

dr inż. Grzegorz Bartnik^{1*)}

ORCID: 0000-0002-9106-9454

dr inż. Mirosław Bukowski

ORCID: 0009-0005-3037-6679

Identification and analysis of geotechnical causes of uplift and damage to an industrial-office building

Analiza geotechnicznych przyczyn podniesienia i uszkodzenia budynku produkcyjno-biurowego

DOI: 10.15199/33.2025.12.17

Abstract. The article identifies the geotechnical impact of a municipal waste landfill as the cause of deformation and damage to an industrial-office building. The analysis of the overall stability of the landfill slope, with the slip surface outlet at the building's summit, indicated a safety factor above the secure value. Therefore, the cause of the building's deformation cannot be attributed to a global stability loss. The scale of the observed uplift phenomenon at the landfill's forefront cannot be justified within the framework of overall stability assessment. It has been demonstrated that the rheological effects of soils and the preconsolidation of the landfill's layers due to the compaction of stored waste play a significant role.

Keywords: overall stability; soil creep; building damage.

Streszczenie. W artykule wskazano geotechniczne oddziaływanie składowiska odpadów komunalnych jako przyczynę deformacji i uszkodzenia budynku produkcyjno-biurowego. Analiza stateczności ogólnej zbocza składowiska z wychodnią powierzchni poślizgu w szczycie budynku wykazała, że wartość współczynnika bezpieczeństwa jest większa od wartości bezpiecznej. W związku z tym przyczyną deformacji budynku nie może być globalna utrata stateczności. Skala obserwowanego zjawiska wypiętrzenia przedpoła hałdy nie może być uzasadniona w ramach oceny stateczności ogólnej. Wykazano, że istotną rolę odgrywają efekty reologiczne gruntów oraz prekonsolidacja warstw hałdy w wyniku zagęszczania składowanych odpadów.

Słowa kluczowe: ocena stateczności ogólnej; pełzanie gruntu; zniszczenie budynku

The production building, with an office-social section on the eastern side, is located near the Warsaw Metallurgical Railway Line (rail line no. 938, Jelonki – Radiowo) and the inactive municipal waste landfill situated beyond it. The distance between the building's external wall and the railway line is at least 31 m, and to the landfill 46 m. On the western side, at a distance of approx. 16 m from the building, runs a single-carriageway asphalt road carrying heavy truck traffic. The spatial arrangement of the facilities is shown in Photo 1.

For nearly ten years of operation, the building served its intended function without failure. During this period its technical condition raised no concerns, as no visible damage was present. Beginning in 2014, initial surface cracks began to appear in the structural elements, followed by larger fractures and displacements of structural components. Cracks were observed in walls and columns, vertical elements became tilted, the floor slabs and the roof level were uplifted, and the external elevator shaft separated from the building. The progressing deformation led to cracking of window panes (Photo 2).

The ground surface surrounding the building displayed unnatural uplift from the eastern gable of the hall towards the property boundary. Further inspection of adjacent plots revealed that similar deformation occurred on neighbouring sites,

Budynek produkcyjny, z częścią socjalno-biurową od strony wschodniej, usytuowany jest w sąsiedztwie Warszawskiej Magistrali Hutniczej (linia kolejowa nr 938 relacji Jelonki – Radiowo) oraz znajdującego się za nią nieczynnego wysypiska odpadów komunalnych. Odległość między ścianą zewnętrzną budynku a linią kolejową wynosi co najmniej 31 m, a składowiskiem odpadów 46 m. Od strony zachodniej, w odległości ok. 16 m od budynku, przebiega jednojezdniowa ulica o nawierzchni asfaltowej, obciążona ruchem samochodów ciężarowych. Usytuowanie opisanych obiektów pokazano na fotografii 1.

Przez prawie dziesięć lat eksploatacji obiekt spełniał bezawaryjnie swoją funkcję, do której był zaprojektowany. W tym okresie jego stan techniczny nie budził najmniejszych wątpliwości właścicieli obiektu, ponieważ nie było widocznych uszkodzeń. Począwszy od 2014 r. na elementach konstrukcyjnych budynku zaczęły pojawiać się początkowo zarysowania, a następnie pęknięcia i przemieszczenia elementów konstrukcyjnych. Stwierdzono spękania ścian oraz słupów, odchylenia elementów pionowych, podniesienie poziomu posadzek oraz stropu, odspojenie zewnętrznego szybu windowego od budynku. Postępujące deformacje prowadziły do pęknięcia szyb w oknach (fotografia 2).

