

**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**SPIS TREŚCI**

<b>1. WSTĘP .....</b>	<b>4</b>
1.1 Cel i zakres opracowania .....	4
<b>2. WYKORZYSTANE MATERIAŁY .....</b>	<b>6</b>
<b>3. CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU .....</b>	<b>8</b>
3.1 Położenie obiektu .....	8
3.2 Dane ogólne obiektu .....	10
3.3 Planowana nadbudowa .....	11
<b>4. OCENA STANU TECHNICZNEGO .....</b>	<b>12</b>
4.1 Oględziny .....	12
4.2 Badania .....	15
4.2.1 Badania betonu .....	15
4.2.1.1 Badania akustyczne .....	15
4.2.1.2 Badania metodą sklerometryczną .....	18
4.2.2 Badania gruntu .....	20
4.2.3 Odkrywki fundamentów .....	23
4.2.4 Badania zbrojenia konstrukcji .....	26
<b>5. OBLICZENIA .....</b>	<b>27</b>
5.1 Obliczenia obciążenia fundamentów przed nadbudową .....	27
5.1.1 Budynek „A” .....	27
5.1.2 Budynek „B” .....	30
5.2 Obliczenia obciążenia fundamentów po nadbudowie .....	32
5.2.1 Budynek „A” .....	32
5.2.2 Budynek „B” .....	35
5.3 Obliczenia nośności ław fundamentowych .....	37
5.3.1 Budynek „A” – stan istniejący .....	37
5.3.2 Budynek „A” – nadbudowa .....	53



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

5.3.3 Budynek „B” – stan istniejący.....	68
5.3.4 Budynek „B” – nadbudowa .....	83
5.4 Analiza wyników obliczeń.....	98
<b>6. WNIOSKI I ZALECENIA .....</b>	<b>102</b>
<b>ZAŁĄCZNIKI .....</b>	<b>105</b>



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

## **1. WSTĘP**

Ekspertyzę stanu technicznego pn. „Ekspertyza techniczno-budowlana dotycząca możliwości nadbudowy budynku naukowo-dydaktycznego Wydziału Lekarskiego i Nauk o Zdrowiu położonego w Kielcach przy ul. IX Wieków Kielc 19” opracowano na zlecenie Uniwersytetu Jana Kochanowskiego w Kielcach z siedzibą ul. Żeromskiego 5, 25-369 Kielce, w ramach umowy nr: DP/2311/92/16 na wykonanie ww. zadania z dnia 31.05.2016 r.

### **1.1 Cel i zakres opracowania**

Celem jest określenie stanu technicznego obiektu i odpowiedź na pytanie czy możliwe jest wykonanie nadbudowy obiektu o dodatkowe piętro. Dodatkowa kondygnacja, zgodnie z informacjami otrzymanymi od Zamawiającego ma być wykorzystywana do celów dydaktycznych, tj. na sale wykładowe, laboratoria dydaktyczne oraz gabinety dla pracowników. Nie przewidziano obciążenia piętra ciężką i dużą aparaturą badawczą, nie powodujących dużych obciążeń ani drgań. Przewidziano obciążenie ludźmi, lekkimi meblami oraz sprzętem (np. stanowiska komputerowe).

Położenie i lokalizację obiektu przedstawiono na rysunkach 1 - 4.

W zakres czynności związanych z ekspertyzą obiektu wchodzi:

- analiza otrzymanej dokumentacji technicznej,
- wizje terenowe obiektów,
- wykonanie inwentaryzacji budowlanej,
- wykonanie dokumentacji fotograficznej,
- szczegółowe oględziny oraz badania,
- odkrywki, odsłonięcie fundamentów i konstrukcji budynku,
- badania geotechniczne,



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

- sprawdzenie obecności zbrojenia w elementach żelbetowych konstrukcji,
- określenie wytrzymałości elementów konstrukcji,
- określenie warunków bezpiecznej eksploatacji budowli,
- obliczenia obciążenia fundamentów przed przebudową i w wariacie z nadbudową,
- wykonano obliczenia nośności fundamentów,
- wnioski i zalecenia.



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

## **2. WYKORZYSTANE MATERIAŁY**

- 2.1** Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. – Prawo Budowlane (tekst jednolity z 2010 r. Dz. U. Nr 243, poz. 1623 z późn. zm.)
- 2.2** Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12.04.2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie
- 2.3** Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12.04.2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie
- 2.4** PN – 88/B – 01807 „Konstrukcje betonowe i żelbetowe. Zasady diagnostyki konstrukcji”
- 2.5** PN-88/B-06250 „Beton zwykły. Określenie klasy betonu.”
- 2.6** PN -74/B-06261 „Metoda ultradźwiękowa badania wytrzymałości na ściskanie”
- 2.7** PN-EN 12504-4 „Badania betonu. Część 4 Oznaczanie prędkości fali ultradźwiękowej”
- 2.8** „Ochrona konstrukcji żelbetowych” Z. Ściślewski. Arkady 1999 r.
- 2.9** „Nieniszczące badania betonu Część I. Badania sklerometryczne” L. Brunarski, Prace Instytutu Techniki Budowlanej Nr 283. Warszawa 1994r.
- 2.10** „Nieniszczące metody badań żelbetowych konstrukcji przemysłowych” W. Rodzik i L. Runkiewicz, Budownictwo w energetyce Wrocław 2006r.
- 2.11** „Określenie wytrzymałości betonu na podstawie diagnostycznych badań konstrukcji” L. Runkiewicz - XVI Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 8 – 11 03 2006r.
- 2.12** „Grunty nasypowe. Właściwości geotechniczne i metody ich badania.” St. Pisarczyk. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej. Warszawa 2004 r.
- 2.13** „Projekt wykonawczy – MEDIC – Modernizacja i wyposażenie



