostatnich trzydziestu latach nastąpiła istotna zmiana w zakresie działalności górniczej. Nastąpiła jego restrukturyzacja w praktyce likwidacja części kopalń. W 1989 r. zlikwidowano kopalnię w Wałbrzychu, a 1992 r. w Nowej Rudzie. Aktualnie (2023 r.) wydobywanie węgla kamiennego jest prowadzone tylko w Górnośląskim Zagłębiu Węglowym (GZW) oraz w jednej kopalni „Bogdanka” w Zagłębiu Lubelskim.

Celem pracy jest przedstawienie skali zmian górnictwa węgla kamiennego w Polsce, w szczególności przekształcania terenów górniczych na pogórnicy oraz zagrożeń na powierzchni w aspekcie jej ochrony przed szkodliwymi oddziaływaniami eksploatacji górniczej. Ponadto zwrócono uwagę na czas zaniku ciągłych deformacji po zakończonej eksploatacji górniczej. Przedstawiono stosowane klasyfikacje terenów pogórnicy z uwagi na ich przydatność do zagospodarowania i zabudowy.

Podstawą do opracowania pracy były dane historyczne i aktualne o rozwoju wydobywania oraz oddziaływaniu podziemnego górnictwa węgla kamiennego na powierzchnię, ze szczególnym uwzględnieniem GZW.

2. Górnictwo węgla kamiennego i restrukturyzacja kopalń

Pierwsze kopalnictwo węgla kamiennego prowadzono przez około sto lat na wychodni pokładu „Emanuelsegen” (według obecnej numeracji pokład 318) w rejonie miejscowości Murcki, współcześnie dzielnicy Katowic. Dopiero w 1768 r. zbudowano kopalnię, która po 1945 r. nosiła nazwę „Murcki”, w 2010 r. połączono ją z kopalnią „Staszic”.

Pierwszy wykaz kopalń w Polskim Zagłębiu Węglowym, po uzyskaniu niepodległości Polski w 1918 r., Arnold Sarjusz Makowski sporządził w 1924 r. [12]. Opracował on także bilans zasobów i mapę z lokalizacją kopalń. W roku 1945 w obrębie GZW funkcjonowały 74 kopalnie, potem do 1982 r. liczba ta się zmniejszała. Niektóre likwidowano, inne łączono, a także uruchamiano nowe w rejonie Jastrzębia Zdroju i w Ornontowicach (kopalnia „Budryk”). W 1990 r.

funkcjonowało jeszcze 65 kopalń, po restrukturyzacji, w 2021 r. pozostało 21 kopalń (30 ruchów), tabela 1 i rys. 1.

Tabela 1

Eksploracja węgla kamiennego w Polsce w 1990 r. i 2021 r. – podstawowe dane¹

Dane	1990	2017-2021
Liczba kopalń	65	21* (30**)
Wydobycie, mln Mg	147,4	55,0*
Średnia długość frontu ściany, m	150,6	220-250
Średnie wydobycie ze ściany, tys. Mg	863	2970*
Liczba ścian	766	71
Średnia liczba ścian w kopalni	10,9	4,0
Średnia głębokość eksploatacji pokładów tąpających, m	515	780-895*
Średnia wysokość ściany, m	2,3	2,0-3,5
Średni postęp, m/dobę	1,9	~4,0 (7,0)
Udział wydobycia z podsadzki, %	16,7	~0

* dane za 2021 r., ** liczba ruchów, wcześniej samodzielnych kopalń

Z tabeli 1 wynika, że:

- Obecnie podstawowym systemem eksploatacji jest system ścianowy z zawałem stropu, nie prowadzi się eksploatacji z podsadzka hydrauliczną, najskuteczniejszy z uwagi na ochronę powierzchni.
- W 2021 r. w jednej kopalni węgla kamiennego prowadzono eksploatację średnio na trzech lub czterech ścianach, łącznie w ciągu roku prowadzono około 71 ścian.
- Długość ściany eksploatacyjnej najczęściej mieściła się w przedziale od 200 do 250 m, a wybieg około 1 km. Ściany były prowadzone pojedynczo, czasami kolejno jedna po drugiej.
- Średnia głębokość eksploatacji pokładów tąpających w 2021 r. wynosiła prawie 900 m, a wysokość eksploatowanego pokładu lub warstwy 2,0-3,5 m.
- Postęp frontu ścianowego wynosił średnio 4,0 m/dobę, choć w wielu kopalniach dobowe postępy ścian w dni robocze wynosiły średnio 7 m, a rekordowo nawet dochodziły do kilkunastu metrów. Z powyższego wynika, że w ciągu doby średnio w pokładach w jednej ścianie eksploatowano na powierzchni 0,17 ha, w tygodniu ponad 1ha.

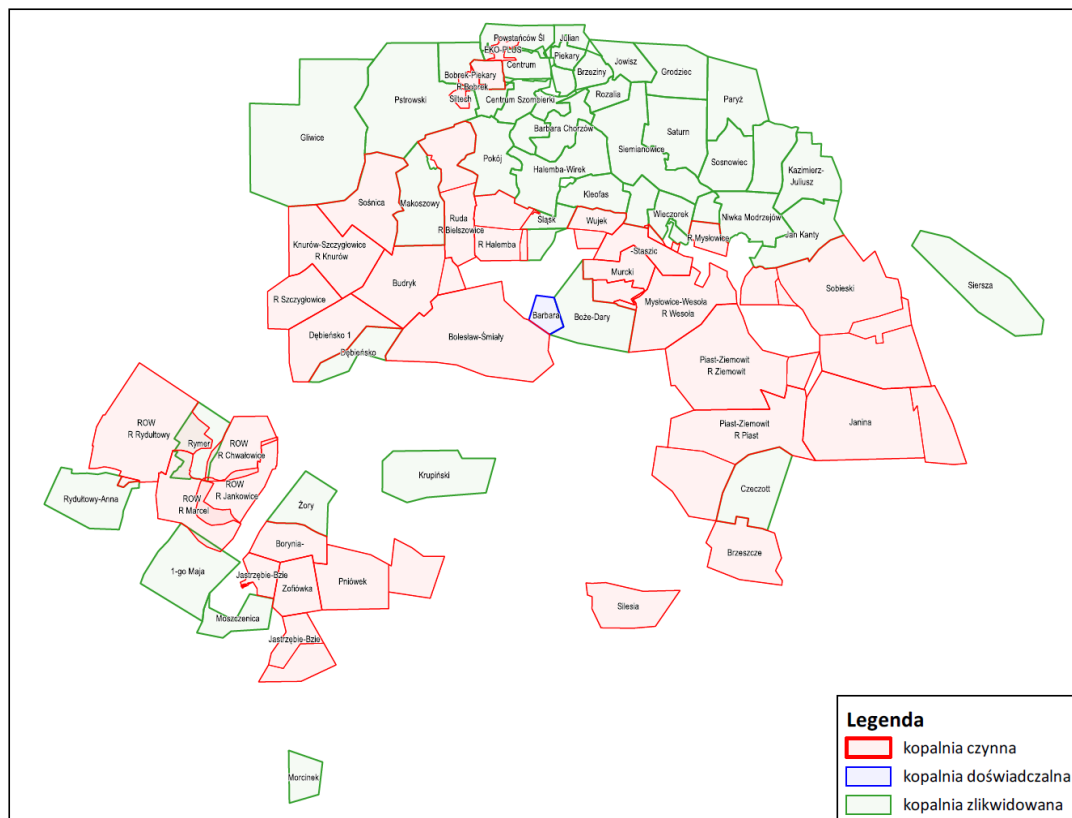
Z uwagi na głębokość eksploatacji jednym z najistotniejszych zagrożeń naturalnych towarzyszących górnictwie w Polsce jest zagrożenie tąpnięciami, które obecnie występuje w większości kopalń węgla kamiennego. Tąpnięcia to wstrząsy górnicze którym towarzyszą uszkodzenia wyrobisk górniczych.

¹ Źródła: [12] i [16].

Z rys. 1 wynika, że w północnej części GZW, w Zagłębiu Dąbrowskim eksploatacja węgla kamiennego została zakończona. W tym rejonie złoża węgla kamiennego zalegały najpłycej. W 2023 r. w części północno-zachodniej GZW eksploatuje jedynie kopalnia „Bobrek-Piekary” oraz dwa małe prywatne zakłady górnicze „Siltech” i „Eko-Plus”, w sąsiedztwie kopalni „Bobrek-Piekary”.

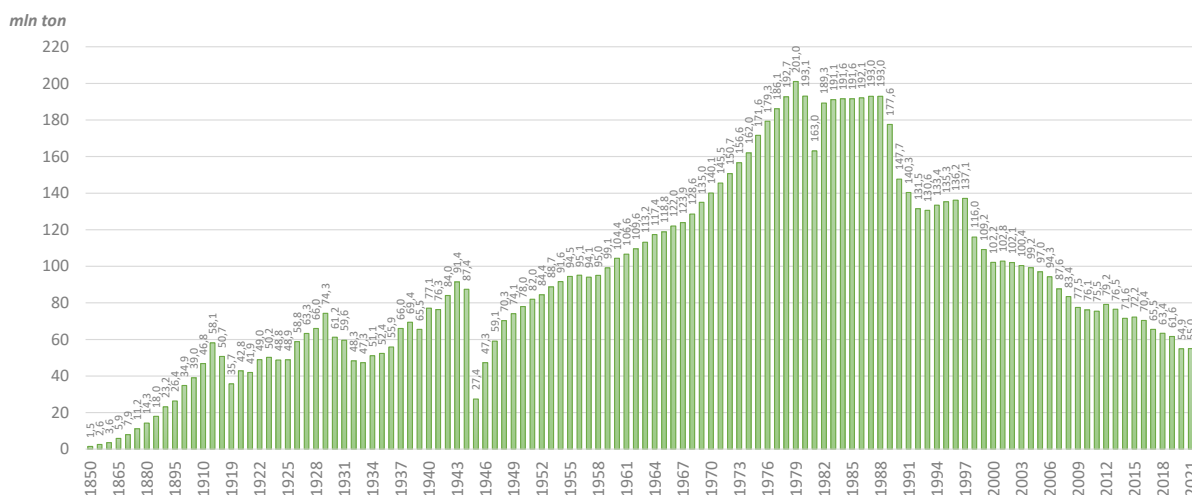
Na rys. 2 przedstawiono udokumentowane wydobycie węgla kamiennego w granicach Polski w latach 1850-2022. W ostatnich trzech latach wydobycie wyniosło odpowiednio: w 2020 r. – 54,9 w 2021 r. – 55,0, a 2022 r. – 52,6 w mln Mg. Z rys. 2 wynika, że od 1988 r. wydobycie węgla kamiennego maleje. Uwzględniając politykę klimatyczną Unii Europejskiej oraz udostępnione do eksploatacji zasoby węgla kamiennego perspektywa dalszej eksploatacji górniczej w GZW obejmuje okres 15-20 lat.

31.12.2021 r. powierzchnia obszarów górniczych kopalń węgla kamiennego wynosiła około 890 km², co stanowiło około połowy powierzchni obszarów górniczych z 1989 r., rys. 1. W 1980 r. wydobycie z kopalń węgla kamiennego stanowiło 6,89% produkcji światowej, w 2000 r. zmniejszyło się do 2,83%, a w 2021 r. stanowiło już niespełna 0,7% [16].



Rys. 1. Kopalnie zlikwidowane po 1989 r. i czynne (stan na 31.12.2021 r.) w GZW

Fig. 1. Mines liquidated after 1989 and active (as of 31.12.2021) in Upper Silesian Coal Basin



Rys. 2. Udokumentowane wydobycie węgla kamiennego w granicach Polski od 1850 r. do 2021 r. i oszacowane w 2022 r.

Fig. 2. Documented hard coal mining within the Polish from 1850 to 2021 and estimated in 2022

3. Zagrożenia na terenach górniczych i pogórnicznych

3.1. Deformacje powierzchni

Deformacje powierzchni są nieodzownym skutkiem podziemnej eksploatacji powierzchni, w czasie jej prowadzenia powstają deformacje nieustalone (chwilowe, zależne od czasu), a po jej zakończeniu deformacje ustalone (asymptotyczne lub końcowe). Podstawowymi czynnikami mającymi wpływ na wielkość deformacji powierzchni są: grubość eksploatowanego złoza (pokładu lub warstwy), głębokość eksploatacji oraz budowa geologiczna górotworu. Podstawowy podział na rodzaj deformacji powierzchni dotyczy ich formy. Rozróżnia się deformacje nieciągłe (powierzchniowe – zapadliska i liniowe – stopnie i szczeliny) oraz deformacje ciągłe, w postaci obniżen i przemieszczeń poziomych oraz ich pochodnych: nachylenia, krzywizn pionowych i odkształceń poziomych o charakterze rozciągania i ściskania.

Wskaźniki deformacji powierzchni są określane *a posteriori* na drodze pomiarowej oraz prognozowane *a priori*.

W polskim górnictwie węgla kamiennego do prognozowania deformacji stosuje się teorię Knothego-Budryka [7-8]. Założenia i podstawowe wzory teorii Knothego-Budryka dotyczą stanu deformacji występujących w latach pięćdziesiątych ubiegłego stulecia i dotyczą zarówno uproszczonego modelu zalegania złoza (złoże jednopokładowe, powierzchnia eksploatacji o dużych poziomych rozmiarach,

zgeneralizowanej do kształtu półpłaszczyzny), jak i założeń teorii, zastąpienie gaussowskiej funkcji wpływów – trójkątem wpływów głównych [7].

Nie znaczy to, że nie ma nowszych wersji teorii i jej wykorzystywania przy uwzględnieniu cyfrowego opisu złoża i powierzchni. Na ten temat jest bogata literatura, a kopalnie do prognoz deformacji stosują programy komputerowe [1], [2], [10], [12], [14], [18], [20], [22]. Jest dostęp do bogatego doświadczenia zebranego w okresie ponad 70 lat. Istniejąca polska szkoła prognozowania deformacji jest stosowana w wielu krajach na świecie, na przykład w Chinach i USA, a odmiana teorii Knothego-Budryka jako teoria Erhardta-Sauera była używana w Niemczech [12].

W ostatnich latach popularyzowane są postulaty stosowania metod numerycznych do prognoz deformacji. Są one bardziej uniwersalne niż teoria Knothego-Budryka, opracowana dla warunków GZW. Przejście na metody numeryczne, zarówno na cyfrowy opis złoża, jak i numeryczne modelowanie deformacji powierzchni, umożliwia wprawdzie rezygnację z wielu uproszczeń, lecz uwzględnienie w tych modelach niejednorodności ośrodka o różnych właściwościach (na przykład spękanie, kruchość) jest problematyczne, bo stosowanie równań różniczkowych zakłada (przynajmniej lokalnie) ośrodek ciągły.

Mimo rozwoju techniki obliczeniowej i stosowania metod numerycznych teorie całkowo-geometryczne, w szczególności teoria Knothego-Budryka, z uwagi na jej prostotę, najczęściej (prawie wyłącznie) są nadal stosowane. Na podstawie założeń tej teorii opracowano kilka metod obliczeniowych niecek nieustalonych i ustalonych, które są weryfikowane geodezyjnymi pomiarami wskaźników deformacji. Stosowanie teorii Knothego-Budryka w GZW znajduje dodatkowe uzasadnienie przez to, że znane są jej właściwości i modyfikacje oraz parametry teorii, a także na jej bazie opracowane zostały klasyfikacje terenów górniczych (tabela 2) i komputerowe programy obliczeniowe.

Rozszerzenie używania metod numerycznych do prognoz oraz rozwój sieci neuronowych powoduje, że celowe jest prowadzenie poszukiwań w kierunkach, które mogą zaowocować rozwojem metod prognozowania deformacji powierzchni. Problem polega na tym, aby modele te odzwierciedlały warunki rzeczywiste i były na nich sprawdzane.

W polskim górnictwie węgla kamiennego do oceny zagrożenia powierzchni ciągłymi deformacjami, oprócz wskaźników, stosuje się ocenę zagrożenia w postaci kategorii terenów górniczych (tabela 2). Zaliczenie terenu górniczego do danej kategorii odbywa się na podstawie trzech wskaźników:

- nachylenia,
- promienia krzywizny,
- odkształcenia poziomego.

Tabela 2

Klasyfikacja, kategorie terenów górniczych [14]

Kategoria	Wartości deformacji		
	nachylenie, mm/m	promień krzywizny, km	odkształcenie poziome, mm/m
0	$T \leq 0,5$	$ R \geq 40$	$ \varepsilon \leq 0,3$
I	$0,5 < T \leq 2,5$	$40 > R \geq 20$	$0,3 < \varepsilon \leq 1,5$
II	$2,5 < T \leq 5$	$20 > R \geq 12$	$1,5 < \varepsilon \leq 3$
III	$5 < T \leq 10$	$12 > R \geq 6$	$3 < \varepsilon \leq 6$
IV	$10 < T \leq 15$	$6 > R \geq 4$	$6 < \varepsilon \leq 9$
V	$15 < T$	$ R < 4$	$ \varepsilon > 9$

Wskaźniki deformacji do II kategorii powodują oddziaływania odkształceń poziomych i krzywizn pionowych w postaci naprężenia w podłożu i obiektach budowlanych, które podlegają relaksacji (ciała sprężysto-lepkie). Deformacje o wskaźnikach większych od II kategorii terenu górniczego na powierzchni terenu mogą powodować deformacje o „małej nieciągłości” [15], a dla kategorii IV i V liniowe nieciągłe deformacje powierzchni (LNDP) w postaci stopni o wysokości ponad 0,05 m i szczeliny o szerokości ponad 0,01 m, oraz struktury z nich złożone [10] i [12].

Po 1989 r., kiedy w górnictwie węgla kamiennego zaczęto stosować wysokowydajne systemy ścianowe, deformacje na powierzchni ujawniają się z dużą prędkością, dlatego rozważa się rozszerzyć klasyfikację terenów górniczych o wskaźnik prędkości obniżen. Prekursorem tego rozwiązania jest A. Sroka [24].

Występujące w ostatnich dwóch latach zapadliska w Trzebini i rejonie Bolesławia mają związek z dawną płytką eksploatacją oraz likwidacją kopalń przez ich zatapianie.

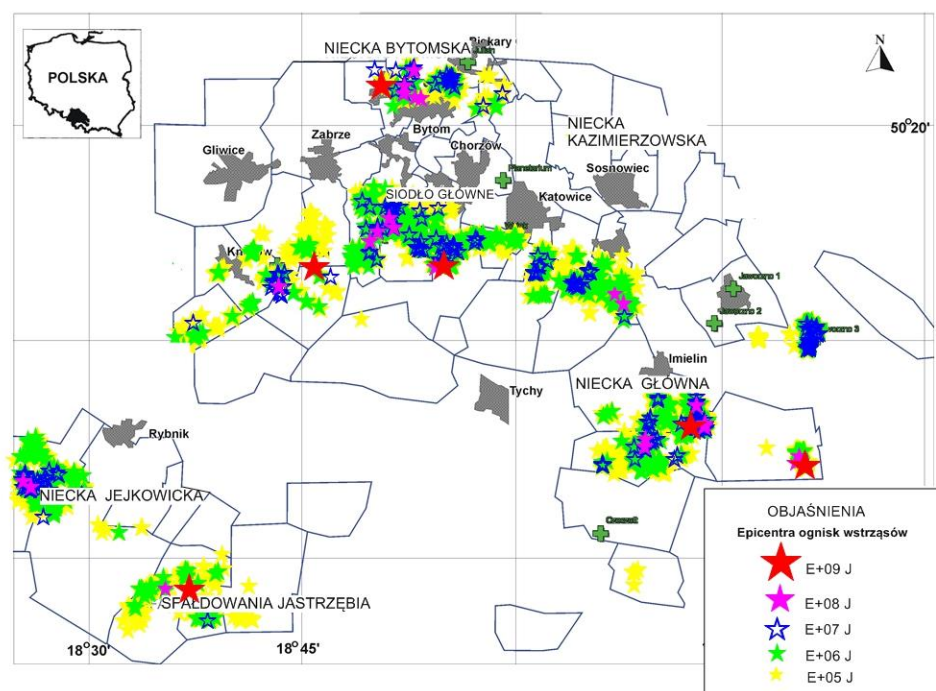
3.2. Wstrząsy górnicze

Genetycznie w GZW wstrząsy górnicze mają dwa źródła, spowodowane bezpośrednio prowadzoną eksploatacją górniczą (tak zwane wstrząsy eksploatacyjne)

i pojawiające się w strefach dyslokacji tektonicznych (wstrząsy regionalne). Najprostszą miarą intensywności wstrząsów jest ich energia sejsmiczna lub magnituda. W skrajnych przypadkach, w kategoriach sejsmologicznych różni się wstrząsy słabe, nieodczuwalne przez ludzi, które rejestrują specjalne urządzenia pomiarowe i bardzo silne wstrząsy o charakterze zbliżonym do słabych trzęsień Ziemi. W przypadku pierwszych energia sejsmiczna jest rzędu 10^2 J (magnituda 0,0), a dla najsilniejszych zjawisk energia sejsmiczna jest rzędu 10^9 - 10^{10} J (magnituda 4,0-4,5).

Na rys. 3 przedstawiono wykaz ognisk wstrząsów wysokoenergetycznych, o energii 10^5 J i wyższych dla obszarów górniczych kopalń w GZW za okres 2008-2021.

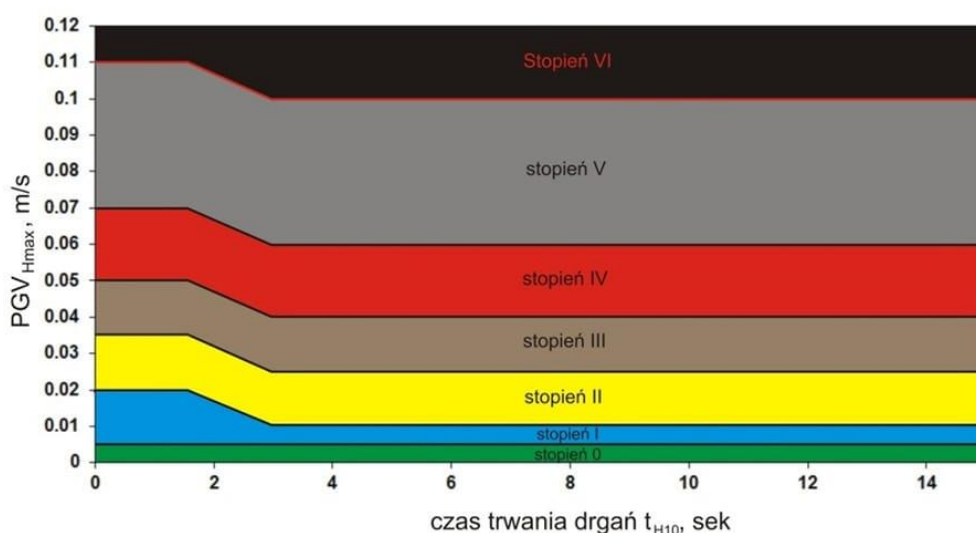
W 2017 r. zakończyły się kilkuletnie badania i prace zespołu autorskiego Głównego Instytutu Górniczego kierowanego przez prof. Grzegorza Mutkę nad opracowaniem nowej Górniczej Skali Intensywności Sejsmicznej (GSIS-2017), [17-18].



Rys. 3. Wykaz ognisk wstrząsów wysokoenergetycznych w GZW za okres 2008-2021 [16]
 Fig. 3. List of high-energy tremor outbreaks in Upper Silesian Coal Basin for the period 2008-2021 [16]

Skala GSIS-2017 służy do oceny skutków oddziaływania wstrząsów indukowanych eksploatacją węgla na obiekty budowlane oraz klasyfikacji ich odporności dynamicznej. Oddziaływanie wstrząsów opisane jest przez stopnie intensywności sejsmicznej, które są klasyfikowane na podstawie rejestrowanych lub prognozowanych parametrów drgań podłoża (takich jak amplituda prędkości, czas

trwania i częstotliwość). Skala GSIS-2017 uwzględnia wcześniejsze prace nad górnymi skalami intensywności drgań oraz nowe bazy danych makrosejsmicznych i pomiarowych, opracowane dla silnych wstrząsów górotworu, które występowały w ostatnich kilku latach przed 2017 r. Do skali GSIS-2017 wprowadzono wiele nowych rozwiązań, w tym przede wszystkim faktyczną odporność dynamiczną budynków poddanych wstrząsom górnym, ocenę skutków drgań w zależności od typu konstrukcji budynku i jego stanu technicznego czy dodatkowe stopnie intensywności sejsmicznej dla najsilniejszych drgań obserwowanych na Górnym Śląsku. W procesie weryfikacji skali GSIS-2017 poprawiono również stopień wiarygodności dokonywanej oceny szkodliwości drgań. Na rys. 4 przedstawiono skalę GSIS-2017 w wersji prędkościowej, która jest skalą podstawową, zaleconą do stosowania.

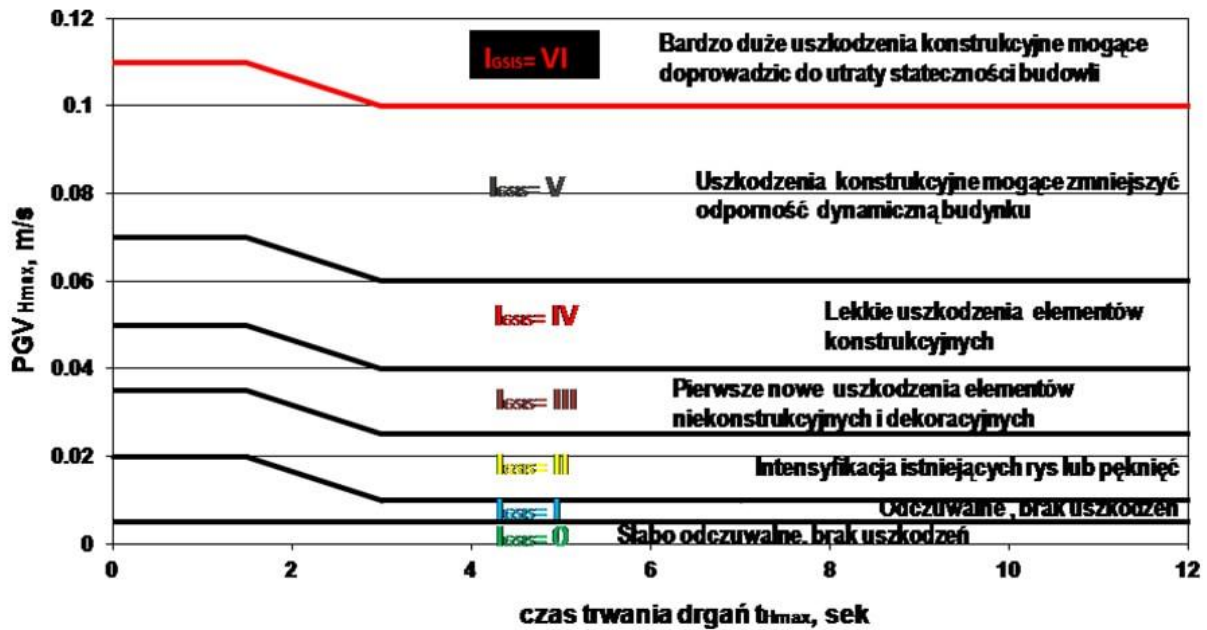


Rys. 4. Skala GSIS-2017 w wersji prędkościowej [17]

Fig. 4. GSIS-2017 scale in velocity version [17]

Ważnym efektem zastosowania skali GSIS-2017 jest ujednoczenie oceny oddziaływania wstrząsów górniczych na powierzchnię w różnych rejonach górniczych. Daje to możliwość rozstrzygnięcia za jej pomocą spornych kwestii w ocenie skutków oddziaływania wstrząsów górniczych między przedsiębiorcą górnym a społecznością lokalną (urzędami gmin, miast). Jest również wykorzystywana przy przygotowywaniu planów ruchu zakładu górnego.

Na rys. 5 przedstawiono, w ujęciu syntetycznym, opis potencjalnych skutków drgań dla poszczególnych stopni intensywności sejsmicznej w skali GSIS-2017 dla budynków w zabudowie tradycyjnej i tradycyjnej, ulepszonej w dobrym stanie technicznym.



Rys. 5. Potencjalne skutki drgań dla stopni intensywności sejsmicznej w skali GSIS-2017 dla budynków w zabudowie tradycyjnej i tradycyjnej, ulepszonej w dobrym stanie technicznym [17]

Fig. 5. Potential effects of vibrations on seismic intensity levels on the GSIS-2017 scale for buildings in traditional and traditional-improved buildings in good technical condition [17]

3.3. Zmiany warunków wodnych na powierzchni

Jednym z deterministycznych czynników, charakteryzujących trwałe przekształcenia terenów górniczych i pogórnicych, są zawodnienia. Na ogół powodują one nieodwracalną degradację powierzchni i konieczność częściowej lub całkowitej zmiany sposobu jej zagospodarowania.

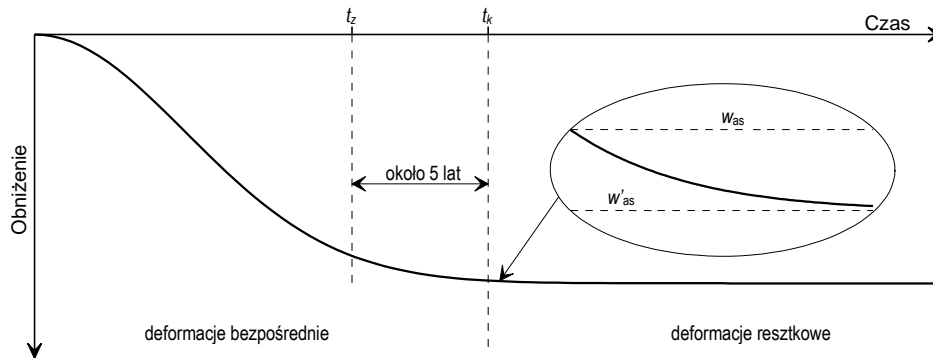
W górnictwie podziemnym powszechne jest stosowanie wymuszonych przerzutów wód powierzchniowych i podziemnych, niezbędnych do prowadzenia wydobywania złóż kopaliny, a także zapewniających czasową ochronę infrastruktury oraz powierzchni terenów górniczych. Warunki hydrogeologiczne, wynikające z hydraulicznego połączenia wyrobisk górniczych (sąsiadujących kopalń) oraz szczelin w spękanym (w wyniku oddziaływania górnictwa) górotworze, mogą być przyczyną tego, że całokształt przekształceń środowiska wodnego może ujawnić się dopiero po całkowitej likwidacji sztucznego odwadniania ostatniej kopalni. Istotne jest, że docelowe zawodnienia mogą obejmować powierzchnię większą względem dotychczas występujących zalewisk. Uwodnienie górotworu może być także powodem zmian warunków geologiczno-inżynierskich, generujących występowanie deformacji nieciągłych w rejonach płytkiej eksploatacji górniczej, jak to ma miejsce obecnie w Trzebini.

W Górnośląskim Zagłębiu Węglowym proces wymuszonego osuszania górotworu i powierzchni terenów górniczych oraz pogórnicznych trwa już ponad 200 lat. Zmienione warunki hydrogeologiczne, hydrologiczne i geologiczno-inżynierskie, wynikające z odwadniania, traktowane są jako naturalne i trwają nadal. Dlatego, ze względu na potrzebę zrównoważonego rozwoju zagospodarowania terenów górniczych i pogórnicznych pożądanym jest cykliczne dokonywanie oceny stanu zagrożenia zawodnieniami takich terenów.

W 2015 r. w Głównym Instytucie Górnictwa dr D. Ignacy opracował *hydromorfologiczno-kartograficzną metodę oceny zagrożenia zawodnieniami terenów górniczych i pogórnicznych* [3-6] dla identyfikacji i napraw szkód górniczych w środowisku wodnym. Jest to metoda modelowania hydrologicznego wód dla warunków po przywróceniu naturalnych, swobodnych przepływów wód (podziemnych i powierzchniowych). Przedmiotem metody jest powierzchnia pojedynczego terenu górniczego. Inżynierskimi podstawami modelowania w metodzie są charakterystyczne stany wód w korytach głównych cieków drenujących teren górniczy w miejscach odpływu wód z tego terenu. Dane hydrologiczne oraz hydrogeologiczne pozwoliły zdefiniować główne elementy metody. Są nimi: *hydrometryczne punkty odniesienia (normalny i warunkowy)*, *wysokości położenia (wód oraz powierzchni terenu górniczego)* i cztery zasięgi możliwego zawodnienia sztucznie odwadnianych niecek morfologicznych (stanowiących jednocześnie 5 typów potencjalnych zbiorników wód): *zalewisko*, *granica potencjalnego zalewu*, *granica ekstremalnego powodziowego stanu wód* oraz *jezioro niecki bezodpływowej (granica sztucznego odwodnienia terenu)*. Efektem metody są *mapy hydromorfologiczne terenu górniczego*. Na nich, w odrębnych zlewniach głównych cieków drenujących teren górniczy, badany stan rzeźby powierzchni (archiwalny, aktualny i/lub prognozowany) odwzorowany jest za pomocą *wysokości położenia*, względem hydrometrycznych punktów odniesienia. Odrębne analizy zlewni stosowane są także dla identyfikacji charakterystycznych zasięgów zawodnienia w każdej sztucznie odwadnianej niecce morfologicznej w terenie górniczym. Poszczególne typy potencjalnych zbiorników charakteryzują się odpowiednim prawdopodobieństwem wystąpienia. Posłużyły one do kategoryzacji terenu górniczego ze względu na zagrożenie zawodnieniem [4].

4. Czas zaniku górniczych deformacji powierzchni

Jak wspomniano w punkcie 3.1, deformacje powierzchni ujawniają się przez pewien czas po jej zakończeniu. Z tego powodu dla ochrony powierzchni istotne jest to, jak długo wpływy te ujawniają się, czyli czas zaniku deformacji, rys. 6. W okresie do t_k są to deformacje bezpośrednie, później resztkowe.



Rys. 6. Rozkład deformacji w długim czasie na przykładzie obniżeń punktu: t_z – czas zakończenia eksploatacji, t_k – prawdopodobny początek ujawniania się deformacji resztkowych, w_{as} – oszacowana asymptota bezpośrednich wpływów eksploatacji, w'_{as} – rzeczywista asymptota wpływów oszacowana po upływie długiego czasu od zakończenia eksploatacji [12]

Fig. 6. Deformation distribution in a long time on the example of point depressions: t_z – time of termination of exploitation, t_k – probable beginning of disclosure of residual deformations, w_{as} – estimated asymptote of direct effects of exploitation, w'_{as} – actual asymptote of influences estimated after a long time after the end of exploitation [12]

W Górnośląskim Zagłębiu Węglowym czas ujawniania się deformacji bezpośrednich wynosi najczęściej 1-3 lat, w Dolnośląskim Zagłębiu Węglowym do 5 lat [12]. Czas zanikania deformacji bezpośrednich wyznacza się, przyjmując pewien graniczny przyrost obniżeń, najczęściej -10 mm, „odcinając” dalsze obniżenia w funkcji czasu. Na kształtowanie się deformacji powierzchni po zakończeniu eksploatacji górniczej wpływają sposób likwidacji kopalni, a także budowa geologiczna górotworu i warunki hydrogeologiczne, panujące w górotworze.

Podane powyżej czasy zaniku deformacji są orientacyjne, natomiast do dokładniejszego wyznaczenia czasu zaniku deformacji bezpośrednich wykorzystuje się tak zwaną funkcję czasu, zaproponowaną przez Knothe'go [8] w postaci:

$$F(t) = 1 - e^{-ct} \quad (1)$$

gdzie c jest współczynnikiem czasu, dla danego rejonu eksploatacji, wyznaczanym z geodezyjnych obserwacji ujawniania się obniżeń. Na podstawie zależności (1) czas t zaniku deformacji można wyznaczać ze wzoru:

$$t = -\frac{1}{c} \ln \left(1 - \frac{\Delta w}{w_{as}} \right), \quad (2)$$

w którym jako granicę zaniku przyrostów deformacji po zakończeniu eksploatacji przyjmie się przyrost obniżeń, na przykład $\Delta w = 10$ mm, wówczas przy spodziewanym $w_{as} = 1$ m wartość funkcji $F(t) = 1 - \Delta w / w_{as} = 0,01$ (czyli od 1% wpływów końcowych). Współczynnik czasu c wyznacza się lub przyjmuje się na podstawie geodezyjnych pomiarów obniżeń w zależności od czasu. Najczęściej współczynnik czasu wynosi $c = 1-3 \text{ rok}^{-1}$.

W przypadku utrzymywania wód karbońskich w górotworze na odpowiednim poziomie przez ich pompowanie tak, aby nie doszło do zatopienia sąsiednich kopalń przez długi czas może utrzymywać się zjawisko zanikania obniżeń (rys. 6). Po zatopieniu kopalni może jednak wystąpić zmiana znaku zanikających przemieszczeń pionowych (reszkowych), tj. z ujemnych przemieszczeń – obniżeń na dodatnie przemieszczenia, czyli wypiętrzenia. Niekiedy mogą one być istotne z punktu widzenia ochrony obiektów na powierzchni.

Z pełniejszej, kompleksowej analizy deformacji reszkowych powierzchni po zakończonej eksploatacji górniczej [10-12] wynika, że:

- Tereny po zakończonej eksploatacji są terenami „po przejściach” i nie zawsze mogą być zdatne do zabudowy bez ograniczeń.
- Znaczna część terenów, na których występowały deformacje ciągłe, nadaje się do zabudowy bez ograniczeń.

Przykładowo, zmiany przemieszczeń pionowych określane z zastosowaniem interferometrii w granicach ± 70 mm 15 lat po zakończeniu eksploatacji mogą być prawdziwe, jednak dopiero po wykonaniu poszerzonej analizy może pojawić się potrzeba wykonania zabezpieczeń, które kosztują [11]. Sam pomiar, bez interpretacji i oceny wiarygodności, jest „ślepy”. Przydatność terenu do zabudowy powinna wynikać z bezpieczeństwa planowanej inwestycji.

5. Klasyfikacje terenów pogórnich z uwagi na ich przydatność do zabudowy

Dotychczas w Polsce nie powstały obowiązujące zasady klasyfikacji terenów pogórnich. Propozycję pierwszej, opracowanej w Głównym Instytucie Górnictwa, klasyfikacji przydatności terenów pogórnich do zagospodarowania, przedstawiono w tabeli 3.

Tabela 3

Kategorie przydatności terenu pogórnich do zagospodarowania [13]

Oznaczenie*	Rodzaj zagrożenia	Przydatność do zagospodarowania
A	nie występuje	nieograniczona
B	B ₁	deformacje ciągłe
	B ₂	deformacje nieciągłe
	B ₃	gazowe
C	zalewiska i podtopienia	ograniczona do obiektów tymczasowych i rekreacyjnych

* Możliwe jest współwystępowanie różnych zagrożeń

Kategoria A obejmuje takie obszary, na których nie przewiduje się żadnych ograniczeń w zakresie ich zagospodarowania. Należy jednak mieć na uwadze, że rozpatrywany obszar był w przeszłości poddany wpływom podziemnej eksploatacji górniczej, a występowanie objawów tych wpływów uznano za zakończone.

Kategoria B obejmuje obszary, których przydatność do zagospodarowania jest przejściowo lub trwale warunkowa. W kategorii tej wydzielono, w zależności od rodzaju zagrożenia, podkategorię B₁ – z uwagi na deformacje ciągłe powierzchni, podkategorię B₂ – z uwagi na deformacje nieciągłe powierzchni i podkategorię B₃ – z uwagi na zagrożenie gazowe. Za ograniczenia przemijające wraz z czasem można uznać te związane z ujawniającymi się opóźnionymi deformacjami ciągłymi powierzchni i zagrożenie gazowe. Na ogół uważa się, że po upływie pięciu lat od zakończenia eksploatacji następuje stabilizacja ciągłych deformacji powierzchni i można wówczas, z uwagi na takie deformacje, zaliczyć teren do kategorii A. Ustąpienie zagrożenia gazowego wymaga natomiast potwierdzenia przez odpowiednie pomiary, wykonane w ramach jego monitoringu. Zagrożenie związane z możliwością wystąpienia deformacji nieciągłych jest zagrożeniem trwałym dopóty, dopóki nie zostanie ono zlikwidowane przez zapełnienie pustek w górotworze, przy czym zaleca się wyłączenie z zabudowy rejonów zlikwidowanych szybów i sztolni.

Kategoria C obejmuje obszary nieprzydatne do zagospodarowania przez obiekty długotrwałe, z uwagi na zagrożenie zalewiskami i podtopieniami. Możliwe jest wznoszenie na tych obszarach obiektów tymczasowych, przewidzianych do likwidacji przed wystąpieniem zagrożenia. Możliwe jest też zagospodarowanie terenu przez obiekty rekreacyjne.