Powierzchnia terenu otaczającego budynek wykazywała nienaturalne wypiętrzenia od strony wschodniego szczytu budynku do ogrodzenia działki. Dalsze oględziny terenów przyległych wykazały, że deformacja powierzchni terenu występuje także na działkach sąsiednich, a tory linii kolejowej wy-

¹⁾ Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej

^{*)} Adress for correspondence: grzegorz.bartnik@pw.edu.pl

and the railway tracks exhibited displacement away from the landfill toward the building as well as upward movement. The technical condition of the building deteriorated each year. In 2018, the District Building Control Inspector issued a decision to vacate the building completely and ordered the placement of a notice indicating a safety hazard and prohibition of use.

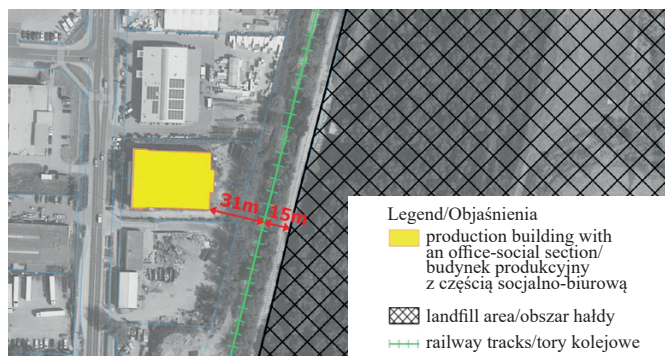


Photo 1. The location of the building relative to the waste dump
Fot. 1. Lokalizacja budynku względem składowiska odpadów

Building characteristics

The building was constructed in 2004–2005 and obtained its occupancy permit in 2006. It is a production building – a two-storey hall with an office – social section attached to the western side of the hall. The building's plan dimensions are 43×33 m, and its maximum height is 12 m. The structural

system is reinforced concrete: a frame structure with prestressed precast hollow-core slabs. External and internal walls are infill masonry made of aerated concrete units and concrete blocks. Columns and beams were cast in place. The foundations consist of strip footings beneath walls and isolated footings beneath columns. The foundation depth is 1.6 m below ground level.

Geodetic displacement measurements using reference points installed on the building between 2017 and 2024 showed that the eastern gable of the hall experienced an uplift of approx. 300–350 mm, with the maximum recorded displacement of 355 mm. Measured vertical displacements on the street side reached 23 mm and 79 mm. The average differential displacement between the ends of the hall is 235 mm [1]. Considering the monitoring period, the maximum rate of displacement occurred in 2017, after which the process entered a decay phase. Figure 1 shows the increments of vertical displacement between measurements and the locations of monitoring points.

Landfill and railway line

The municipal waste landfill was established in 1961, and unsorted municipal waste was deposited there for about 30 years. Waste acceptance ended in 2016. In 2017, reclamation work was carried out to reshape the landfill body for use as a ski slope, construct an access road, and install drainage along the planned ski route. The landfill height is approx. 56.0 m and its area approx. 14.6 ha.



Photo 2. Deformations of the building elements (a) and the surface of the adjacent land – red line (b)
Fot. 2. Deformacja elementów budynku (a) oraz powierzchni terenu przyległego – linia czerwona (b)

system is reinforced concrete: a frame structure with prestressed precast hollow-core slabs. External and internal walls are infill masonry made of aerated concrete units and concrete blocks. Columns and beams were cast in place. The foundations consist of strip footings beneath walls and isolated footings beneath columns. The foundation depth is 1.6 m below ground level.

struktura budynku jest żelbetowa: szkieletowa; stropy żelbetowe z prefabrykowanych, kanałowych płyt stropowych ze zbrojeniem sprężającym. Ściany zewnętrzne i wewnętrzne wypełnione murem z pustaków gazobetonowych oraz bloczków betonowych. Słupy i rygle wykonano z żelbetu wylewanego na mokro. Fundamenty budynku stanowią ławy pod ścianami oraz stopy fundamentowe w miejscu słupów. Poziom posadowienia to 1,6 m p.p.t. Z wyników pomiarów przemieszczeń reperów geodezyjnych zainstalowanych na budynku, prowadzonych w latach 2017–2024, wynika, że szczyt hali od strony wschodniej doznał maksymalnego przyrostu rzędu $300 \div 350$ mm a maksymalne zmierzone przemieszczenie wynosi 355 mm, natomiast zmierzone przemieszczenia pionowe od strony ulicy wyniosły 23 i 79 mm. Średnia różnica przemieszczenia pomiędzy krawędziami hali to 235 mm [1]. Uwzględniając zakres czasowy prowadzonego monitoringu, stwierdzono, że maksymalna dynamika przyrostu przemieszczeń występowała w 2017 r., a w okresie późniejszym przeszła w fazę wygaszania. Na rysunku 1 pokazano przyrost przemieszczeń poszczególnych punktów pomiarowych pomiędzy kolejnymi pomiarami oraz ich lokalizację.

Składowisko odpadów i linia kolejowa

Składowisko odpadów założono w 1961 r., a następnie przez 30 lat zwożono niesegregowane odpady komunalne. Ostateczne przyjmowanie odpadów do składowania zakończono w 2016 r. W 2017 r. prowadzono prace rekultywacyjne w celu ukształto-

kazującą przemieszczenie od haldy składowiska w kierunku budynku oraz uniesienie. Stan techniczny budynku pogarszał się z każdym kolejnym rokiem. W 2018 r. Powiatowy Inspektor Nadzoru Budowlanego wydał decyzję o opróżnieniu budynku w całości oraz zarządził umieszczenie na nim informacji o stanie zagrożenia bezpieczeństwa ludzi oraz zakazie jego użytkowania.

Charakterystyka budynku

Przedmiotowy budynek został wybudowany w latach 2004 ÷ 2005, a pozwolenie na użytkowanie uzyskał w 2006 r. Jest to budynek produkcyjny – dwukondygnacyjna hala, z częścią biurowo-socjalną przylegającą do hali od strony zachodniej. Wymiary budynku w rzucie to 43×33 m, a maksymalna wysokość 12 m. Kon-

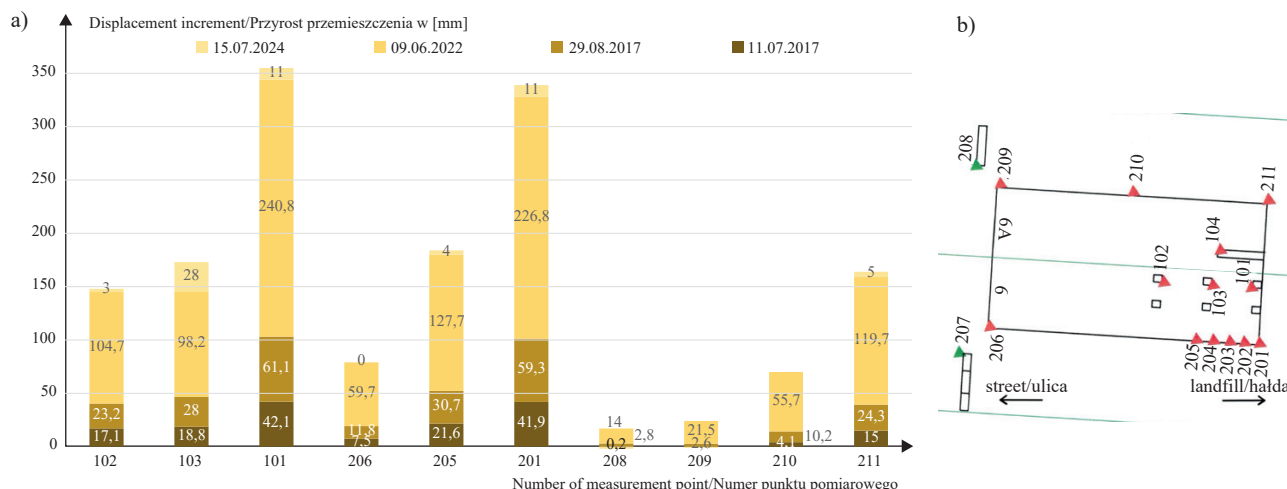


Fig. 1. Increments of vertical displacements Δw [mm] of selected measurement points (a); location of measurement points (b)
Rys. 1. Przyrosty przemieszczeń pionowych Δw [mm] wybranych punktów pomiarowych (a); lokalizacja punktów pomiarowych (b) [1]

The Warsaw Metallurgical Railway Line is a single-track, non-electrified line connecting Jelonki station with Radiowo station. It enables rail transport to ArcelorMittal Warsaw. Freight trains transport scrap metal, steel products, and coal. The train speed is limited to 20 km/h. Vibration measurements induced by train traffic showed that the maximum measured horizontal ground acceleration at the building location did not exceed the normative limit: $0.018 \text{ m/s}^2 < 0.050 \text{ m/s}^2$ [1]. Dynamic shock interactions caused by wheel–rail impact at joints were classified, based on the shock factor $\chi \leq 3.5 \text{ cm}^2/\text{s}^3$, as imperceptible or very slightly perceptible to the building structure and not causing damage [1].

Geodetic measurements [2] of track displacement indicate that horizontal and vertical displacements affect a forefield strip approx. 240 m wide, with a distribution similar to a sinusoid. The amplitude of horizontal displacements in 2017–2024 was approx. 400 mm, and the maximum daily increment of horizontal and vertical displacement was 1.0–1.3 mm/day. On average, horizontal and vertical displacement increments were similar, although vertical increments were locally about three times larger. The tracks required several repairs due to ongoing displacement.

Geotechnical conditions

According to the geotechnical documentation [3], cohesive soils lie beneath the foundation level, primarily silty clays and stiff silty clays, locally dilatant. Silts and silty sands occur subordinately. The subsurface between the landfill and the building consists of shallow uncontrolled fills and organic soils; cohesive glacial soils to depths of 10–15 m; glaciofluvial sands of varied grain size; and variegated clays whose upper surface displays significant elevation differences of 12–25 m below ground surface [4].