Poszerzoną klasyfikacją terenów górniczych, w stosunku do podanej w tabeli 3, jest klasyfikacja opracowana przez geologów i geofizyków, zamieszczona w poradniku metodycznym pt. *Zasady dokumentowania warunków geologiczno-inżynierskich dla celów związanych z likwidacją kopalń* [23]. Kolejne rozszerzenie propozycji klasyfikacji terenów górniczych, z uwagi na zawodnienie powierzchni, zaproponowano w 2017 r. [4].

Do obszarów intensywnego występowania nieciągłych deformacji powierzchni w postaci zapadlisk należy zaliczyć północną część GZW, gdzie znajdują się wychodne pokładów węgla kamiennego oraz złoża kopalń rud cynku i ołowiu, a także rejon olkusko-bolesławski eksploatacji [21]. W cytowanej monografii autorzy zaproponowali klasyfikację zagrożenia zapadliskami terenów płytkiej eksploatacji złóż cynkowo-ołowiowych, a także na obszarze górniczym „Jaworzno III” i kopalni „Siersza”.

Ponadto do oceny zagrożenia powierzchni zapadliskami na terenach górniczych i pogórnicznych mogą być wykorzystane dwie bazy danych.

Jedna znajduje się na serwerze GIG pod nazwą „Górnośląski System Informacji o Zagrożeniach Powierzchni na Terenach Zlikwidowanych Kopalń” [9], pod adresem *zapadliska.gig.eu*. System ten pozwala na szybkie uzyskanie informacji górniczej z danego terenu, w szczególności informacji, czy była na nim prowadzona działalność górnicza, która może stwarzać zagrożenie zapadliskami na powierzchni terenu.

Druga baza danych obejmuje inwentaryzację wyrobisk górniczych mających połączenie z powierzchnią, które są usytuowane na terenach zlikwidowanych podziemnych zakładów górniczych. Oceniono również ich zagrożenie wystąpieniem zapadliskami. Wyniki inwentaryzacji i ocena zagrożenia są dostępne w Archiwum Dokumentacji Mierniczo-Geologicznej Wyższego Urzędu Górniczego [12].

6. Podsumowanie

1. Według stanu na 31.12.2021 r. powierzchnia obszarów górniczych kopalń węgla kamiennego w Górnośląskim Zagłębiu Węglowym wynosiła około 890 km² i jest analogiczna do powierzchni dawnych obszarów górniczych, które stały się obszarami pogórnictwa. Wydobycie węgla kamiennego w Polsce zmniejsza się, uwzględniając politykę klimatyczną Unii Europejskiej. Jego zakończenie w GZW jest prognozowane za 15-20 lat.
2. Eksploatacja górnicza jest prowadzona na dużych głębokościach, co powoduje, że na powierzchnię oddziałują różne wpływy. W ostatnich kilkunastu latach (2006-2021) utrzymywała się wysoka aktywność sejsmiczna, która generowała wstrząsy wysokoenergetyczne, o energii 10⁵-10¹⁰J (magnituda ~4,0-4,5). Powyższe spowodowało opracowanie i wdrożenie do stosowania skali GSIS-2017. Opisuje ona oddziaływanie wstrząsów na zabudowę powierzchni przez stopnie intensywności sejsmicznej, które klasyfikowane są na podstawie rejestrowanych lub prognozowanych parametrów drgań podłoża (takich jak amplituda prędkości, czas trwania i częstotliwość).
3. Wieloletnia i intensywna eksploatacja górnicza spowodowała znaczne obniżenia powierzchni, co generuje powstawanie zalewisk i podtopień powierzchni, zarówno na terenach górniczych, jak i pogórnictwa. Ze względu na potrzebę zrównoważonego rozwoju zagospodarowania terenów górniczych i pogórnictwa pożądane jest cykliczne dokonywanie oceny stanu zagrożenia zawodnieniami takich terenów.
4. Wykorzystując prowadzone pomiary deformacji powierzchni (głównie obniżen), a także rozważania teoretyczne, rozpoznany został proces zaniku deformacji, przekształcania się terenów górniczych na pogórnictwo. W Górnośląskim Zagłębiu Węglowym czas ujawniania się deformacji wynosi najczęściej 1-3 lat, w Dolnośląskim Zagłębiu Węglowym do 5 lat.
5. Przekształcenie w ostatnich trzydziestu latach ponad połowy terenów górniczych na pogórnictwo spowodowało rozwój badań nad ich specyfiką, w szczególności przydatności do zabudowy i zagospodarowania. Opracowano kilka klasyfikacji terenów pogórnictwa z uwagi na ich przydatność do zabudowy, a także bazy danych o płytkiej eksploatacji górniczej i zapadliskach oraz o wyrobiskach mających kontakt z powierzchnią na obszarach pogórnictwa zlikwidowanych kopalń.

Bibliografia

1. Białek J.: Algorytmy i programy komputerowe do prognozowania deformacji terenu górniczego. Wydaw. Politechniki Śląskiej. Gliwice 2003.
2. Hejmanowski R., Kwinta A.: System prognozowania deformacji „MODEZ”. X Dni Miernictwa Górniczego i Ochrony Terenów Górniczych. AGH, Kraków 2009, s. 113-124.
3. Ignacy D.: Metoda oceny zagrożenia zawodnieniem terenów górniczych, Rozprawa doktorska GIG, Katowice 2015.
4. Ignacy D.: Zastosowanie hydromorfologiczno-kartograficznej metody oceny zagrożenia zawodnieniem terenów górniczych do kategoryzacji terenów górniczych likwidowanych kopalń. Przegląd Górniczy, nr 12, 2017, s. 7-14.
5. Ignacy D.: Relative elevations of the surface of artificially drained mine subsidence areas as significant aspects in formulating environmental policy. Journal of Hydrology, Vol. 575, 2019.
6. Ignacy D.: Comprehensive method of assessing the flood threat of artificially drained mine subsidence areas for identification and sustainable repair of mining damage to the aquatic environment. Water Resources and Industry, 26, 2021.
7. Knothe S.: Równanie profilu ostatecznie wykształconej niecki osiadania. Archiwum Górnictwa i Hutnictwa. T. 1, z. 1, Kraków 1953, s. 22-38.
8. Knothe S.: Prognozowanie wpływów eksploatacji górniczej. Wydawnictwo „Śląsk”, Katowice 1984.
9. Kotyrba A., Frolik A., Kortas Ł., Siwek S.: Górnośląski system informacji przestrzennej o zagrożeniach powierzchni na terenach pogórnicznych. Zeszyty Naukowe Instytutu Gospodarki Surowcami Mineralnymi i Energią Polskiej Akademii Nauk, nr 94, Kraków 2016, s. 91-104.
10. Kowalski A.: Deformacje powierzchni w Górnośląskim Zagłębiu Węglowym. Główny Instytut Górnictwa, Katowice 2015.
11. Kowalski A.: Problem oceny zanikania resztkowych deformacji powierzchni po zakończonej eksploatacji górniczej. Przegląd Górniczy. T. 73, nr 11, 2017, s. 55-65.
12. Kowalski A.: Deformacje powierzchni na terenach górniczych kopalń węgla kamiennego. Główny Instytut Górnictwa, Katowice 2020.
13. Kowalski A., Kwiatek J.: Przydatność terenów pogórnicznych do budownictwa. Przegląd Górniczy. T. 60, nr 5, 2004, s. 1-5.

14. Kwiatek J. (red.): Ochrona obiektów budowlanych na terenach górniczych. Główny Instytut Górnictwa, Katowice 1997.
15. Kwiatek J.: Obiekty budowlane na terenach górniczych. Główny Instytut Górnictwa, Katowice 2007.
16. Makówka J. (red.): Raport roczny (2021) o stanie podstawowych zagrożeń naturalnych i technicznych w górnictwie węgla kamiennego. Wydawnictwo Główny Instytut Górnictwa. Katowice 2022.
17. Mutke G. (red.): Zasady stosowania górniczej skali intensywności sejsmicznej GSIS-2017 do prognozowania i oceny skutków oddziaływania wstrząsów indukowanych eksploatacją na obiekty budowlane oraz klasyfikacja odporności dynamicznej. Wydawnictwo GIG, seria: Instrukcje nr 23, Katowice 2018.
18. Mutke G.: Oddziaływanie górniczych wstrząsów sejsmicznych na powierzchnię. Wydawnictwo GIG, Katowice 2020.
19. Niemiec T.J.: Model dyskretny i stochastyczny oddziaływania eksploatacji górniczej. Wydawnictwo GIG, Katowice 2020.
20. Ostrowski J.: Deformacje powierzchni terenu górniczego. Agencja Wydawniczo-Poligraficzna Art-Tekst, Kraków 2015.
21. Pilecki Z., Popiołek E.: Ocena przydatności do zabudowy terenów zagrożonych deformacjami nieciągłymi za pomocą metod geofizycznych. PAN IGSMiE, Kraków 2005.
22. Popiołek E.: Ochrona terenów górniczych. Akademia Górniczo-Hutnicza, Kraków 2009.
23. Poradnik metodyczny, Zasady dokumentowania warunków geologiczno-inżynierskich dla celów likwidowanych kopalń. Ministerstwo Środowiska. Warszawa 2009.
24. Sroka A.: Zum Problem der Abbaugeschwindigkeit aus bergschadenskundlicher Sicht. Szkoła Eksploatacji Podziemnej '93. CPPGSMiE PAN. Kraków 1993.

Marian ŁUPIEŻOWIEC
Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa

REALIZACJA INWESTYCJI BUDOWLANYCH NA TERENACH ZAGROŻONYCH POWSTANIEM NIECIĄGŁYCH DEFORMACJI GÓRNICZYCH

Streszczenie. Możliwość bezpiecznej realizacji budowy obiektu na obszarach zagrożonych powstaniem nieciągłych deformacji górniczych warunkowana jest wykonaniem prawidłowego rozpoznania podłoża z wykorzystaniem badań geofizycznych, uzupełnionych o wiercenia. W dalszej kolejności należy wykonać podsadzanie ewentualnych pustek zaczynami, głównie popiołowo-cementowymi. Dawne szybiki można zabezpieczyć przez wykonanie na nich płyty żelbetowej. Powtórne badania geofizyczne pozwolą na ocenę skuteczności wykonanego wzmocnienia podłoża. Nieodłącznym elementem realizacji jest prowadzenie monitoringu na etapie budowy oraz późniejszej eksploatacji.

Słowa kluczowe: nieciągłe deformacje górnicze, wzmocnianie podłoża, projektowanie posadowienia konstrukcji budowlanych, trzecia kategoria geotechniczna

IMPLEMENTATION OF CONSTRUCTION INVESTMENTS IN AREAS WITH RISK OF DISCONTINUOUS MINING DEFORMATIONS

Summary. The possibility of safe construction of the facility in areas at risk of discontinuous mining deformations is conditioned by proper recognition of the subsoil with the use of geophysical research supplemented with drilling. Subsequently, any voids should be backfilled with grout, mainly ash-cement. Former shafts can be secured by making a reinforced concrete slab on them. Repeated geophysical tests will make it possible to assess the effectiveness of the performed treatment of the subgrade. An inseparable element of the implementation is the monitoring at the construction stage and subsequent operation.

Keywords: discontinuous mining deformations, soil treatment, foundation design of building structures, third geotechnical category

1. Wstęp

Mniejsza dostępność terenów odznaczających się korzystnymi właściwościami gruntowo-wodnymi oznacza, że coraz więcej inwestycji jest realizowanych tam, gdzie dotychczas tego się unikało. Oczywiście powoduje to konieczność znacznego zwiększenia środków finansowych na wykonanie posadowienia obiektów. Często też zachodzi konieczność zastosowania wzmocnienia podłoża, wykorzystując wiele metod geoinżynierskich lub zastosowania posadowienia pośredniego [18]. Powyższe stwierdzenie dotyczy również terenów przekształconych działalnością człowieka [15]. Wśród takich terenów na południu Polski dominują obszary dawnej działalności kopalń. Tutaj należy wskazać kopalnie węgla kamiennego lub rud metali, których szczególnie intensywna działalność przypada na cały XX wiek. Dominowały kopalnie głębinowe wydobywające surowiec z głębokości od 100 m do ponad 1200 m ppt. Odkształcenia terenu wynikające z tego typu eksploatacji górniczej to głównie deformacje ciągłe, które objawiają się obniżeniem terenu oraz wywołaniem przemieszczeń poziomych, które powodują powstanie pochyleń, odkształceń poziomych podłoża (rozpełzanie lub spleźanie) oraz krzywizny powierzchni terenu [7, 13]. W zależności od wartości powyższych parametrów zdefiniowano pięć kategorii terenu górniczego: od kategorii I, oznaczającej najmniejsze wpływy, do kategorii V, której odpowiadają największe oddziaływania. Dodatkowo kategoria zerowa występuje przy braku deformacji górniczej. Powyższe kategorie określają wpływ deformacji górniczych na obiekty zlokalizowane na powierzchni, w tym budynki i sieci. W zależności od kategorii terenu górniczego, którą określa się na podstawie danych z działów mierniczych zakładów górniczych, projektuje się stosowne zabezpieczenia konstrukcji budowlanych obiektów na przewidywane oddziaływania górnicze [5]. W chwili obecnej zabezpieczenia te są na tyle sprawdzonymi i skutecznymi sposobami przeciwdziałania ewentualnym uszkodzeniom, że można je traktować jako rozwiązania standardowe. Często najbardziej istotnym problemem jest zapewnienie sprawnego działania drenaży, odwodnień lub innych instalacji grawitacyjnych. Powyższe rozważania mają sens w przypadku kategorii I, II lub III. Przy kategorii IV często koszt wzmocnień bywa nieracjonalnie duży, natomiast przy kategorii V nie zaleca się budowy obiektów, choć z technicznego punktu widzenia realizacja inwestycji w takich warunkach nadal jest możliwa.

Nieco odmiennie ma się sprawa w przypadku występowania deformacji nieciągłych. Najczęściej powstają one w przypadku płytszej eksploatacji górniczej, która dominowała przed XX wiekiem, jak również gdy nadkład warstw gruntów nad masywami skalnymi jest zbyt mały. W tym drugim przypadku, gdy pęknięcie skał dochodzi do ich stropu, nadkład gruntu może być niewystarczający, aby powstały opisane wcześniej deformacje ciągłe. Wskutek tego obserwowane są pęknięcia, szczeliny, rowy, leje itp. [4]. W efekcie może nawet dojść do powstania zapadlisk, które stanowią zagrożenie życia ludzi przybywających na tych terenach, jak również zniszczenia mienia o dużej wartości [8, 9, 24]. W przypadku powstania deformacji nieciągłych pod budynkami występuje zagrożenie powstania awarii lub katastrofy budowlanej. Na ryzyko wystąpienia deformacji nieciągłych mogą wskazywać również szyby i szybiki dawnej płytkiej działalności górniczej. W przypadku zagrożenia deformacjami nieciągłymi w zasadzie wykluczona jest realizacja inwestycji bez wykonania kosztownych zabezpieczeń [21]. Jednakże nierzadko na tego typu terenach projektowane są obiekty przemysłowe (np. hale produkcyjne lub magazynowe), jak również przebiegają przez nie drogi (np. A1 na terenie miast Piekary Śląskie i Bytom [16]).

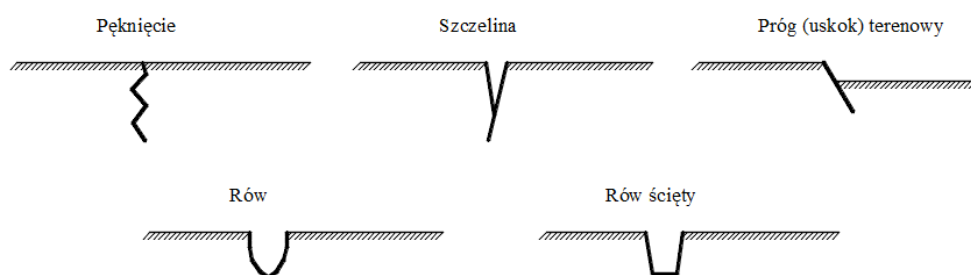
Problemem niezależnym od deformacji podłoża gruntowego są drgania, będące skutkiem prowadzonej działalności górniczej. Powstają one wskutek gwałtownego pęknięcia ośrodka skalnego, w którym prowadzono eksploatację. Jest to spowodowane naprężeniami w ośrodku po wydobyciu kopaliny wraz z otaczającym ją materiałem skalnym. Oddziaływanie to jest propagowane na obszar ok. 1 km od epicentrum, choć zdarzają się wstrząsy odczuwalne w odległości nawet kilkuset kilometrów [3]. Drgania przez fundamenty przenoszą się na konstrukcję obiektów, które powodują powstanie dodatkowych sił wewnętrznych w elementach konstrukcyjnych. Wstrząsy te, choć trwają relatywnie krótko (kilka sekund) odznaczają się bardzo niekorzystnymi częstotliwościami w zakresie 1–30 Hz, w którym to zakresie mieszczą się pierwsze (czasem nawet kolejne) częstotliwości rezonansowe zdecydowanej większości konstrukcji budowlanych [3]. Mogą więc być przyczyną powstania uszkodzeń (zarysowania i drobne pęknięcia), które w niekorzystnych przypadkach mogą powodować awarię lub nawet katastrofę budowlaną. Niezależnie od ryzyka przekroczenia stanu granicznego nośności konstrukcji, bardzo dużym problemem są warunki stanu granicznego użyteczności [26]. Powodowane wibracje w uciążliwy sposób oddziałują na układ nerwowy ludzi przebywających w obiektach, powodując znaczny dyskomfort.

W przypadku ryzyka powstania na poziomie terenu deformacji nieciągłych, z całą pewnością należy określić warunki gruntowe jako **skomplikowane**, a inwestycję zaliczyć do **trzeciej kategorii geotechnicznej** [20]. Rodzi to konieczność opracowania licznej dokumentacji w ramach rozpoznania podłoża gruntowego. W szczególności należy wykonać opinię geotechniczną (konieczna do wykonania przy każdej inwestycji budowlanej), dokumentację badań podłoża gruntowego (wymagana przy drugiej i trzeciej kategoriach geotechnicznych), a także dokumentację geologiczno-inżynierską (wykonywana w złożonych i skomplikowanych warunkach gruntowych). Dodatkowo przy trzeciej kategorii geotechnicznej wykonuje się badania specjalne. Przy podejrzeniu wystąpienia deformacji nieciągłych, które to ryzyko powinno być wskazane w informacji o warunkach geologiczno-górnictwowych wydawanej przez zakład górniczy, najczęściej wykonywane są **badania geofizyczne**, które w połączeniu z wierceniami, a także właściwą interpretacją uzyskanych wyników pozwolą na opracowanie modelu podłoża wraz z określeniem miejsc potencjalnego występowania pustek (wraz z oszacowaniem ich objętości), a także możliwych rozluźnień warstw gruntów. Dodatkowo w ramach dokumentacji projektowej należy opracować projekt geotechniczny, w ramach którego przedstawia się skuteczną koncepcję wzmocnienia podłoża, która pozwoli na bezpieczną realizację inwestycji.

2. Podział deformacji nieciągłych

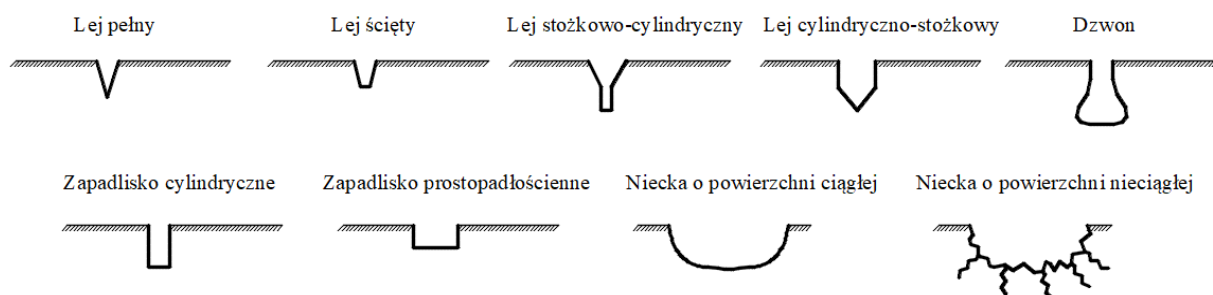
Deformacje nieciągłe terenu, będące przedmiotem niniejszej pracy, są wynikiem nagłych uszkodzeń masywu skalnego. Ze względu na pustki występujące w tym masywie, spowodowane wcześniejszą eksploatacją terenu, właściwości reologiczne (zmiennie w czasie) skał, a także kruchy charakter zniszczeń, duże naprężenia ścinające powodują nagłą utratę wytrzymałości materiału (skał), powodując szybkie wypełnienie pustki [2016]. Może to być obserwowane jako zawalenie się stropu pustki po wydobyciu kopaliny. Uszkodzenia migrują w górę (w kierunku powierzchni terenu), a w przypadku gdy nadkład warstw gruntów lub rozdrobnionych skał (ośrodek charakteryzujący się występowaniem gruntów spoistych lub niespoistych) nie ma odpowiedniej miąższości, wypełnienie pustek na powierzchni terenu objawia się deformacjami nieciągłymi. W przeciwnym wypadku ujawnią się (opisane we wstępie) deformacje ciągłe, które są wyraźnie mniejszym zagrożeniem dla nośności i stateczności konstrukcji obiektów.

Deformacje nieciągłe, w najbardziej ogólny sposób, można podzielić na liniowe i powierzchniowe [4]. Wśród tych pierwszych można wskazać pęknięcia, szczeliny, progi (uskoki terenowe) oraz rowy. Te ostatnie mogą powstać w postaci wyokrąglonej lub ściętej (rys. 1). W przypadku deformacji powierzchniowych (rys. 2) można wyróżnić leje (pełne, ścięte, stożkowo-cylindryczne, cylindryczno-stożkowe lub w postaci dzwonu), zapadliska (cylindryczne lub prostokątne) oraz niecki (o powierzchni ciągłej lub nieciągłej). Tego typu deformacje stanowią ogromne zagrożenie dla życia osób znajdujących się w ich pobliżu, szczególnie biorąc pod uwagę ryzyko nagłego zwiększenia się zasięgu oraz powierzchni tych deformacji. W przypadku budynków, powstanie tego rodzaju odkształceń terenu w zasadzie oznacza już katastrofę budowlaną. Poważnym zniszczeniom ulega też infrastruktura na tym terenie.



Rys. 1. Rodzaje nieciągłych deformacji liniowych [4]

Fig. 1. Types of discontinuous linear deformation of terrain surface [4]



Rys. 2. Rodzaje nieciągłych deformacji powierzchniowych [4]

Fig. 2. Types of discontinuous surface deformation [4]

Oprócz opisanych powyżej zagrożeń, z terenami odznaczającymi się ryzykiem powstania deformacji nieciągłych związane jest też występowanie szybów i szybków powstałych przy dawnej płytkiej eksploatacji górniczej. W ten sposób wydobywano głównie rudy metali, ale czasami również i leżący płytko węgiel kamienny. Głębokość eksploatacji w tym systemie była możliwa do ok. 30–40 m. Po zakończonej

eksploatacji szybiki były likwidowane przez ich zasypanie urobkiem. Najczęściej zasypanie było realizowane w sposób niekontrolowany pod względem rodzaju gruntów. Również nikt nie dbał o to, aby wysypywany materiał był w jakkolwiek sposób zagęszczany. Ponadto do szybików często spływała woda, powodując znaczne zwiększenie wilgoci znajdujących się tam gruntów. Gdy do zasypu użyto gruntów spoistych, wskutek zwiększenia wilgotności ich stan stawał się plastyczny lub miękkoplastyczny, co w sposób zdecydowany negatywnie wpływało na właściwości wytrzymałościowe i odkształceniowe gruntów stanowiących wypełnienie szybików. Stąd często wspomniane wcześniej nieciągłe deformacje powierzchniowe mogą powstać ponad szybikiem, choć w tym przypadku są one znacznie płytsze. Obok miejsc występowania szybików zwykle obecne są warpie – niewielkie pagórki utworzone z wydobywanego z nich nadkładu, czyli materiału skalnego zalegającego nad eksploatowanym złożem [24]. Grunty tworzące warpie należy zaliczyć do nasypów niebudowlanych (przez niektórych nieprecyzyjnie nazywanych nasypami kontrolowanymi), co utrudnia późniejsze zabezpieczenie tego terenu. Jednakże obecność warpi może pomóc w lokalizacji szybików, które nie zawsze są zaznaczone na mapach.

Tereny, na których występują zagrożenia powstania deformacji nieciągłych można podzielić na trzy główne kategorie pod względem możliwości realizacji inwestycji budowlanych [1]. Tereny zaliczone do kategorii **A** to obszary mało przekształcone. Można na nich stawiać budynki, gdyż ewentualne zagrożenia są niewielkie. Sugeruje się jedynie zastosować wzmocnienia konstrukcji obiektów, aby wykluczyć możliwość wystąpienia drobnych uszkodzeń, przede wszystkim elementów wykończeniowych. Tereny kategorii **B** to powierzchnie przekształcone wskutek prowadzonej eksploatacji i mogą być co najwyżej warunkowo przydatne do zabudowy. W tym przypadku występują realne zagrożenia powstania deformacji nieciągłych, a projekt konstrukcji powinien zakładać wykonanie podsadzenia ewentualnych pustek lub zastosowania specjalnych metod posadowienia obiektów. Tereny kategorii **B** dodatkowo podzielono na następujące podkategorie:

- **B₁**, gdzie mogą wystąpić deformacje ciągłe przy obniżeniach niepowodujących powstania podtopień; po 5 latach od zakończenia eksploatacji tereny te mogą być zaliczone do kategorii **A**,
- **B₂**, gdzie mogą wystąpić zagrożenia powstania deformacji nieciągłych o różnym stopniu zagrożenia: **B_{2,1}** – małym, **B_{2,2}** – średnim, **B_{2,3}** – dużym,
- **B₃**, gdzie występuje zagrożenie gazowe, które najczęściej jest czasowe.

Wreszcie trzecią kategorią terenów jest C, które zaleca się wyłączyć z zabudowy. W zależności od szczegółowej analizy ryzyka niekiedy nie zaleca się też realizować inwestycji na terenach zaliczonych do kategorii B_{2,3}. Trzeba jednak zwrócić uwagę na fakt, że o ile zbyt ryzykowne byłoby stawianie na terenach zagrożonych wystąpieniem niekorzystnych deformacji terenu budynków mieszkalnych lub użyteczności publicznej, o tyle chętnie budowane tam są obiekty przemysłowe, a także przebiegają przez nie obiekty infrastrukturalne, jak np. sieci lub drogi. Przykładem może być autostrada A1 przebiegająca przez tereny silnie przekształcone antropogenicznie [16].

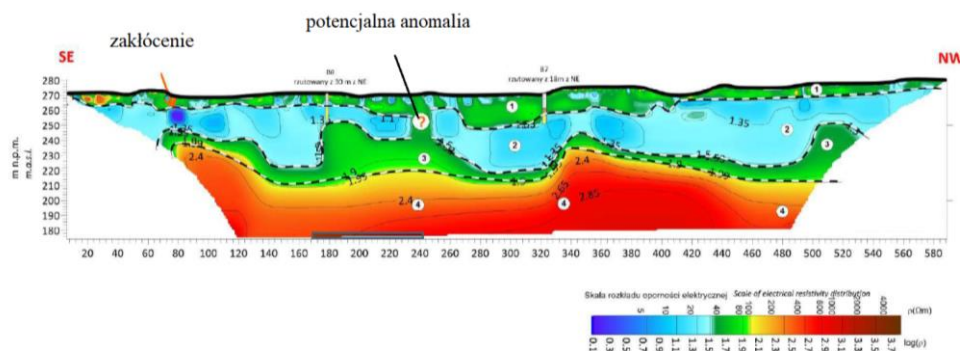
3. Badania geofizyczne

Szczególnie ważnym elementem projektowania inwestycji realizowanych na terenach zagrożonych wystąpieniem deformacji nieciągłych jest wykonanie badań geofizycznych. Konieczne muszą być one uzupełnione o wykonanie wierceń, których lokalizacja jest określona na podstawie przewidywanych miejsc występowania anomalii uzyskanych na przekrojach i mapach otrzymanych z badań geofizycznych [17, 23]. Standardowe rozpoznanie podłoża, które polega na wykonaniu wierceń wraz z uzupełniającymi sondowaniami (statycznymi lub dynamicznymi), a także laboratoryjnymi oznaczeniami wartości parametrów fizycznych i mechanicznych (wytrzymałościowo-odkształceniowych), pozwalają na rozpoznanie właściwości warstw gruntowych lub skalnych, wytworzonych przez procesy geologiczne występujące w przeszłości na danym obszarze. W oczywisty sposób, utworzone przekroje geotechniczne stanowiące model podłoża gruntowego nie mogą uchwycić przeobrażenia gruntów i skał powstałych na skutek działalności człowieka. Stąd potrzeba wykonania badań, które pozwolą na ocenę, czy warunki pomiędzy punktami wykonanych wierceń różnią się w sposób istotny, co oznacza występowanie anomalii. Należy też zwrócić uwagę na fakt, że same wyniki badań geofizycznych (bez powiązania z wynikami wierceń), choć teoretycznie mogą wiele powiedzieć o przebiegu warstw gruntów i skał oraz o ich właściwościach fizycznych i mechanicznych, w żadnym wypadku nie mogą być jedynymi wykonanymi w celu rozpoznania podłoża pod realizację inwestycji.

Stosowane w praktyce metody badań geofizycznych wykorzystują różne zjawiska fizyczne oraz właściwości tego ośrodka, mające wpływ na ich reakcję na zadanie oddziaływania. Ponieważ różne grunty odznaczają się innymi charakterystykami

w kontekście generowanych na powierzchni terenu warunków brzegowych, to możliwe jest tworzenie map lub przekrojów, gdzie pokazany jest przebieg poszczególnych warstw gruntów, jak również możliwe jest wstępne określenie właściwości gruntów lub skał budujących podłoże gruntowe. Jednakże takie wykorzystanie badań geofizycznych odznaczałoby bardzo małą precyzję w budowie modelu podłoża gruntowego, a opracowywane na tej podstawie projekty posadowienia obiektów mogłyby nie być rozwiązaniami optymalnymi, a często nie gwarantowałyby odpowiedniego zapasu bezpieczeństwa. Wobec tego najważniejsze wyniki badań geofizycznych to stwierdzenie występowania anomalii oraz ich przybliżona lokalizacja. Na tej podstawie można później wykonać dodatkowe wiercenia (jak również i inne badania geotechniczne), które pozwolą na inwentaryzację stref pustek, rozluźnień, a nawet obszarów o zdecydowanie innych właściwościach w stosunku do otoczenia. Tak stworzony model podłoża będzie mógł być podstawą do wykonania właściwego projektu wzmocnienia podłoża oraz posadowienia obiektu. Ważne jest, aby nie poprzestać na wynikach badań jednego typu, które nierzadko mogą dawać błędne wyniki, szczególnie w przypadku niewłaściwej interpretacji.

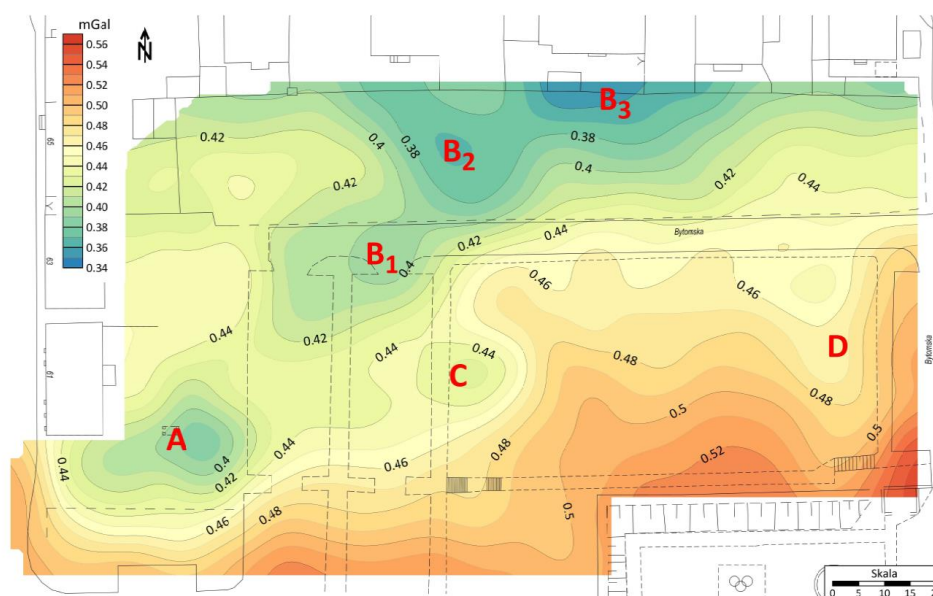
Najpopularniejszą ze stosowanych metod, szczególnie na Górnym Śląsku, jest metoda elektrooporowa [27]. Wyróżnić tutaj można sondowanie elektrooporowe (VES), profilowanie elektrooporowe (PE) oraz tomografię elektrooporową (ERT, ERI). Metoda badań opiera się na wykorzystaniu zjawiska przewodzenia prądu elektrycznego w masywie gruntowym i skalnym, a mierzonym parametrem jest opór pozorny pomiędzy rozstawionymi elektrodami. Metoda pozwala na opracowanie profilu zwykle do ok. 40–50 m ppt, jednakże większa głębokość powoduje konieczność badania dużego obszaru i bardzo niekorzystnie wpływa na rozdzielczość, przez co zachodzi ryzyko pominięcia małych pustek (rys. 3). Anomalie na uzyskanym profilu pozwalają na stwierdzenie występowania pustek, których obecność należy potwierdzić przez wykonanie wierceń (w przypadku skał litych powinny to być odwierty rdzeniowe). Istotną wadą tej metody jest znaczny wpływ na przewodność elektryczną rud żelaza znajdujących się w podłożu, stąd w przypadku tego typu obszarów konieczne jest wykorzystanie innej z metod geofizycznych. Metoda ta również wymaga przewiezienia dużej ilości sprzętu na miejsce badań.



Rys. 3. Przykładowy wynik badań elektrooporowych – przekrój
 Fig. 3. Example result of electrical resistance tests – cross-section

Drugą grupą metod są badania georadarowe, które wykorzystują zjawisko propagacji fal elektromagnetycznych w podłożu, w szczególności ich odbicia, obserwowane w miejscach występowania granic warstw o różniących się właściwościach [12]. Do badania wykorzystywana jest aparatura składająca się z anten nadawczej (generuje falę EM), odbiorczej oraz rejestratora. Najczęściej stosuje się ciągłe profilowanie refleksyjne (GPR), polegające na przesuwaniu zestawu anten wzdłuż profilu pomiarowego z zachowaniem stałej odległości między nimi. Właściwie wykonana interpretacja otrzymanych z badań profili może pozwolić na lokalizację stref anomalnych, które wymagać będą dalszego rozpoznania z wykorzystaniem standardowych metod badawczych stosowanych w geotechnice. Badania georadarowe mogą być nieskuteczne w przypadku podłoża składających się z gruntów niespoistych, ze względu na duże tłumienie fal.

Podobną metodą do georadarów jest metoda sejsmiczna [6]. Istotną różnicą w tym przypadku jest rodzaj fali, która propaguje się w podłożu. Jest to fala sejsmiczna, której źródło stanowi impuls (np. uderzenie młotka lub ubijaka w podłoże). Odbiornikami sygnału są najczęściej geofony, mierzące prędkość propagacji wywołanej fali w zadanych odległościach od źródła fali. W ramach tej grupy metod można wyróżnić sejsmikę refleksyjną, wykorzystującą rozchodzenie się fali podłużnej (SRT-P) lub fali poprzecznej (SRT-S), a najbardziej popularną metodą jest MASW, wykorzystującą fale powierzchniowe, najczęściej Rayleigha. Znając gęstość gruntów lub skał zalegających w podłożu, można łatwo opracować mapę lub przekrój pokazujące rozkład wartości modułu sprężystości ośrodka. W przypadku stwierdzenia anomalii, interpretator ma możliwość wskazania stref, gdzie mogą występować pustki lub inne czynniki, które powodują ryzyko powstania deformacji nieciągłych na powierzchni.



Rys. 4. Przykładowy wynik badań grawimetrycznych
Fig. 4. Example result of gravimetric tests

Ostatnią z prezentowanych tutaj metod są badania grawimetryczne. Wykorzystując one fakt, że w przypadku występowania pustek, szczególnie tych o większych wymiarach, można zaobserwować anomalie w zakresie natężenia pola grawitacyjnego na powierzchni Ziemi. Wykorzystując rozkłady anomalii Bouguera [2, 11], można opracować mapę, która pozwala na zlokalizowanie potencjalnych pustek. Przykładowa mapa została pokazana na rys. 4. Badania przeprowadzane są przy użyciu niezwykle czułych instrumentów – grawimetrów zdolnych do rejestrowania nawet niewielkich zmian natężenia siły ciężkości. Wpływa to na znaczny koszt wykonywania tego rodzaju badań. Jednakże badania te zwykle są najbardziej wiarygodne i dają najlepszy obraz ryzyka wystąpienia deformacji nieciągłych na Górnym Śląsku. Ich zaletą jest również bardzo szybki czas ich przeprowadzenia.

4. Zabezpieczenia w przypadku ryzyka wystąpienia deformacji nieciągłych

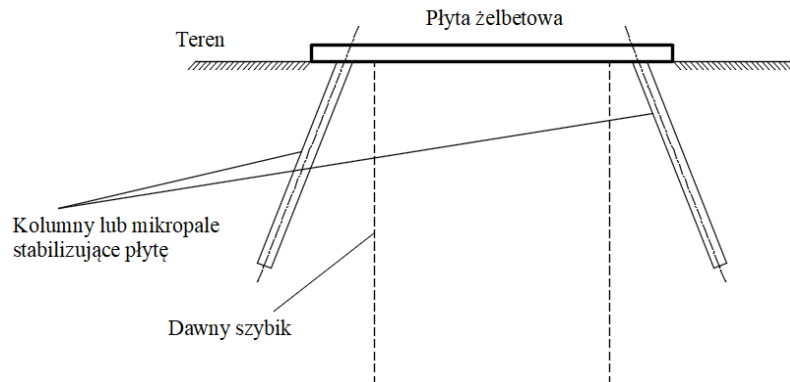
Dawniej ryzyko występowania deformacji nieciągłych w zasadzie przekreślało możliwość realizacji inwestycji budowlanych na tego typu terenach. Jeżeli inwestor miał możliwość realizacji inwestycji na innej działce, to z całą pewnością korzystał

z tego rozwiązania. Obecnie, gdy istnieją techniczne możliwości wzmocnienia terenów zagrożonych powstaniem deformacji podłoża, a także dostępne są nowoczesne metody analizy zachowania się konstrukcji poddanych różnego rodzaju oddziaływaniom oraz coraz częściej realizowane są zaawansowane systemy monitoringu, budowa obiektów w tego typu przypadkach staje się możliwa i bezpieczna [5, 10, 21, 26]. Często przez obszary zagrożone powstaniem deformacji nieciągłych przebiegają inwestycje infrastrukturalne, takie jak sieci czy drogi. Przykładem realizacji inwestycji o dużym znaczeniu jest autostrada A1, która na granicy Piekar Śląskich i Bytomia przebiega przez obszar bardzo zdegradowany dawną płytką działalnością górniczą, który charakteryzuje się dużą liczbą szybów i szybków (często niezinventaryzowanych) oraz ryzykiem uaktywnienia się zapadlisk lub innych skutków występowania pustek w podłożu [16].

Najważniejszym aspektem procesu projektowania tego rodzaju inwestycji jest wykonanie właściwego rozpoznania podłoża. Ustalana w tym przypadku trzecia kategoria geotechniczna stanowi uzasadnienie dla przeprowadzenia właściwych badań, które w sposób zwięzły opisano w rozdz. 3. Ważne jest, aby nie poprzestać na wykonaniu tylko jednego typu badań, a stwierdzenie występowania pustki lub obszaru rozluźnienia musi być potwierdzone przez badanie innego typu. Istotne jest też, aby wnioski z badań geofizycznych były potwierdzone przez wiercenia lub sondowania, które są typowymi badaniami stosowanymi przy rozpoznaniu podłoża gruntowego. Trzeba też zwrócić uwagę na konieczność wykonania powtórnych badań po zakończeniu procesu wzmocnienia podłoża i/lub jego wzmocnienia, aby stwierdzić, czy przygotowanie podłoża zostało wykonane w sposób właściwy. Nierzadko też powtórne badania wykazują istnienie kolejnych anomalii, które muszą być zweryfikowane. Może też okazać się, że proces wzmocnienia nie został zrealizowany zgodnie z oczekiwaniami i konieczna jest jego kontynuacja.