Six boreholes, 14–28 m deep, were drilled in the landfill forefield, along with CPT soundings in three test profiles to depths of 11.2–14.0 m. Soil samples were collected for physical and strength tests [4]. The table presents characteristic

wania bryły składowiska z przeznaczeniem na stok narciarski, wykonania drogi dojazdowej oraz drenażu wzdłuż planowanej trasy narciarskiej. Wysokość hałdy wynosi ok. 56,0 m, a powierzchnia zajmowana przez składowisko ok. 14,6 ha.

Warszawska Magistrala Hutnicza to jednotorowa, niezelektryfikowana linia kolejowa nr 938 łącząca stację Jelonki ze stacją Radiowo. Linia ta umożliwia transport kolejowy do Huty Arcelor-Mittal Warszawa. Magistralą porusza się tabor towarowy przewożący złom, wyroby hutnicze i węgiel. Prędkość pociągów na magistrali jest ograniczona do 20 km/h. Na podstawie wykonanych pomiarów drgań od ruchu pociągów stwierdzono, że maksymalna pomierzona wartość poziomej amplitudy przemieszczenia podłoża gruntowego w miejscu lokalizacji budynku nie przekracza normowej wartości granicznej $0,018 \text{ m/s}^2 < 0,050 \text{ m/s}^2$ [1]. Oddziaływania dynamiczne o charakterze uderowym, tj. uderzenia kół pociągów o szyny w miejscach połączeń, można zaklasyfikować, na podstawie wartości wskaźnika wstrząsu $\chi \leq 3,5 \text{ cm}^2/\text{s}^3$, jako nieodczuwalne i bardzo słabo odczuwalne przez konstrukcję budynku, niepowodujące uszkodzeń [1].

Z pomiarów geodezyjnych [2] przemieszczeń szyn wynika, że przemieszczeniom poziomym oraz pionowym podlega pas przedpola o szerokości ok. 240 m, a rozkład przemieszczeń na szerokości zbliżony jest do sinusoidalnego. Amplituda przemieszczeń poziomych w latach 2017 ÷ 2024 wynosi ok. 400 mm, a maksymalne natężenie przyrostu przemieszczeń poziomych oraz pionowych 1,0 ÷ 1,3 mm/dobę. Można przyjąć, że średni przyrost przemieszczeń poziomych i pionowych jest zbliżony, ale lokalnie pionowe są ok. 3 razy większe od poziomych. Tory ze względu na postępujące przemieszczenie wymagały kilkakrotnego remontu.

Warunki geotechniczne

Z dokumentacji geotechnicznej [3] przedmiotowego budynku wynika, że poniżej poziomu fundamentów zalegają grunty spoiste, a przede wszystkim gliny pylaste oraz gliny pylaste związane w stanie twardoplastycznym i twardoplastycznym na granicy półzwarłego. Podrzednie stwierdzono pyły oraz piaski pylaste. W podłożu pomiędzy hałdą składowiska a budynkiem zgenera-

values of geotechnical parameters for the computational layers shown in Figure 2.

Analytical assessment

Considering the geodetic monitoring results, a causal relationship can be inferred between the uplift of the hall subsoil, the uplift in the landfill forefield to the west, and the placement of waste in the landfill and its cessation.

To identify the failure mechanism, the overall stability of the landfill was first verified analytically using Bishop's method. Calculations were performed for two slip surface locations: the least favourable and one with an outcrop beneath the eastern gable of the hall. The corresponding safety factors were $F = 1.12$ and $F = 1.57$ (Figure 2).

The generally accepted safe value is $F \geq 1.3$ [5], which ensures the ultimate limit state and acceptable displacements for characteristic soil parameters. Considering the obtained value $F = 1.57$, global instability cannot be regarded as the cause of building damage, especially since the computed slip surface is not the least favourable. The least favourable slip surface lies in front of the building, at the toe of the landfill slope, confirming the need to explain the uplift of the landfill forefield using a model other than classical limit-equilibrium theory (Figure 3).