W przypadku stwierdzenia występowania pustek w podłożu, najlepszą metodą ich likwidacji jest podsadzanie [22]. Do wypełnienia pustek zwykle stosowane są zaczyny popiołowo-cementowe. Wykorzystanie popiołów jest szczególnie istotne w kontekście wykorzystania popiołów będących produktami odpadowymi przemysłu energetycznego [19]. Projekt tego podsadzania musi zawierać oszacowanie objętości zaczynów do podsadzania. Skład zaczynów oraz wynikające z niego właściwości fizyczne powinny gwarantować wypełnienie pustek w miejscu realizacji wzmocnienia podłoża. Ponadto zaczyny powinny w odpowiednim czasie stężeć, aby nie dochodziło do wypełniania pustek poza obszarami przyszłej inwestycji, co powodowałoby koszt nieakceptowalny dla inwestora. Zaczyn podawany jest w sposób grawitacyjny przez

odpowiednie otwory wiertnicze, pozwalające na zatłaczanie do głębokości 40–50 m [23]. Chłonność pojedynczych otworów wiertniczych może wahać się od kilkudziesięciu do czasami nawet kilkuset m³ wprowadzanego zaczynu [16].



Rys. 5. Płyta żelbetowa zabezpieczająca dawny szybik
Fig. 5. Concrete slab protecting the former shaft

W przypadku występowania szybików bardzo skutecznym rozwiązaniem potencjalnego problemu ryzyka powstania zapadlisk jest wykonanie płyty żelbetowej przykrywającej powierzchnię dawnego szybika (rys. 5). Ponieważ nie ma gwarancji prawidłowego wypełnienia objętości dawniej eksploatowanego szybika, więc należy liczyć się z dużym ryzykiem powstania lokalnego obniżenia terenu, stanowiącego bezpośrednie zagrożenie bezpieczeństwa zlokalizowanych w tym miejscu obiektów. Powyższa płyta musi mieć na tyle duże wymiary, aby móc oprzeć się swoimi brzegami o nienaruszone grunty rodzime poza obszarem szybika. Dodatkowo stosuje się kolumny (najczęściej wykonywane z wykorzystaniem technologii jet-grouting) lub mikropale stabilizujące płytę. Oczywiście kluczową sprawą przy projektowaniu płyty jest problem rozpoznania dokładnej lokalizacji szybika. Optymalnie jest, gdy ostateczne położenie płyty ustalane jest dopiero na etapie prowadzenia robót, po wykonaniu wykopu pod płytę oraz rozpoznaniu *in situ* (np. po rodzaju gruntu w podłożu), gdzie dawny szybik się znajdował i jakie miał dokładne wymiary. Innym problemem jest duża różnica sztywności podłoża pod fundamenty obiektu pomiędzy powierzchnią płyty żelbetowej a otaczającym ją terenem. Grubość samej płyty oraz jej zbrojenie powinny być zaprojektowane w taki sposób, aby było możliwe bezpieczne przeniesienie nacisków przekazywanych na tę płytę w przypadku powstania zapadliska w miejscu zabezpieczanego szybika.

Niezależnie od wzmocnienia podłoża gruntowego, którego celem jest możliwe duże zlikwidowanie ryzyka powstania deformacji nieciągłych (zupełne rozwiązanie problemu nie jest możliwe ze względu na dużą zmienność właściwości ośrodka

gruntowego i skalnego, a także precyzję wykorzystywanych badań), często wykonuje się konstrukcje obiektów, które są bardziej odporne na powstanie nierównomiernych osiadań i deformacji terenu. W sposób oczywisty budynki o konstrukcji murowej oparte na niezależnych ławach są bardzo wrażliwe na powyższe oddziaływania i już przy niewielkich ich wartościach mogą ulec zniszczeniu. W podobny sposób mogą zachować się konstrukcje hal oparte na słupach, z których każdy oparty jest na stopie fundamentowej. W przypadku ryzyka wystąpienia deformacji nieciągłych konieczne jest zaprojektowanie konstrukcji w postaci sztywnej bryły, a elementy konstrukcji muszą być w stanie przenieść odpowiednie siły wewnętrzne, które mogą powstać podczas tej eksploatacji [5, 25]. W szczególności stosowany jest sztywny ruszt fundamentowy (z odpowiednimi ściągamami spinającymi poszczególne ławy), a także płyta fundamentowa lub ruszt fundamentowy. Kształtując konstrukcje często stosuje się dylatacje, które mogą zmniejszyć wartości sił wewnętrznych występujące w konstrukcjach, co prowadzi do zwiększenia nośności i odporności na wywoływane oddziaływania tych konstrukcji. W zaawansowanych analizach pracy konstrukcji budowlanej poddanej oddziaływaniom wywołanym skutkami działalności górniczej, należy uwzględnić całość konstrukcji, a nie zachowanie się każdego elementu pracującego niezależnie, jak to często ma miejsce w tradycyjnych metodach projektowania. Konieczne jest też uwzględnienie współpracy konstrukcja – podłoże. Proste metody, takie jak szczególnie chętnie stosowany przez projektantów model Winklera, mogą dawać błędne wyniki, a przede wszystkim mogą nie uwzględniać niektórych efektów, powstałych przy złożonych deformacjach terenu. Oddzielnym problemem, niezależnie od konieczności zaprojektowania bezpiecznej konstrukcji obiektu, jest konieczność spełnienia warunków stanów granicznych użytkowości. Ponadto zastosowane rozwiązania mogą przyczynić się do szybszego zużycia elementów wykończeniowych, a ponadto bardzo często obserwuje się znaczne zarysowania na tynkach lub glazurze. Problematyczne może też być zapewnienie równości nawierzchni, szczególnie w wielkopowierzchniowych obiektach przemysłowych.

Teoretycznie nieco łatwiejsza jest realizacja obiektów infrastrukturalnych na terenach zagrożonych deformacjami nieciągłymi. Ze względu na znacznie łagodniejsze wymagania w zakresie warunków SGU, podobne deformacje są mniej szkodliwe dla tego typu obiektów. Nie wolno jednak zapominać, że w przypadku niektórych sieci (np. kanalizacji wykorzystujących grawitacyjny spływ wody) deformacje terenu mogą spowodować brak możliwości ich prawidłowego funkcjonowania. W przypadku wysokich nasypów drogowych, właściwości ich

korpusu może spowodować, że efekty tego typu deformacje nie przełożą się bezpośrednio na konstrukcję nawierzchni, tylko będą w znacznej części rozproszone. Jednak sztywne lub półsztywne konstrukcje nawierzchni wykonane w wykopach lub na niskich nasypach mogą bardzo łatwo ulec zniszczeniu.

Zarówno w przypadku budynków, jak i innych obiektów wykonywanych na terenach, gdzie występują deformacje górnicze, konieczne jest prowadzenie monitoringu. Wagę kontrolowania stanu technicznego oraz zachowania się konstrukcji obiektów podkreśla Eurokod-7 [14]. Szeroki zakres obserwacji, które powinny być już rozpoczęte jeszcze w trakcie budowy, pozwoli na wczesne wykrycie potencjalnych zagrożeń i szybkie podjęcie działań naprawczych. Realizacja monitoringu jest jednym z kluczowych elementów zapewnienia bezpieczeństwa oraz możliwości właściwego funkcjonowania obiektów w przypadku inwestycji realizowanych na terenach dawnej działalności górniczej, w szczególności tam, gdzie występuje ryzyko wystąpienia deformacji nieciągłych.

5. Podsumowanie

Realizacja inwestycji na terenach zagrożonych powstaniem nieciągłych deformacji górniczych wiąże się z dużym ryzykiem. Stąd przyjmowana jest trzecia kategoria geotechniczna, która obejmuje przypadki najtrudniejsze. Kluczowym elementem warunkującym właściwe opracowanie projektu konstrukcji jest wykonanie odpowiedniego rozpoznania podłoża. Ponieważ w podłożu mogą występować strefy gruntów rozluźnionych lub pustki w masywie skalnym, więc najczęściej stosowane są badania geofizyczne, na podstawie których poszukuje się anomalii wskazujących na występowanie stref, które w przyszłości mogą stanowić zagrożenie dla obiektu. Prawidłowo przeprowadzona interpretacja przeprowadzonych badań, która nie może opierać się tylko na jednym rodzaju testów, będzie podstawą wykonania projektu wzmocnienia podłoża oraz posadowienia konstrukcji. Wzmocnienie podłoża na terenach zagrożonych powstaniem deformacji nieciągłych wykonuje się przede wszystkim przez wypełnienie pustek zaczynami, najczęściej popiołowo-cementowymi. Ważnym elementem robót jest ponowne wykonanie badań geofizycznych, które pozwolą na ocenę skuteczności podjętych działań, a w razie potrzeby pozwolą na określenie dalszego przebiegu robót.

Fundamenty obiektów realizowanych na tego typu terenach, które są częścią ich konstrukcji budowlanych, muszą gwarantować przeniesienie sił wewnętrznych, które mogą pojawić się wskutek deformacji terenu. Ponadto muszą zapewnić spełnienie warunków SGU, które w niektórych przypadkach mogą być decydujące. Szczególnie ważnym aspektem projektowania i realizacji inwestycji na tego typu terenach jest monitoring, który pozwoli na szybkie wykrycie potencjalnych zagrożeń, co umożliwi podjęcie skutecznych działań naprawczych. Inwestor musi też założyć szybsze zużycie obiektów, stąd konieczne będzie częstsze niż zwykle dokonywanie bieżących napraw i konserwacji, w szczególności w zakresie elementów wykończeniowych.

Bibliografia

1. Chudek M., Strzałkowski P., Ścigała R.: Charakterystyka wybranych obszarów zagrożonych występowaniem deformacji nieciągłych na Górnym Śląsku. *Budownictwo Górnicze i Tunelowe*, (1), 2013, s. 27-30.
2. Fajkiewicz Z.: *Grawimetria stosowana*. AGH Uczelniane Wydawnictwa Naukowo-Dydaktyczne, Kraków 2007.
3. Gromysz K.: Analiza częstotliwości drgań odbieranych przez obiekty budowlane wywołanych wstrząsem pochodzenia górniczego i drganiami wywołanymi pracami geotechnicznymi i ruchem pojazdów szynowych. *Przegląd Górniczy*, 66 (10), 2010, s. 35-47.
4. Ignacy D.: Wymagania dotyczące opisu zagrożenia deformacjami nieciągłymi terenów górniczych i pogórnicznych w opiniach geologiczno-górniczych. *Przegląd Budowlany*, 90 (3), 2019, s. 29-37.
5. Instrukcja nr 364: Wymagania techniczne dla obiektów budowlanych wznoszonych na terenach górniczych, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2007.
6. Jędrus R., Kłosiński J.: Wykrywanie pustek w podłożu pod obiektami budowlanymi na podstawie badań geofizycznych metoda sejsmiczną – techniką MASW. *Zeszyty Naukowe Wyższej Szkoły Technicznej w Katowicach*, 2011.
7. Kawulok M.: Ocena przydatności terenów górniczych do zabudowy, Wydawnictwo ITB, Warszawa 2013.
8. Kawulok M.: *Szkody górnicze w budownictwie*, Monografia, Wydawnictwo ITB, Warszawa 2015.

9. Kawulok M.: Osąd eksperta w ochronie istniejących obiektów budowlanych na terenach górniczych. *Przegląd Górniczy*, 71, 2015, s. 38-43.
10. Kawulok M.: Diagnostowanie budynków zlokalizowanych na terenach górniczych. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2021.
11. Kortas Ł.: Analiza modelowa efektów mikrograwimetrycznych zarejestrowanych nad zlikwidowanymi szybami górniczymi. *Przegląd Górniczy*, 70 (7), 2014, s. 97-105.
12. Kotyrba A., Kowalski A.: Linear discontinuous deformation of A4 highway within mining area Halemba. *Gospodarka Surowcami Mineralnymi*, 25 (3), 2009, p. 303-317.
13. Kwiatek J. (red.): Problemy eksploatacji górniczej pod terenami zagospodarowanymi. Wydawnictwo GIG, Katowice 2005.
14. Norma PN-EN1997-1:2010 (Eurokod 7): Projektowanie geotechniczne – cz. 1: Zasady ogólne.
15. Łupieżowiec M., Rybak J., Różański Z., Dobrzycki P., Jędrzejczyk W.: Design and Construction of Foundations for Industrial Facilities in the Areas of Former Post-Mining Waste Dumps. *Energies*, 15 (16), 2022, 5766.
16. Pilecki Z.: Uzdatnienie podłoża autostrady A-1 na terenach pogórniczych płytkiej eksploatacji rud metali. Wydawnictwo Instytutu Gospodarki Surowcami Mineralnymi i Energią PAN, Warszawa 2014.
17. Pilecki Z., Popiołek E.: Geodezyjne i geofizyczne rozpoznanie zagrożenia zapadliskowego. *Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie*, 190 (6), 2010, s. 34-39.
18. Pisarczyk S.: Geoinżynieria Metody modyfikacji podłoża gruntowego. Wydawnictwo PWN, Warszawa 2014.
19. Plewa F., Popczyk M., Pierzyna P., Zając A.: Zastosowanie materiałów z udziałem odpadów energetycznych do likwidacji zapadlisk wywołanych działalności górniczej. *Polityka Energetyczna*, 14 (2), 2011, s. 257-270.
20. Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dn. 27 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych (Dz.U. z 2012 r., poz. 463).
21. Słowik L., Chomacki L.: Posadowienie budynków na terenach górniczych. „*Przegląd Górniczy*”, nr 02, 2019, s. 42-47.
22. Stozik G.: Wypełnianie pustek podziemnych w górotworze naruszonym eksploatacją górniczą. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2015.

23. Stozik G., Jendruś R.: Lokalizacja i likwidacja pustek podziemnych w masywie skał triasowych narażonych na oddziaływanie deformacyjne ze strony podbierającej eksploatacji złoża karbońskiego. *Przegląd Geologiczny*, 65 (10/2), 2017, s. 840-847.
24. Stozik G., Jendruś R., Popczyk M., Manowska K.: Mine Subsidence as a Post-Mining Effect in the Upper Silesia Coal Basin. *Polish Journal of Environmental Studies*, 25 (2), 2016, s. 777-785.
25. Szojda L.: Analiza numeryczna wpływu nieciągłych deformacji podłoża na budynki ścianowe. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2009.
26. Szojda L.: Aspekty konstrukcyjne zabezpieczania budynków na terenach górniczych. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2022.
27. Ścigała R., Szafulera K., Kruczkowski M., Tomiczek K.: Wykorzystanie tomografii elektrooporowej do lokalizacji płytkich pustek w górotworze. *Systemy Wspomagania w Inżynierii Produkcji*, 2017, 6 (3), 249-256.

Janusz RUSEK , Dagmara WAŚNIEWSKA-RATAJ
Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie
Leszek SŁOWIK
Instytut Techniki Budowlanej w Warszawie
Dominik KĘDZIA

BUDOWA WIRTUALNEJ BAZY DANYCH CHARAKTERYSTYK DYNAMICZNYCH DO STATYSTYCZNEJ OCENY ODPORNOŚCI BUDYNKÓW NA WSTRZĄSY GÓRNICZE

Streszczenie. W pracy zaprezentowano wstępne wyniki badań mających na celu uzyskanie bazy danych o odporności dynamicznej budynków szkieletowych poddanych wpływom wstrząsów górniczych. W tym celu dokonano parametryzacji obliczeń MES, które doprowadziły do wyłonienia danych dotyczących postaci i częstotliwości drgań własnych budynków szkieletowych z wypełnieniem murowanym. Dane te stanowią podstawę do określenia odporności dynamicznej zgodnie z zaprezentowaną w pracy metodyką. Parametryzacja obejmowała zastosowanie różnych wariantów rzutu poziomego, liczby kondygnacji oraz cech materiałowych. Otrzymany zestaw wartości obciążeń, odpowiadający danej kombinacji, został poddany weryfikacji względem fizyki zjawiska. Zaprezentowano tok dalszego postępowania, uwzględniający ocenę odporności dynamicznej oraz zastosowanie metod uczenia maszynowego.

Słowa kluczowe: uczenie maszynowe, drgania własne, postaci drgań własnych, odporność, dynamika konstrukcji, budynki szkieletowe

CREATING A VIRTUAL DATABASE OF DYNAMIC CHARACTERISTICS FOR STATISTICAL ASSESSMENT OF THE BUILDING RESISTANCE TO MINING TREMORS

Summary. The paper presents the preliminary results of a study aimed at deriving a database of the dynamic resistance of frame buildings subjected to the effects of mining tremors. For this purpose, parameterization of FEM calculations was carried out, which led to the selection of data on the form and frequency of natural vibrations of frame buildings with masonry infill. These data form the basis for determining dynamic resistance in accordance with the methodology presented in the paper. Parameterization included the use of different variants of horizontal projection, number of stories and material features. The obtained set of values corresponding to a given combination was

verified against the physics of the phenomenon. A further course of action was presented, taking into account the assessment of dynamic resistance and the application of machine learning methods.

Keywords: machine learning, eigenvibration, eigenmodes, resistance, structural dynamics, frame buildings

1. Wprowadzenie

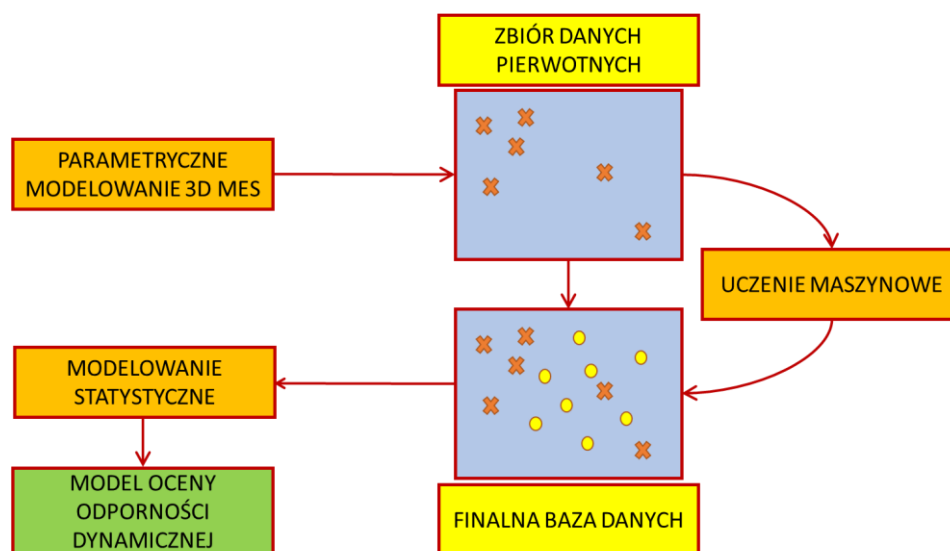
Aktualnie w Polsce funkcjonuje wiele zakładów górniczych, których działalność objawia się negatywnymi skutkami na powierzchni terenu i dotyka tym samym obiektów budowlanych, stanowiących zabudowę obszarów górniczych. Jednym z negatywnych oddziaływań, oprócz tzw. ciągłych i nieciągłych deformacji terenu [1], są wstrząsy górnicze [2]. Wpływy wstrząsów manifestują się w postaci uszkodzeń budynków oraz oddziałują na obniżenie komfortu mieszkańców odczuwających drgania budynków.

Tematyka oddziaływań wstrząsów jest szczególnie rozpowszechniona na obszarach o naturalnej sejsmiczności [3,4]. Natomiast w Polsce istnieje niebagatelnie duża liczba budynków poddanych tego typu wpływom, indukowanym przez zakłady górnicze. Dlatego problem ten jest istotny z punktu widzenia bezpieczeństwa użytkowania budynków i stosowanej profilaktyki budowlanej, a także w kwestii społeczno-ekonomicznej.

W przypadku budynków nowo wznoszonych aplikowane są wytyczne branżowe dotyczące zabezpieczeń przeciw negatywnym wpływom górniczym, w tym również wstrząsom [5–7]. Z kolei w przypadku budynków istniejących, które ani nie zostały zaprojektowane na oddziaływania wpływów górniczych, ani nie były zabezpieczone profilaktycznie w trakcie ich użytkowania zachodzi konieczność oceny ich odporności statycznej i dynamicznej. W przypadku odporności statycznej z reguły korzysta się z metodyki bazującej na zastosowaniu tzw. metody punktowej uciążliwości [8]. Na podstawie szczegółowych danych na temat konstrukcji danego budynku można wskazać jego odporność statyczną rozumianą w tym sensie, że oddziaływania górnicze o danej intensywności nie spowodują wzrostu uciążliwości użytkowania [8, 9]. Z kolei w przypadku wstrząsów górniczych stosowane są tzw. Górnicze Skale Intensywności Sejsmicznej [10]. Oba podejścia stanowią jednak jedynie oszacowanie cechy budynku, jaką jest jej rzeczywista odporność na przejęcie oddziaływań górniczych.

Prezentowana w pracy metodyka ma na celu doprowadzić do możliwości efektywnej oceny odporności dynamicznej istniejących budynków, która odniesiona będzie do obowiązujących aktualnie kryteriów normowych. Tutaj planowane jest zastosowanie podejścia opisanego w pracy [11]. Pozwala ono na relatywną ocenę odporności dynamicznej, rozumianej jako zapas bezpieczeństwa konstrukcji, w ramach którego można dopuścić dodatkowe oddziaływanie wstrząsu górniczego o dopuszczalnej intensywności, wyrażonej przez składowe przyspieszenia drgań gruntu $\{a_{x,max}, a_{y,max}, a_{z,max}\}$. Aby podnieść efektywność końcowego rezultatu, planowane jest doprowadzenie metody do zestawu prostych relacji statystycznych. Takie podejście będzie miało wysoki stopień użyteczny, który można będzie stosować w praktyce ochrony terenów górniczych. Aby jednak tego dokonać, należy (rys. 1):

- zbudować pierwotny zbiór danych o odporności dynamicznej budynków, przyjmując do obliczeń różne przypadki geometryczne oraz różne rozwiązania konstrukcyjno-materiałowe,
- zastosować regresyjne podejście nadzorowanego uczenia maszynowego, celem wygenerowania większej liczby przypadków, które stanowiąc będą dane do dalszej analizy statystycznej,
- oceny poszczególnych zmiennych pod kątem ich istotności,
- zbudować parametryczny i interpretowalny model regresyjny.



Rys. 1. Schemat poglądowy budowy modelu oceny odporności dynamicznej budynków

Fig. 1. Schematic diagram of the procedure for creating a model for assessing the dynamic resistance of buildings

Źródło: Opracowanie własne

Zaprezentowana procedura wymaga zastosowania parametrycznego modelowania 3D MES (rys. 1), w którym przewidziano generowanie odpowiedniej liczby przypadków, koniecznych do budowy regresyjnego modelu uczenia maszynowego. Podejście takie zostało zrealizowane w przypadku obiektów mostowych, które zaprezentowano w pracy [12]. Aktualnie przedmiotem badań są budynki o żelbetowej konstrukcji szkieletowej z wypełnieniem murowanym.

W niniejszym artykule przedstawiono wyniki wstępnych badań, w których (zgodnie z przyjętą w pracy parametryczną procedurą budowy modeli 3D MES) wyłoniono 200 przypadków budynków o różnej geometrii i odmiennych cechach materiałowych. Finalnie zaprezentowano zestawienie zbiorcze częstotliwości i postaci drgań własnych, które wykorzystano w dalszej rozbudowie procedury oceny odporności budynków na wstrząsy górnicze.

2. Metodyka badań

Podana w tej części metodyka oceny odporności dynamicznej na wpływy wstrząsów górniczych stanowi interludium do uzasadnienia opisywanych w pracy badań. Z zaprezentowanej w pkt. 2.1 metodyki wynika bezwzględna konieczność wyodrębniania postaci i częstotliwości drgań własnych, koniecznych do przeprowadzenia analiz dynamicznych. Z kolei chcąc utworzyć dane konieczne do treningu wytypowanego modelu uczenia maszynowego wymagane jest podejście parametryczne, które opisano w pkt. 2.2.

2.1. Procedura oceny odporności dynamicznej budynków na wpływy wstrząsów górniczych

W ramach oceny odporności dynamicznej, jako kryterium przyjmuje się możliwość utraty nośności poszczególnych elementów na skutek ich wyłączenia, czyli wyczerpania wytrzymałości lub miejscowej utraty stateczności elementów konstrukcyjnych. W tym celu uwzględnia się stan graniczny STR oraz dedykowane mu kombinacje obciążeń.

Wraz z wejściem do użytku Eurokodów ujednolicone zostały również wymagania dotyczące ustalania kombinacji obciążeń dla budynków zlokalizowanych na terenach górniczych. Efektem tego jest zestawienie dyrektyw w pracy [7], gdzie zaadaptowano

obciążenia generowane przez ciągłe i nieciągłe deformacje górnicze oraz wstrząsy do kombinacji obciążeń dyktowanych przez [13].

Zgodnie z [13] kryterium stanu granicznego nośności STR, ustalające scenariusz zniszczenia konstrukcji na skutek nadmiernego wyężenia przekroju lub odkształcenia elementów nośnych, wyraża się zależnością:

$$E_d \leq R_d, \quad (1)$$

gdzie:

E_d – wartość obliczeniowa efektu oddziaływania,

R_d – wartość obliczeniowa nośności.

Zgodnie z [13] do projektowania konstrukcji w stanie granicznym nośności STR i GEO zaleca się ustalanie efektów od działania sił wchodzących w zestawienie kombinacji podstawowej w trwałej lub przejściowej sytuacji obliczeniowej podanej zależnością (2a) lub rozpatrzenia bardziej niekorzystnych efektów z zestawienia kombinacji podanych zależnościami (2b i 2c):

$$K_{proj} = \begin{cases} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{o,i} Q_{k,i} & (2a) \\ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{o,i} Q_{k,i} & (2b) \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{o,i} Q_{k,i}, & (2c) \end{cases}$$

gdzie:

K_{proj} – kombinacja przyjmowana na etapie projektowania,

$\gamma_{G,j}$ – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla j-ego oddziaływania stałego,

$G_{k,j}$ – wartość charakterystyczna j-ego oddziaływania stałego,

γ_p – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla oddziaływań sprężających,

P – miarodajna wartość reprezentatywna oddziaływania sprężającego,

$\gamma_{Q,j}$ – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla dominującego oddziaływania zmiennego,

$Q_{k,1}$ – wartość charakterystyczna dominującego oddziaływania zmiennego,

$\gamma_{Q,i}$ – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla i-tego oddziaływania zmiennego,

$\psi_{o,i}$ – współczynnik dla wartości kombinacyjnej i-tego oddziaływania zmiennego,

$Q_{k,i}$ – wartość charakterystyczna i-tego towarzyszącego oddziaływania zmiennego,

ξ_j – współczynnik redukcyjny.

Z kolei zgodnie z [7], zależności (2a,b,c) zostały zmodyfikowane celem obliczeniowego ujęcia wpływów od eksploatacji górniczej. Pozwala to uwzględnić długotrwały wpływ ciągłych deformacji terenu. Zatem zmodyfikowana postać kombinacji (2a,b,c) podawana jest zgodnie z zależnością:

$$K_{proj}^* = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_g Q_{g,k} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{o,i} Q_{k,i}, \quad (3)$$

gdzie:

K_{proj}^* – zmodyfikowana kombinacja przyjmowana na etapie projektowania,

γ_g – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla oddziaływań górniczych,

$Q_{g,k}$ – wartość charakterystyczna oddziaływania górniczego, wywołana deformacjami ciągłymi,

Wstrząsy górnicze traktowane są jako zjawisko wyjątkowe i z tej racji rozpatrywane są w dedykowanej kombinacji oddziaływań wyjątkowych podanych zależnością:

$$K_{wyj} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_w + (\psi_{1,1} \text{ lub } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}, \quad (4)$$

gdzie:

K_{wyj} – kombinacja wyjątkowa z uwzględnieniem wstrząsów górniczych,

A_w – wartość obliczeniowa oddziaływania wyjątkowego (wstrząs górniczy),

$\psi_{1,1}$ – współczynnik dla wartości częstej dominującego oddziaływania zmiennego,

$\psi_{2,1}$ – współczynnik dla wartości prawie stałej dominującego oddziaływania,

$\psi_{2,i}$ – współczynnik dla wartości prawie stałej oddziaływania i-tego zmiennego,

$Q_{k,i}$ – wartość charakterystyczna i-tego towarzyszącego oddziaływania zmiennego.

Warto zaznaczyć, że w sytuacji jednoczesnego wpływu oddziaływań deformacji ciągłych i wstrząsów górniczych (bądź deformacji nieciągłych), zgodnie z opracowaniem [7], możliwe jest rozpatrywanie alternatywnego zestawu kombinacji obciążeń w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej, wyrażonego w postaci:

$$K_{wyj}^* = \left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + 0,8 \cdot \gamma_g Q_{g,k} + 0,8 \cdot \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i} + A_w \end{array} \right. \quad (5a)$$

$$\left. \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + 0,8 \cdot \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i} + (A_w \text{ lub } A_g) \end{array} \right\} \quad (5b)$$

gdzie:

K_{wyj}^* – zmodyfikowana kombinacja wyjątkowa,

A_w – oddziaływania wywołane wstrząsami górniczymi,

A_g – oddziaływania wywołane nieciągłymi deformacjami terenu.

Mając na uwadze tok przyjętego postępowania, należy podkreślić, że ocena dotyczy jedynie kwestii dynamicznej, bez współdziałania innych oddziaływań górniczych. Dlatego do oceny odporności dynamicznej stosowny jest zestaw obciążeń dla kombinacji wyjątkowej, wg zależności (4). Analogicznie zestaw obciążeń z etapu projektowego uwzględnia kombinację podaną zależnością (2a), pomijając rozpatrywanie najniekorzystniejszego z efektów oddziaływania sił ujętych w alternatywnych kombinacjach (2b) i (2c).

Finalnie procedura oceny odporności sprowadza się do porównywania efektów działania obciążeń dla wyłonionych kombinacji, które dla sytuacji granicznej przyjmuje postać ogólną:

$$E_d(K_{wyj}) = E_d(K_{Proj}), \quad (6)$$

gdzie:

$E_d(K_{wyj})$ – obliczeniowy efekt działania obciążeń z kombinacji wyjątkowej z uwzględnieniem wstrząsu,

$E_d(K_{Proj})$ – obliczeniowy efekt działania obciążeń z kombinacji z etapu projektowego.

Takie porównanie, na drodze obliczeń statycznych i dynamicznych konstrukcji, pozwala wyłonić dopuszczalne wartości składowych przyspieszeń drgań gruntu, jakie konstrukcja może przenieść bez zagrożenia bezpieczeństwa. Tak rozumianą odporność dynamiczną można zapisać w postaci:

$$Odp_{dyn} = \{a_x^{lim}, a_y^{lim}\}, \quad (7)$$

gdzie:

$\{a_x^{lim}, a_y^{lim}\}$ – dopuszczalne poziome składowe drgań gruntu.

2.2. Budowa bazy danych postaci i częstotliwości drgań własnych budynków szkieletowych

Drgania własne konstrukcji budowlanych stanowią parametry niezbędne do analizy dynamicznej. Z punktu widzenia wyłączenia elementów konstrukcyjnych kluczowe jest wyłonienie podstawowych częstotliwości drgań własnych oraz odpowiadających im

postaci. Postacie drgań mają istotne znaczenie w rozbudowie procedury oceny odporności dynamicznej, ponieważ wskazują newralgiczną płaszczyznę wymuszenia, którą należy rozpatrywać jako najniekorzystniejszą. Analogiczne postępowanie zastosowano w przypadku oceny odporności stalowego obiektu mostowego poddanego wstrząsom górniczym [14] oraz budynków halowych [11].

Wygenerowany zbiór danych liczy 200 przypadków. Dla każdego z nich zestawiono częstotliwości drgań własnych dla 10 pierwszych postaci drgań. Oznaczono również rodzaj postaci z wyszczególnieniem: postaci giętnej, translacyjnej i skrętnej.

Wszystkie obliczenia zrealizowano poprzez narzędzia obliczeniowe osadzone w środowisku graficznym 3D CAD Inventor Autodesk [16]. Badania prowadzono za pomocą API w języku VBA. Z tego względu konieczne było utworzenie zestawu funkcji w języku VBA, sterujących budową modeli 3D oraz wyłaniających pożądane rozwiązania do zapisu wyników z raportów programu Inventor w plikach o rozszerzeniu csv oraz html.

Uzyskane dane będą konieczne w dalszym toku oceny odporności wyłonionych losowo obiektów, w której analizie dynamiczne będą realizowane metodą spektrum odpowiedzi [2].

3. Prezentacja wyników badań

Na tym etapie uwzględniono parametryzację modeli pod kątem:

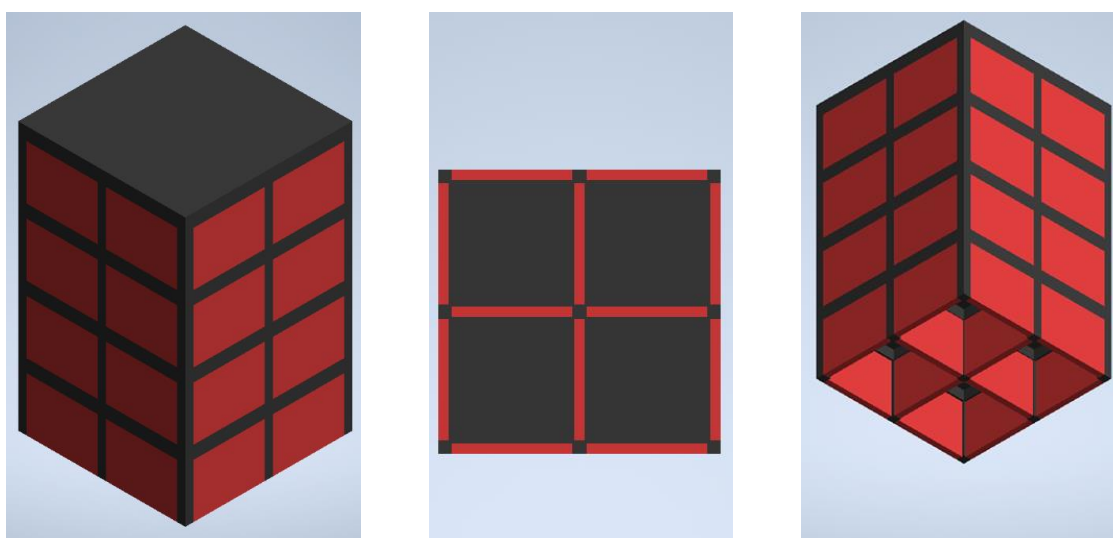
- geometrycznym – wprowadzając różną liczbę kondygnacji, różną liczbę słupów na siatce, na ustalonej siatce modularnej oraz różne wymiary geometryczne żelbetowych słupów i rygli szkieletu nośnego (rys. 2),
- materiałowym – wprowadzając różne klasy betonu w słupach oraz ryglach i różne materiały wypełnień ściennych, tj.: gazobeton, ceramika zwykła i poryzowana oraz silikat.

W kolejnym etapie badań, dla wszystkich utworzonych modeli wyznaczono 10 postaci drgań własnych i odpowiadających im częstotliwości. W ramach weryfikacji dokonano sprawdzenia rozkładu uzyskanych wartości częstotliwości pierwszej postaci drgań. Otrzymano w ten sposób rozkłady danych, które zestawiono na rys. 3–7. Dla wszystkich przypadków można wskazać logiczny, pod kątem

analizowanego zjawiska, związek między wartościami częstotliwości drgań a elementami wpływającymi na sztywność konstrukcji.

Ostatni etap analiz dotyczył kwestii zastosowania metody regresyjnej z grona narzędzi uczenia maszynowego. W tym celu do obliczeń wytypowano metodę sztucznych sieci neuronowych. W istocie zastosowano model perceptronu z jedną warstwą ukrytą z neuronami o sigmoidalnej funkcji aktywacji [15]. Z kolei na potrzeby rozwiązania zadania regresji w warstwie wyjściowej osadzony był jeden neuron o liniowej funkcji aktywacji (rys. 8).

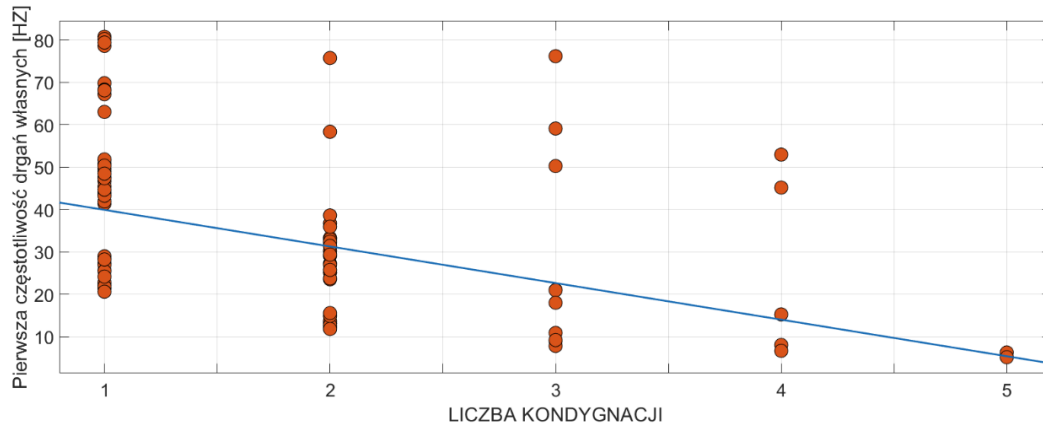
Utworzoną sieć neuronową poddano weryfikacji pod kątem własności dopasowania do danych wzorcowych i generalizacji nabytej wiedzy. W tym celu posłużono się wydzielonymi zbiorami danych: treningowym, walidacyjnym i testowym. Przyjęto proporcje tych zbiorów w stosunku 70%:15%:15% (140:30:30 wzorców). Zbiory treningowe i walidacyjne były wykorzystywane na etapie uczenia sieci neuronowej. Natomiast zbiór testowy nie był wykorzystywany w procesie uczenia modelu, a jedynie pozwalał zweryfikować zdolności generalizacyjne sieci. Uzyskane wyniki, potwierdzające bardzo dobry poziom odwzorowania sieci neuronowej, zaprezentowano na rys. 9 oraz 10. Wskazują one, że model skutecznie odwzorowuje dane treningowe oraz nie wykazuje oznak przeuczenia, co widać na wynikach dla zbioru testowego. Oznacza to, że zaimplementowana metodyka z powodzeniem może zostać wdrożona na dalszych etapach badań, zmierzających do budowy modelu statystycznego oceny odporności dynamicznej.



Rys. 2. Przykładowy model obliczeniowy budynku szkieletowego z wypełnieniem

Fig. 2. Example computational model of a frame building with infill

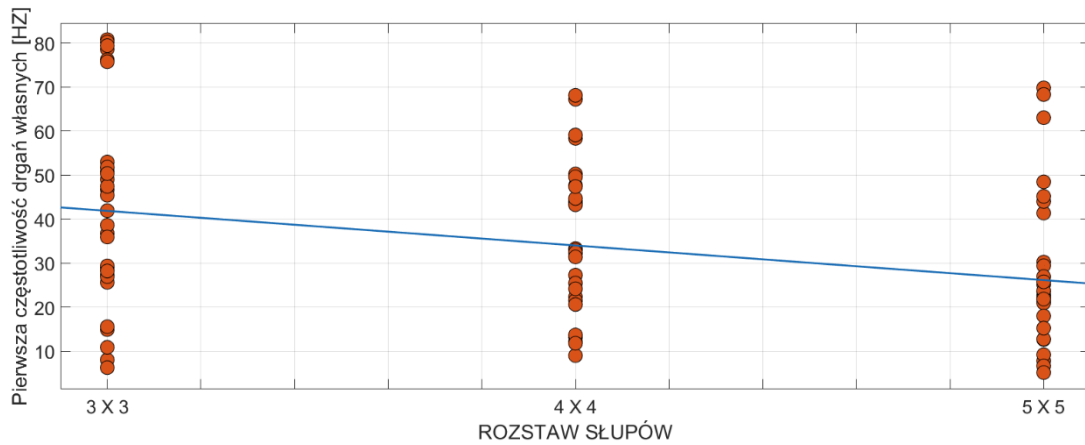
Źródło: Opracowanie własne



Rys. 3. Rozkład częstotliwości drgań własnych dla pierwszej postaci drgań względem liczby kondygnacji

Fig. 3. Distribution of eigenfrequencies for the first form of vibration with respect to the number of floors

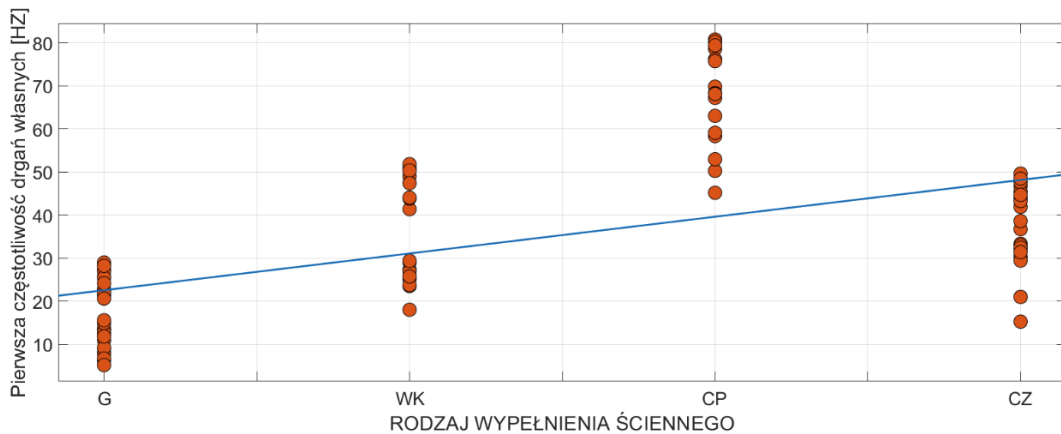
Źródło: Opracowanie własne



Rys. 4. Rozkład częstotliwości drgań własnych dla pierwszej postaci drgań względem siatki słupów

Fig. 4. Distribution of eigenfrequencies for the first form of vibration in relation to the column grid

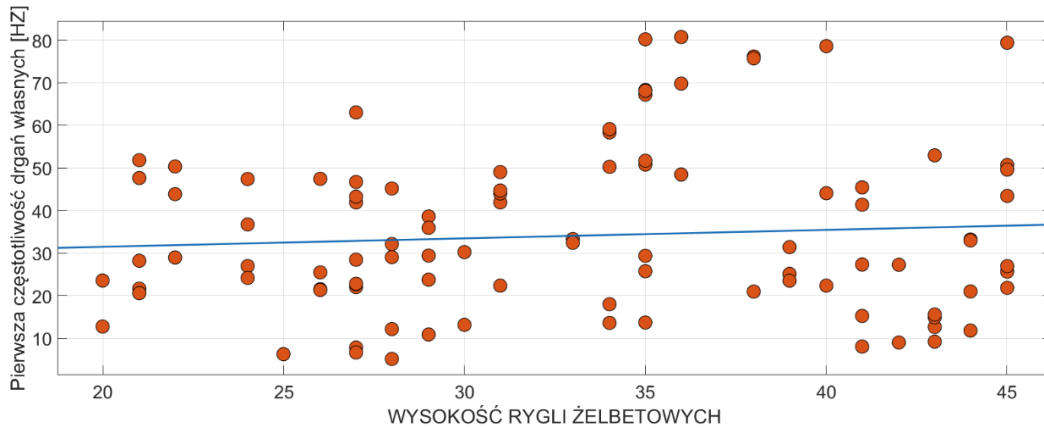
Źródło: Opracowanie własne



Rys. 5. Rozkład częstotliwości drgań własnych dla pierwszej postaci drgań względem materiału wypełnienia ścian

Fig. 5. Distribution of eigenfrequencies for the first form of vibration in relation to the wall fill material

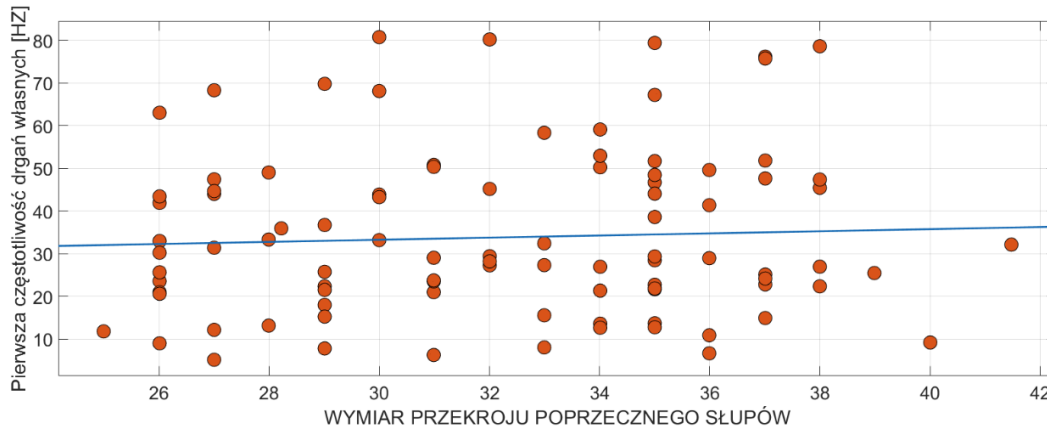
Źródło: Opracowanie własne



Rys. 6. Rozkład częstotliwości drgań własnych dla pierwszej postaci drgań względem wysokości rygli konstrukcji szkieletowej

Fig. 6. Distribution of eigenfrequencies for the first form of vibration with respect to the height of the beams of the frame structure

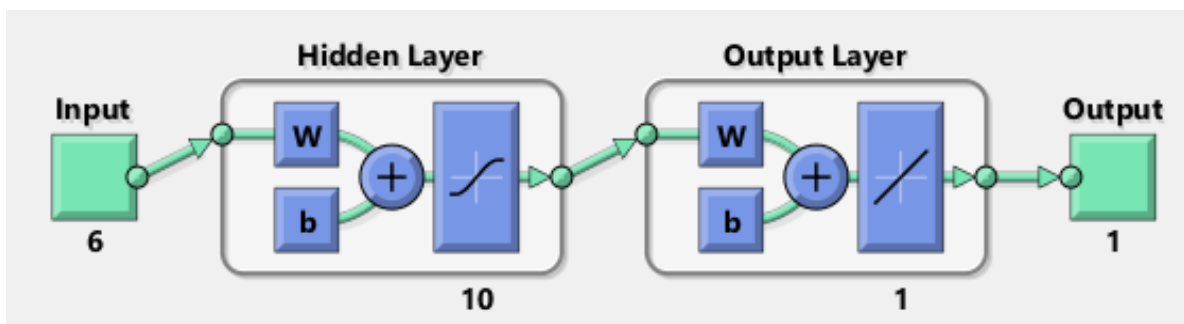
Źródło: Opracowanie własne



Rys. 7. Rozkład częstotliwości drgań własnych dla pierwszej postaci drgań względem wymiaru przekroju poprzecznego słupów konstrukcji szkieletowej

Fig. 7. Distribution of eigenfrequencies for the first form of vibration with respect to the cross-sectional dimension of the columns of the frame structure

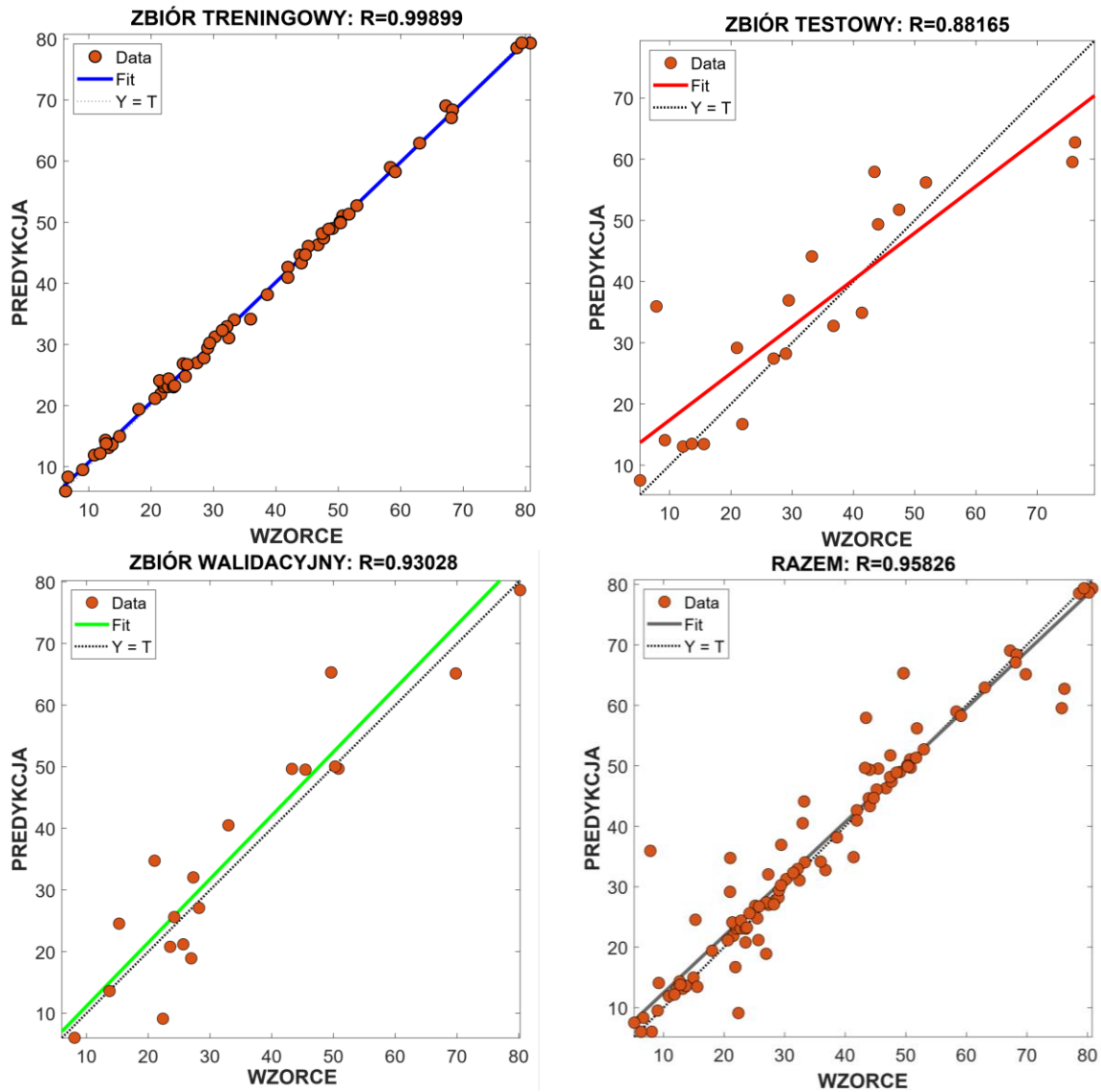
Źródło: Opracowanie własne



Rys. 8. Schemat obliczeniowy sieci neuronowej utworzonej w celu predykcji częstotliwości pierwszej formy drgań własnych

Fig. 8. Computational scheme of the neural network created to predict the frequency of the first form of natural vibration

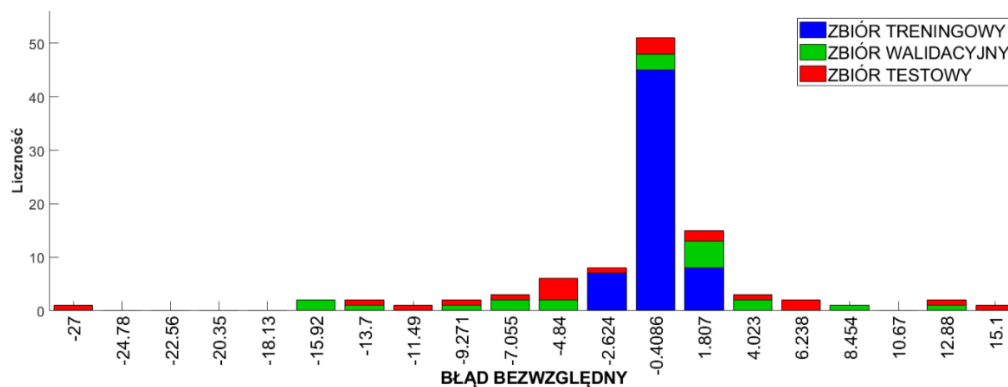
Źródło: Opracowanie własne



Rys. 9. Wyniki predykcji pierwszej częstotliwości drgań własnych dla analizowanego zbioru budynków

Fig. 9. Prediction results of the first eigenfrequency for the analyzed set of buildings

Źródło: Opracowanie własne



Rys. 10. Rozkład błędu bezwzględnego predykcji

Fig. 10. Distribution of absolute prediction error

Źródło: Opracowanie własne

4. Podsumowanie i wnioski końcowe

Prezentowane wyniki stanowią wstępny etap analiz, mających na celu uzyskanie materiału badawczego, koniecznego do utworzenia modelu statystycznego reprezentującego odporność dynamiczną budynków szkieletowych. W tym celu założono parametryczną generację losowych przypadków obliczeniowych, tj. budynków szkieletowych o zróżnicowanej formie geometrycznej oraz różnych cechach materiałowych. Wielokrotne analizy MES pozwoliły na budowę bazy danych o 200 budynkach, dla których wyznaczono zestaw 10 pierwszych form drgań własnych. Tak wyłonione wzorce stanowiły z kolei podstawę do uczenia sieci neuronowej. Celem budowy sztucznej sieci neuronowej była predykcja podstawowej częstotliwości drgań własnych. W zamierzeniu autorów podejście takie pozwoli na zastąpienie wieloetapowej analizy MES, na rzecz modelu empirycznego, utworzonego za pośrednictwem dostępnych narzędzi uczenia maszynowego.

Bibliografia

1. Popiołek E.: Ochrona terenów górniczych, Wydawnictwa AGH, 2009.
2. Tataro T.: Odporność dynamiczna obiektów budowlanych w warunkach wstrząsów górniczych, 2012.
3. Silva A., Macedo L., Monteiro R., Castro J.M.: Earthquake-induced loss assessment of steel buildings designed to Eurocode 8, Eng. Struct. 208, 2020, 110244. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110244>.
4. Fema: FEMA P749, Earthquake-resistant design concepts, 2010.
5. ITB: Instrukcja 391/2003. Projektowanie budynków podlegających wpływom wstrząsów górniczych, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2003.
6. ITB. Building Research Institute: Instruction 364. Technical requirements for buildings erected in mining areas., 2007.
7. Cholewicki A., Kawulok M., Lipski Z., Szulc J.: Rules for determining the load and checking limit states of buildings located on mining areas in reference to the Eurocodes., 2012.
8. Kwiatek J.: Obiekty budowlane na terenach górniczych, 2007. http://static.epnp.pl/public/images_repository/pliki_uczelni/0093/spis_tresci/obiekty_budowlane_spis_tresci.pdf (accessed March 24, 2019).

9. Kawulok M.: Szkody górnicze w budownictwie, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2015.
10. GSIS 2017 Górnicza Skala Intensywności Sejsmicznej. Główny Instytut Górnictwa, Katowice 2017.
11. Rusek J., Słowik L., Firek K., Pitas M.: Determining the Dynamic Resistance of Existing Steel Industrial Hall Structures for Areas with Different Seismic Activity, Vol. 66, p. 525–542. <https://doi.org/10.24425/ace.2020.135235>.
12. Rusek J.: Procedure of building and analysis of information database on mining tremors of existing bridge structures, Geomatics Environ. Eng. 2018. <https://doi.org/10.7494/geom.2017.11.4.111>.
13. PN-EN 1990. Podstawy projektowania konstrukcji,
14. Rusek J., Słowik L., Rataj D.: Paraseismic Resistance Evaluation for Existing Steel Conveyor Bridge Subjected to Mining Tremors, Arch. Min. Sci. 2022, p. 603–630.
15. Osowski S.: Sieci neuronowe do przetwarzania informacji, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2020.
16. Autodesk Inc.: Autodesk Inventor informacje o produkcie (2023). <https://www.autodesk.pl/products/inventor/overview?term=1-YEAR&tab=subscription>

Leszek SŁOWIK,
Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa
Janusz RUSEK, Karol FIREK
Akademia Górniczo-Hutnicza im. Stanisława Staszica, Kraków

CZYNNIKI WPLYWAJĄCE NA WYCHYLENIE BUDYNKÓW Z PIONU W WARUNKACH DEFORMACYJNYCH WPLYWÓW EKSPLOATACJI GÓRNICZEJ

Streszczenie. Nachylenie terenu górniczego powoduje wychylenie budynków z pionu. W artykule omówione zostały badania numeryczne, które pozwoliły przedstawić czynniki warunkujące wychylenie budynku, będące efektem oddziaływań deformacji ciągłych terenu górniczego. Przykład dotyczy kompleksowych badań numerycznych układu budynek-podłoże górnicze, w zakresie zmian zachodzących w strefie posadowienia budynku, mających wpływ na jego wychylenie. Na bazie przedstawionego przykładu sformułowane zostały wnioski dotyczące czynników wpływających na wychylenie budynków z pionu na zmieniającym nachylenie terenie górniczym.

Słowa kluczowe: eksploatacja górnicza, tereny górnicze, uszkodzenia budynków, budownictwo na terenach górniczych, analiza numeryczna, wychylenie budynku

FACTORS INFLUENCING THE TILT OF BUILDINGS FROM THE VERTICAL UNDER DEFORMATIONAL INFLUENCES OF MINING EXPLOITATION

Summary. The slope of the mining area causes buildings to tilt out of the vertical. The paper discusses numerical investigations that have made it possible to present the factors determining the tilt of a building resulting from the effects of continuous deformation of the mining area. The example concerns complex numerical investigations of the building-mining ground system, in terms of changes occurring in the foundation zone of the building, affecting its tilting. On the basis of the presented example, conclusions are drawn concerning the factors influencing the tilt of buildings from the vertical on the changing slope of the mining area.

Keywords: mining exploitation, mining areas, building damages, buildings on mining areas, numerical analysis, tilt of building

1. Wprowadzenie

Jednym ze wskaźników deformacji ciągłych terenu górniczego jest nachylenie profilu niecki górniczej T [1]. Może mieć ono charakter przejściowy, wtedy jest to efekt postępującej niecki górniczej bądź postać trwałą, przy usytuowaniu budynku na zboczu obniżonego terenu [2]. Jednokrotne przejście frontu robót górniczych powodować może nachylenie terenu do kilku promili. Z kolei sumowanie wpływów kolejnych eksploatacji w pokładach powodować może przyrost nachylenia do kilkunastu promili. Zmieniający nachylenie T teren górniczy powoduje wychylenie obiektów budowlanych od pionu T_b . Przeprowadzone rozpoznanie literaturowe [2, 3, 4] pozwala stwierdzić, że w obiektach budowlanych niekorzystne efekty ich wychylenia powodują problemy o charakterze statyczno-wytrzymałościowym oraz użytkowym. Szczególnie narażone są wychylone od pionu konstrukcje o niewielkim obrysie rzutu poziomego oraz wysoko położonym środkiem ciężkości. Dotyczy to budynków wysokich i wysokościowych [4] oraz obiektów typu kominy, wieże wodne, kotły, silosy itp.

Problem wychylenia budynków od pionu ma duże znaczenie w kontekście bezpieczeństwa i warunków użytkowania. W Polsce występuje głównie na terenie obszarze Górnośląskiego Zagłębia Węglowego (GZW). Dotychczasowe badania [2, 4] wykazały, że wychylenie budynków od pionu T_b na terenie górniczym związane jest z budową samego górotworu, ze zmianami zachodzącym w podłożu w obrębie posadowienia budynku oraz zależy od cech konstrukcyjnych samego segmentu. W referacie przybliżone zostaną uwarunkowania dotyczące zmian w obszarze posadowienia budynków, mające wpływ na wychylenie konstrukcji na zmieniającym nachylenie terenie górniczym.

Przedstawiono przykład obliczeniowy, który dotyczy budynku wielorodzinnego, wychylonego od pionu na skutek działalności górniczej. Przeprowadzone symulacje numeryczne poprzedzone zostały szeroką gamą badań geotechnicznych w warunkach *in situ* i laboratoryjnych. Pozwoliły one na, jak najbardziej zbliżone do rzeczywistych, odwzorowanie warunków gruntowych w obszarze posadowienia budynku i ich implementację w modelu obliczeniowym MES.

W podsumowaniu podane zostały wyniki przeprowadzonych badań, ich interpretacja i wnioski.

2. Przegląd dotychczasowych badań

Badania zależności między wychyleniem obiektów budowlanych a nachyleniem terenu, prowadzone w Instytucie Techniki Budowlanej w Gliwicach i opisane w [4], mają blisko czterdziestoletnią historię. Pomiarы wychyleń obiektów wykonywane były przy użyciu rejestratora pochyleń fundamentów, który umożliwiał samoczynny, ciągły rejestr, przedstawiający przebieg w czasie zmieniających się wielkości i kierunków wychyleń. Pomiarom poddana została m.in. konstrukcja wieży wodnej, czyli obiektu smukłego, o wysoko położonym środku ciężkości. Zasadniczo pomiary wykazały, że wychylenie wieży zmieniało się zgodnie z przebiegiem górniczej niecki obniżen. Niemniej jednak konstrukcja wieży po przejściu frontu robót i ustabilizowaniu się terenu wykazywała nieznaczne wychylenie od pionu. Jednocześnie z pomiarami wychyleń obiektu od pionu analizowane zostały, udostępnione przez zakład górniczy, pomiary nachyleń terenu. W trakcie prowadzonych badań stwierdzona została zgodność, określona na podstawie porównań azymutów, dotycząca kierunków wychyleń obiektów w stosunku do zmieniających się pod obiektami nachyleń terenu. Prowadzone obserwacje, które oprócz wieży wodnej dotyczyły również wielorodzinnych budynków 11-kondygnacyjnych, pozwoliły na sformułowanie wniosku, że wychylenie budynku od pionu jest mniejsze od nachylenia terenu występującego pod obiektem, co wg autora prowadzonych obserwacji, tłumaczyć można „wrzynaniem” się budowli w grunt i występowaniem zjawiska „tłumienia”. Na tej podstawie ustalony został współczynnik tłumienia μ (1):

$$\mu = \frac{T_{\max} - T_{0,\max}}{T_{\max}}, \quad (1)$$

gdzie:

μ – współczynnik tłumienia

$T_{0,\max}$ – wychylenie obiektu z pionu

T_{\max} – nachylenie terenu

Badania dotyczące budynków 11-kondygnacyjnych prowadzone były również w zakresie określenia warunków posadowienia. Na podstawie wierceń geotechnicznych ustalono, że wszystkie budynki posadowione zostały w zbliżonych warunkach na warstwach dyluwialnych o grubości 7-10 m. Na tej podstawie sformułowane zostały wnioski, że dla tej grupy budynków, posadowionych na

gruntach podatnych, występuje zjawisko tłumienia wychyleń od pionu, określone uśrednionym współczynnikiem $\mu_{sr} = 0,25$.

W pracach [2, 4] podano, że obiekty smukłe typu kominy, wieże o bardzo małym obrysie fundamentów zachowują się inaczej niż budynki mieszkalne. Zjawisko tłumienia występuje tu w znacznie mniejszym stopniu. W warunkach porównywalnych do tych, które występowały w przypadku analizowanych budynków uzyskano $\mu = 0,125$. Z kolei dla posadowienia na karbonie $\mu = 0,025$ a nawet $\mu = 0,016$, czyli wartości bliskie zeru. Uzasadnienie takiego zachowania tego typu konstrukcji sprowadza się do oceny warunków ich współpracy z deformującym się podłożem górnym, z której wynika, że należy je traktować jak pręty utwierdzone sprężyste w gruncie. W tej sytuacji uznano, że współczynnik tłumienia μ jest tym mniejszy, im większa jest (stopień utwierdzenia) sztywność posadowienia fundamentu w gruncie. Ostatecznie uznano, że uwzględnienie zjawiska tłumienia dla budowli typu wieżowego nie jest konieczne, a w trudnych warunkach gruntowych posadowienia budowli, nawet ryzykowne.

Tematyka pochylenia budowli i dodatkowych osiadań na terenach górniczych była przedmiotem badań opisanych w [5]. W toku prowadzonych analiz zaobserwowano zjawisko zwiększonych osiadań fundamentów, występujące w warunkach ujawniania się wpływów eksploatacji górniczej na powierzchni, które może powodować wzrost wychylenia budynków.

Wyjaśnienie przyrostu wychylenia i dodatkowych osiadań z obserwacji *in situ* zdeterminowało przeprowadzenie badań laboratoryjnych – modelowych, z wykorzystaniem metody modelowania poziomych odkształceń gruntu [6]. Zapewniała ona odwzorowanie warunków, jakie zachodzą w przypowierzchniowej warstwie gruntu w trakcie jego rozluźniania. Badania przeprowadzone zostały na modelu z zachowaniem skali, przez co możliwe było przeniesienie uzyskanych wyników na obiekty w naturze.

Prowadzone badania laboratoryjne pozwoliły na wyselekcjonowanie odkształceń poziomych, po przekroczeniu których dochodziło do wyraźnego przyrostu osiadań. W pracy [5] sformułowano wnioski, z których wynika, że poziome rozluźnienie podłoża powoduje dodatkowe osiadania obiektów i w przypadku mimośrodowego obciążenia budynków wpływa także na ich dodatkowe wychylenie od pionu.

W punkcie 3. przedstawiono nowe badania dotyczące identyfikacji czynników mających wpływ na wychylenie budynków T_b w warunkach oddziaływania nachylenia terenu górnego T . Warty podkreślenia jest fakt, że obecnie dla budynków

projektowanych, zgodnie z uwagami podanymi w [2], przyjmuje się zgodność wychylenia budynków z nachyleniem terenu górniczego $T_b = T$.

3. Badania wpływu nachylenia terenu na wychylenie budynków od pionu

3.1. Uwagi ogólne dotyczące identyfikacji czynników zachodzących w podłożu górniczym

Badania wpływu nachylenia profilu niecki górniczej na wychylenie budynku od pionu, w zakresie zmian zachodzących w strefie posadowienia budynku przeprowadzone zostały w pracy [3]. Asumpt do określenia czynników mogących powodować różnice między wychyleniem konstrukcji a wartością pomierzonego nachylenia terenu dały wyniki pomiarów geodezyjnych prowadzonych w warunkach *in situ*. Często po przejściu eksploatacji górniczej nachylenie terenu T zanika lub znacznie się redukuje, a wychylenie budynków T_b pozostaje niezmienione bądź doznaje niewielkich zmian.

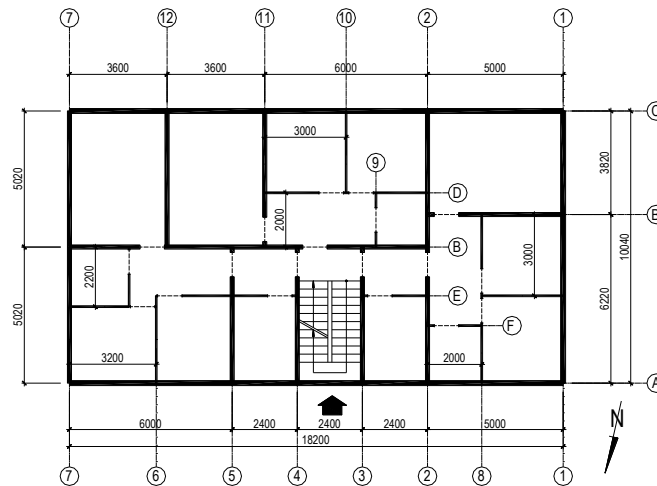
Badania numeryczne układu model budynku–podłoże górnicze zrealizowane zostały w odniesieniu do wytypowanego na Górnym Śląsku budynku wielorodzinnego, wykazującego wychylenie od pionu o uciążliwości dużej, zgodnie z klasyfikacją przyjętą w [7]. Na potrzeby prowadzonych badań uzyskano pełną dokumentację techniczną budynku. Od przedsiębiorcy górniczego otrzymano informację na temat historii eksploatacji górniczej oraz wyniki prowadzonych pomiarów niwelacyjnych terenu i wychylenia budynku. W końcowym etapie przeprowadzono badania geotechniczne, określające stan podłoża i identyfikujące go parametry wytrzymałościowe, wykorzystane do budowy modelu numerycznego.

3.2. Segment wytypowany do badań – konstrukcja, warunki górnicze, pomiary geodezyjne i badania gruntu

Charakterystyka konstrukcji

Do badań numerycznych wytypowany został segment mieszkalny, wzniesiony w 1975 r., w systemie budownictwa uprzemysłowionego z wielkiej płyty. Budynek o wymiarach rzutu poziomego wynoszących 10,04 m x 18,20 m (rys. 1) ma pięć kondygnacji nadziemnych i jest całkowicie podpiwniczony. Zasadniczy ustrój konstrukcyjny stanowią prefabrykowane ściany żelbetowe w układzie poprzecznym.

W kierunku podłużnym została wykonana ściana usztywniająca. Stropy wykonano z prefabrykowanych płyt żelbetowych. Ściany zewnętrzne wzniesiono jako wielowarstwowe z betonowych płyt prefabrykowanych. Budynek jest posadowiony w sposób bezpośredni za pomocą rusztu z ław żelbetowych wzmocnionych dwoma ściągami.



Rys. 1. Rzut poziomy budynku z oznaczeniem osi oraz wymiarów

Fig. 1. Floor plan of the building with indication of axes and dimensions

Źródło: Słowik L.: Wpływ nachylenia terenu spowodowanego podziemną eksploatacją górniczą na wchylenie obiektów budowlanych. ITB, Warszawa 2015 (rozprawa doktorska, mps)

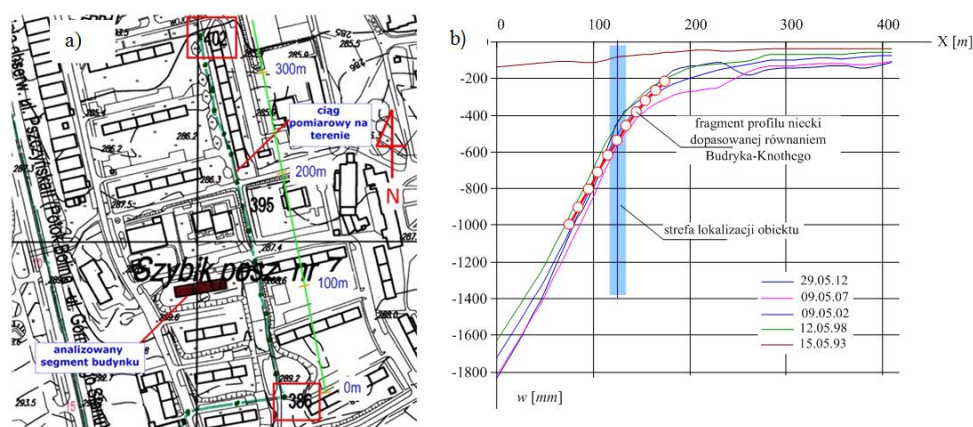
Warunki górnicze

Teren lokalizacji budynku poddany został wielokrotnym wpływom podziemnej eksploatacji górniczej. Po 1975 r., czyli po okresie wzniesienia segmentu, wybranych zostało 7 parceli wydobywczych o sumarycznej miąższości 19,6 m. Bezpośrednio pod budynkiem wyeksploatowano 6 ścian. Eksploatacja prowadzona była systemem z zawałem stropu oraz z podsadzką hydrauliczną. Wysokość furt eksploatacyjnych wahała się w przedziale 2,0-3,3 m, a ściany eksploatowano na głębokości 435-690 m.

Wyniki niwelacji powierzchni terenu

Pomiary wykonywane były przez służby miernicze kopalni na ciągu oznaczonym na rys. 2a. Przedstawione na rys. 2b wyniki pomiarów obniżeń dotyczą 6 wybranych cykli pomiarowych. Wykonane zostały w okresie ujawniania się na powierzchni terenu obniżeń od eksploatacji parceli wydobywczych bezpośrednio pod budynkiem. Na rys. 2b zamieszczono pionową czarną linię na niebieskim tle, oznaczającą orientacyjne położenie osi podłużnej budynku zrzutowanej na prostopadłe do niej przebiegającą linię pomiarową. Oś podłużna obiektu (rys. 2b) usytuowana jest mniej więcej na 125. m górniczej niecki obniżeń. Z analizy wykresu wynika, że maksymalne

wartości nachylenia terenu, pomierzone w okresie prowadzenia pomiarów, wystąpiły w rejonie lokalizacji budynku i wynosiły około $T=1$ mm/m.



Rys. 2. Lokalizacja obiektu w stosunku do ciągu pomiarowego w terenie, zgodnego z kierunkiem eksploatacji (a), obniżenia powierzchni terenu wzdłuż linii pomiarowej (b)

Fig. 2. Location of the facility in relation to the survey line in the field, consistent with the direction of operation (a), lowering of the ground surface along the survey line (b)

Źródło: Słowik L.: Wpływ nachylenia terenu spowodowanego podziemną eksploatacją górniczą na wychylenie obiektów budowlanych. ITB, Warszawa 2015 (rozprawa doktorska, mps)

Wyniki pomiarów wychylenia budynku

Początek pomiarów wychylenia naroży budynku, datowany jest na 1993 r. Wykazały one wychylenie konstrukcji wynoszące około $T_b=15$ mm/m. Pomiary prowadzono przez dziesięć kolejnych lat, aż do 2013 r. W tym okresie wychylenie budynku, zgodnie z realizowanymi pomiarami, ustabilizowało się na poziomie (rys. 3): naroże nr 1 – 23,24 mm/m, naroże nr 2 – 24,20 mm/m, naroże nr 3 – 22,45 mm/m, naroże nr 4 – 22,21 mm/m.

W tabeli 1 podane zostały przyrosty wychyleń naroży budynku wytypowanego do badań.

Tabela 1
Zestawienie przyrostu wychyleń naroży budynku w latach 1993-2013

Oznaczenie naroża	Przyrost pochylenia naroży ΔT [mm]/wysokość naroża H w [m]		
	kierunek x	kierunek y	wypadkowe
1	1,87	8,03	8,24
2	2,59	8,92	9,20
3	2,65	7,00	7,45
4	1,93	7,00	7,21



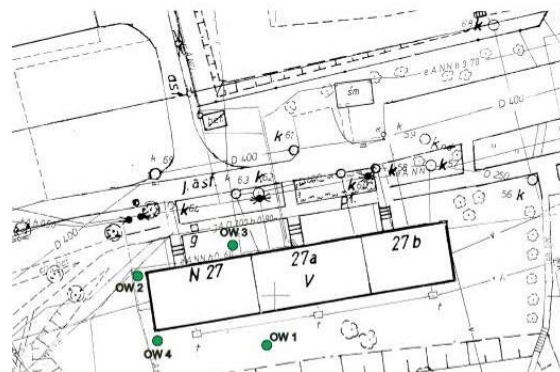
Rys. 3. Oznaczenie naroży ścian segmentu wytypowanego do badań oraz kierunków osi, dla których prowadzono pomiary wychylenia

Fig. 3. Marking of the corners of the walls of the segment selected for testing and the directions of the axes for which the deflection measurements were carried out

Źródło: opracowanie własne i podkład mapowy – www.mapy.geoportal.gov.pl

Wyniki badań gruntu

W obrębie segmentu wykonano łącznie cztery wiercenia geotechniczne, oznaczone na rys. 4. Przeprowadzone badania, wykonane na podstawie wierceń do głębokości ok. 10 m, posłużyły do opisu podłoża dla modelowanego układu.



Rys. 4. Szkic lokalizacyjny wierceń badawczych gruntu o nr OW1÷OW4, wykonanych przy budynku

Fig. 4. Location sketch of soil test borings no. OW1÷OW4, carried out at the building

Źródło: Słowik L.: Wpływ nachylenia terenu spowodowanego podziemną eksploatacją górniczą na wychylenie obiektów budowlanych. ITB, Warszawa 2015 (rozprawa doktorska, mps)

Odzwierciedlenie rzeczywistych warunków gruntowych w modelu numerycznym podłoża górniczego zdeterminowało wykonanie badań dotyczących:

- określenia rodzaju i stanu gruntu metodą makroskopową [8],
- badań edometrycznych gruntu przy przyroście obciążenia [9],
- badań w aparacie trójosiowego ściskania gruntów nasyconych wodą (CIU) [10].

Dominującą warstwą w badanym podłożu są iły. W przeprowadzonych badaniach numerycznych (pkt. 3.3) zastosowano uproszczenie, polegające na zdefiniowaniu

w modelach (3D) jednorodnego podłoża (ił) w uśrednionych warunkach geotechnicznych. Wartości parametrów oszacowano na podstawie raportów z badań [11,12].

W tabeli 2 podane zostały, przyjęte w obliczeniach, parametry dla podstawowego modelu stanu krytycznego Modified Cam-Clay (MCC) i modelu sprężysto-idealnie plastycznego z powierzchnią plastyczności wg Coulomba-Mohra (C-M).

Tabela 2

Parametry dla modeli (MCC) i (C-M) określone na podstawie badań

Badania numeryczne	Model MCC							Model C-M	
	κ	ν	λ	M	φ [°]	e_{cs}	q^* [kPa]	E_o [MPa]	c [kPa]
modele 3D	0,01-0,02	0,25	0,04-0,06	0,7930	17-23	0,45-0,55	90-150	7-14	10-20
w tabeli przyjęto oznaczenia: κ – nachylenie linii normalnej konsolidacji w przestrzeni e - $\ln p'$, ν – stała Poissona, λ – nachylenie linii odprężenia w przestrzeni e - $\ln p'$, M – nachylenie linii stanu krytycznego w przestrzeni p' - q , φ – kąt tarcia wewnętrznego, e_{cs} – wartość krytyczna wskaźnika porowatości (dla $p=1\text{kPa}$), E_o – pierwotny moduł odkształcenia gruntu, c – spójność gruntu.									

3.3. Analizy numeryczne MES

Opis problemu badawczego

Zgodnie z uwagami podanymi w [13], odchylenie od pionu T_b obiektu może być większe od nachylenia T podłoża z następujących powodów:

- zwiększenia obciążenia podłoża w pobliżu jednej z krawędzi, które spowoduje zwiększenie jego odporu; z kolei zmniejszenie obciążenia przypadającego na drugą krawędź będzie skutkowało mniejszym odporem gruntu, co spowoduje dodatkowe odchylenie od pionu T_1 ,
- wystąpienia łącznie z nachyleniem podłoża także jego poziomego rozluźnienia, obiekt obciążony momentem wskutek nachylenia podłoża ulegnie dodatkowemu odchyleniu od pionu T_2 .

W związku z powyższym w pracy [13] podano, iż odchylenie od pionu określa zależność (2):

$$T_b = T + T_1 + T_2 \quad (2)$$

Wyniki wstępnych badań problemu wpływu nachylenia terenu na wychylenie budynku podsumowano w pracy [14]. Zaproponowano uzupełnienie zależności (2)

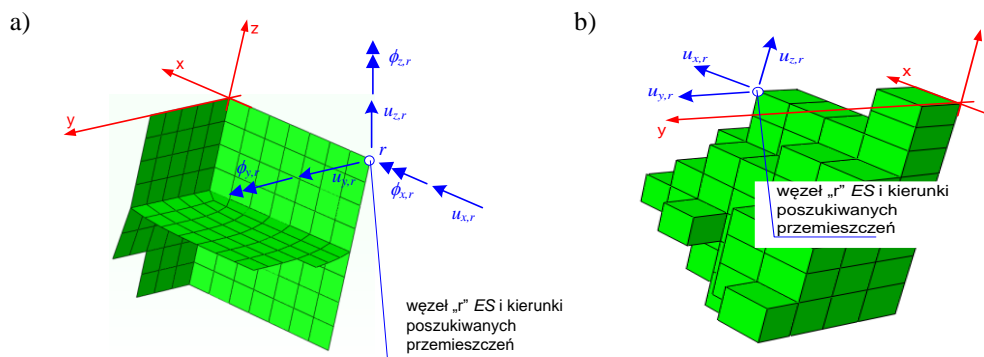
tak, aby związek pomiędzy wychyleniem od pionu budynku współpracującego ze zmieniającym swoje nachylenie terenem górniczym określać zależnością (3):

$$T_b = T + T_1 + T_2 + T_3 \quad (3)$$

gdzie T_3 – stanowi dodatkowe wychylenie budynku, powodowane trwałymi zmianami w gruncie pracującym w fazie sprężysto-plastycznej, które możliwe jest do wyselekcjonowania przy zastosowaniu analizy numerycznej.

Model obliczeniowy MES

W analizach numerycznych zastosowany został program Abaqus, a zadania rozwiązywane były przy zastosowaniu metody elementów skończonych MES w wersji przemieszczeniowej. Do budowy modelu MES budynku wykorzystano czworokątne elementy powłokowe o sześciu niewiadomych przemieszczeniach w węźle (rys. 5a). Model obliczeniowy MES podłoża górniczego zdefiniowano, dzieląc bryłę gruntu na sześciennie elementy skończone (rys. 5b), o trzech niewiadomych przemieszczeniach w węźle.



Rys. 5. Schemat budowy modelu MES oraz definicja poszukiwanych przemieszczeń i ich dodatnich zwrotów: a) w modelu konstrukcji budynku, b) w modelu podłoża

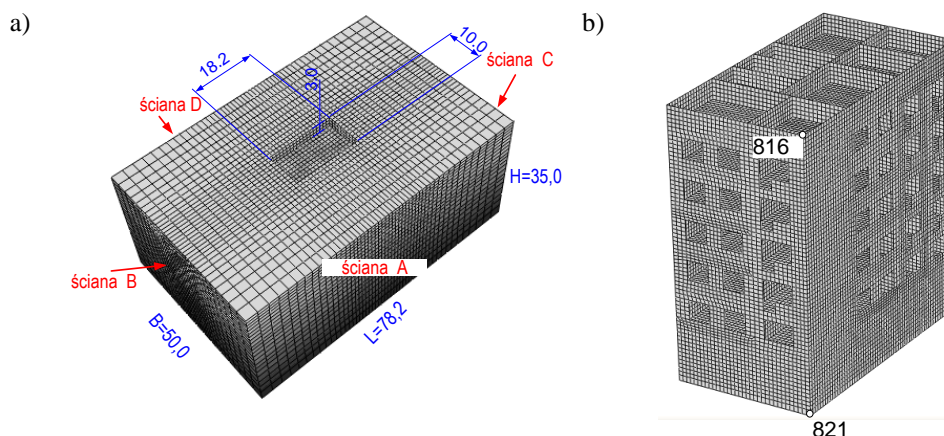
Fig. 5. FEM model construction scheme and definition of the expected displacements and their positive direction: a) in the building structure model, b) in the ground model

Źródło: Słowik L.: Wpływ nachylenia terenu spowodowanego podziemną eksploatacją górniczą na wychylenie obiektów budowlanych. ITB, Warszawa 2015 (rozprawa doktorska, mps)

W modelu obliczeniowym podłożę gruntowe (rys. 6a) reprezentuje przestrzenna bryła o zewnętrznych wymiarach określonych na podstawie wskazań zawartych w pracach [15, 16]. Z kolei model budynku (rys. 6b) zdefiniowany został na podstawie projektu wytypowanego segmentu [17].