Creep processes under long-term loads lower than the limit load can be described using a Newtonian fluid model [6, 7], shown in Figure 4. Inclination measurements performed in the landfill forefield as part of [8] indicate that the thickness of the uplift-affected zone is at least $h_w \approx 14$ m (Figure 3). Assuming that the viscosity of the soil below depth h_w is small relative to the upper layer,

Characteristic values of geotechnical parameters for computational layers [4]

Wartości charakterystyczne parametrów geotechnicznych warstw obliczeniowych [4]

Geotechnical layer number/ Numer warstwy geotechnicznej	Soil type/ Rodzaj gruntu	I_L/I_D [–]	Φ' [°]	c' [kPa]	γ [kN/m ³]
I	uncontrolled fills and organic soils/ nasypy niekontrolowane oraz grunty organiczne	0,5	10,0	10,0	15,0
IIIa	Pd, P π	0,4–0,6	30,4	0,0	17,5
IIIb		> 0,7	31,4	0,0	18,5
IVa	Ps, Pr	0,4–0,6	33	0,0	18,5
IVb		> 0,7	34,2	0,0	19,0
V	Ż. Po	> 0,7	39,9	0,0	20,0
VIa	Π, Πp, Pg	0,0–0,2	14,8	16,9	20,5
VIb		< 0,0	18,0	30,0	20,5
VIIa	G π , G π z	0,0–0,2	14,8	16,9	21,0
VIIb		< 0,0	18,0	30,0	21,0
VIII	I, I π	< 0,0	13,0	60,0	20,0
IX	landfill waste/ odpady	–	26,0	20,0	14,0

Legend: I_L/I_D [–] – liquidity index/ relative density; Φ' [°] – angle of internal friction; c' [kPa] – cohesion; γ [kN/m³] – unit weight/
Oznaczenia: I_L/I_D [–] – stopień plastyczności/ stopień zagęszczenia; Φ' [°] – kąt tarcia wewnętrznego; c' [kPa] – spójność; γ [kN/m³] – ciężar objętościowy

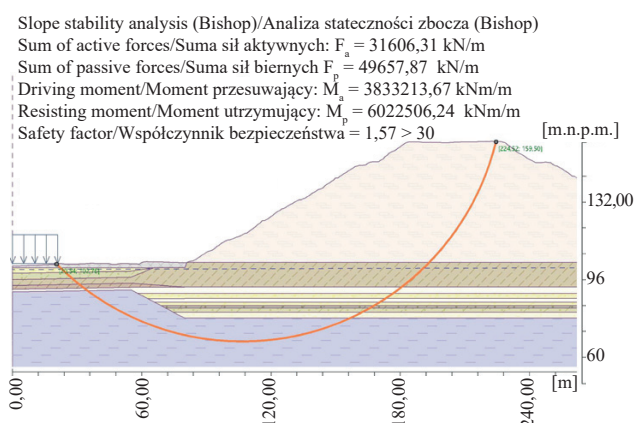


Fig. 2. Overall stability for the slip surface with an outcrop at the top of the hall ($F = 1.57$)

Rys. 2. Stateczność ogólna powierzchni poślizgu z wychodnią w szczycie hali ($F = 1,57$)

riantach położenia powierzchni poślizgu: najniekorzystniejszej oraz z wychodnią powierzchni poślizgu pod wschodnim szczytem hali. Wartość współczynników bezpieczeństwa F wyniosła odpowiednio $F = 1,12$ oraz $F = 1,57$ (rysunek 2). **Za wartość bezpieczną uznaje się $F \geq 1,3$ [5], która zabezpiecza stan**

lizowaną budowę geologiczną stanowią: przypowierzchniowo zalegające niekontrolowane nasypy oraz grunty organiczne (podrzednie); spoiste grunty lodowcowe zalegające do głębokości $10 \div 15$ m; piaski wodnolodowcowe o zróżnicowanym uziarnieniu oraz łył pstry o stropie wykazującym znaczne deniwelacje $12 \div 25$ m p.p.t. [4]. W ramach ustalenia warunków geotechnicznych na przedpolu hały wykonano 6 otworów badawczych o głębokości $14 - 28$ m p.p.t., sondowania statyczne CPT w trzech profilach badawczych do głębokości $11,2 - 14,0$ m. Podczas wykonywania wierceń pobrano próbki gruntu do badania cech fizycznych oraz wytrzymałości [4]. W tabeli zestawiono wyznaczone, w ramach opracowania [4], wartości charakterystyczne parametrów geotechnicznych warstw ujętych w przekroju obliczeniowym pokazanym na rysunku 2.

Analiza obliczeniowa

Uwzględniając wyniki monitoringu geodezyjnego, można wnioskować o istnieniu związku czasowo-skutkowego pomiędzy wypiętrzaniem podłoża hali, wypiętrzaniem przedpola przed hałą po stronie zachodniej oraz umieszczeniem odpadów na składowisku i końcem jego eksploatacji.