Warunki brzegowe modelu podłoża zdefiniowano, ograniczając przemieszczenia (rys. 6a):

- w kierunku osi O_x dla wszystkich węzłów ścian B i C,
- w kierunku osi O_y dla wszystkich węzłów ścian A i D,
- w kierunku osi O_z dla wszystkich węzłów ściany dolnej bryły gruntu.



Rys. 6. Przestrzenny model analizowanego układu budynek-podłoże górnicze: a) geometria modelu MES podłoża ze zdefiniowanymi warunkami brzegowymi, b) model MES budynku

Fig. 6. Spatial model of the analysed building-subsoil system: a) geometry of the FEM model of the subsoil with defined boundary conditions, b) FEM model of the building

Źródło: Słowik L.: Wpływ nachylenia terenu spowodowanego podziemną eksploatacją górnictwem na wychylenie obiektów budowlanych. ITB, Warszawa 2015 (rozprawa doktorska, mps)

W analizach numerycznych, zgodnie z uwagami zawartymi w [15], zdefiniowane zostały dwa warunki kontaktowe, tj. dla płaszczyzny pionowej (pionowe krawędzie fundamentu oraz ścian piwnic i obszaru gruntowego) oraz płaszczyzny poziomej (dla dolnej powierzchni fundamentu i górnej powierzchni dna wykopu pod fundament wykonanego w gruncie).

W modelu MES budynku przyjęto, na podstawie projektu [17], beton C16/20, o sprężystych właściwościach materiału. Parametry modelu podłoża określone zostały zgodnie z danymi zestawionymi w tabeli 2.

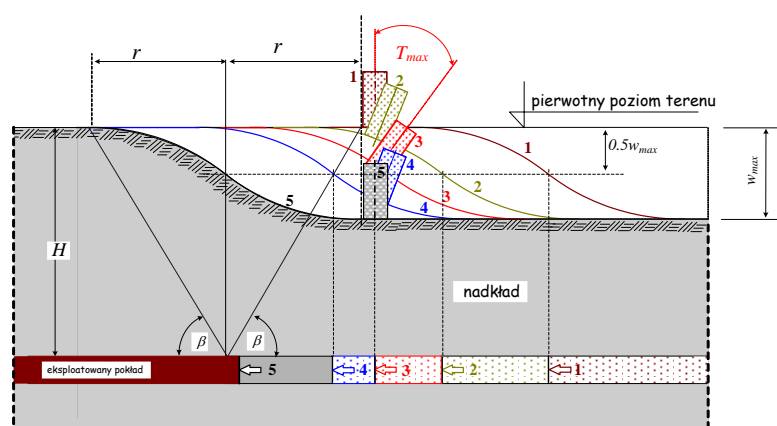
Jako podstawowe obciążenia modelu przyjęto ciężar własny konstrukcji i gruntu, normowe obciążenie użytkowe budynku oraz wpływ eksploatacji górniczej dla wybranych parametrów tej eksploatacji.

Warunki brzegowe zadania zdefiniowano na podstawie teorii Budryka-Knothego [18]. Parametry teorii określono na podstawie omówionych w pkt. 3.1.1 pomiarów geodezyjnych obniżenia powierzchni terenu.

W analizach przyjęto, że obliczenia wykonane zostaną dla przypadku, w którym będzie symulowane pełne przejście niecki obniżeniowej pod analizowanym

budynkiem. Założono w ten sposób najniekorzystniejszy kierunek frontu eksploatacji – równoległy do podłużnej osi budynku. Tak prowadzona analiza numeryczna umożliwia obserwację i opis zachowania się układu budowla-podłoże we wszystkich ekstremalnych sytuacjach obciążenia wpływem górnictwem budynku.

Symulacja przechodzenia niecki górniczej pod budynkiem polegała na określeniu wartości przemieszczeń $w(x)$ i $u(x)$ dla kolejnych etapów eksploatacji (ustawień eksploатовanej ściany) dla wszystkich punktów węzłowych powierzchni A,B,C,D oraz powierzchni dolnej modelu podłoża z rys. 6a. Analizy numeryczne przeprowadzono dla pięciu kolejnych faz położenia eksploатовanej ściany w stosunku do budynku, pokazanych na rys. 7.



Rys. 7. Sytuacje obliczeniowe analizowane w badaniach

Fig. 7. Calculation situations analysed in the study

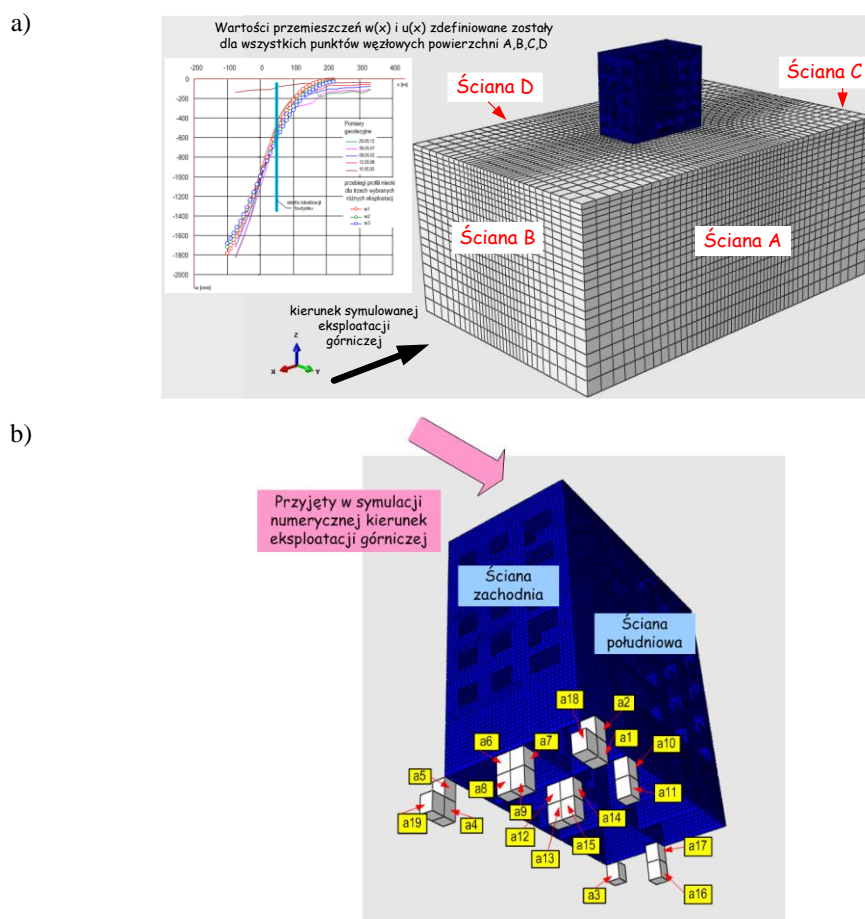
Źródło: Słowik L.: Wpływ nachylenia terenu spowodowanego podziemną eksploatacją górnictwem na wychylenie obiektów budowlanych. ITB, Warszawa 2015 (rozprawa doktorska, mps)

Kolejne fazy oznaczają:

- pozycja ściany 1: analizowany obszar gruntu wraz budynkiem jest poza zasięgiem wpływów eksploatacji,
- pozycja ściany 2: w połowie długości budynku występuje ekstremalne wygięcie profilu niecki i ekstremalne odkształcenia poziome rozluźniające podłoże,
- pozycja ściany 3: w połowie długości budynku występuje ekstremalne nachylenie profilu niecki,
- pozycja ściany 4: w połowie długości budynku występuje ekstremalne ugięcie profilu niecki i ekstremalne odkształcenia poziome zagęszczające podłoże,
- pozycja ściany 5: analizowany obszar gruntu wraz budynkiem jest ponownie poza zasięgiem wpływów eksploatacji – występuje jedynie maksymalne obniżenie powierzchni terenu.

3.4. Wyniki obliczeń

Przykładowe wyniki symulacji numerycznej, pokazujące zmiany zachodzące w gruncie pod fundamentem, w trakcie przechodzenia niecki obniżeniowej pod budynkiem (rys. 7) dla kierunku oznaczonego na rys. 8a podane zostały dla elementów modelu podłoża górniczego, oznaczonych na rys. 8b.



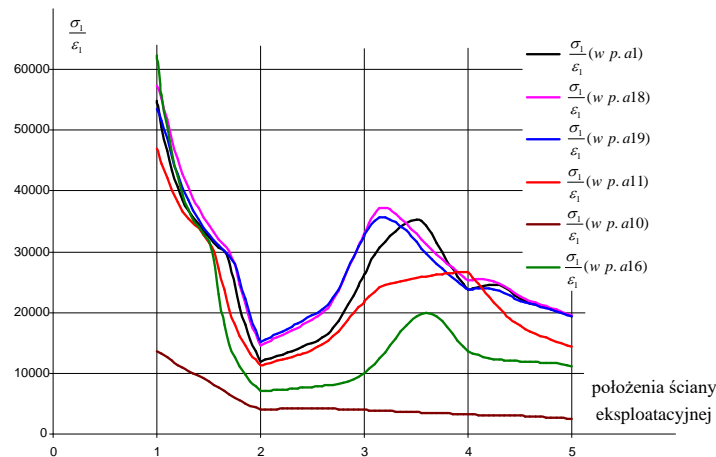
Rys. 8. Definicja w modelu obliczeniowym warunków przemieszczeniowych od zastępczej niecki górniczej (a), elementy podłoża górniczego, dla których podane zostały przykładowe wyniki obliczeń (b)

Fig. 8. The definition in the calculation model of the displacement conditions from the proxy mining subsidence (a), the elements of the mining subsidence for which sample calculation results are given (b)

Źródło: Słowik L.: Wpływ nachylenia terenu spowodowanego podziemną eksploatacją górniczą na wychylenie obiektów budowlanych. ITB, Warszawa 2015 (rozprawa doktorska, mps)

Na rys. 9 i 10 przedstawiono wykresy zmiany stosunku naprężenia głównego do odkształcenia głównego (σ_1/ϵ_1) oraz modułu odkształcenia objętościowego gruntu K w sześciu wybranych elementach podłoża górniczego (według rys. 8b) na

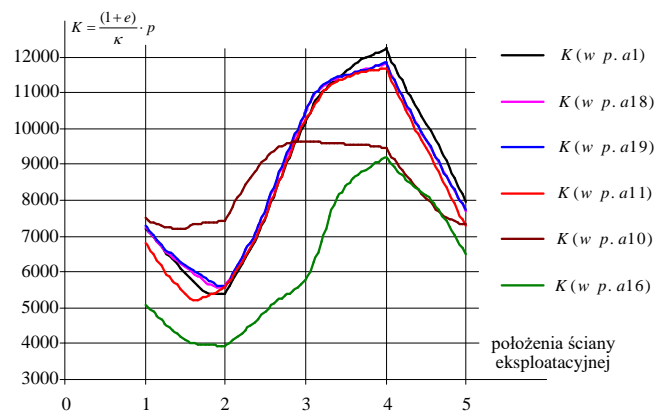
głębokości 1,5 m poniżej poziomu posadowienia fundamentu w trakcie pełnego przejścia zastępczej niecki górniczej pod budynkiem.



Rys. 9. Wykresy zmiany stosunku naprężenia głównego do odkształcenia głównego (σ_1/ε_1) w sześciu wybranych elementach podłoża górniczego (wg rys. 8b) na głębokości 1,5 m poniżej poziomu posadowienia fundamentu w trakcie pełnego przejścia zastępczej niecki górniczej pod budynkiem

Fig. 9. Plots of the change in the ratio of principal stress to principal strain (σ_1/ε_1) in six selected elements of the mining subsoil (as per Fig. 8b) at a depth of 1.5 m below the foundation level during the full passage of the replacement mining subsidence under the building

Źródło: Słowik L.: Wpływ nachylenia terenu spowodowanego podziemną eksploatacją górniczą na wchylenie obiektów budowlanych. ITB, Warszawa 2015 (rozprawa doktorska, mps)



Rys. 10. Zmiana objętościowego modułu ściśliwości gruntu K w sześciu wybranych elementach podłoża górniczego (wg rys. 8b) na głębokości 1,5 m poniżej poziomu posadowienia fundamentu w trakcie pełnego przejścia zastępczej niecki górniczej pod budynkiem

Fig. 10. Change in volumetric soil compressibility modulus K in six selected elements of the mining subsoil (according to Fig. 8b) at a depth of 1.5 m below the foundation level during the full passage of the replacement mining trough under the building

Źródło: Słowik L.: Wpływ nachylenia terenu spowodowanego podziemną eksploatacją górniczą na wchylenie obiektów budowlanych. ITB, Warszawa 2015 (rozprawa doktorska, mps)

3.5. Podsumowanie analiz numerycznych

Wykresy na rys. 9 i 10 przedstawiają kolejno zmiany stosunku naprężenia głównego do ekstremalnego odkształcenia głównego (σ_1/ε_1) w wybranych sześciu elementach skończonych modelu podłoża w trakcie przechodzenia obniżeniowej niecki górniczej pod budynkiem oraz dla tych samych elementów zmiany modułu odkształcenia objętościowego gruntu K . Na podstawie tych wykresów można stwierdzić, jak zmieniała się sztywność podłoża w trakcie przechodzenia obniżeniowej niecki górniczej pod budynkiem. Widać to zarówno na przykładzie przebiegu wartości K (rys. 10), jak i stosunku (σ_1/ε_1) (rys. 9), że tak rozumiana sztywność podłoża malała w trakcie przejścia frontu z pozycji (1) do pozycji (2) (rys. 7), następnie wzrastała przy przejściu frontu do pozycji (3) i (4), aby ponownie maleć w końcowej fazie przejścia niecki pod budynkiem z pozycji (4) do pozycji (5). Widać przy tym, że stan gruntu po przejściu niecki nie jest równoznaczny ze stanem gruntu przed eksploatacją.

4. Wnioski

W rozdziale opisane zostały analizy numeryczne MES, które stanowiły próbę ustalenia czynników występujących w obszarze posadowienia budynku, mających wpływ na jego wychylenie od pionu T_b , w warunkach zmieniającego nachylenie terenu górniczego T .

Analizy zachowania modelu przestrzennego (3D MES) bryły wytypowanego budynku współpracującego z deformującym się podłożem górniczym pozwalają jednoznacznie stwierdzić, że:

- w analizowanym przypadku zjawisko nierównomiernego osiadania konstrukcji, powodujące wychylenie budynku, jest związane z nierównomiernym osłabieniem pierwotnej sztywności współpracującego z nim podłoża górniczego, przy jednoczesnym jego rozluźnieniu, związanym z przebiegiem górniczej niecki obniżeń,
- dalszy przyrost nachylenia terenu spowodował trwałe odkształcenia w podłożu górniczym, związane z uplastycznieniem gruntu pod fundamentem budynku. Kluczowe w tym przypadku okazało się zastosowanie modelu stanu krytycznego Modified Cam-Clay opisu podłoża górniczego, który w świetle uzyskanych wyników daje najbardziej realistyczne odtworzenie zachowania się gruntu w warunkach eksploatacji górniczej,

- nowatorska metoda badawcza pokazała potrzebę prowadzenia dalszych badań w tym zakresie. Wyraźnie widać bowiem, że przytoczone wyniki badań wskazują, że stan gruntu przed i po eksploatacji nie jest tożsamy. Daje to podstawy, by twierdzić, że kolejna eksploatacja mogłaby spowodować stan $T_b \neq T$.

Bibliografia

1. Kwiatek J. i inni: Ochrona obiektów budowlanych na terenach górniczych. Wydawnictwo Głównego Instytutu Górnictwa. Katowice 1997.
2. Kawulok M.: Szkody górnicze w budownictwie. Monografia. ITB, Warszawa 2015.
3. Słowik L.: Wpływ nachylenia terenu spowodowanego podziemną eksploatacją górniczą na wychylenie obiektów budowlanych. ITB, Warszawa 2015 (rozprawa doktorska, mps).
4. Gubrynowicz A.: Wpływ eksploatacji górniczej na wychylenie budynków oraz warunki ich użytkowania. Określanie zależności pomiędzy nachyleniami terenu powodowanymi wpływami eksploatacji górniczej i wychylaniem się z pionu obiektów budowlanych. Praca badawcza 06.04/OB-2/. ITB, Gliwice 1978.
5. Gil-Kleczeńska B.: Dodatkowe osiadania i pochylenia budowli na terenach górniczych. V Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania – zbiór referatów. Katowice, październik 1978, s. 252-259.
6. Kwiatek J.: Badania laboratoryjne wpływu rozpełzania podłoża na siły rozciągające w fundamentach budowli. Prace GIG, Komunikat 440, Katowice 1968.
7. Kwiatek J. i inni: Zasady oceny możliwości prowadzenia podziemnej eksploatacji górniczej z uwagi na ochronę obiektów budowlanych. Seria: Instrukcje nr 12. Główny Instytut Górnictwa. Katowice, styczeń 2000.
8. Polska Norma PN-88/B-04481: Grunty budowlane. Badania próbek gruntu. Polski Komitet Normalizacji, Miar i Jakości, 30 czerwca 1988.
9. Polska Norma PKN-CEN ISO/TS 17892-5: Badania geotechniczne - Badania laboratoryjne gruntów - Część 5: Badanie edometryczne gruntów. Polski Komitet Normalizacji, Miar i Jakości, sierpień 2009.
10. Polska Norma PKN-CEN ISO/TS 17892-9: Badania geotechniczne - Badania laboratoryjne gruntów - Część 9: Badanie gruntów w aparacie trójosiowego

- ściskania po nasyceniu wodą. Polski Komitet Normalizacji, Miar i Jakości, sierpień 2009.
11. Raport z badań nr LG-00-7-01/12/Z00OSK dot. próbek gruntu drobnoziarnistego pobranych z podłoża budynku mieszkalnego objętego wpływem szkód górniczych przy ul. Wojciecha 27 w Katowicach. ITB, Zakład Geotechniki i Fundamentowania (NG), Akredytowane Laboratorium Badań Podłoża Budowlanego (LG) – certyfikat akredytacji nr AB023. Warszawa, wrzesień 2012.
 12. Raport z badań nr LG00-57/2013 dot. próbek gruntu drobnoziarnistego pobranych z podłoża budynku mieszkalnego objętego wpływem szkód górniczych przy ul. Wojciecha 27 w Katowicach. ITB, Zakład Geotechniki i Fundamentowania (NG), Akredytowane Laboratorium Badań Podłoża Budowlanego (LG) – certyfikat akredytacji nr AB023. Warszawa, wrzesień 2013.
 13. Kwiatek J.: Obiekty budowlane na terenach górniczych. Wydanie II zmienione i rozszerzone. Główny Instytut Górnictwa, Katowice 2007.
 14. Słowik L.: Numeryczne modelowanie wychylenia budowli na terenie górnym. Praca zbiorowa pod wydawnictwem Joanny Bzówki: Badania doświadczalne i teoretyczne w budownictwie. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej. Gliwice 2012.
 15. Fedorowicz J.: Zagadnienie kontaktowe budowla – podłoże gruntowe. Cz. II. Kryteria tworzenia i oceny modeli obliczeniowych układów konstrukcja budowlana – podłoże górnicze. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, seria: Budownictwo, nr 114, Gliwice 2008.
 16. Fedorowicz L.: Zagadnienia kontaktowe budowla – podłoże gruntowe. Cz. I. Kryteria modelowania i analiz podstawowych zagadnień kontaktowych konstrukcja budowlana – podłoże gruntowe. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, seria: Budownictwo, nr 107, Gliwice 2006.
 17. Dokumentacja projektu technicznego budynku, część architektoniczna oraz część budowlana i konstrukcyjna. Miastoprojekt Katowice, 1973-75.
 18. Knothe S.: Prognozowanie wpływów eksploatacji górniczej. Wydawnictwo Śląsk, Katowice 1984.

Krzysztof STERNIK
Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa

ANALIZY NUMERYCZNE STATECZNOŚCI SKARP Z ODPADÓW GÓRNICZYCH

Streszczenie. Odpady górnicze są materiałem niejednorodnym o dużym rozrzucie charakterystyk wytrzymałościowych. W pracy przedstawiono dwa przykłady analiz parametrycznych towarzyszących obliczaniu stateczności skarp z odpadów górniczych. W prosty sposób uwzględniona została zmienność wartości parametrów wytrzymałościowych, wynikająca z wietrzenia oraz wpływ filtracji na stateczność skarpy niekontrolowanego składowiska i obwałowania zbiornika osadowego. Do obliczeń wykorzystano metodę redukcji wytrzymałości na ścinanie (redukcja $c-\phi$) w programie MES.

Słowa kluczowe: odpady przemysłowe, stateczność skarpy, redukcja wytrzymałości na ścinanie, MES

NUMERICAL ANALYZES OF STABILITY OF SLOPES FROM MINING WASTE

Summary. Mining waste is a heterogeneous material with a wide range of strength characteristics. The article presents two examples of parametric analyzes accompanying the calculation of the stability of slopes made of mining waste. In a simple way, the variability of strength parameters resulting from weathering and the influence of seepage on the stability of the slopes were taken into account. The examples considered were the the slope of an uncontrolled mine-waste dump and the bank of the mine waste settler. The shear strength reduction method ($c-\phi$ reduction) in the FEM program was used in the calculations.

Keywords: industrial waste, slope stability, shear strength reduction, FEM

1. Wstęp

Odpady z wydobycia węgla kamiennego i rud metali mogą być albo deponowane na składowiskach albo wykorzystywane do budowy konstrukcji ziemnych, jak nasypy drogowe lub obwałowania zbiorników. Najczęściej składowanymi odpadami są okruchy skały płonnej jako pozostałość po wydobyciu węgla kamiennego oraz odpady pohutnicze, pochodzące z procesu przetwórstwa rudonośnych skał.

Składowiska odpadów mogą służyć jako swego rodzaju „magazyn” kruszyw budowlanych wykorzystywanych przy realizacji robót ziemnych, wzmacnianiu słabych podłoży i konstrukcji nasypów drogowych. Wysokość składowisk dochodzi do kilkudziesięciu metrów. Zdarza się, że w składowiskach umieszczane są obiekty infrastruktury podziemnej w postaci rurociągów [6].

Odpady górnicze służą również do formowania ziemnych budowli hydrotechnicznych, jakimi są obwałowania osadników odpadów pochodzących z wydobycia węgla kamiennego transportowanych i składowanych w formie płynnej, tzw. osadników mułowych [7].

Do utraty stateczności skarp utworzonych z materiałów odpadowych może dochodzić z różnych przyczyn, a konsekwencje mogą być dramatyczne, jak po przerwaniu obwałowania na terenie huty aluminium na Węgrzech w październiku 2010 r. lub po prostu uciążliwe dla mieszkańców okolicy, w której doszło do awarii. W niniejszej pracy opisane zostały dwa przypadki zagrożenia utratą stateczności skarp z materiałów górniczych, w których istotną rolę odgrywają warunki atmosferyczne i wpływ czasu, mające wpływ na filtrację w korpusie skarpy i obniżenie wytrzymałości budulca skarpy. Pokazane zostaną wyniki obliczeń metodą elementów skończonych wartości współczynnika bezpieczeństwa przy różnych wartościach parametrów wytrzymałościowych i zasięgu stref osłabionych oraz wpływie filtracji przez korpus skarpy.

2. Charakterystyka odpadów górniczych

Najczęściej składowanymi odpadami są okruchy skały płonnej, jako pozostałość po wydobyciu węgla kamiennego oraz odpady pohutnicze, pochodzące z procesu przetwórstwa rudonośnych skał. Składowany materiał skalny z kopalń można podzielić na dwie grupy. Większość materiału to iłowce i mułowce, resztę stanowią

łupki węglowe, piaskowce i żwirowce. Sporadycznie występują wapienie i zlepieńce. Skały ilaste (iłowce i łupki ilaste) to skały o strukturze masywnej. Występują one często w bezpośrednim sąsiedztwie pokładów węgla oraz w samych pokładach jako wkładki i przewarstwienia. W składzie mineralnym iłowców przeważają minerały grupy kaolinitu i illitu, jak również warstw mieszanych illitowo-montmorillonitowych. Właśnie te ostatnie warstwy są najbardziej pęczniejącymi z minerałów ilastych [8].

Właściwości fizyczne, chemiczne, a także rozwój procesów erozyjnych składowisk determinowane są głównie przez właściwości iłowców i mułowców. To one podlegają najszybszym i najsilniejszym zmianom. Na składach świeżo usypanych i nieprzepalonych, przeważa tzw. szkielet kamienny. Już w trakcie usypywania materiału skalnego na składach dochodzi do częściowej segregacji – materiał grubszy stacza się w dół składów, w wyniku, czego w dolnych partiach występują duże przestrzenie wypełnione powietrzem, natomiast w górnych partiach składu dominuje materiał drobnoziarnisty. Ponadto, uziarnienie składów zmienia się wraz z wiekiem. Na składach świeżo usypanych przeważa szkielet kamienisty, a w starszych rośnie ilość części drobnych.

Ze względu na dużą porowatość składowisk woda opadowa szybko przenika w głąb, a warstwy przypowierzchniowe szybko ulegają przesuszeniu. Taka sytuacja ma miejsce głównie w hałdach odpadów nieprzepalonych. Hałdy odpadów przepalonych cechuje większa kapilarność, co skutkuje większą zawartością wody w porach materiału skalnego.

Szybkość rozkładu odpadów górniczych zależy od intensywności procesu wietrzenia. Wskutek wietrzenia fizycznego następuje głównie rozkład łupków, zwietrzelina zaś ulega wypłukaniu w głąb lub przemieszcza się w dół składu. Intensywny proces wietrzenia fizycznego okruchów skalnych zwiększa ich powierzchnię kontaktu z wodą, co powoduje nasilanie się procesu uwalniania łatwo rozpuszczalnych soli chlorkowych i siarczanowych oraz wzmacnia ich migrację.

Wietrzenie chemiczne ma istotny wpływ na właściwości materiału składowanego. Podczas wietrzenia chemicznego na składowiskach przebiegają takie procesy, jak: reakcje utleniania i redukcji, hydratacja, hydroliza, karbonatyzacja.

Odpady górnicze są materiałem z natury bardzo niejednorodnym i nawet przy jednorodnym zagęszczeniu wykazują znaczne zróżnicowanie wytrzymałości, określonej przez wartości spójności c i kąta tarcia wewnętrznego ϕ . Skarżyńska [1] podaje wartości parametrów, jakimi mogą charakteryzować się odpady górnicze o zróżnicowanym zagęszczeniu. Wartość kąta tarcia wewnętrznego dla łupków nieprzepalonych luźnych i średniozagęszczonych (stopień zagęszczenia $I_s = 0,90-0,95$)

ze składowisk wieloletnich waha się w granicach $\phi = 26^\circ\text{-}46^\circ$, zaś spójności $c = 10\text{-}48$ kPa.

Spójność świeżych odpadów powęglowych jest na ogół mała, przeciętnie rzędu 0-9 kPa. W miarę tworzenia się frakcji drobnych w procesach wietrzenia i rozdrabniania spójność pozorna może być rzędu 50 kPa, a nawet większa [2]. Wartość ta wzrasta wraz ze wzrostem zagęszczenia, przy czym obserwuje się tu wyraźny wpływ rozdrobnienia materiału.

Wraz z upływem czasu i zmianą uziarnienia zmniejsza się wodoprzepuszczalność konstrukcji ziemnej utworzonej z odpadów górniczych. Wartość współczynnika filtracji k jest rzędu 10^{-4} m/s dla materiału świeżego o granulacji piasku i rzędu 10^{-9} m/s dla materiału rozdrobnionego do postaci łu.

Generalnie należy stwierdzić, że wytrzymałość i wodoprzepuszczalność odpadów górniczych są bardzo zróżnicowane. Rozrzut wartości parametrów i ich zmiany w miarę upływu czasu od początku składowania są niemożliwe do precyzyjnego określenia. Zalecana jest zatem duża ostrożność w ich przyjmowaniu do analiz stateczności.

3. Metody obliczania stateczności skarpy

Zagrożenie utratą stateczności skarpy określa się, obliczając wartość współczynnika stateczności F_s . Jest to współczynnik wyrażający stosunek sił utrzymujących do zsuwających wydzieloną bryłę wzdłuż powierzchni poślizgu. Aby obliczyć współczynnik stateczności w metodach równowagi granicznej, przyjmuje się możliwie wiele powierzchni poślizgu i stosuje się jedno lub więcej równań równowagi statycznej do obliczenia wartości naprężeń i współczynnika stateczności dla każdej przyjętej powierzchni. Umowny stan równowagi granicznej można uzyskać przez zmniejszenie sił utrzymujących do wartości sił destabilizujących przez zmniejszenie rzeczywistych wartości parametrów wytrzymałościowych do wartości obliczeniowych. Takie podejście zakłada się w tradycyjnych metodach równowagi granicznej (blokowych), np. w metodzie szwedzkiej (Felleniusa) czy uproszczonej metodzie Bishopa oraz w metodzie redukcji wytrzymałości na ścinanie, stosowanej w metodzie elementów skończonych (MES). Współczynnik bezpieczeństwa definiuje się wówczas jako:

$$F_s = \frac{c}{c_{kr}} = \frac{tg\phi}{(tg\phi)_{kr}}, \quad (1)$$

gdzie: c , ϕ są rzeczywistymi wartościami spójności i kąta tarcia wewnętrznego gruntów, c_{kr} , $(tg\phi)_{kr}$ są wartościami parametrów wytrzymałościowych, przy których skarpa lub zbocze jest w stanie równowagi granicznej, tj. w stanie, w którym zredukowana wytrzymałość na ścinanie jest w równowadze z naprężeniami stycznymi, czyli na granicy utraty stateczności.

Rozwiązując problem brzegowy statyki (przy użyciu metody elementów skończonych), obliczenia stateczności rozpoczyna się od stanu, w którym wektor sił w węzłach siatki MES statycznie równoważy obciążenia zewnętrzne wywołane ciężarem własnym oraz innymi obciążeniami statycznymi i polem ciśnienia wody w porach, co oznacza, że $F_s > 1,0$. Stateczność określa się zwykle, stosując do opisu materiału model sprężysto-idealnie plastyczny z warunkiem plastyczności Coulomba-Mohra. W toku dalszych obliczeń coraz bardziej redukuje się wartości c i $tg\phi$ materiałów modelu (wszystkich lub wybranych), dzieląc je przez rosnącą wartość F_s , zgodnie z formułami:

$$\begin{aligned} F_s^{(n)} &= F_s^{(n-1)} + \Delta F_s \\ (tg\phi)^{(n)} &= \frac{(tg\phi)^{(0)}}{F_s^{(n)}} \\ c^{(n)} &= \frac{c^{(0)}}{F_s^{(n)}} \end{aligned} \quad (2)$$

Po redukcji wartości parametrów wytrzymałościowych dokonuje się ponownej analizy sprężysto-plastycznej, ale bez zmiany obciążeń zewnętrznych. Jeżeli udaje się uzyskać stan równowagi statycznej, to dokonuje się dalszej redukcji wartości parametrów wytrzymałościowych, zgodnie z formułami (2). Obliczenia wykonywane są do kroku, w którym niemożliwe jest osiągnięcie równowagi statycznej modelu, co skutkuje rozbieżnością procesu iteracyjnego. Wówczas model MES wykazuje bardzo duże przemieszczenia, często o jakościowo innej formie niż te w stanie równowagi. Siły czynne nie mogą być wówczas zrównoważone siłami wewnętrznymi, wyliczonymi na podstawie wartości naprężeń w modelowanym ośrodku, które pozostają wewnątrz lub na powierzchniach granicznych, określonych za pomocą aktualnych (zredukowanych) wartości $c_{kr} = c^{(n)} / F_s$ i $(tg\phi)_{kr} = (tg\phi)^{(0)} / F_s$. Dodatkowo, brak równowagi statycznej występuje w takim obszarze, który pozwala na powstanie mechanizmu zniszczenia. Mechanizm zniszczenia uwidacznia się w postaci stref

koncentracji przemieszczeń tworzących strefy poślizgu. W takiej sytuacji globalna macierz sztywności modelu MES jest osobliwa i analiza nie może być kontynuowana [3].

Jako wartość oszacowanego współczynnika stateczności przyjmuje się ostatnią wartość współczynnika redukującego F_s , przy której jest jeszcze możliwe uzyskanie stanu równowagi. W praktyce przyjmuje się dokładność oszacowania $\Delta F_s = 0,01$.

Stan przemieszczeń modelu MES na etapie braku równowagi statycznej ilustruje jedynie formę utraty stateczności. Same wartości przemieszczeń nie mają znaczenia fizycznego i nie powinny być podawane jako wyniki obliczeń i interpretowane.

Zasadniczą zaletą metody redukcji wytrzymałości na ścinanie w stosunku do metod równowagi granicznej jest to, że postać mechanizmu zniszczenia jest wynikiem obliczeń. Inaczej niż w metodach równowagi granicznej nie zakłada się jej *a priori*. Taki algorytm został zastosowany w obliczeniach stateczności skarp z odpadów górniczych, zaprezentowanych w dalszej części.

4. Przykłady obliczeń stateczności skarp z odpadów górniczych

4.1. Prognozowanie stateczności skarpy z rurociągiem tłocznym

Opis problemu

Na hałdzie składowano odpady pochodzące z wydobycia i przeróbki rud cynku i ołowiu oraz gruboziarnistą frakcję skały płonnej. Składowisko było porośnięte samosiejkami drzew i krzewów. Na niewielkiej głębokości pod powierzchnią terenu poprowadzony został rurociąg tłoczny odprowadzający ścieki komunalne (rys. 1). Rurociąg składał się z dwóch rur o średnicy 630 mm, wykonanych z polietylenu.

W bezpośrednim sąsiedztwie rurociągu tłoczego wykonany został wykop o głębokości dochodzącej do 20-28 m. Nachylenie skarpy wykopu mieściło się w granicach 33° - 52° (rys. 2). Na dnie wykopu zbierała się woda opadowa, której poziom zmieniał się w zależności od intensywności opadów.

W wyniku wykonania wykopu rurociąg został częściowo odsłonięty. W związku z dużym nachyleniem skarpy i powierzchniowym rozluźnieniem materiału hałdowego następowało stopniowe obsypywanie się odpadów, a długość odsłonięcia wzrastała. Rurociąg częściowo pozbawiony został podparcia od strony podłoża, przy jednoczesnym, zwiększającym się parciu od strony korony skarpy, co groziło

przerwaniem jego ciągłości. Należało zatem określić stopień zagrożenia utratą stateczności, co miało stanowić podstawę do podjęcia działań zabezpieczających.



Rys. 1. Widok rurociągu tłocznego biegnącego przez składowisko

Fig. 1. View of the pipeline passing through the mine dump

Źródło: własne



Rys. 2. Widok głębokiego wykopu na terenie hałdy

Fig. 2. View of the deep excavation in the mine dump

Źródło: własne

W celu zbadania budowy skarpy, przeprowadzone zostało rozpoznanie geotechniczne. Z korony skarpy wykonano dwa otwory wiertnicze do głębokości 20 i 22 m p.p.t. oraz dwa sondowania dynamiczne sondą bardzo ciężką DPSH w tych samych punktach. W efekcie przeprowadzonych badań stwierdzono, że skarpe na miąższości co najmniej 18,5 m budują nieprzepracowane odpady powęglowe, a poniżej

zalega piasek drobny. W górnej strefie o miąższości ok. 2-3 m stan odpadów był luźny. Zagęszczenie materiału odpadowego bardzo wzrastało od około 3 m p.p.t..

Badania w aparacie bezpośredniego ścinania przeprowadzono na trzech próbkach pobranych z różnych głębokości, doprowadzając każdą z nich do zagęszczenia w przybliżeniu odpowiadającemu warunkom zalegania w hałdzie. W tabeli 1 przedstawiono wyniki ścinania próbek reprezentujących materiał z głębokości 0-2 m, 2-4,5 m oraz 10,5-16 m. Wzrost wartości c_s i ϕ_s na głębokości odzwierciedla rosnące z głębokością zagęszczenie.

Tabela 1
Minimalne wartości parametrów uzyskanych
w aparacie bezpośredniego ścinania

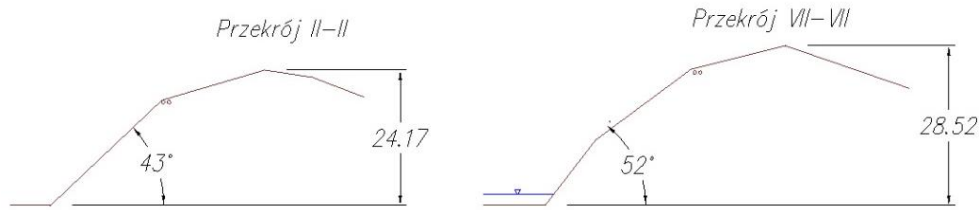
głębokość pobrania	opór spójności c_s [kPa]	kąt tarcia wewn. ϕ_s [°]
0-2 m	1,8	36,4
2-4,5 m	26,8	39,2
10,5-16 m	47,6	45,0

Źródło: Opracowanie własne

Ze względu na fakt, że badany był materiał gruboziarnisty wartości parametrów są duże, a uwagę zwraca zwłaszcza duża wartość spójności. Tak wysokie wartości wytłumaczyć można tym, że gruboziarnisty materiał hałdy ścinany był z konieczności w aparacie skrzynkowym o wymiarze boku 100 mm. Materiał o dużej zawartości frakcji kamienistej klinuje się podczas ścinania, co skutkuje zawyżonymi wartościami obu parametrów i oporu spójności w szczególności. Na przeszacowanie wartości parametrów wytrzymałościowych zwracają uwagę badacze właściwości gruntów nasypowych, np. Pisarczyk w [4]. Rzeczywiste wartości parametrów wytrzymałościowych są niższe od wyznaczonych.

Założenia do obliczeń

Na podstawie mapy sytuacyjno-wysokościowej autor wykonał siedem przekrojów skarpy. Do obliczeń stateczności wybrane zostały przekroje II i VII, pokazane na rys. 3.

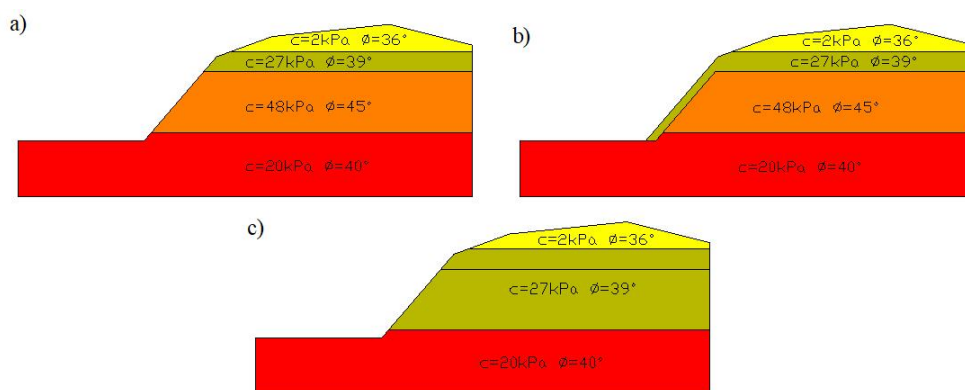


Rys. 3. Przekroje przez skarpe głębokiego wykopu w składowisku
 Fig. 3. Cross-sections through the excavation in the mining dump

Każdy z wybranych przekrojów był analizowany w trzech wariantach materiałowych:

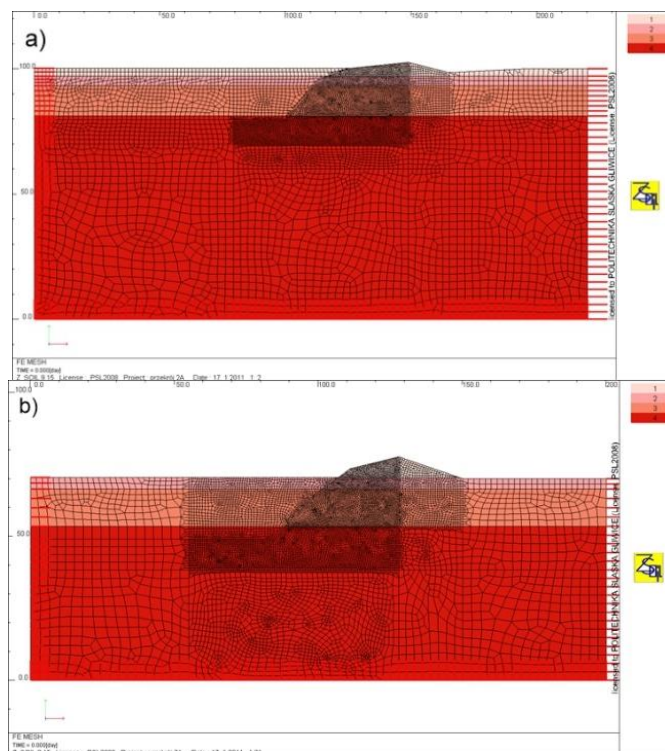
- 1) model odpowiadający budowie skarpy stwierdzonej badaniami, składający się z trzech stref, charakteryzujących się parametrami o wartościach zestawionych w tabeli 1 (rys. 4a),
- 2) model skarpy ze zwietrzałą strefą przypowierzchniową, której przypisano wartości parametrów jak dla materiału średniozagęszczzonego, tj. $c = 27 \text{ kPa}$ i $\phi = 39^\circ$ (rys. 4b),
- 3) model reprezentujący masyw zwietrzały w dużej objętości (rys. 4c).