W celu zidentyfikowania mechanizmu zniszczenia sprawdzono analitycznie w pierwszej kolejności stateczność ogólną składowiska wg metody Bishopa. Obliczenia prowadzono w dwóch wariantach położenia powierzchni poślizgu: najniekorzystniejszej oraz z wychodnią powierzchni poślizgu pod wschodnim szczytem hali. Wartość współczynników bezpieczeństwa F wyniosła odpowiednio $F = 1,12$ oraz $F = 1,57$ (rysunek 2). **Za wartość bezpieczną uznaje się $F \geq 1,3$ [5], która zabezpiecza stan**

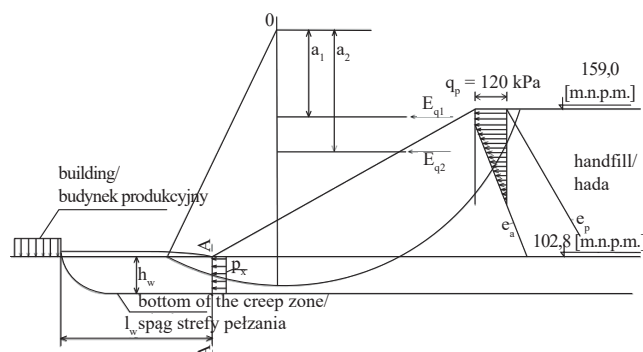
an optimal l_w/h_w ratio can be obtained (Figure 3) at which the uplift rate reaches a maximum [8]:

$$\frac{l_w}{h_w} = \pi \sqrt{\frac{p_x}{\gamma h_w}} \quad (1)$$

where γ is the unit weight of the compressed layer and the remaining symbols correspond to those in Figure 4. Using $l_w \approx 60$ m, $h_w \approx 14$ m, and $\gamma = 21$ kN/m³, formula (1) yields an uplift pressure $p_x = 547$ kPa, and the uplift load is: $S_1 = 1 \text{ m} \cdot 14 \text{ m} \cdot 547 \text{ kPa} = 7670$ kN/m. For comparison, uplift load was also calculated using the Rayleigh–Ritz formulation [9] for sinusoidal buckling of a strip on a Winkler elastic foundation, obtaining:

$$S_2 = \frac{U \cdot (2l_w)^2}{\pi^2} + \frac{EJ\pi^2}{(2l_w)^2} \quad (2)$$

where U is the subgrade modulus of the strip and EJ is its bending stiffness. Because varved clays are present, the first term (laminations, discontinuities) was omitted. The modulus of deformation for silty clays was taken as $E = 5 \times 10^4$ kPa according to [10], accounting for small strains. Other parameters were adopted as in (1). The result was $S_2 = 7820$ kN/m. The



Legend: p_x – unit uplift threshold; q_p – maximum preconsolidation pressure; E_{q1} , E_{q2} – resultant preconsolidation load; a_1 , a_2 – lever arms of forces E_{q1} and E_{q2} ; h_w – thickness of the uplift zone; l_w – length of the uplift zone; O – rotation point; A–A – calculation section/

Oznaczenia: p_x – jednostkowy próg wypiętrzania; q_p – maksymalne ciśnienie prekonsolidacji; E_{q1} , E_{q2} – wypadkowa obciążenia prekonsolidacji; a_1 , a_2 – ramiona sił E_{q1} oraz E_{q2} ; h_w – miąższość strefy wypiętrzania; l_w – długość strefy wypiętrzania; O – punkt obrotu; A–A – przekrój obliczeniowy

Fig. 3. Calculation scheme for stability with the least favorable slip surface ($F = 1.12$)

Rys. 3. Schemat obliczeniowy stateczności z najmniej korzystną powierzchnią poślizgu ($F = 1,12$)

similarity of S_1 and S_2 confirms the correctness of the analysis. It must be emphasised that the key parameter governing uplift initiation h_w is determined from inclinometer measurements.

A crucial step is to estimate the in situ horizontal load E_x relative to the uplift load S_1 . The calculated increase of lateral pressure in section A–A (Figure 3), due to lateral expansion from the landfill, is $E_x = 6010$ kN/m < 7670 kN/m, which rules out uplift in the forefield. The analysis must account for the compaction of waste using a CD66 compactor with steel wheel drums, diameter 1.3 m and width 1.0 m, generating an

graniczny nośności oraz tolerowane przemieszczenia przy charakterystycznych parametrach. Uwzględniając otrzymaną wartość $F = 1,57$, nie można przyjąć, że przyczyną uszkodzeń budynku jest niestateczność ogólna hałdy, tym bardziej że wyznaczona powierzchnia poślizgu nie jest najmniej korzystna. Najmniej korzystna wychodnia powierzchni poślizgu znajduje się bowiem przed budynkiem, u podnóża skarpy hałdy, co potwierdza konieczność uzasadnienia wypiętrzania przedpola hałdy innym modelem niż klasyczny stan graniczny (rysunek 3).

Procesy pełzania przy długotrwałych obciążeniach mniejszych od granicznych można opisać modelem cieczy Newtona [6, 7] pokazanym na rysunku 4. Pomiary inklinometryczne na przedpola hałdy, realizowane w ramach [8] wskazują, że miąższość strefy podlegającej wypiętrzaniu wynosi co najmniej $h_w \approx 14$ m (rysunek 3). Przy założeniu, że lepkość podłoża poniżej głębokości h_w jest mała w odniesieniu do strefy górnej, uzyskuje się oszacowanie optymalnego l_w/h_w (rysunek 3), przy którym prędkość wypiętrzania osiąga maksimum [8]:

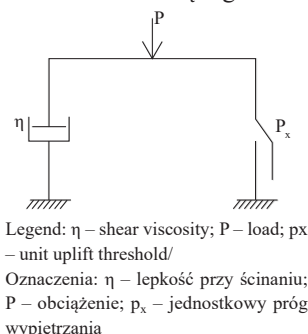
$$\frac{l_w}{h_w} = \pi \sqrt{\frac{p_x}{\gamma h_w}} \quad (1)$$

gdzie: γ – ciężar objętościowy warstwy podlegającej ścisnaniu, a pozostałe symbole są zgodnie z rysunkiem 4. Przyjmując parametry przedpola podlegającego wypiętrzaniu $l_w \approx 60$ m, $h_w \approx 14$ m i $\gamma = 21$ kN/m³, z wzoru (1), uzyskuje się nacisk wypiętrzania $p_x = 547$ kPa, zaś obciążenie wypiętrzania wyniesie $S_1 = 1 \text{ m} \cdot 14 \text{ m} \cdot 547 \text{ kPa} = 7670$ kN/m. Do celów porównawczych obciążenie wypiętrzania obliczono także na podstawie równania Rayleigha-Ritza [9] przy sinusoidalnym wyboczeniu pasma na podłożu sprężystym Winklera, uzyskując formułę:

$$S_2 = \frac{U \cdot (2l_w)^2}{\pi^2} + \frac{EJ\pi^2}{(2l_w)^2} \quad (2)$$

gdzie: U – moduł sprężystości podłoża pasma; EJ – sztywność giętna pasma. Ze względu na obecność glin zastoiskowych w podłożu pominięto pierwszy człon wzoru (laminacje i nieciągłości). Moduł odkształcenia glin pylastych przyjęto jako $E = 5 \cdot 10^4$ kPa, zgodnie z zaleceniem zawartym w [10]. Doboru wartości modułu dokonano z uwzględnieniem małych odkształceń. Pozostałe wartości parametrów przyjęto analogicznie do (1) i uzyskano $S_2 = 7820$ kN/m. Wartości S_1 i S_2 są tego samego rzędu. Zgodność wyznaczonych wartości S_1 i S_2 potwierdza poprawność analizy. Należy podkreślić, że podstawą wyznaczenia wartości obciążenia progowego S_1 jest wartość h_w (miąższość strefy wypiętrzania) wyznaczona z pomiarów inklinometrycznych.

Istotne jest oszacowanie obciążenia poziomego E_x in situ w stosunku do obciążenia wypiętrzania S_1 . Obliczony przyrost parcia w przekroju A–A (rysunek 3) wynosi, w wyniku rozporu bocznego od hałdy, $E_x = 6010$ kN/m < 7670 kN/m, co wyklucza stan wypiętrzania przedpola. W analizie należy uwzględnić, że odpady w hałdzie zagęszczano kompaktorem CD66, o stalowych obręczach



Legend: η – shear viscosity; P – load; p_x – unit uplift threshold/

Oznaczenia: η – lepkość przy ścinaniu; P – obciążenie; p_x – jednostkowy próg wypiętrzania

Fig. 4. Rheological model with an uplift threshold

Rys. 4. Model reologiczny z progiem wypiętrzania

average wheel pressure of ~100 kPa. Due to accumulated permanent deformations, lateral stress in the rolling direction increases by at least 20% relative to the first loading [11].

The accumulated lateral stresses are constant within each compacted layer and fluctuate between geostatic/active earth pressure e_a and passive pressure e_p (Figure 3). The calculated additional horizontal pressure from preconsolidation is: $E_{xd} = E_{q1} = E_{q2} = 2550 \text{ kN/m}$. The distribution of preconsolidation pressure is shown in Figure 3. Consequently, the total horizontal stress is $E_{xg} = 6610 + 2550 = 9160 \text{ kN/m} > 7670 \text{ kN/m}$.

The obtained relationship shows that for high landfills and appropriate soil conditions (i.e., the presence of discontinuities), uplift may occur in the forefield as a result of exceeding the uplift threshold.

Summary

The cause-and-effect sequence links the destruction of the building with the operation of the municipal waste landfill located in its immediate vicinity. The analytical assessment excluded the exceedance of the limit state in the global stability of the landfill and its subsoil as the mechanism of uplift and building damage. The key factor was soil creep. The use of a compactor for waste compaction resulted in an additional increase in preconsolidation pressure. Calculation results indicate that, under specific geotechnical conditions and for high landforms, uplift is initiated by exceeding the subsoil creep threshold, generating an effect analogous to processes occurring in glacier forefields. This case highlights the need to account for rheological processes and preconsolidation effects in geotechnical analyses, e.g. for road and railway embankments.