Ciężar objętościowy materiału hałdy wynosi $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$. Podłoże skarpy stanowią grunty o uogólnionych parametrach $c = 20 \text{ kPa}$, $\phi = 40^\circ$. Na rys. 4 pokazane są warianty materiałowe dla przekroju II. Tak samo autor postąpił ze skarpa w przekroju VII.



Rys. 4. Warianty budowy skarpy uwzględniające wietrzenie masywu
 Fig. 4. Variants of slope formation accounting for massif weathering

Obliczenia rozpoczynały się symulacją wykonania wykopu przez usunięcie odpowiedniej części elementów skończonych w modelu MES. Wyjściowe modele dyskretne masywu (przed usunięciem elementów) pokazane są na rys. 5.



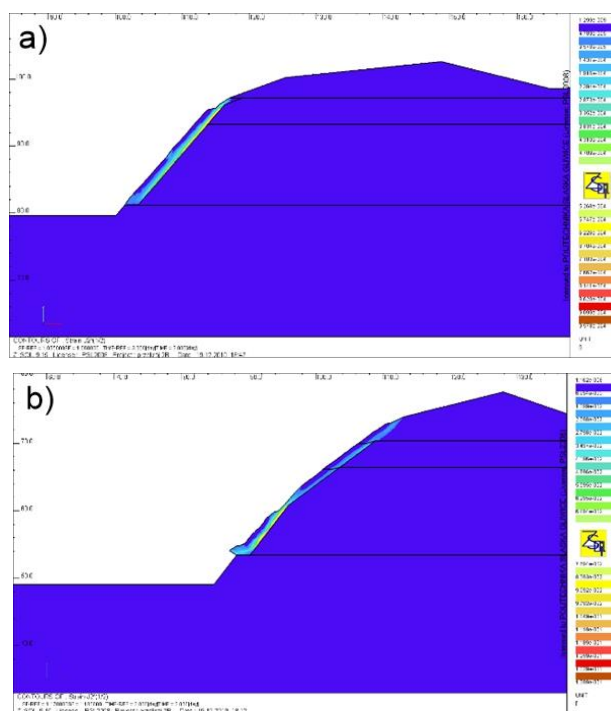
Rys. 5. Model dyskretny MES skarpy: a) w przekroju II, b) w przekroju VII
Fig. 5. FE model of the slope: a) in section II, b) in section VII

Wyniki obliczeń

Wartości współczynnika stateczności charakteryzujące oba przekroje podane są w Tabeli 2. Wraz ze wzrostem stopnia zwietrzienia materiału składowiska i redukcji wartości parametrów wytrzymałościowych coraz bardziej prawdopodobna jest utrata stateczności skarp. Osłabienie powierzchni skarpy prowadzi do obserwowanego w naturze obsypywania się materiału. Płytko zlokalizowaną strefę poślizgu pokazuje rys. 6.

Tabela 2
Wartości współczynnika stateczności dla analizowanych wariantów skarp

Skarpa	Współczynnik stateczności F_s	
	przekrój II	przekrój VII
skarpa niezwiężała	1,85	1,57
ze zwiężałą warstwą powierzchniową	1,06	1,18
w zwiężałym masywie	1,00	< 1,0



Rys. 6. Przemieszczenia w fazie utraty stateczności skarpy zwietrzałej powierzchniowo:
a) w przekroju II, b) w przekroju VII

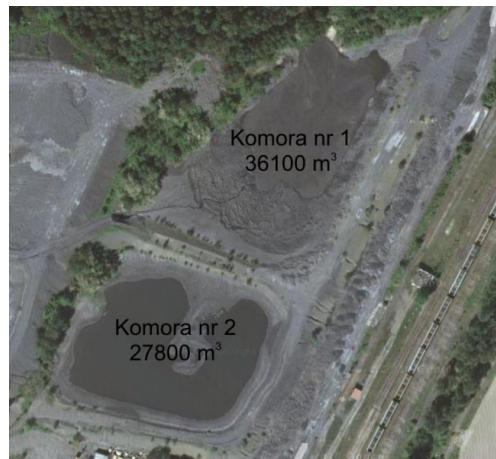
Fig. 6. Displacements at failure of the slope with weathered superficial layer: a) section II,
b) section VII

W wyniku osłabienia znacznej objętości masywu skarpy traci stateczność. W przekroju II wartość $F_s = 1,00$ wskazuje na stan graniczny, natomiast analiza skarpy w przekroju VII nie powiodła się ze względu na brak możliwości osiągnięcia stanu równowagi statycznej, co oznacza $F_s < 1,0$.

4.2. Prognozowanie stateczności skarpy obwałowania osadnika

Opis problemu

Osadnik składa się z dwóch komór (kwater): pierwsza o powierzchni 36100 m², druga o powierzchni 27800 m². Komory odgródzone są groblą. Od stron wschodniej i południowej otoczone są specjalnie zaprojektowanym obwałowaniem, a od stron północnej i zachodniej przylegają do istniejącej hałdy odpadów. Widok osadnika przedstawiony jest na rys. 7.

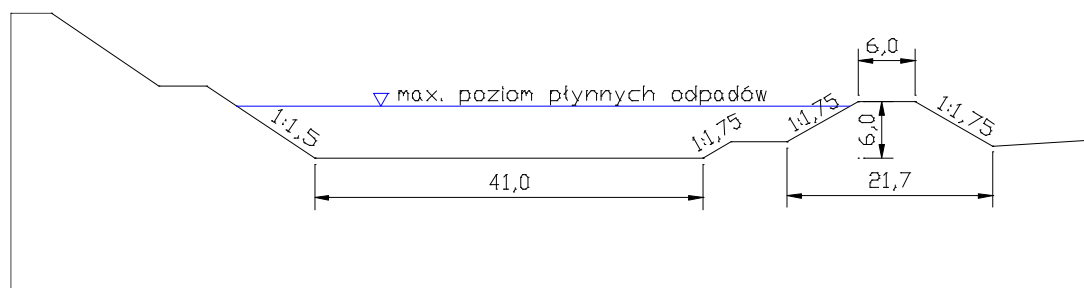


Rys. 7. Widok osadnika odpadów kopalnianych

Fig. 7. View of the mine wastes settler

Źródło: własne

Obwałowanie osadnika zbudowane jest z odpadów górniczych, podobnych do tych, które są składowane. Zbudowano je zgodnie z projektem, który zakładał wbudowywanie materiału odpadowego przy zagęszczeniu do wartości wskaźnika zagęszczenia $I_s = 0,92$. Wysokość obwałowania wynosi 6,0 m, a nachylenie skarp 1:1,75 (rys. 8).



Rys. 8. Przekrój osadnika

Fig. 8. Cross-section of the mine-wastes settler

Podłoże osadnika w przypowierzchniowej strefie budują spoiste utwory czwartorzędowe w postaci glin pylastych i piaszczystych o miąższości od 0,8 do 3,2 m. Poniżej zalegają grunty niespoiste o miąższości od 3,5 do 8,5 m, podścielone glinami zwięzłymi zwietrzelinowymi o miąższości od 0,6 do 1,0 m. Jeszcze niżej zalegają utwory triasu: zwietrzałe wapienie, dolomity, margle, piaskowce. Ich miąższość waha się od ok. 22 m do ponad 70 m. Podłoże osadnika dodatkowo wzmocnione materiałem kamiennym, można uznać za praktycznie nieprzepuszczalne.

Skarpy osadnika wykonano ze skały pływnej hałdy przy zastosowaniu izolacji wodoszczelnej z warstwy gliny i ilów grubości ok. 0,3 m. Sam materiał skały pływnej przewidziany projektem do budowy obwałowania był mieszaniną skruszonych skał ilastych o uziarnieniu mniejszym od 50 mm i sklasyfikowany został jako grunt gruboziarnisty z dominacją frakcji żwirowej, mający cechy pośrednie między gruntami sypkimi a spoistymi. Materiał ten jest podatny na działanie czynników atmosferycznych (o ile jest wystawiony na ich działanie), w rezultacie czego z biegiem czasu ulega rozdrobnieniu.

Materiał odpadowy budujący obwałowanie charakteryzuje się bardzo dużą wartością wskaźnika różnoziarnistości $U=3598$, co czyni go potencjalnie bardzo dobrym budulcem.

Współczynnik filtracji był badany w szerokim zakresie zagęszczenia materiału odpadowego $I_s = 0,90-1,00$. Wartości stwierdzone badaniami wahały się w granicach $k = 7,86 \cdot 10^{-4}$ m/s dla zagęszczenia $I_s = 0,90$ do $k = 9,0 \cdot 10^{-8}$ m/s dla zagęszczenia $I_s = 1,0$. Wartość współczynnika filtracji wyraźnie spada wraz z rosnącym zagęszczeniem. Zwraca się jednak uwagę, że przy mniejszym zagęszczeniu ($I_s \approx 0,90$) materiał odpadowy podatny jest na przebicie hydrauliczne, skutkiem czego zachodzi niebezpieczeństwo wymywania frakcji drobniejszych i gwałtownego wzrostu wodoprzepuszczalności.

Projekt zbiornika zawierał obliczenia stateczności obwałowania metodą Felleniusa, według której wartość współczynnika stateczności wyniosła $F_s = 1,96$, co miało świadczyć o zapewnieniu stateczności skarp. Wartości obliczeniowe parametrów materiałowych założone w projekcie zestawione są w tabeli 3.

Po kilkunastu latach bezawaryjnej eksploatacji osadnika, bez wcześniejszych oznak świadczących o możliwości wystąpienia awarii, doszło do przerwania ciągłości obwałowania. W jego wyniku zawartość kwatery nr 1 wypłynęła na sąsiadujące z osadnikiem pola oraz bocznice kolejową. Stan awaryjny pokazany jest na rys. 9.

Tabela 3

Wartości obliczeniowe parametrów materiałowych zastosowanych w projekcie osadnika

	spójność c [kPa]	kąt tarcia wewn. ϕ [°]	gęstość objętościowa ρ [t/m ³]
obwałowanie (odpad)	16	34	2,2
podłoże	12	14	1,76

Źródło: Opracowanie własne



Rys. 9. Awaria obwałowania

Fig. 9. Embankment failure

Źródło: własne

Można wskazać na kilka czynników, które się przyczyniły do powstania awarii: niedostateczne zagęszczenie korpusu obwałowania, drgania pochodzenia górniczego, a przede wszystkim filtracja wody zarówno nadosadowej, jak i pochodzącej z opadów atmosferycznych przez obwałowanie. Bez względu na faktyczny procentowy udział poszczególnych czynników w spowodowaniu utraty stateczności obwałowania, stwierdzić można, że wszystkie one przyczyniły się do obniżenia wartości parametrów wytrzymałościowych i rozszczelnienia jego konstrukcji.

Założenia do obliczeń

Jako pierwsze zostały wykonane obliczenia stateczności, przy wykorzystaniu wartości parametrów założonych w projekcie (tabela 3). Uwzględniono w nich parcie zawiesiny odpadów na wewnętrzną skarpe obwałowania. Na tym etapie autor założył, że obwałowanie jest szczelne i nie występuje filtracja. Wyniki tej analizy stanowią tło do dalszych rozważań.

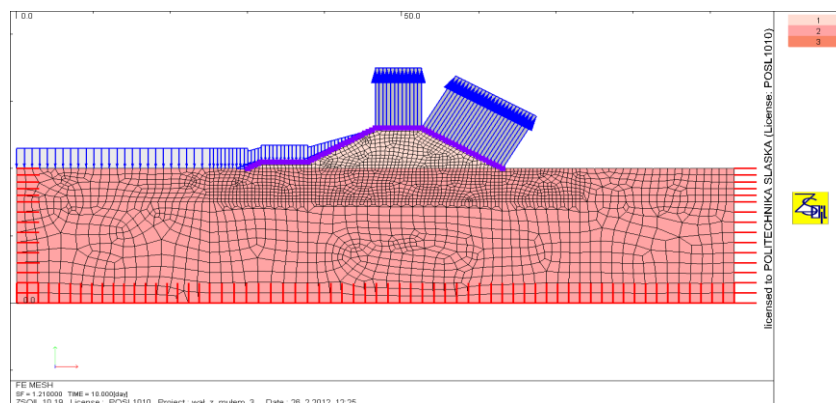
W przeprowadzonych następnie obliczeniach autor założył, że korpus obwałowania uległ lokalnemu rozluźnieniu, co umożliwiło przepływ wody nadosadowej przez obwałowanie, a wartości jego parametrów wytrzymałościowych uległy obniżeniu. W tym przypadku występuje filtracja ustalona przez obwałowanie posadowione na nieprzepuszczalnym podłożu. Autor przyjął współczynnik filtracji obwałowania o wartości $k = 0,48 \text{ m/d} = 5,55 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$. Następnie uwzględnił jeszcze oddziaływanie opadów atmosferycznych, zakładając na koronie obwałowania i skarpy zewnętrznej (odpowietrznej) natężenie przepływu odpowiadające silnemu opadowi $q = 0,18 \text{ m/d}$ [5].

Dalszym obliczeniom towarzyszyło założenie, że w obwałowaniu zagęszczonym w sposób jednorodny do wartości wskaźnika zagęszczenia $I_s = 0,92$ wystąpiła lokalnie strefa o obniżonej wytrzymałości w stosunku do założonej w projekcie, tj. $c = 12$ kPa i $\phi = 27^\circ$.

Ostatecznie, autor wykonał następujące warianty obliczeń stateczności MES:

- 1) wartości parametrów przyjęte w projekcie – obwałowanie szczelne (nie występuje filtracja przez korpus), nieobciążone parciem zawiesiny,
- 2) wartości parametrów przyjęte w projekcie – obwałowanie szczelne (nie występuje filtracja przez korpus), obciążone parciem zawiesiny,
- 3) wartości parametrów przyjęte w projekcie – obwałowanie nieszczelne (filtracja ustalona przez obwałowanie), obciążone parciem zawiesiny,
- 4) wartości parametrów przyjęte w projekcie – obwałowanie nieszczelne (filtracja ustalona przez obwałowanie), obciążone parciem zawiesiny i oddziaływaniem opadów,
- 5) obniżone wartości parametrów – obwałowanie nieszczelne (filtracja ustalona przez obwałowanie), obciążone parciem zawiesiny,
- 6) obniżone wartości parametrów – obwałowanie nieszczelne (filtracja ustalona przez obwałowanie), obciążone parciem zawiesiny i oddziaływaniem opadów.

Model MES z warunkami brzegowymi, w tym parciem zawiesiny na skarpe odwodną i natężeniem przepływu na koronie i skarpie odpowietrznej, pokazany jest na rys. 10.



Rys. 10. Model MES układu obwałowania osadnika z podłożem

Fig. 10. FEM model of the embankment-foundation system

W wyniku przeprowadzonych wariantów analizy stateczności wyznaczone zostały wartości współczynnika stateczności F_s (tabela 4).

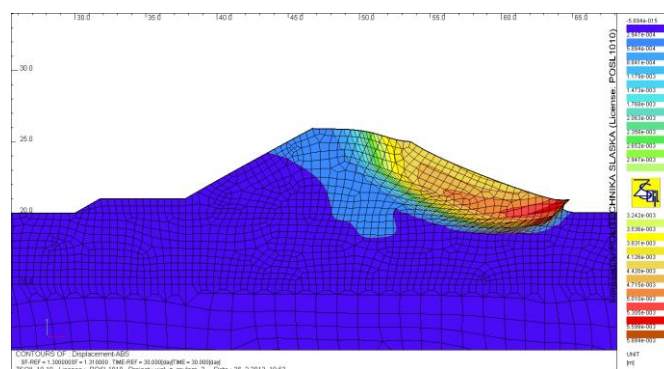
Wszystkie warianty modelu „obwałowanie–podłoże” po zakończeniu obliczeń były zdeformowane w bardzo podobny sposób, który jest pokazany na rys. 11.

Na rys. 12 widoczne jest położenie krzywej depresji wody filtrującej przez obwałowanie w dwóch przypadkach, tj. gdy nie ma oddziaływania wody opadowej i gdy opad działa na koronę i skarpe odpowietrzną. Po uwzględnieniu opadu na koronie i skarpe odpowietrzonej strefa nasycenia obejmuje niemal cały przekrój obwałowania.

Tabela 4

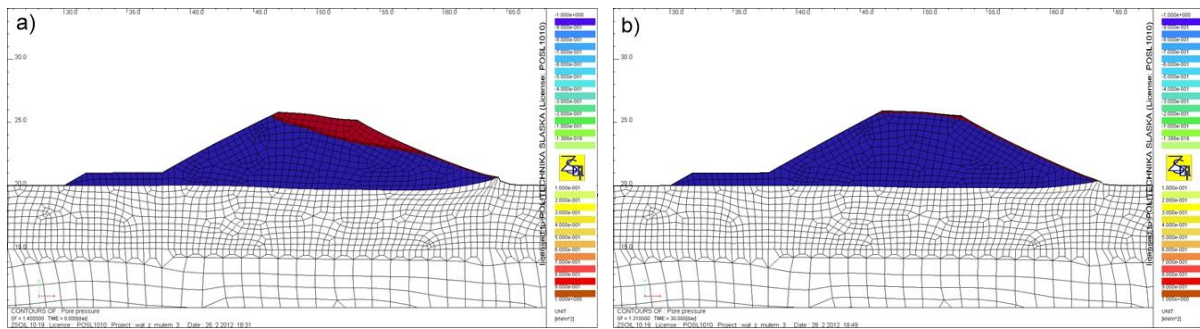
Wartości współczynnika stateczności dla analizowanych wariantów

Wariant	Współczynnik stateczności F_s
parametry projektowe, obwałowanie szczelne, bez parcia zawiesziny	1,70
parametry projektowe, obwałowanie szczelne, parcie zawiesziny	1,69
parametry projektowe, filtracja przez obwałowanie, parcie zawiesziny	1,40
parametry projektowe, filtracja przez obwałowanie, parcie zawiesziny, oddziaływanie opadu	1,31
parametry obniżone, filtracja przez obwałowanie, parcie zawiesziny	1,28
parametry obniżone, filtracja przez obwałowanie, parcie zawiesziny, oddziaływanie opadu	1,19



Rys. 11. Przemieszczenia w fazie utraty stateczności obwałowania z filtracją i oddziaływaniem opadu atmosferycznego

Fig. 11. Displacements at failure of the slope with seepage and rain flux



Rys. 12. Położenie krzywej depresji: a) filtracja bez oddziaływania opadu, b) filtracja z opadem na koronie i skarpie

Fig. 12. Location of a phreatic line: a) seepage without rain flux, b) seepage with flux over embankment's head and slope

5. Podsumowanie

Przytoczone w pracy przykłady analiz parametrycznych stateczności skarp z odpadów górniczych mają na celu pokazanie, jak wzrasta zagrożenie utratą stateczności, gdy wietrzenie powoduje zmianę uziarnienia oraz redukcję wartości parametrów wytrzymałościowych, a także gdy dochodzi do filtracji wody przez korpus skarpy. Wówczas wartość współczynnika stateczności bardzo maleje.

Materiał odpadowy, nawet równomiernie zagęszczony, cechuje się dużym zróżnicowaniem wartości parametrów wytrzymałościowych. Duży wpływ na wytrzymałość ma wilgotność materiału, która wpływa na spójność pozorną.

Prognozy stateczności skarp składowisk i budowli ziemnych z odpadów górniczych są tym trudniejsze, że charakterystyka materiału odpadowego może się zmieniać w czasie na skutek wietrzenia fizycznego i chemicznego. Wietrzenie powoduje stopniowe rozluźnianie warstwy przypowierzchniowej odpadów i obniżenie jej parametrów wytrzymałościowych. W obu zaprezentowanych przypadkach, aby prześledzić zmieniającą się stateczność skarpy i związane z tym wzrastające zagrożenie autor rozważał różne warianty budowy skarpy: stan pierwotny/projektowy, początkową fazę wietrzenia przypowierzchniowej warstwy skarpy z redukcją wytrzymałości materiału odpadowego, zmieniający się zasięg strefy osłabionej, a także wpływ filtracji.

Bibliografia

1. Skarżyńska K.M.: Odpady powęglowe i ich zastosowanie w inżynierii lądowej i wodnej, Akademia Rolnicza im. H. Kołłątaja w Krakowie, Kraków 1997.
2. Skarżyńska K.M., Setmajer J.: Budowle hydrotechniczne wykonywane z nieprzepalonych odpadów węgla kamiennego. Wytyczne projektowania, budowy i odbioru, Akademia Rolnicza, Kraków 1985.
3. Urbański A. (red.): Podstawy projektowania geotechnicznego. Wprowadzenie do nowych technologii w geotechnice. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2016, s. 171-213.
4. Pisarczyk S.: Grunty nasypowe. Właściwości geotechniczne i metody ich badania, OWPW, Warszawa 2009.
5. Słownik meteorologiczny, Polskie Towarzystwo Geofizyczne, Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej, Warszawa 2003.
6. Sternik K.: Wpływ degradacji parametrów mechanicznych odpadów kopalnianych na stateczność skarpy głębokiego wykopu, Czasopismo Techniczne, 3-Ś/2011, z. 21, rok 108, Wydawnictwo Polit. Krak., Kraków 2011, s. 165-180.
7. Sternik K.: Stateczność obwałowania osadnika płynnych odpadów kopalnianych w świetle analizy numerycznej, Czasopismo Techniczne, 3-Ś/2012, z. 27, rok 109, Wydawnictwo Polit. Krak., Kraków 2012, s. 103-114.
8. <http://www.przyroda.katowice.pl/pl/czowiek-i-przyroda/ksztaltowanie-srodowiska/haldy/155-budowa-hald>.

Leszek SZOJDA
Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa

PRZYKŁADY ANALIZ NUMERYCZNYCH WSPÓŁPRACY BUDOWLA-PODŁOŻE GÓRNICZE

Streszczenie. W pracy zaprezentowano przykłady analiz numerycznych układu budowla-podłoże górnicze. Przedstawione przykłady obliczeniowe prowadzono dla bryły podłoża i konstrukcji budynku z deformacjami górniczymi, które przykładano do bryły podłoża. W efekcie otrzymano odkształcenia obiektu mniejsze od wprowadzonych deformacji podłoża. Powodem takiego zachowania są redukujące efekty oddziaływania podłoża w zetknięciu z konstrukcją. Dodatkowo w przykładach obliczeniowych zastosowano model materiałowy: sprężysty, pozasprężysty i sprężysto-plastyczny, co również ma znaczenie dla dokładności rozwiązania.

Słowa kluczowe: analiza numeryczna MES, układ budowla-podłoże, konstrukcja budynku, deformacje podłoża pochodzenia górniczego

NUMERICAL ANALYSES EXAMPLES FOR MINING GROUND- STRUCTURE INTERACTIONS

Summary. The paper presents examples of numerical analyzes of the mining ground-structure interaction. The presented calculation examples were carried out for the ground and a building structure with mining deformations, which were applied to the ground. As a result, deformations of the object were obtained that were smaller than the introduced deformations of the ground. The reason for this behavior is the reducing effects of the ground in contact with the structure. In addition, in the calculation examples, an elastic, non-elastic and elastic-plastic material model was used, which is also important for the accuracy of the solution.

Keywords: FEM numerical analysis, ground-structure interaction, building structure, deformations of the mining ground

1. Wprowadzenie

Podziemna eksploatacja kopalin wywołuje na powierzchni terenu określone deformacje. W zależności od intensywności tej eksploatacji oraz sposobów jej

prowadzenia należy spodziewać się deformacji o różnym charakterze. Prowadzona na Górnym Śląsku eksploatacja węgla kamiennego niemalże w 100% jest ścianowa z zawałem stropu. Powstające deformacje są rozległe i mają charakter rozległej niecki, której teoretyczne podstawy prognozowania zostały opracowane w połowie poprzedniego wieku [2], [9]. Na tej podstawie zostały opracowane procedury oraz oprogramowanie do wykonywania takich prognoz [1] i [19]. O wiele trudniej prognozuje się deformacje nieciągłe, które są wynikiem pewnych specyficznych cech górotworu lub sposobu eksploatacji. Do tych deformacji zalicza się te o charakterze liniowym (uskoki, progi, szczeliny itp.) oraz powierzchniowym (zapadliska, leje, osuwiska). Próby klasyfikacji tych zjawisk były przeprowadzone przez [5], a prognozowanie ich wystąpienia – [12].

Wzmiankowane wyżej deformacje wprowadzają przekształcenia powierzchni, które w postaci przemieszczeń i odkształceń zmieniają warunki podłoża i w przypadku gdy obiekt budowlany znajduje się w ich zasięgu, powodują zmianę pierwotnej równowagi sił wewnętrznych do zniszczenia obiektu włącznie, w przypadku niekorzystnych wpływów [8]. Zdefiniowanie wielkości zamian sił wewnętrznych w obiekcie budowlanym wywołane przez deformujące się podłoże oraz określenie przyczyn powstania uszkodzeń to podstawowe zadanie inżyniera i eksperta z zakresu budownictwa. Dużą pomocą we właściwym zaprojektowaniu budynków, z niezbędnym zapasem bezpieczeństwa, poddanych deformacjom górniczym są dedykowane instrukcje ITB [23], [24], [25]. Jednak określenie powstania uszkodzeń w obiekcie poddanym wpływom deformacji podłoża wymaga głębszego spojrzenia na te zagadnienia i rozważenia wzajemnego oddziaływania obiektu i podłoża gruntowego. Analiza zachowania „budowla-podłoże górnicze” może być jedynym sposobem określenia stanu obiektu i podjęcia kroków naprawczych. Aby właściwie określić reakcję konstrukcji, należy rozpatrzeć pracę układu „budynek-podłoże”, w tym przypadku górnicze, i wprowadzić deformacje górnicze jako przemieszczenia bryły gruntu, na której posadowiony jest obiekt. Ma to szczególne znaczenie, ponieważ parametry materiałowe poszczególnych elementów układu (podłoża i konstrukcji) są różne, co powoduje zróżnicowane oddziaływanie na siebie poszczególnych części układu. Z tego powodu na dokładność wyników analizy, prócz wyboru odpowiedniego sposobu rozwiązania (metoda elementów skończonych, metoda elementów brzegowych, metoda różnic skończonych itp.) na wynik rozwiązania znaczny wpływ ma zastosowany model materiałowy. Poniżej przedstawiono trzy przykłady takich analiz. Wzięto pod uwagę różne podejścia do

modelu materiałowego podłoża, przy uwzględnieniu oddziaływania deformacji ciągłych na budynek i nieciągłych na przykładową ścianę.

Przedstawione przykładowe analizy zostały przeprowadzone dla różnych budynków i różnymi programami obliczeniowymi, począwszy od najbardziej typowych programów inżynierskich ze sprężystym modelem materiałowym, kończąc na zaawansowanych autorskich programach obliczeniowych, wykorzystujących sprężysto-plastyczne właściwości materiałowe.

2. Analiza układu budynek-podłoże górnicze z wykorzystaniem sprężystego modelu materiałowego

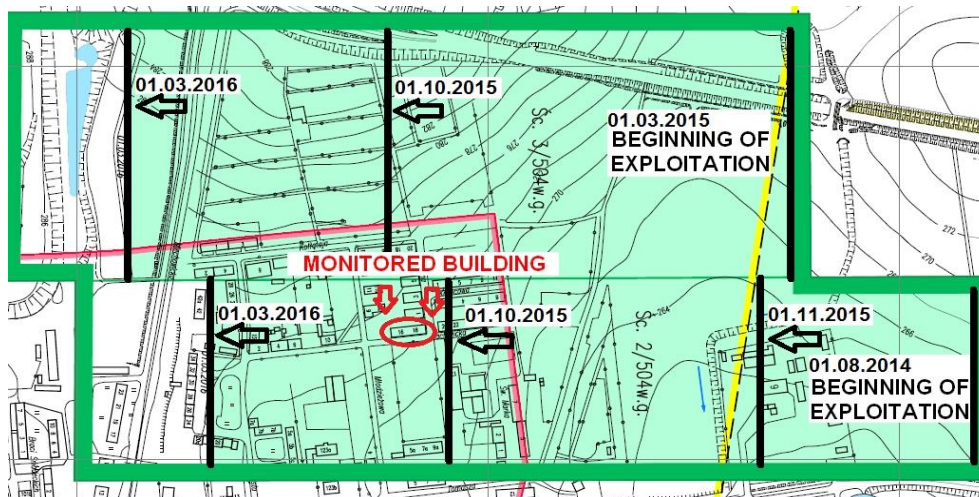
W przedstawionym przykładzie obliczenia zostały przeprowadzone dla rzeczywistego budynku mieszkalnego, który został wzniesiony w latach dwudziestych XX w. W rejonie tym, w przeszłości były prowadzone wielokrotne eksploatacje pokładów. W wyniku tych eksploatacji obiekt został uszkodzony, ale przed kolejną eksploatacją uszkodzenia zostały usunięte, a stan techniczny można było zakwalifikować jako dobry. Obserwacje zachowania budynku były prowadzone przed oraz w trakcie kolejnej eksploatacji pokładu. Ogólny obraz budynku został przedstawiony na rys. 1, natomiast położenie eksploatowanego pokładu w stosunku do obiektu na rys. 2. Opis analizy przedstawionego przypadku zawarto w [7], a materiały graficzne zaczerpnięto z [17].



Rys. 1. Widok ogólny elewacji południowej analizowanego budynku

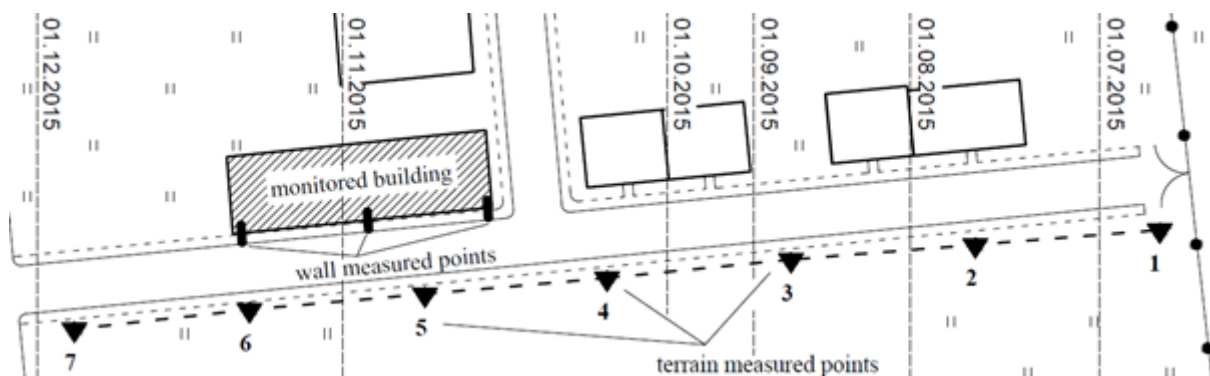
Fig. 1. General view the southern facade of the analysed building

Źródło: [17]



Rys. 2. Położenie budynku w odniesieniu do pokładu z postępem eksploatacji w czasie
 Fig. 2. Location of the building relative to the field of exploitation and operational progress in time
 Źródło: [17]

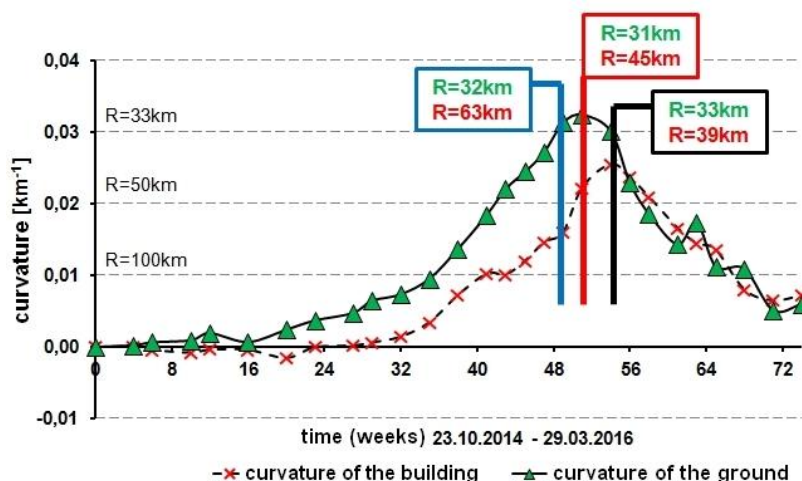
Eksploatacja była prowadzona w pokładzie 504 w warstwie górnej, który znajduje się na głębokości około 700 m poniżej poziomu terenu. Roboty górnicze były prowadzone dwoma ścianami (Śc. 2 i Śc. 3) o grubości 3 m w technologii na zawał. Przedstawione na rys. 2 wzajemne położenie obiektu i ścian wydobywczych pokazuje, że analizowany budynek był poddany pełnym oddziaływaniom kształtującej się niecki osiadań. Było to powodem zastabilizowania reperów w gruncie wzdłuż analizowanego budynku oraz na jego ścianach, co pokazano na rys. 3.



Rys. 3. Lokalizacja linii pomiarowej z punktami odniesienia w stosunku do monitorowanego budynku
 Fig. 3. Location of the measurement line with benchmark points in relations to monitored building
 Źródło: [18]

W czasie prowadzenia eksploatacji wykonywano pomiary niwelacyjne oraz tachimetryczne odległości reperów. Pozwoliło to na wyznaczenie wielkości krzywizny terenu oraz budynku. Pomiary geodezyjne były rozpoczęte przed podjęciem eksploatacji i prowadzone do momentu wystąpienia pełnych wpływów

z częstotliwością co tydzień. Na rys. 4 pokazano zmiany krzywizny terenu na linii pomiarowej oraz na budynku, jakie powstały w trakcie ujawniania się wpływów. Pomiary zmian odległości reperów ziemnych pozwoliły określić ekstremalne wartości odkształceń poziomych na poziomie $\varepsilon_{max}=0,9$ mm/m.



Rys. 4. Zmienność krzywizny budynku i krzywizny terenu podczas przejścia frontu eksploatacyjnego pod budynkiem

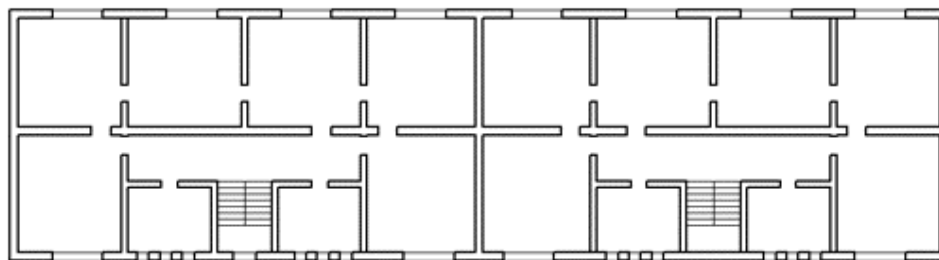
Fig. 4. Variability of the curvature dependence of the building in relation to the curvature of the area during the passage of the exploitation front under the building

Źródło: [17]

2.1. Opis konstrukcji i posadowienia budynku

Analizowany obiekt jest typowym budynkiem mieszkalnym wznoszonym w tym okresie. Jest on trzykondygnacyjny w całości podpiwniczony, z użytkowym poddaszem. Nakryty jest dwuspadowym dachem o konstrukcji drewnianej, a stropy międzykondygnacyjne są również drewniane. Nad piwnicą wykonano strop odcinkowy na belkach stalowych. Rzut budynku ma wymiary 44,3 m i szerokość 11,8 m oraz wysokości 14,6 m w kalenicy.

Podstawowym elementem konstrukcyjnym są ściany murowane z cegły pełnej na zaprawie wapiennej. Grubość ścian nośnych wynosiła 52 cm oraz 38 cm. Fundamenty budynku były również murowane, a ławy fundamentowe miały szerokość 1,0 m dla ścian wewnętrznych i 0,8 m dla ścian zewnętrznych. Schemat rzutu kondygnacji parteru pokazano na rys. 5.



Rys. 5. Schemat rzutu budynku w poziomie parteru

Fig. 5. Schematic projection of the ground floor for the monitored building

Źródło: [18]

Przyjęte parametry materiałowe dla muru były następujące:

- wytrzymałość na ściskanie muru ceglanego $f_c = 2,2 \text{ MPa}$,
- ciężar objętościowy muru ceglanego $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$,
- długotrwały moduł sprężystości muru ceglanego $E = 900 \text{ MPa}$.

Pod fundamentami występowały grunty czwartorzędowe, które tworzyły gliny w stanie twardoplastycznym. Przyjęto, że podłoże było jednorodne na głębokości dodatkowych oddziaływań obciążeń budynku. Dla taki założeń zastosowano następujące parametry materiałowe dla gruntu:

- stopień plastyczności gruntu $I_L = 0,2$,
- kąt tarcia wewnętrznego $\varphi = 18^\circ$,
- spójność (kohezja) $c = 32 \text{ kPa}$.

2.2. Model obliczeniowy układu budowla-podłoże

Analizę układu przeprowadzono przy użyciu komercyjnego pakietu programów Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 z zaimplementowanymi modelami materiałowymi. Ze względu na strukturę obiektu i podłoża model konstrukcji został ograniczony jedynie do głównych elementów konstrukcyjnych, jakimi były ściany murowane. Pominięto zaś wszystkie elementy drewniane stropów i dachu. Było to dopuszczalne ze względu na niewielką sztywność tych elementów, które były jedynie opierane na konstrukcji murowej. Ponieważ istotnym przewidywanym wpływem jest krzywizna terenu, więc nierównomierne, pionowe przemieszczenie podparcia, szczególny nacisk położono na właściwe odwzorowanie pionowych elementów – ścian z odpowiednio umieszczonymi otworami okiennymi i drzwiowymi. Z tego powodu ściany modelowano jako elementy płytowe – tarcze, o różnej grubości w zależności od położenia. Przyjęto ściany piwniczne o grubości 52 cm, a ściany wyższych kondygnacji o grubości 38 cm. Fundamenty ławowe

zamodelowano jako pionowe, niewielkie elementy płytowe o wysokości ławy 50 cm i o grubości odpowiadającej szerokości ław – ławy wewnętrzne 100 cm, ławy zewnętrzne 80 cm.

Mur ceglany w swej strukturze złożony jest z elementów murowych, w tym przypadku cegieł pełnych oraz łączącej je zaprawy, tutaj zaprawy wapiennej. Modelowanie takiego materiału jest złożone, szczególnie w strefach kontaktu pomiędzy materiałami oraz dość znacznych różnic w wielkościach ich parametrów materiałowych. Z tego powodu zdecydowano się na przyjęcie uśrednionych wartości sprężystych materiału, które były określone przy okazji prowadzenia innych badań [15]. Należy przyjąć, że zachowanie sprężyste muru ceglanego z uśrednionymi parametrami materiałowymi jest zbliżone swym charakterem do pracy betonu. Z tego powodu w analizach konstrukcji użyto predefiniowanego modelu materiału, odpowiadającego betonowi z parametrami podanymi w punkcie 2.1.1. W tym pakiecie programów beton opisano jako materiał sprężysto-idealnie plastyczny, zgodny z założeniami [26].

Podłoże w modelu obliczeniowym było reprezentowane przez najprostszy model materiałowy, tzw. model Winklera. Jest to model sprężysty, który nie uwzględnia oddziaływania cząstek gruntu pomiędzy sobą. Na podstawie wyżej przedstawionych parametrów materiałowych oraz posługując się [21] wyznaczono współczynniki sprężystości pionowej pod fundamentami budynku. Uwzględniając szerokość ław fundamentowych, dało to wartości dla ław o szerokości 100 cm $K_{z,100}=28,3$ MN/m oraz dla ław o szerokości 80 cm $K_{z,80}=23,4$ MN/m. Podparcie modelu było wykonane pod wszystkimi fundamentami w osi ścian.