The publication was financed by a subsidy from the dean of the Faculty of Civil Engineering of the Warsaw University of Technology

Received: 22.07.2025
Revised: 02.09.2025
Published: 23.12.2025

kół o średnicy 1,3 m i szerokości 1,0 m, który dawał średni nacisk koła na podłoże ~100 kPa. W wyniku kumulacji odkształceń trwałych, przyrost naprężeń poziomych w kierunku walcowania zwiększa się o co najmniej 20% w stosunku do pierwszego obciążenia [11].

Wartości skumulowanych naprężeń poziomych są stałe w każdej zagęszczanej warstwie. Ze względów statyczno-wytrzymałościowych oscylują pomiędzy parciem geostatycznym lub granicznym czynnym e_a a odporem granicznym e_p (rysunek 3). Obliczone dodatkowe parcie poziome od prekonsolidacji wynosi $E_{xd} = E_{q1} = E_{q2} = 2550 \text{ kN/m}$. Rozkład nacisku od prekonsolidacji przy zagęszczaniu podano na rysunku 3. W efekcie, sumarycznie wartość E_{xg} wyniesie $6610 + 2550 = 9160 \text{ kN/m} > 7670 \text{ kN/m}$. Uzyskana relacja wskazuje, że przy wysokich hałdach i odpowiednich warunkach gruntowych, tj. występujących powierzchniach nieciągłości, mogą występować wypiętrzenia na ich przedpolu wynikające z przekroczenia wartości granicznej progu wypiętrzenia.

Podsumowanie

Ciąg przyczynowo-skutkowy każe powiązać destrukcję budynku z eksploatacją składowiska odpadów komunalnych, położonego w bezpośrednim sąsiedztwie. Analiza obliczeniowa wykluczyła przekroczenie stanu granicznego w ocenie stateczności globalnej składowiska oraz jego podłoża jako mechanizmu wypiętrzenia podłoża przedpola hałdy oraz uszkodzenia budynku. Kluczową rolę w przemieszczaniu podłoża gruntowego odgrywał proces pełzania. Stosowanie kompaktora do zagęszczania odpadów skutkowało dodatkowym zwiększeniem parcia prekonsolidacyjnego gruntu. Wyniki obliczeń wskazują, że przyczyna inicjowania wypiętrzeń w przedpolu składowisk w specyficznych warunkach geotechnicznych i przy znacznej wysokości hałdy, wynika z przekroczenia progu pełzania podłoża, generując efekt analogiczny, jak na przedpolach lodowców. Omówiony przypadek wskazuje na konieczność uwzględniania zachodzących procesów reologicznych i efektów prekonsolidacji w analizach geotechnicznych, np. nasypów drogowych i kolejowych.

Publikacja została sfinansowana z subwencji dziekana Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Warszawskiej

Artykuł wpłynął do redakcji: 22.07.2025 r.
Otrzymano poprawiony po recenzjach: 02.09.2025 r.
Opublikowano: 23.12.2025 r.

Literatura

[1] PN-B-02170:2016-12 Ocena szkodliwości drgań przekazywanych przez podłoże na budynki. Warszawa: Polski Komitet Normalizacyjny, 2016.
[2] Jóźwik M. Operat z pomiaru przemieszczeń szyn kolejowych oraz budynku. Warszawa: Wektor; 2024.
[3] Dmowski R. Dokumentacja Geotechniczna dla projektowanego Zakładu Elektroniki Pomiarowej, 2003.
[4] Dokumentacja badań podłoża gruntowego wraz z opinią geotechniczną terenu przyległego do składowiska od strony zachodniej. Warszawa: Geoteko; 2018.
[5] Wysokiński L. Ocena stateczności skarp i zboczy: zasady wyboru zabezpieczeń: instrukcja. Warszawa: ITB; 2011.
[6] Kisiel J, Lysik B. Zarys reologii gruntów. T. 1. Warszawa: Arkady; 1966.

[7] Derski Wł, Ziemia St. Analiza modeli reologicznych. Warszawa: P.W.N.; 1968.
[8] Geotechniczne oceny podłoża na przedpolu składowiska Radiowo od strony zachodniej w okresie 2018-2021. Warszawa: Geoteko; 2018-2021.
[9] Zienkiewicz OC. Metoda elementów skończonych. Warszawa: Arkady; 1972.
[10] Godlewski T, Szczepański T. Metody określania sztywności gruntów w badaniach geotechnicznych. Warszawa: ITB; 2015.
[11] Bukowski M, Kuszyk R, Maślakowski M. Influence of mechanical pre-consolidation of soil on the assessment of stress level in geotechnical practice. Archives of Civil Engineering. 2024;70(3): pp.595–606.