Model obliczeniowy został podzielony na elementy skończone prostokątne, tarczowe, czterowęzłowe. Największy wymiar elementu odpowiadał długości 35 cm, co dawało sumaryczną liczbę węzłów modelu ponad 31 tys. Podparcie sprężyste modelu było wprowadzone w każdym punkcie węzłowym fundamentów. Ogólny widok przyjętego modelu obliczeniowego pokazano na rys. 6.

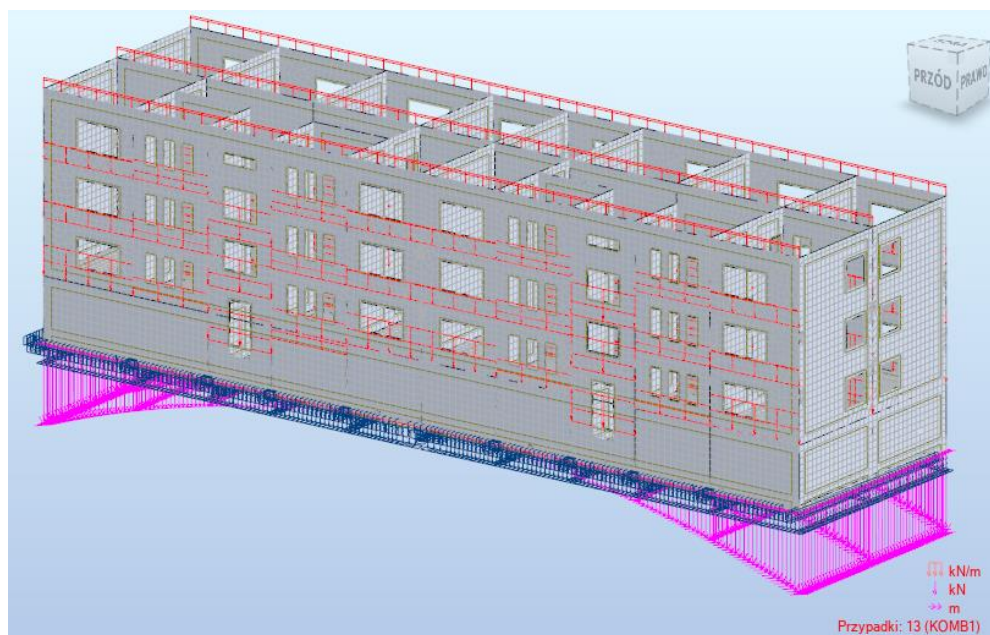
2.3. Obciążenia modelu obliczeniowego

Rzeczywista konstrukcja była poddana dwóm rodzajom oddziaływań. Z jednej strony były to obciążenia programowe związane z wszystkimi obciążeniami stałymi, użytkowymi czy klimatycznymi. Z drugiej strony zostały uwzględnione oddziaływania wywołane deformacjami górnictwem, które pojawiają się w postaci deformacji konstrukcji. Każde obciążenie zostało wprowadzone w postaci indywidualnego

przypadku obciążeniowego. W przedstawionej sytuacji występują deformacje ciągłe, a kierunek ich ujawniania się był równoległy do podłużnej osi obiektu (rys. 2). Oddziaływaniami mającymi wpływ na konstrukcję obiektu są odkształcenie poziome terenu ε oraz krzywizna terenu K . Każde z tych oddziaływań wprowadzono do modelu w postaci niezależnego przypadku obciążeniowego. Obciążenia programowe wprowadzono do konstrukcji w miejscu ich występowania – obciążenia stropów liniowo w poziomie tych stropów, obciążenie z dachu liniowo na górnej krawędzi ścian podłużnych.

Odkształcenie poziome podłoża ε wprowadzono jako oddziaływania w postaci naprężeń stycznych, poziomych pod fundamentami w kierunku równoległym do osi podłużnej budynku (kierunek równoległy do kierunku ujawniania się deformacji podłoża). Dla wartości odkształceń poziomych $\varepsilon_{max}=0,9$ mm/m naprężenia styczne w podstawie fundamentu, które były zmienne. Krzywiznę terenu K wprowadzono w postaci przemieszczenia pionowego podpór sprężystych pod fundamentami. Promień krzywizny wprowadzony do obliczeń wynosił $R_{gr}=30,8$ km (zgodnie z rys. 4).

Obliczenia prowadzono z wykorzystaniem sprężystych zależności materiałowych dla muru ceglanego i podłoża. Poszczególne przypadki obciążeniowe można było sumować, ponieważ nie było przypadków wykluczających się. Rysunek 6 pokazuje kombinację obciążeń programowych i deformacji podłoża wraz z siatkowaniem modelu oraz podporami sprężystymi.



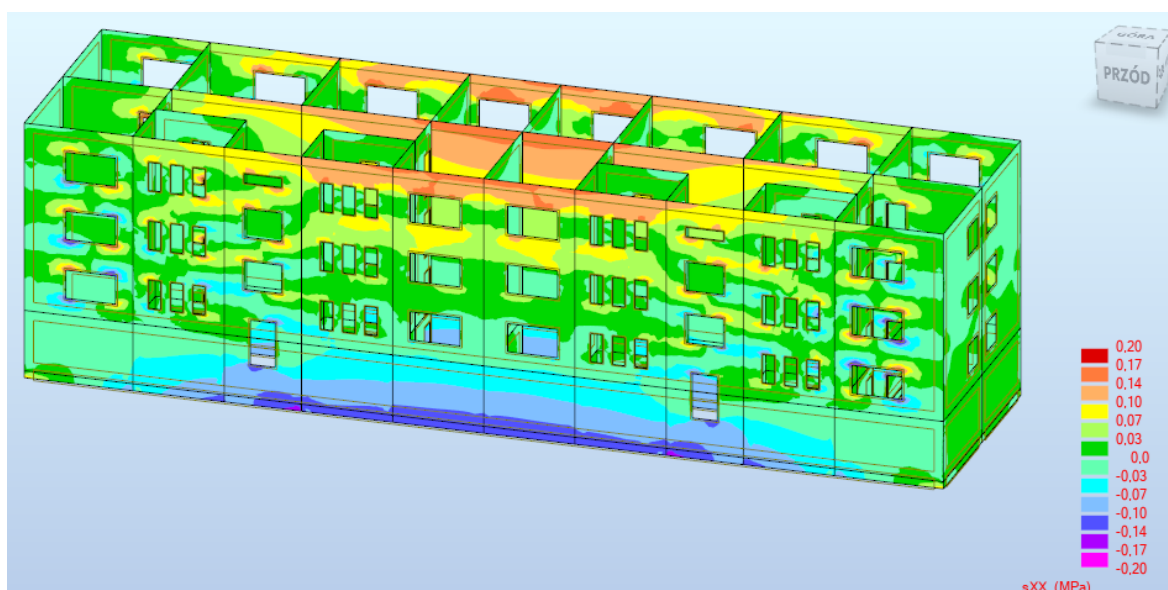
Rys. 6. Model obliczeniowy budynek-podłoże gruntowe z uwzględnieniem wszystkich obciążeń
Fig. 6. The calculation model of the building-ground layout including all interactions

Źródło: [17]

2.4. Wyniki analiz numerycznych

Wyniki analizy numerycznej dają możliwość określenia naprężeń w każdym elemencie skończonym. Dla przedstawionego zagadnienia najistotniejszym wpływem na konstrukcję jest zmiana poziomych naprężeń w ścianie spowodowana wygięciem terenu. Na rys. 7 pokazano mapy naprężeń σ_{xx} w ścianach od wszystkich występujących oddziaływań. W dolnych strefach pojawiają się naprężenia ściskające o wartości do około $\sigma_{xx}=0,14$ MPa, co jest znacznie poniżej wytrzymałości na ściskanie muru $f_c=2,2$ MPa. W górnych strefach ścian poziome naprężenia rozciągające dochodzą do około $\sigma_{xx}=0,17$ MPa. Dla modelu muru ceglanego nie została określona wytrzymałość na rozciąganie, ale dla materiałów zbliżonych charakterem zachowania się do betonu wytrzymałość ta kształtuje się na poziomie około $0,1 f_c$. Z tego powodu w górnych strefach ścian należy spodziewać się znacznego poziomu wytyżeń. Poziom ten jednak nie zagraża powstaniem zarysowań pionowych.

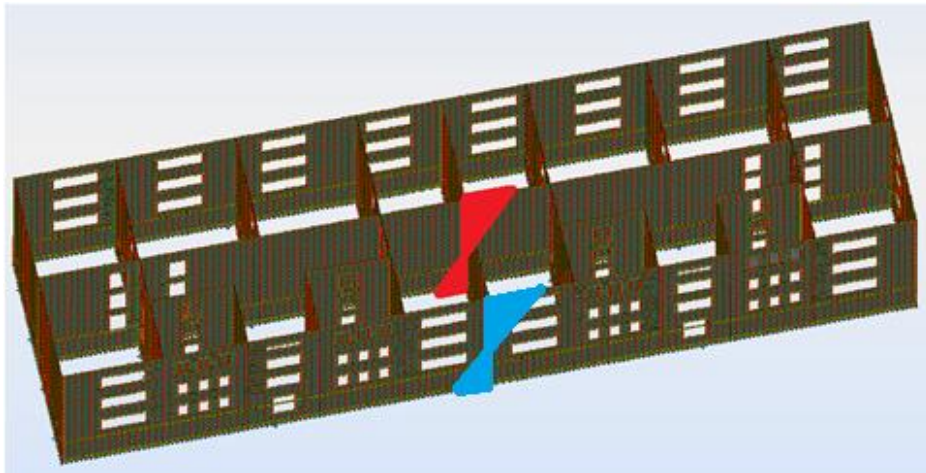
Należy również zwrócić uwagę na koncentracje naprężeń w narożach okiennych pasm znajdujących się blisko końca ściany. Występujące po przekątnej wartości tego samego znaku pozwalają stwierdzić, że powstaje odkształcenie konstrukcji w obrębie otworu okiennego. W narożach, które wykazują wzrost naprężeń ściskających (wartości ujemne) następuje zamykanie naroża. W miejscach, gdzie wzrasta wartość naprężeń rozciągających (wartości dodatnie) można spodziewać się pojawienia się zarysowania po przekątnej otworu okiennego.



Rys. 7. Mapa naprężeń poziomych σ_{xx} w modelu obliczeniowym dla wszystkich przypadków obciążeń
Fig. 7. The map of horizontal stresses σ_{xx} in the numerical model for all load cases

Źródło: [17]

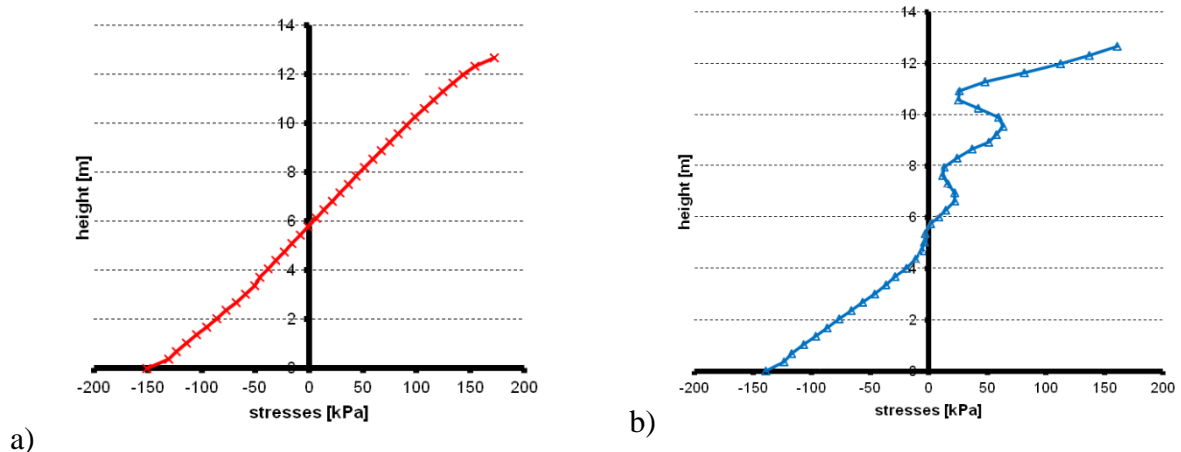
Analiza zmian naprężeń poziomych na wysokości ściany charakterem zbliżona jest do rozkładu naprężeń normalnych w elementach zginanych. Na rys. 8 pokazano teoretyczny rozkład naprężeń poziomych w ścianach z umiejscowieniem ich w modelu. Na kolejnych rysunkach, tj. 9a i b pokazano zmienność tych naprężeń dla modelu obliczeniowego. Widać dość regularną zmienność dla ściany wewnętrznej oraz znacznie zaburzony przebieg dla ściany zewnętrznej. Zaburzenia te są spowodowane znaczną perforacją oknami tej ściany. Należy zwrócić uwagę, że rozkład naprężeń jest zbliżony do przyjętego we wskazaniach do projektowania [25].



Rys. 8. Umiejscowienie rozkładów naprężeń poziomych σ_{xx} w analizie konstrukcji

Fig. 8. Location of horizontal stress distributions σ_{xx} in structure analysis

Źródło: [17]



Rys. 9. Rozkład naprężeń σ_{xx} w ścianie wewnętrznej (a), rozkład naprężeń σ_{xx} w ścianie zewnętrznej modelu (b)

Fig. 9. Stress distribution σ_{xx} in the internal wall (a), stress distribution σ_{xx} in the external wall of the model (b)

Źródło: [17]

Dla prezentowanego modelu budynku przeprowadzono obliczenia promienia wygięcia modelu numerycznego. W tym celu odczytano pionowe przemieszczenia punktów krańcowych ścian podłużnych oraz punktu w połowie długości. Różnica przemieszczeń punktu środkowego w stosunku do skrajnych wynosiła 6,36 mm, co przy długości ściany 44,3 m daje promień wygięcia ściany $R_{eff} = 38,5$ km. Promień krzywizny rzeczywistego budynku $R_{real}=45$ km (rys. 8) jest większy od otrzymanego w obliczeniach. Różnica ta może wynikać z niedoskonałości przyjęcia parametrów materiałowych konstrukcji i podłoża.

3. Analiza układu budowla-podłoże górnicze z wykorzystaniem pozasprężystego modelu materiałowego

W układzie budowla-podłoże górnicze osiągnięcie pozasprężystego zakresu pracy materiału może nastąpić zarówno w obrębie budowli, jak i podpierającego ją podłoża. W budynkach kubaturowych przyjmujemy założenie o sztywności konstrukcji, to znaczy, że w wyniku deformacji terenu obiekt nie będzie odkształcał się wraz z podłożem. Konieczne jest wówczas wprowadzenie odpowiednich elementów wzmacniających i usztywniających, które zapewnią mu odpowiednią sztywność bądź też umożliwi się obiektowi kontrolowane odkształcenie się i dostosowanie się do deformacji terenu. W pierwszym przypadku obiektów projektowanych jako sztywne, oddziaływania górnicze będą prowadziły do wzrostu sił wewnętrznych w konstrukcji oraz do ich redystrybucji. Jednak ze względu na sztywność konstrukcja nie będzie odkształcała się wraz z podłożem, co z kolei będzie prowadziło do koncentracji oddziaływań górniczych. Uwzględnienie zachowania się konstrukcji przy przekroczeniu sprężystego stadium pracy materiału zarówno w konstrukcji, jak i w podłożu umożliwi lepsze oddanie rzeczywistej pracy układu przy dużych poziomach wykorzystania materiału, ale znacząco zmniejszy rezerwę bezpieczeństwa konstrukcji.

W analizie układu budynek-podłoże w stadium pozasprężystej pracy materiałów istotna jest kolejność wprowadzania obciążeń – w zakresie materiałowym zwana ścieżką obciążenia. Ze względu na złożoność rozwiązywanych problemów numerycznych często trudne jest określenie miejsca w konstrukcji oraz zakresu przekroczenia stadium sprężystego przy pełnym zakresie obciążeń. Przygotowując analizę numeryczną obciążenia, należy przykładać obciążenie, dzieląc całkowite

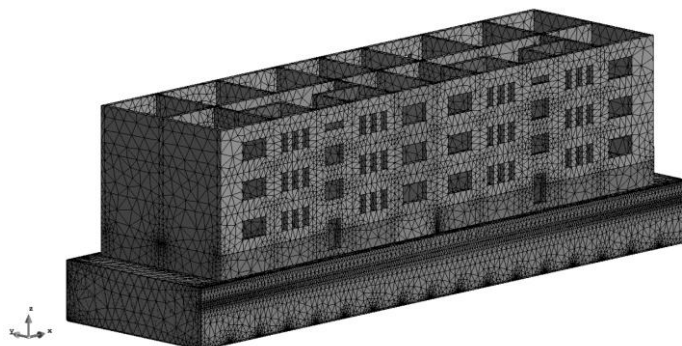
obciążenia na kolejne kroki, w celu uchwycenia momentu przekroczenia stadium sprężystej pracy materiału. Proces ten znacznie wydłuża obliczenia, dodatkowo ze względu na przekroczenie stadium sprężystego nie jest możliwa prosta superpozycja naprężeń od przypadków obciążenia w elementach skończonych.

Przedstawione powyżej ograniczenia zostały uwzględnione w poniższym przykładzie obliczeniowym. Analizie poddano budynek o geometrii przedstawianej w punkcie 2.1. Zastosowano jednak bardziej zaawansowane modele materiałowe dla podłoża i konstrukcji. Dodatkowo w ramach modelu został uwzględniony grunt, który podlegał deformacjom opisanym zgodnie z pomiarami geodezyjnymi wykonanymi w czasie ujawniania się wpływów. Poniższy przykład został przygotowany na podstawie [18].

3.1. Geometria modelu obliczeniowego

Geometria modelu numerycznego została przyjęta jak w punkcie 2.1 i rys. 5. Tak jak poprzednio model zawiera tylko te elementy konstrukcyjne, które mają wpływ na sztywność budynku. Z tego powodu wszystkie elementy drewniane, takie jak belki stropowe czy konstrukcja dachu zostały pominięte. Budynek posadowiono na fundamencie ławowym o szerokościach 0,8 m i 1,0 m. Przyjęto, że ławy wykonane są z tego samego materiału, co mur znajdujący się nad nimi.

W celu zamodelowania interakcji budowla-podłoże została przyjęta bryła gruntu pod i wokół budynku. Warstwa gruntu pod fundamentem miała grubość 3,0 m, a strefa boczna bryły gruntu miała szerokość 3,0 m poza zewnętrzną powierzchnią ścian piwnic. Parametry gruntu do obliczeń numerycznych przyjęto jak wyżej. Przyjęty do obliczeń model numeryczny interakcji budowla-podłoże przedstawiono na rys. 10.



Rys. 10. Model numeryczny 3D układu budowla-podłoże z siatką MES

Fig. 10. 3D FEM numerical model of the soil-structure interaction system with FE mesh

Źródło: [18]

3.2. Sposób wprowadzanie obciążeń do układu

W celu jak najbardziej realistycznego odwzorowania obciążeń obiektu zostały one podzielone na dwie części. Pierwsza obejmowała typowe obciążenia stałe i eksploatacyjne. Obciążenie własne konstrukcji ścian zastosowano jako obciążenie objętościowe, ale strop drewniany, dach drewniany oraz obciążenie użytkowe powtarzających się stropów zostały umieszczone jako powierzchniowe na szerokości ścianach w każdym poziomie kondygnacji. Przyjęto wartości obciążeń objętościowych (murów) na poziomie $23,0 \text{ kN/m}^3$, a obciążenia powierzchniowe na poziomach stropów od $17,0$ do $64,0 \text{ kN/m}^2$. Obciążenia eksploatacyjne i własne przyłożono do konstrukcji w trzech kolejnych krokach obliczeniowych.

Drugą częścią obciążenia było odkształcenie gruntu. Deformacje te zostały wprowadzone do bryły gruntu, która była podparta prostopadle do dolnej i bocznych powierzchni bryły. Zgodnie ze zmierzonymi wartościami przemieszczeń punktów pomiarowych oraz teorią przewidywania odkształceń [10], przemieszczenia pionowe wywołane promieniem krzywizny R i odkształceniem poziomym ε zostały wprowadzone do podpór bloku gruntowego. Wartości R i ε zostały wprowadzone równoległe do osi podłużnej konstrukcji. Zgodnie z rys. 4 nie stwierdzono występowania wklęsłego kształtu krzywizny K i odkształcenia poziomego ε o charakterze zagęszczenia. Spowodowało to sytuację, w której budynek był obciążony jedynie wypukłą częścią krawędzi terenu i poziomym odkształceniem. Odkształcenia te zostały podzielone na dwie części:

- wzrost krzywizny terenu i odkształcenia poziomego od powierzchni prostej do maksymalnego wygięcia krzywizny wypukłej ($R = +33,0 \text{ km}$) i poziomego odkształcenia rozciągającego ($\varepsilon = +0,9 \text{ mm/m}$),
- spadek krzywizny i odkształceń poziomych do stanu wyjściowego – płaskiej powierzchni.

Deformacje te wprowadzane były do spodniej i pionowych powierzchni ograniczających bryłę gruntu.

3.3. Informacje podstawowe o modelu numerycznym

Analizę przeprowadzono przy użyciu komercyjnego oprogramowania ATENA firmy Červenka Consulting, które wykorzystywało metodę elementów skończonych dla elementów objętościowych oraz płaskich (powłokowych). Modele materiałowe zostały zdefiniowane w oprogramowaniu i dobrane do konkretnych potrzeb. Elementy

objętościowe zastosowano w odniesieniu do muru ceglanego i podłoża, natomiast warstwę kontaktową jako elementy powłokowe. Wszystkie elementy konstrukcji murowej modelowano za pomocą, zaimplementowanego w programie, materiału na bazie cementu o powierzchni granicznej opisanej na podstawie trójparametrowego modelu Willama-Warnkego. Podłoże modelowano za pomocą modelu materiałowego z powierzchnią graniczną Druckera-Pragera. Przyjęto, że warstwa kontaktowa pomiędzy fundamentem a gruntem może przenosić pełne obciążenia o charakterze ściskania i zerową wartość rozciągania oraz współczynnik tarcia tej warstwy na poziomie 0,25. Wszystkie modele materiałowe wykorzystywały niesprężyste zachowanie materiału. Podstawowe parametry materiałowe przyjęte w obliczeniach przedstawiono w tab. 1, a szczegółowy ich opis podano w [3].

Tabela 1

Podstawowe parametry materiałowe modelu

Materiał	Parametry materiałowe modelu				Typ modelu materiałowego
	f_c [MPa]	f_t [MPa]	E [MPa]	ν [-]	
Mur ceglany	2.2	0.2	900	0.22	Na bazie cementu (Willam-Warnke)
	φ [°]	c [MPa]	E [MPa]	ν [-]	
Podłoże	18	0.032	30	0.25	Drucker-Prager

Analizy numeryczne przeprowadzono z wykorzystaniem tetraedrycznych elementów skończonych dla elementów objętościowych i graniastosłupowych elementów skończonych dla elementów powłokowych. Całość modelu numerycznego składała się z około 219 000 elementów czworościennych, 2600 elementów pryzmatycznych i 69 000 węzłów. Model numeryczny z siatką pokazano na rys. 10.

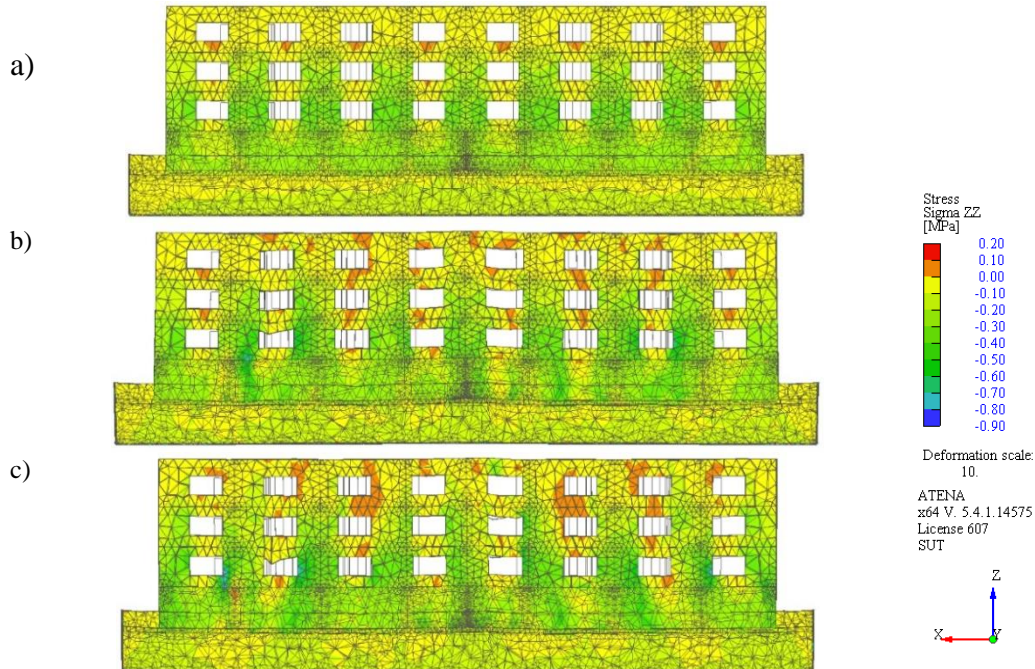
3.4. Wyniki analiz numerycznych

W celu przedstawienia rzeczywistego zachowania obiektu pod wpływem deformacji gruntu w kolejnych krokach obliczeniowych zastosowano różne zestawy obciążeń. Pierwsze trzy kroki obliczeniowe obejmowały wszystkie przewidywane obciążenia, zgodnie z obowiązującymi normami. Były to obciążenia stałe i eksploatacyjne. W dwudziestu kolejnych krokach zastosowano odkształcenia odpowiadające przejściu całej krawędzi niecki górniczej. I tak, w piątym kroku wprowadzono ekstremalną krzywiznę wypukłą, a w piętnastym ekstremalną krzywiznę wklęsłą. Inne charakterystyczne wartości krawędzi niecki to początek procesu deformacji terenu, przejście od części wypukłej do wklęsłej, a następnie powrót do stanu sprzed deformacji gruntu. Ze względu na największy wpływ

deformacji gruntu odpowiadających krzywiznie wypukłej wyniki ograniczono do tego zakresu. W celu uzyskania pełnych oddziaływań, wzięto pod uwagę również trzy początkowe kroki, w ramach których przykładano do konstrukcji obciążenia stałe i eksploatacyjne. Wyniki zaprezentowano dla następujących kroków obliczeniowych:

- 3. krok obliczeniowy – wszystkie obciążenia stałe i eksploatacyjne,
- 8. krok obliczeniowy – ekstremalna wartość krzywizny wypukłej K i poziomego odkształcenia rozciągającego ε ,
- 13. krok obliczeniowy – zmniejszenie wartości K i ε do stanu początkowego (odpowiada to 3. krokowi obliczeniowemu).

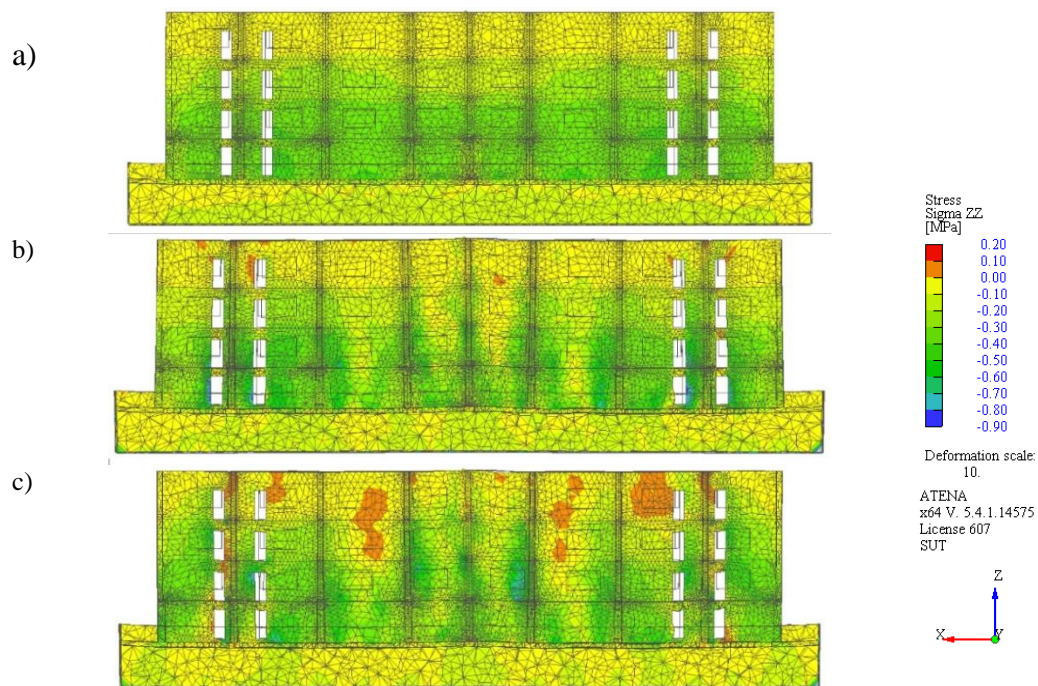
Wyniki analiz numerycznych przedstawiono w postaci map naprężeń dla powyżej przedstawionych kroków. Najbardziej charakterystycznymi elementami konstrukcyjnymi są ściany podłużne budynku, które w rzeczywistości obciążone były deformacjami o kierunku równoległym do ich płaszczyzny. W tym kierunku ujawniały się ekstremalne wartości odkształceń poziomych ε i krzywizny K . W modelu numerycznym stwierdzono wzrost naprężenia σ powodowany tymi deformacjami. Na rys. 11 i 12 przedstawiono zmiany naprężeń σ_{zz} w ścianach zewnętrznej i wewnętrznej. Różnice naprężeń nie są znaczące w tym kierunku.



Rys. 11. Naprężenia pionowe σ_{zz} w podłużnej (zewnętrznej) ścianie w osi A w: a) 3. kroku obliczeniowym, b) 8. kroku obliczeniowym, c) 13. kroku obliczeniowym

Fig. 11. Vertical stresses σ_{zz} for longitudinal (external) wall A for: a) 3rd step of calculation, b) 8th step of calculation, c) 13th step of calculation

Źródło: [18]



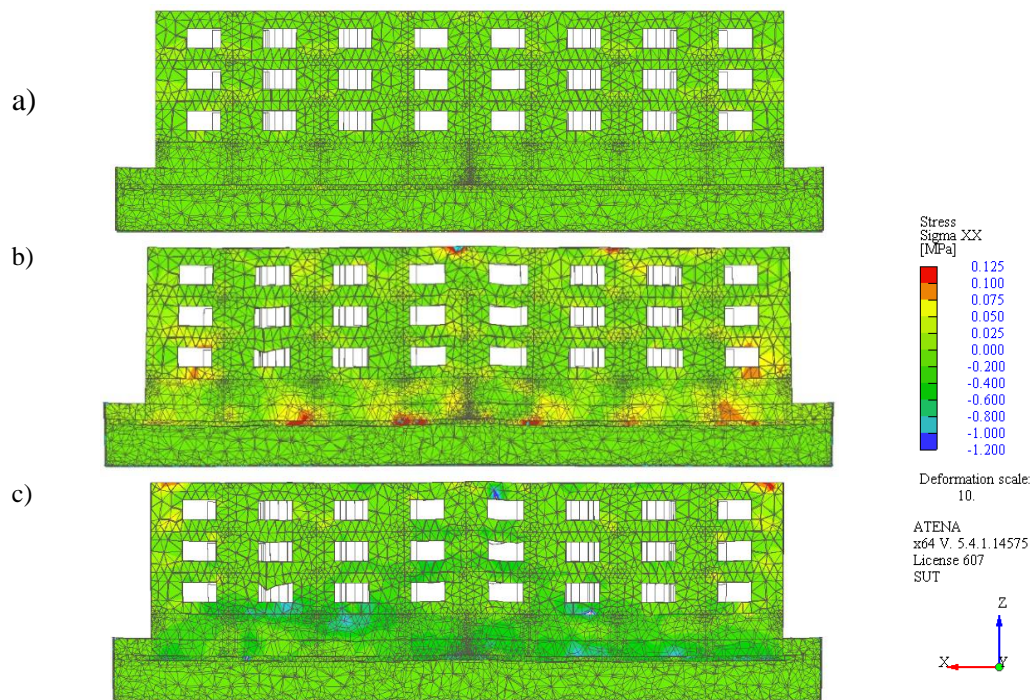
Rys. 12. Naprężenia pionowe σ_{zz} w podłużnej (wewnętrznej) ścianie w osi B w: a) 3. kroku obliczeniowym, b) 8. kroku obliczeniowym, c) 13. kroku obliczeniowym

Fig. 12. Vertical stresses σ_{zz} for longitudinal (internal) wall B for: a) 3rd step of calculation, b) 8th step of calculation, c) 13th step of calculation

Źródło: [18]

Naprężenia normalne poziome σ_{xx} w tych samych ścianach pokazano na rys. 13 i 14. Można stwierdzić, że w kroku 8. (największe dodatnie odkształcenie poziome i największa krzywizna wypukła) następuje wzrost naprężeń w dolnych częściach ściany, który zanika po zmniejszeniu się rozpełzania.

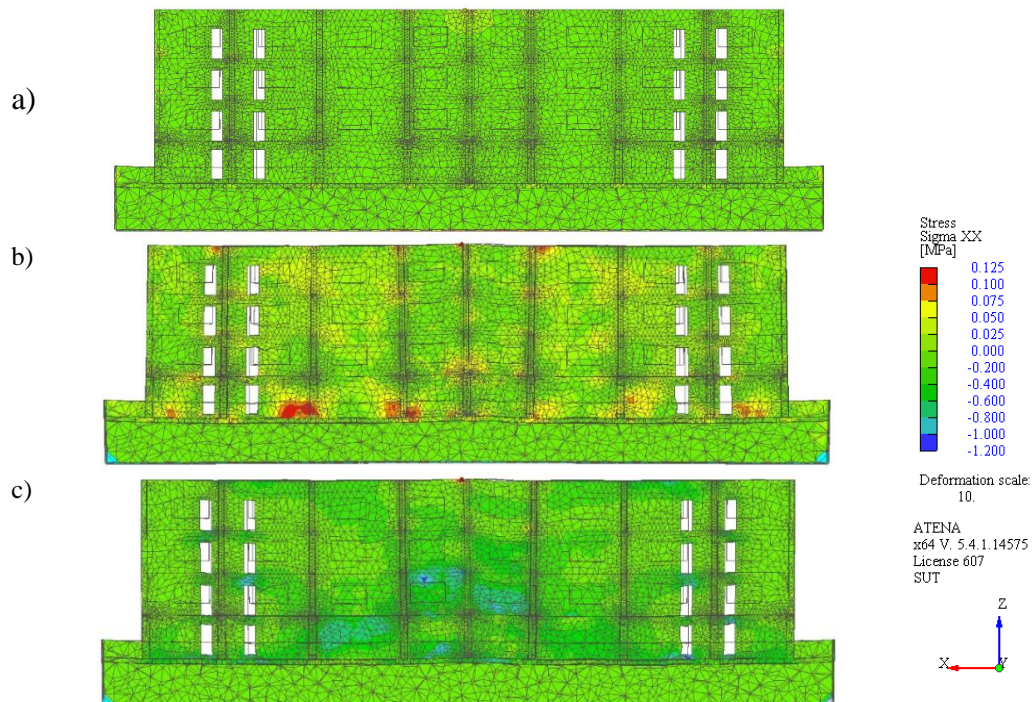
O wyczerpaniu nośności elementów może świadczyć pojawienie się większych naprężeń głównych niż wytrzymałość muru na rozciąganie. Na rys. 15 pokazano σ_{max} w 8. kroku obliczeniowym dla wszystkich ścian podłużnych czarne obszary wskazują miejsca możliwego pojawienia się zarysowań ściany.



Rys. 13. Naprężenia poziome σ_{xx} w podłużnej (zewnętrznej) ścianie w osi A w: a) 3. kroku obliczeniowym, b) 8. kroku obliczeniowym, c) 13. kroku obliczeniowym

Fig. 13. Horizontal stresses σ_{xx} for longitudinal (external) wall A for: a) 3rd step of calculation, b) 8th step of calculation, c) 13th step of calculation

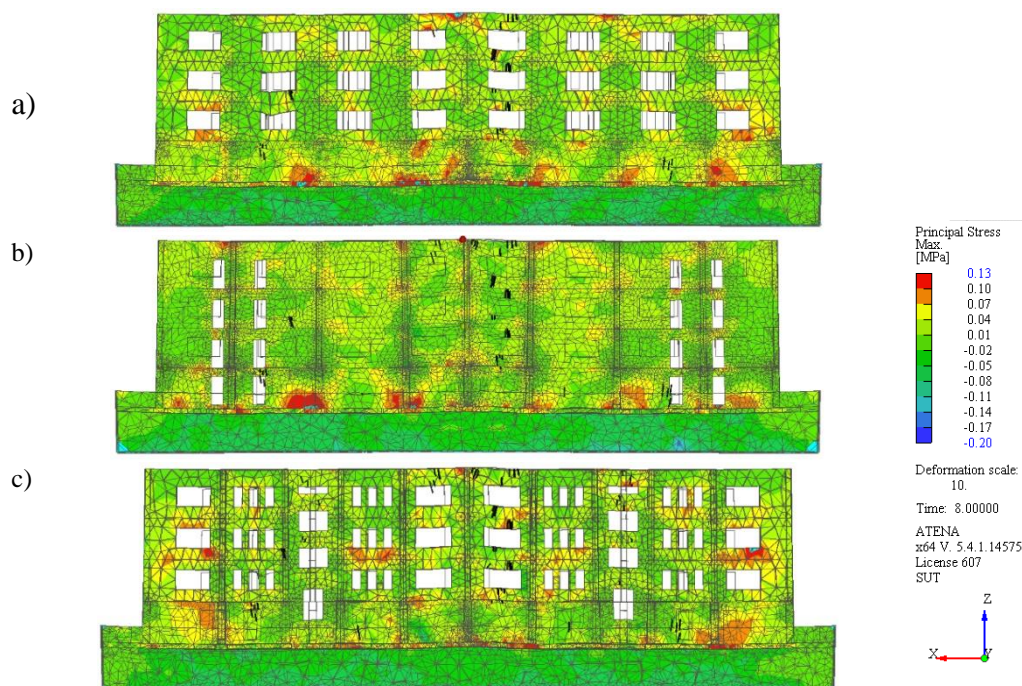
Źródło: [18]



Rys. 14. Naprężenia poziome σ_{xx} w podłużnej (wewnętrznej) ścianie w osi B w: a) 3. kroku obliczeniowym, b) 8. kroku obliczeniowym, c) 13. kroku obliczeniowym

Fig. 14. Horizontal stresses σ_{xx} for longitudinal (internal) wall B for: a) 3rd step of calculation, b) 8th step of calculation, c) 13th step of calculation

Źródło: [18]



Rys. 15. Naprężenia główne σ_{max} w ścianach podłużnych i zarysowania w 8. kroku obliczeniowym: a) ściana podłużna w osi A, b) ściana podłużna w osi B, c) ściana podłużna w osi C

Fig. 15. Principal stresses σ_{max} for longitudinal walls and cracks for the 8th step of calculation: a) longitudinal wall A, b) longitudinal wall B, c) longitudinal wall C

Źródło: [18]

3.5. Podsumowanie analizy modelu pozasprężystego

Wyniki analizy obliczeniowej wskazują na znaczny wzrost naprężeń poziomych normalnych σ_{xx} w elementach ścian, usytuowanych równolegle do kierunku eksploatacji górniczej. Ekstremalne wartości występują w górnej części muru (spowodowane krzywizną gruntu) i dolnej (spowodowane poziomym odkształceniem gruntu). Wielkość tych naprężeń, zarówno przed wystąpieniem odkształceń, jak i w przypadku największego wpływu odkształcenia podłoża, pokazano na rys. 13 i 14. Czynnikiem decydującym o wystąpieniu zarysowania ściany jest powstanie głównego naprężenia rozciągającego σ_{max} , które przekraczało wartość wytrzymałości muru na rozciąganie. Taka sytuacja miała miejsce w kroku 8 z najmniejszym promieniem krzywizny wypukłej R i poziomego odkształcenia rozciągania ϵ , co pokazano na rys. 15. Wzrost naprężeń występuje również w tych miejscach jako naprężenia poziome σ_{xx} . Największe koncentracje naprężeń σ_{max} występują tam, gdzie zmniejsza się sztywność ścian, czyli w narożach otworów okiennych i drzwiowych. Poziome naprężenia nie przekraczają jednoosiowej wytrzymałości na rozciąganie f_t , ale złożony stan naprężeń w elementach wskazuje na możliwość zarysowania (rys. 15). Wyniki

analizy pokrywają się z zaobserwowanymi uszkodzeniami rzeczywistego badanego budynku. Na tej podstawie można stwierdzić, że założenia przyjęte w analizie układu interakcji grunt-struktura prawidłowo odzwierciedlają rzeczywistość.

4. Analiza układu budynek-podłoże górnicze dla ściany poddanej wpływowi nieciągłych deformacji terenu

Nieciągłe deformacje podłoża wywołują znaczne oddziaływania na konstrukcje budynków, jeżeli ujawnią się pod rzutem obiektu. Dla niewielkich i średnich budynków mieszkalnych, które konstruowane są jako obiekty sztywne, nie ma znaczenia, czy deformacja ma charakter liniowy czy powierzchniowy. Istotnym wpływem jest usunięcie części podłoża spod fundamentu. W zależności od powierzchni fundamentu, która narażona jest na utratę podparcia, w obiektach niezabezpieczonych może dojść do uszkodzeń grożących bezpieczeństwu użytkowania. Z tego powodu umiejętność przewidzenia pojawienia się zagrożeń w konstrukcji wywołanych tymi wpływami jest istotna dla odpowiedniego wzmocnienia konstrukcji lub przyjęcia wstępnych, właściwych rozwiązań konstrukcyjnych.

Poniżej prezentowany jest przykład analizy jednego elementu konstrukcji, jakim jest ściana budynku. Obliczenia numeryczne zostały przeprowadzone z wykorzystaniem niekomercyjnego oprogramowania MES pod nazwą Mafem3D, którego autorem jest prof. S. Majewski. Program wyposażony jest w zaawansowany model materiałowy, wykorzystujący sprężysto-plastyczne cechy materiału ze stowarzyszonym prawem płynięcia. Opis tego modelu został przedstawiony w [12] oraz w odniesieniu do współpracy budowli z podłożem w [14], [15].

4.1. Podstawowe założenia sprężysto-plastycznego modelu materiałowego

Analiza numeryczna przedstawionego przypadku prowadzona jest na przestrzennych elementach skończonych. Wymusza to stosowanie przestrzennego stanu naprężenia w materiale, który w ogólnym stanie powinien obejmować zestaw wszystkich dziewięciu składowych naprężeń. Zgodnie z kartezjańskim układem współrzędnych $Oxyz$ ten stan można zapisać macierzą:

$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (1)$$

Ze względu na jednorodność materiałową można założyć, że powiązanie naprężeń i odkształceń we wszystkich kierunkach jest jednakowe. Taki materiał określany jest mianem materiału izotropowego, co prowadzi do stanu, w którym wyrazy macierzy są sobie równe względem przekątnej głównej. Ogólny stan naprężenia w elemencie jest więc wyrażany sześcioma różnymi naprężeniami – σ_x , σ_y , σ_z , τ_{xy} , τ_{xz} , τ_{yz} . Można znaleźć taki układ odwzorowania stanu, w którym będą występowały wyłącznie naprężenia normalne, które przyjmują nazwę naprężeń głównych σ_1 , σ_2 , σ_3 . Nie zmienia to liczby zmiennych opisujących stan naprężenia, ponieważ prócz trzech naprężeń głównych konieczne jest jeszcze określenie trzech kątów obrotu pomiędzy oboma układami (tzw. trzy cosinusy kierunkowe).

Określenie stanu naprężenia w elemencie, w kartezjańskim układzie współrzędnych nie jest wygodne ze względów numerycznych i przechodzi się na tzw. układ oktaedryczny. W odróżnieniu od prostokątnego kartezjańskiego układu współrzędnych, układ oktaedryczny jest walcowy. W jego skład wchodzi osie: normalnych naprężeń oktaedrycznych σ_{oct} i prostopadła do niej oś stycznych naprężeń oktaedrycznych τ_{oct} . Trzecią współrzędną jest kąt Lodego θ , którego osią obrotu jest oś normalnych naprężeń oktaedrycznych i jest odmierzany od osi stycznych naprężeń oktaedrycznych. Geometryczne powiązanie obu układów współrzędnych stanowi punkt początkowy, natomiast oś normalnych naprężeń oktaedrycznych jest odchylona o jednakowy kąt od każdej z trzech osi głównych naprężeń w układzie kartezjańskim. Przejście pomiędzy oboma układami współrzędnych wyraża się poniższymi wzorami:

$$\sigma_{oct} = \sigma_m = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} \quad (2)$$

$$\tau_{oct} = \sqrt{\frac{2}{3} J_2} \quad (3)$$

$$\cos 3\theta = \frac{3\sqrt{3} J_3}{2 J_2^{3/2}} \quad (4)$$

Do wyznaczenia tych zmiennych wykorzystano drugi i trzeci niezmienniki dewiatora stanu naprężenia J_2 oraz J_3 , które opisane są wzorami:

$$J_2 = \frac{1}{2} \left[(\sigma_x - \sigma_m)^2 + (\sigma_y - \sigma_m)^2 + (\sigma_z - \sigma_m)^2 \right] + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 \quad (5)$$

$$J_3 = \begin{vmatrix} \sigma_x - \sigma_m & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y - \sigma_m & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z - \sigma_m \end{vmatrix} \quad (6)$$

Związki pomiędzy naprężeniami σ a odkształceniami ε należy rozważać w stadiach sprężystym i plastycznym. W zakresie pracy sprężystej przyjmowany jest liniowo-sprężysty model materiałowy, który dla materiału izotropowego wyrażony jest za pomocą dwu zmiennych materiałowych modułu sprężystości E oraz współczynnika Poissona ν . Zależności pomiędzy σ a ε w stadium sprężystym wyrażone są zależnością:

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad \text{lub} \quad \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{bmatrix} = [D] \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix}, \quad (7)$$

gdzie D jest macierzą sprężystości, wyrażoną za pomocą E i ν dana zależnością:

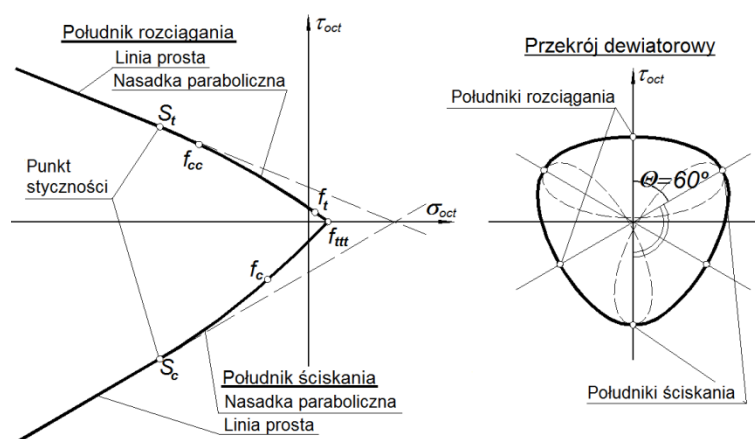
$$[D] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 2(1-\nu) & 2\nu & 2\nu & 0 & 0 & 0 \\ 2\nu & 2(1-\nu) & 2\nu & 0 & 0 & 0 \\ 2\nu & 2\nu & 2(1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu \end{bmatrix} \quad (8)$$

Przy dalszym zwiększaniu obciążenia materiał wychodzi poza stadium sprężystej pracy i zależności pomiędzy odkształceniem a naprężeniem stają się nieliniowe. Przekroczenie stadium liniowej proporcjonalności będzie nazywane stadium plastycznym, który w początkowym stanie może podlegać wzmocnieniu, a po wyczerpaniu możliwości dalszego przejmowania obciążeń będzie podlegał osłabieniu. Wzmocnienie materiału będzie oddawało np. kompresję gruntu, wywołaną obciążeniem, a osłabienie – destrukcję materiału. Uwzględnienie wzmocnienia materiału można zrealizować obliczeniowo przez określenie zmienności stycznego modułu sprężystości E_{sec} i współczynnika Poissona ν_{sec} w fazie obciążenia od zera do zniszczenia materiału. Ze względu na konieczne uwzględnienie tzw. ścieżki obciążenia w stadium pozasprężystym nie jest możliwa zamiana wprost wartości E i ν na styczne. Należy również dodać, że w zależności od stosunków wartości naprężeń powyżej granicy sprężystości materiał może odkształcać się w różny sposób w każdym z kierunków. Wówczas konieczne jest określenie związków łączących naprężenia i odkształcenia (moduł sprężystości E i współczynnik Poissona ν) w każdym z kierunków kartezjańskiego układu współrzędnych. Szersze omówienie

problemów związanych z plastycznością dla materiałów geologicznych takich jak skała, beton, grunt zostały przedstawione np. w [22], [4].

Określenie wyczerpania wytrzymałości materiału w złożonym stanie naprężenia możliwe jest jedynie w przypadku zdefiniowania pewnych powierzchni, które będą odwzorowały stan wyczerpania liniowej sprężystości – *powierzchnia plastyczności* oraz wyczerpania wytrzymałości materiału – *powierzchnia graniczna*. W poniższym przykładzie obliczeniowym dla programu MAFEM3D przyjęto kształt powierzchni plastyczności i powierzchni granicznej opracowanej przez Willama-Warnkego [20] o kształcie stożka, którego osią jest oś normalnych naprężeń oktaedrycznych σ_{oct} z wierzchołkiem po stronie naprężeń rozciągających. Przekrój dewiatorowy powierzchni ma kształt styknie połączonych ze sobą trzech elips, które zawierają wierzchołki sześciokąta, wyznaczone zgodnie z teorią Coulomba-Mohra.

Wierzchołki sześciokąta Coulomba-Mohra wyznaczają położenie południków głównych, które dla trójparametrowego opisu powierzchni, wg kryterium Willama-Warnkego przyjmują postać linii prostej. Przeprowadzone badania laboratoryjne dla betonu [11], [6] oraz dla zaprawy i cegły w aparacie trójosiowego ściskania [14], [15] nie potwierdziły położenia południków w strefie niewielkich dodatnich naprężeń hydrostatycznych. Z tego powodu w tym obszarze zmniejszono powierzchnię, stosując nasadkę, która w płaszczyźnie południków głównych przyjmuje kształt paraboli styknie połączonej z prostymi. Widok przekroju powierzchni w płaszczyźnie południków głównych pokazano na rys. 16.



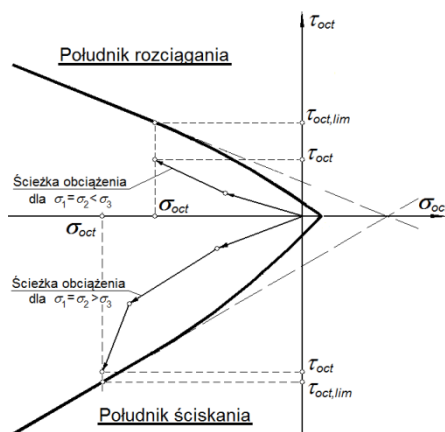
Rys. 16. Przekrój powierzchni trójparametrowego modelu Willama-Warnkego w płaszczyźnie południków głównych oraz w przekroju dewiatorowym

Fig. 16. Cross-section of three parameters Willam-Warnke material model in main meridian plane and deviatoric cross-section

Źródło: [15]

Należy zauważyć, że charakterystyczne wytrzymałości materiału, takie jak wytrzymałość w stanie jednoosiowego ściskania f_c , wytrzymałość w stanie jednoosiowego rozciągania f_t , wytrzymałość w stanie dwuosowego równomiernego ściskania f_{cc} oraz wytrzymałość w stanie trójosiowego równomiernego rozciągania f_{ttt} są punktami powierzchni i leżą na południkach głównych (rys. 16).

O stanie wyczerpania materiału w elemencie skończonym stanowi położenie punktu odpowiadającego stanowi naprężenia w przestrzeni naprężeń oktaedrycznych w stosunku do powierzchni granicznej przy tych samych wartościach normalnych naprężeń oktaedrycznych σ_{oct} i kąta Lodego Θ . Zależność ta pokazana jest na rys. 17 i jest wyznaczana ze wzoru 9.



Rys. 17. Przekrój powierzchni w płaszczyźnie południków głównych ze ścieżkami obciążenia elementu oraz sposób określania poziomu wyczerpania

Fig. 17. Cross-section of the surface in main meridian plane with loading paths and effort level description

Źródło: [15]

$$\sigma_{lev} = \frac{\tau_{oct}(\sigma_{oct}, \Theta)}{\tau_{oct,lim}(\sigma_{oct}, \Theta)} \quad (9)$$

Po wyczerpaniu stadium sprężystego stan materiału osiąga powierzchnię plastyczności, natomiast wytrzymałość materiału opisana jest powierzchnią graniczną. Obie powierzchnie są do siebie podobne i w początkowej fazie powierzchnia plastyczności zawiera się w powierzchni granicznej. Po pełnym uplastycznieniu powierzchnia plastyczności powiększa się by osiągnąć kształt powierzchni granicznej. Proces ten nazywany jest wzmocnieniem materiału. Po przekroczeniu tego stanu następuje zniszczenie materiału, co manifestuje się kurczeniem powierzchni – osłabieniem. W analizowanym przykładzie obliczeniowym zarówno podłoże, jak i konstrukcję obiektu stan materiału opisywano za pomocą powyżej prezentowanego

modelu materiałowego. Ze względu na znaczne różnice w parametrach materiałowych obu ośrodków, dla materiału konstrukcji przyjęto, że powierzchnia plastyczności pokrywała się z powierzchnią graniczną, a w gruncie były one rozdzielone.

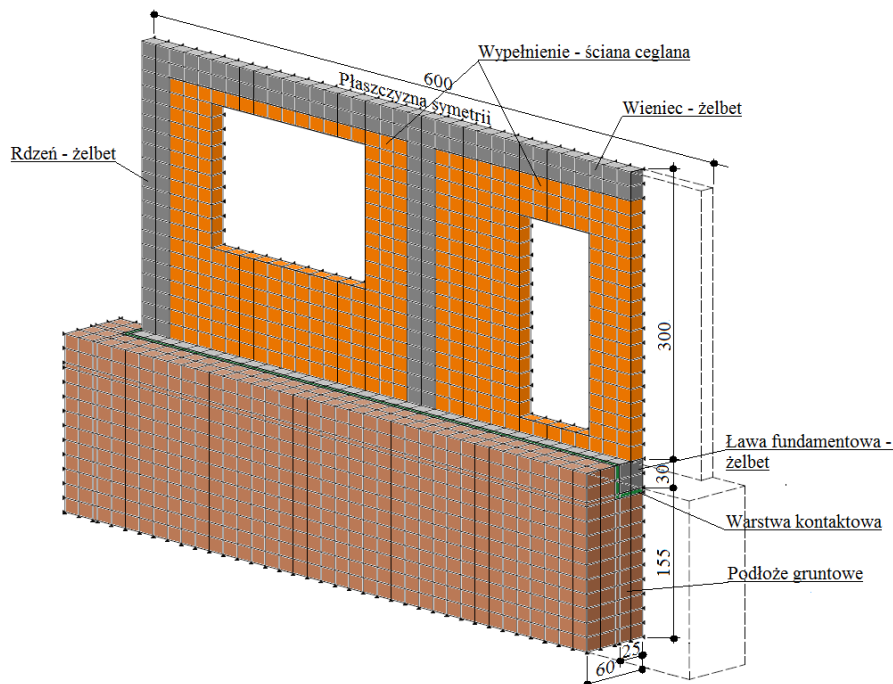
4.2. Analiza ściany budynku poddanej wpływowi stopnia terenowego

Nieciągłe deformacje terenu wywołują częściową utratę podparcia budowli z punktu widzenia pracy konstrukcji. Z tego powodu rozróżnianie deformacji liniowych czy powierzchniowych nie ma większego znaczenia. Ma natomiast duże znaczenie wielkość powstałych deformacji oraz położenie ich w stosunku do rzutu budynku. W przedstawionym poniżej przykładzie omawia się położenie stopnia terenowego o zrzucie 15 cm, obejmującego swym oddziaływaniem różną wielkość powierzchni fundamentu przykładowej ściany budynku [16].

W przykładzie obliczeniowym przedstawionym poniżej przyjęto ścianę (600x300x25 cm) z żelbetową ławą fundamentową (50x30 cm) oraz rdzeniami i wieńcem (beton o wytrzymałości $f_c=33,0$ MPa). Pręty zbrojeniowe o przekroju $2,01$ cm² ze stali klasy A-II zostały umieszczone w narożach wieńca, rdzeni i ławy fundamentowej. Wypełnienie stanowi ściana z cegły pełnej o zastępczej wytrzymałości $f_c=6,5$ MPa ($E_0=2100$ MPa, $\nu=0,22$). Całość została „posadowiona” na gruncie o kącie tarcia wewnętrznego $\varphi=40^\circ$ i kohezji $c=0$ MPa. Odpowiada to bardzo nośnemu gruntowi niespoistemu, który został wprowadzony dla lepszego zobrazowania zachodzących zjawisk pod fundamentem. Obciążenie ściany przyjęto na poziomie 4 kN/m² stropu o rozpiętości 5 m w każdą ze stron. Założono, że pod ścianą powstanie deformacja nieciągła w formie stopnia terenowego o zrzucie 15 cm, a położenie będzie zmienne. Na rys. 18 przedstawiono przyjętą do analizy ścianę wraz z podłożem gruntowym.

W modelu obliczeniowym wykorzystano symetrię układu wzdłuż płaszczyzny pionowej w celu dokładniejszego podziału ustroju. Dla takich założeń model obliczeniowy składał się z 4208 elementów prostopadłościennych, które rozmieszczone zostały pomiędzy 5962 węzłami. Elementy prętowe występowały w liczbie 292 szt. Proces obciążenia podzielono pomiędzy wpływy mechaniczne (obciążenia) oraz kinematyczne (przemieszczenia) o łącznej liczbie 50 kroków. W pierwszym kroku obliczeniowym został przyłożony ciężar własny konstrukcji oraz podłoża, a w kolejnych od 2 do 5 , obciążenia programowe, użytkowe konstrukcji. W kolejnej fazie wprowadzono przemieszczenia podłoża (stopień terenowy), które

podzielono na 45 kroków tak, że w ostatnim kroku otrzymano wartość pionowego przemieszczenia 15 cm.



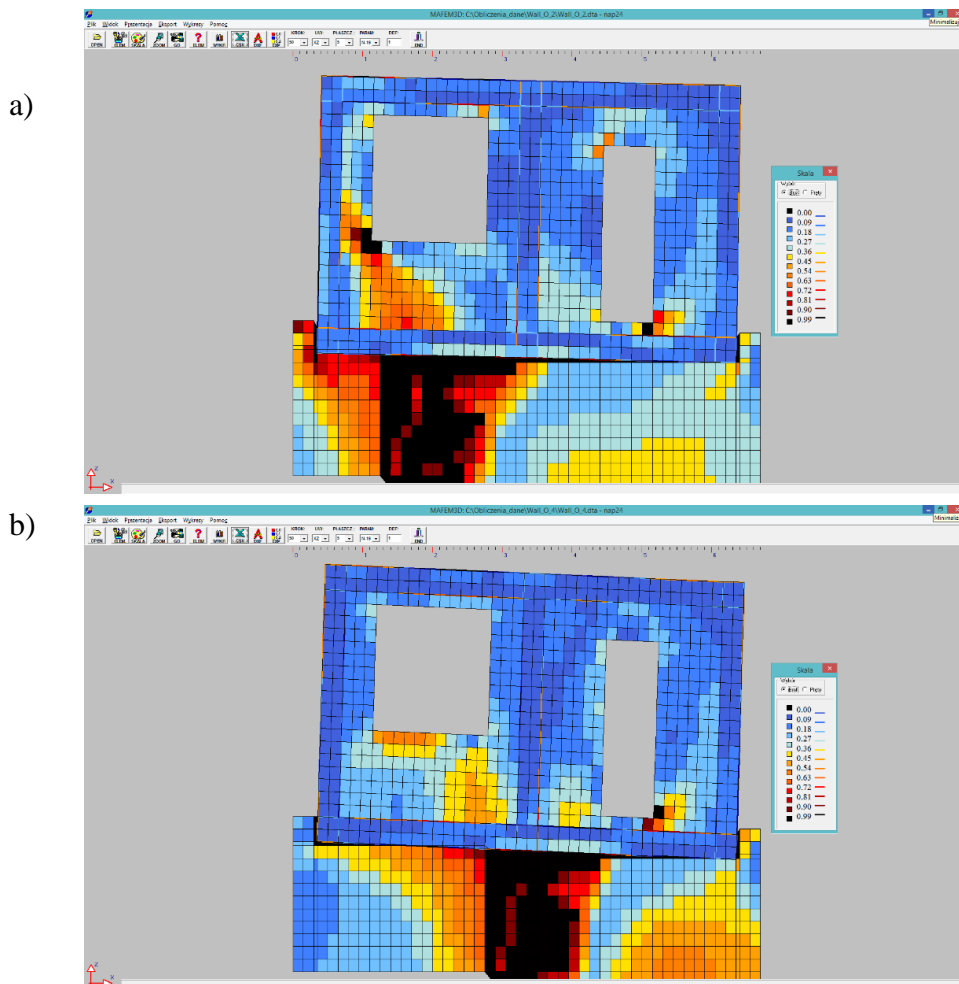
Rys. 18. Model numeryczny analizowanej konstrukcji ściany
Fig. 18. Numerical model of the analysed wall structure
Źródło: [16]

4.3. Wyniki analizy ściany budynku

Wyniki obliczeń prezentowano w postaci wytyżeń występujących w poszczególnych elementach skończonych. Sposób określania wytyżenia pokazano we wzorze 9. Na poniższych rysunkach przedstawiono poziom wytyżenia elementów bryłowych w ostatnim kroku obliczeniowym, gdy obniżenie terenu wywołane progim terenowym obejmowało 85%, 60%, 35% i 10% długości ściany – odpowiada to progowi znajdującemu się odpowiednio w odległości: 510 cm, 360 cm, 210 cm i 60 cm, licząc od prawego końca ławy (rys. 19a do 19d).

Analizując otrzymane rezultaty w postaci stopnia wytyżenia materiału, z jakich zamodelowany został element, można stwierdzić, że największe strefy uplastycznienia materiału występowały w podłożu. Materiał podłoża (grunt niespoisty odpowiadający piaskowi średniemu) wykazywał największe wytyżenie przy krawędzi stopnia terenowego w miejscu, które uległo obniżeniu. Wynika to z faktu, że poszczególne elementy skończone oddziałują na siebie, co powoduje rozluźnienie w strefie

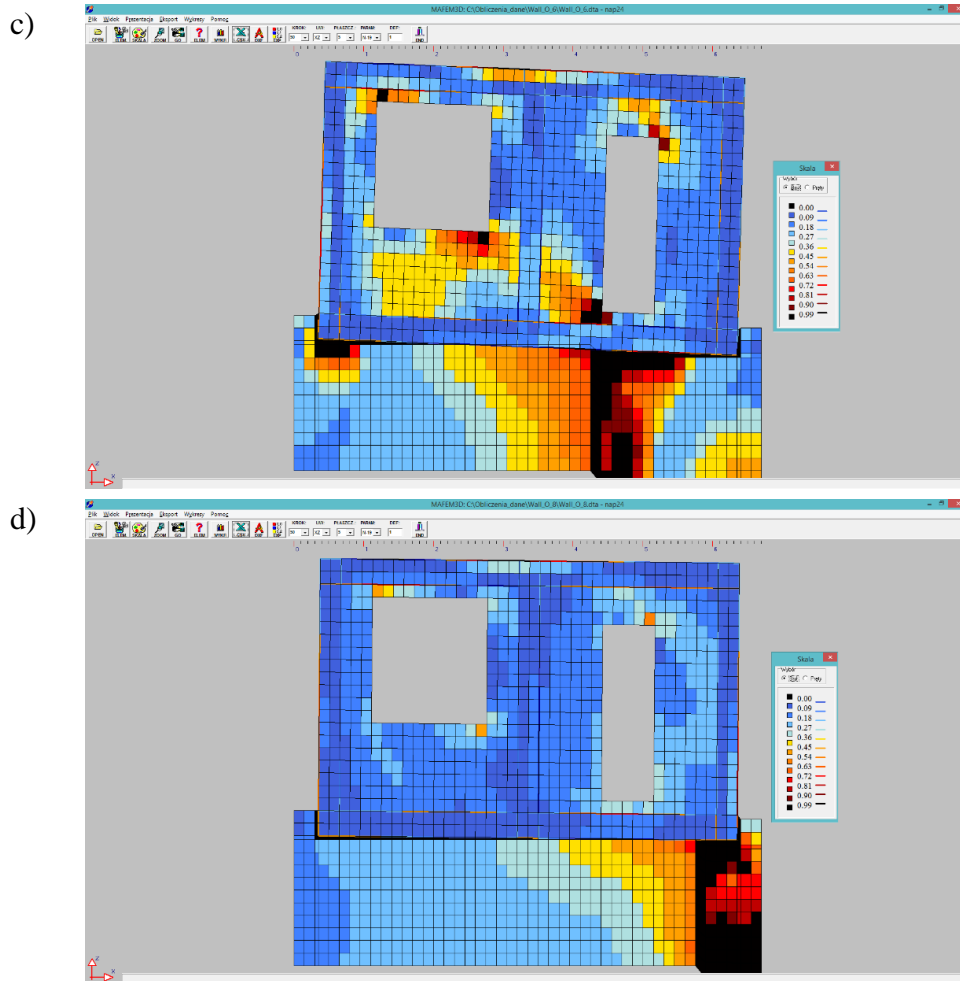
przyprogowej. Powierzchnia graniczna jest znacznie bardziej ograniczona dla gruntu niż dla betonu czy muru ceglanego i z tego powodu następuje znacznie szybsze uszkodzenie tego materiału w strefie hydrostatycznych naprężeń rozciągających. Z punktu widzenia konstrukcji ta strefa nie jest interesująca, ponieważ nie oddziałuje na obiekt. Zmniejszenie powierzchni podparcia fundamentu w związku z wystąpieniem stopnia terenowego powoduje znaczny wzrost naprężeń w tej części podłoża, która nie uległa obniżeniu. Wzrost wyężenia w tej strefie wywołuje uplastycznienie materiału podłoża, co w skrajnym przypadku prowadzi do pochylenia konstrukcji. Najlepiej jest to widoczne na rys. 19b i 19c, gdzie pochylający się obiekt spoczął prawą krawędzią na obniżonym podłożu.



Rys. 19. Wyężenie w elementach modelu przy stopniu terenowym obejmującym różne długości ściany: a) 510 cm (85%), b) 360 cm (60%)

Fig. 19. The effort in the elements of the model at the terrain threshold including various lengths of the wall: a) 510 cm (85%); b) 360 cm (60%)

Źródło: [16]



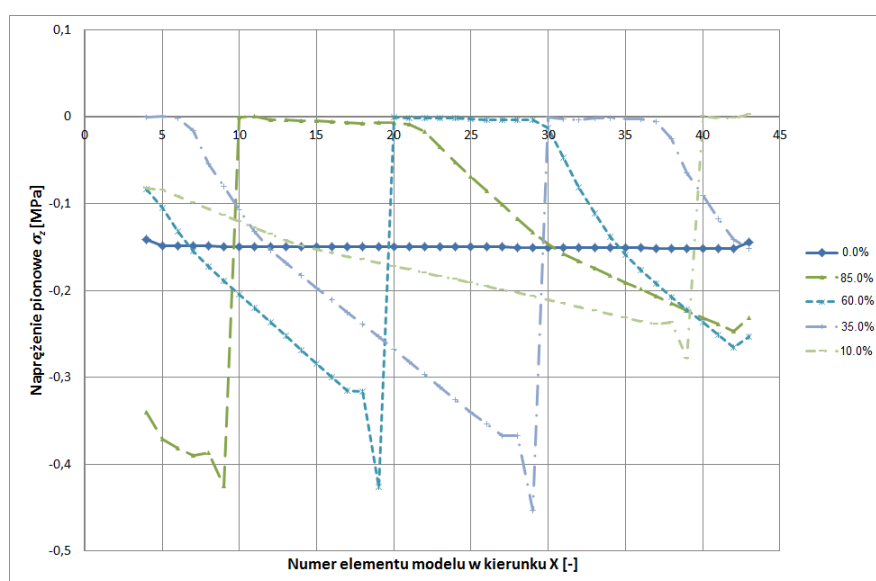
Rys. 19. cd. wyłączenie w elementach modelu przy stopniu terenowym obejmującym różne długości ściany: c) 210 cm (35%); d) 60 cm (10%)

Fig. 19. continued. The effort in the elements of the model at the terrain threshold including various lengths of the wall: c) 210 cm (35%); d) 60 cm (10%)

Źródło: [16]

Odształcenia podłoża nie pozostają bez wpływu na konstrukcję obiektu. Dwumateriałowa struktura ściany (zbrojony beton i mur ceglany) współpracuje właściwie. Przy niewielkim stopniu „zawisnięcia” konstrukcji (rys. 19d) można zauważyć nieznaczny wzrost wyłączeń gruntu przy stopniu i prawie brak zmian wyłączeń w konstrukcji. W opozycji do tego przypadku stoi przypadek pierwszy (rys. 19a), gdzie osiadło około 85% długości ściany, a lewy narożnik stał wyraźnie mocną podporą. Mimo żelbetowej konstrukcji ramy stworzonej przez połączenie wieńca, rdzeni i ławy fundamentowej na mur ceglany przetransmitowane zostały deformacje, co spowodowały uszkodzenie w ścianie przy dolnym narożu otworu okiennego i drzwiowego – kolor czarny (rys. 19a). Podobny stopień wyłączenia w ścianie murowanej stwierdzono, gdy stopień terenowy obejmował 35% długości ławy (rys. 19c). Pojawiające się wysokie wyłączenia (ponad 99% – kolor czarny)

występują w innych miejscach ściany, ale również przy narożach otworów. Taki stan pracy konstrukcji jest wywołany zmianą schematu statycznego. W pierwszym przypadku mamy do czynienia z typową „belkową” pracą ściany (rys. 19a), natomiast w drugim ze „wspornikową” (rys. 19c). Mur ceglany w konstrukcji spełnia rolę usztywnienia ramy i zostaje poddany odkształceniom, które powodują powstanie naprężeń rozciągających w połowie długości zlokalizowanych u dołu – praca „belkowa” oraz u góry – praca „wspornikowa”. Strefa uszkodzeń występuje w miejscach najmniejszej sztywności przekroju, a więc w obrębie otworów. Pozostałe dwa przedstawione przypadki są stadiami przejściowymi i stopnie wyężenia elementów konstrukcji są znacznie niższe.



Rys. 20. Zmienność pionowych naprężeń σ_z pod ławą fundamentową w zależności od położenia stopnia terenowego w stosunku do prawego końca ławy

Fig. 20. Variability of vertical stresses σ_z under the continuous footing depending on the location of the terrain threshold in relation to the right end of the footing

Źródło: [16]

Dla zobrazowania redystrybucji naprężeń w podłożu na skutek pojawiającego się stopnia terenowego sporządzono wykresy naprężeń normalnych pionowych σ_z . Rys. 20 pokazuje zmianę tych naprężeń w warstwie znajdującej się bezpośrednio pod fundamentem. Widać wyraźnie wzrosty naprężeń w miejscach podparć i redukcję bezpośrednio przy zrzucie stopnia. Rys. 20 przedstawia porównawczy wykres naprężeń w przypadku braku stopnia (oznaczenie 0,0%) oraz kolejno stopień obejmujący różny zakres fundamentu. Dla małego zakresu osiadań (10% i 35% długości) można zaobserwować zawiśnięcie fundamentu – redukcja naprężeń σ_z do zera, a dla większego zakresu (60% i 85% długości) zaraz przy stopniu następuje

redukcja. W miarę jednak oddalania się od stopnia następuje wzrost naprężeń. W pierwszym przypadku charakter pracy ściany jest „wspornikowy”, a następnie „belkowy” (dwa punkty podparcia). We wszystkich przypadkach następuje znaczny wzrost naprężeń przy stopniu w części, która nie osiadła. W prezentowanym przypadku wzrost jest ponad dwukrotny – 0,15 MPa dla przypadku bez deformacji podłoża oraz ponad 0,4 MPa dla osiadania obejmującego ponad 30% długości.

5. Podsumowanie

Przeprowadzenie analizy współpracy budowla-podłoże górnicze staje się nieodzownym elementem procesu projektowania budynków na terenach poddanych deformacjom pochodzenia górniczego. Nawet wzięcie pod uwagę najprostszego sposobu analizy z wykorzystaniem sprężystego modelu materiałowego zbliża projektanta do rzeczywistego sposobu pracy konstrukcji. Wzięcie pod uwagę sprężystości podłoża i konstrukcji umożliwia redukcję wygięcia obiektu wywołanych krzywizną terenu. Powoduje to uwzględnienie bardziej realistycznych wzrostów sił wewnętrznych w konstrukcji.

Uwzględnienie bardziej zaawansowanych modeli materiałowych stosowanych w profesjonalnych systemach obliczeniowych np. Athena pozwala dokładniej analizować zachowanie konstrukcji, by określić miejsca zagrożonych wyczerpaniem nośności – w tym konkretnym przypadku zarysowaniem ścian. Ciągłe deformacje terenu wprowadzone do układu budowla-podłoże w postaci poziomych odkształceń i krzywizny terenu wywołały znaczący wzrost sił wewnętrznych, co zobrazowano na rysunkach. Należy jednak zwrócić uwagę na fakt, że wygięcie bryły gruntu do promienia krzywizny pomierzonego w terenie spowodowało wygięcie konstrukcji do promienia o większej długości. Taka sytuacja wystąpiła tylko dzięki uwzględnieniu sztywności konstrukcji, a w szczególności sztywności ścian podłużnych.

W ostatnim przykładzie przedstawiono konstrukcję jednej ściany poddanej działaniu ujawniającego się stopnia terenowego. Zastosowany sprężysto-plastyczny model materiałowy dla wszystkich materiału układu budowla-podłoże pozwolił uwzględnić plastyczne zachowanie się podłoża i jego odkształcenie w obszarze koncentracji naprężeń wywołanych obciążeniem konstrukcją. Dzięki takiemu podejściu krawędziowe koncentracje naprężeń w podłożu oddziałują na konstrukcję

w większym obszarze. Zakres tego obszaru jest zależny od sztywności podłoża i jest tym korzystniejszy dla konstrukcji, im podłoże ma mniejszą sztywność.

W każdym z przedstawionych przykładów uwzględnienie wzajemnego oddziaływania podłoża i konstrukcji powoduje pewną redukcję przyrostu sił wewnętrznych w konstrukcji w stosunku do analizy konstrukcji z uwzględnieniem wpływów górniczych, a bez uwzględnienia sprężystych i pozasprężystych właściwości podłoża. Dla osiągnięcia poprawności rozwiązania tego zadania kluczowe znaczenie ma określenie tych parametrów podłoża w układzie budowla-podłoże.

Praca została sfinansowana w ramach prac naukowych Katedry Inżynierii Budowlanej Politechniki Śląskiej o numerze BK-211/RB6/2023.

Bibliografia

1. Białek J.: Algorytmy i programy komputerowe do prognozowania deformacji terenu górniczego. Monografia. Politechnika Śląska, vol. 42, Gliwice 2003.
2. Budryk W.: Wyznaczanie wielkości poziomych odkształceń terenu. Archiwum Górnictwa i Hutnictwa 1953, t. 1, z. 1.
3. Červenka V., Jendele L., Červenka J.: ATENA Program documentation, Part 1, Theory, Prague 2016.
4. Chen W.F.: Plasticity in Reinforced Concrete. J.Ross Publishing, Fort Lauderdale 2007.
5. Chudek M., Janusz W., Zych L.: Studium dotyczące stanu rozpoznania tworzenia się i prognozowania deformacji nieciągłych pod wpływem podziemnej eksploatacji złóż. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej Górnictwo, z. 141, Gliwice 1988.
6. Gerstle K. et al.: Behaviour of concrete under multiaxial stress state. Journal of Engineering Mechanics Division ASCE, vol. 106, 1980, p. 1383-1403.
7. Kapusta Ł.: Analiza deformacji budynków mieszkalnych wywołanych krzywizną terenu górniczego, Politechnika Śląska, Gliwice 2017 (rozprawa doktorska, Politechnika Śląska, Wydz. Budownictwa).
8. Kawulok M.: Szkody górnicze w budownictwie. Wydawnictwa Instytutu Techniki Budowlanej, Warszawa 2010.

9. Knothe S.: Równanie profilu ostatecznie wykształconej niecki osiadania. *Archiwum Górnictwa i Hutnictwa*, t. I, z. 1, 1953.
10. Knothe S.: Wpływ czasu na kształtowanie się niecki osiadania. *Archiwum Górnictwa i Hutnictwa*, I, I, 1953.
11. Kupfer H., Hilsdorf K., Rusch H.: Behaviour of Concrete under Biaxial Stresses, *J. Am. Concr. Inst.*, vol. 66, no. 8, August 1969, p. 656-666.
12. Majewski S.: *Mechanika betonu konstrukcyjnego w ujęciu sprężysto-plastycznym*. Monografia, Politechnika Śląska, vol. 45, Gliwice 2003.
13. Strzałkowski P.: *Prognozowanie powierzchniowych nieciągłych deformacji na terenach górniczych i pogórnich*. Monografia, Politechnika Śląska, vol. 816, Gliwice 2020.
14. Szojda L.: *Analiza współdziałania murowanych budynków ścianowych z deformującym się podłożem*. (praca doktorska), Gliwice 2001.
15. Szojda L.: *Analiza numeryczna wpływu nieciągłych deformacji podłoża na budynki ścianowe*. Monografia, Politechnika Śląska, vol. 223, Gliwice 2009.
16. Szojda L.: *Analiza współpracy budowla-podłoże gruntowe dla ściany murowanej obciążonej wpływem nieciągłych deformacji podłoża górniczego*. V Konferencja naukowo-szkoleniowa, Karpacz, 15-17 października 2014. Główny Instytut Górnictwa. Zakład Ochrony Powierzchni i Obiektów Budowlanych, Śląska Okręgowa Izba Inżynierów Budownictwa, Polski Związek Inżynierów i Techników Budownictwa.
17. Szojda L., Kapusta Ł.: Evaluation of the elastic model of a building on a curved mining ground based on the results of geodetic monitoring. *Archives of Mining Sciences*, vol. 65 iss. 2, 2020, p. 213-224, DOI: 10.24425/ams.2020.133188, <http://journals.pan.pl/dlibra/publication/133188/edition/116355/content>.
18. Szojda L., Kapusta Ł.: Numerical analysis of the influence of mining ground deformation on the structure of a masonry residential building. *Archives of Civil Engineering*, vol. 67 iss. 3, 2021 pp. 243-257, DOI: 10.24425/ace.2021.138054, https://ace.il.pw.edu.pl/wp-content/uploads/2021/09/15_ACE-00219_A4.pdf;
19. Ścigała R.: *Komputerowe wspomaganie prognozowania deformacji górotworu i powierzchni wywołanych podziemną eksploatacją górnictwem*. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2008.
20. Willam K.J., Warnke E.P.: Constitutive Models for the Triaxial Behaviour of Concrete. IABSE Seminar on Concrete Structures subjected to Triaxial Stress, Bergamo 1974, IABSE Proc. Vol. 19, 1975, p. 1-30.

21. Wiłun Z.: Zarys geotechniki. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 1987.
22. Zienkiewicz O.C.: Metoda elementów skończonych. Arkady, Warszawa 1972.
23. Instrukcja ITB nr 364/2007: Wymagania techniczne dla obiektów budowlanych wznoszonych na terenach górniczych. Warszawa 2007.
24. Instrukcja ITB nr 391/2003: Projektowanie budynków podlegających wpływom wstrząsów górniczych. Warszawa 2003.
25. Instrukcja ITB nr 416/2006: Projektowania budynków na terenach górniczych. Wydawnictwo ITB, Warszawa 2006.
26. PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

WYDAWNICTWO POLITECHNIKI ŚLĄSKIEJ
ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice
tel. (32) 237-13-81, faks (32) 237-15-02
www.wydawnictwopolitechniki.pl

UIW 48600

Sprzedaż i Marketing
tel. (32) 237-18-48
wydawnictwo_mark@polsl.pl

Sprawy wydawnicze
tel. (32) 237-13-81
wydawnictwo@polsl.pl

Nakł. 160 + 44

Ark. wyd. 20

Ark. druk.17,875

Papier 80 g

Zam. 77/23

Monografia 998

Biuro Konferencji:



**Politechnika
Śląska**

Wydział Budownictwa

ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice



konferencjakrynica2023@polsl.pl



www.polsl.pl/rb/krynica-gliwice-2023

ISBN 978-83-7880-917-3

Wydawnictwo Politechniki Śląskiej

44-100 Gliwice, ul. Akademicka 5
tel. (32) 237-13-81, faks (32) 237-15-02
www.wydawnictwopolitechniki.pl

Dział Sprzedaży i Reklamy

tel. (32) 237-18-48
e-mail: wydawnictwo_mark@polsl.pl

68. Krynicka Konferencja Naukowa

Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB



Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej
Polskiej Akademii Nauk



Polski Związek Inżynierów
i Techników Budownictwa



Wydział Budownictwa
Politechniki Śląskiej