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

infrastruktury dydaktycznej Wydziału Nauk o Zdrowiu dla kształcenia kadr medycznych w Kielcach przy al. IX Wieków Kielc 19” Projektowanie Nadzory mgr inż. Mariusz Rola, Lublin 2011 r.

- 2.14** „Projekt budowlany – Medyczne Centrum Zawodowe – część budowlana – inwentaryzacja” Agencja Projektowania, Usług inwestycyjnych i Handlu ELEM s.c., Kielce 2001 r.
- 2.15** „Projekt budowlany – Medyczne Centrum Zawodowe – część budowlana – remont i adaptacja części pomieszczeń” Agencja Projektowania, Usług inwestycyjnych i Handlu ELEM s.c., Kielce 2001 r.
- 2.16** „Projekt budowlany – Medyczne Centrum Zawodowe – Koncepcja architektoniczno – technologiczna – adaptacja pomieszczeń na potrzeby biblioteki i gorącego bufetu” Agencja Projektowania, Usług inwestycyjnych i Handlu ELEM s.c., Kielce 2001 r.
- 2.17** „Projekt budowlany – Instytut Kształcenia Medycznego AŚ w Kielcach – Remont pomieszczeń – II piętro, część architektoniczno - budowlana” Agencja Projektowania, Usług Inwestycyjnych i Handlu ELEM s.c., Kielce 2002 r.
- 2.18** „Projekt budowlany – Instytut Kształcenia Medycznego AŚ w Kielcach – Adaptacja i remont 4 pomieszczeń w suterenie dla potrzeb Zakładu Fizjoterapii IKM AŚ” Agencja Projektowania, Usług Inwestycyjnych i Handlu ELEM s.c., Kielce 2002 r.
- 2.19** „Sprawozdanie z badań geotechnicznych przeprowadzonych dla potrzeb ekspertyzy budowlanej o możliwości nadbudowy budynku” Zakład Usług Geologiczno-Technicznych Stefan Kurbański, Kielce, lipiec 2016 r.
- 2.20** Normy branżowe
- 2.21** Informacje pracowników Uniwersytetu Jana Kochanowskiego
- 2.22** Dokumentacja fotograficzna
- 2.23** Materiały własne P.B.W. HYDEKO Sp. z o.o.



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

### **3. CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU**

#### **3.1 Położenie obiektu**

Obiekt położony jest na terenie Kielc, w Centrum miasta. Położenie obiektu przedstawiono na rysunkach 1 - 4.



Rys. 1 Położenie budynku w obszarze miasta Kielce

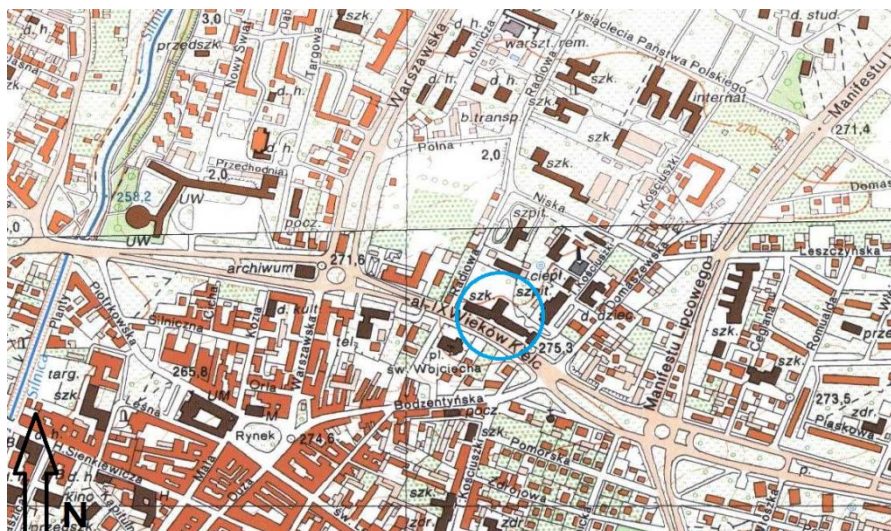
W bezpośrednim sąsiedztwie budynku znajduje się:

- na północ – budynek dydaktyczny Uniwersytetu oraz Wojewódzki Szpital Zespolony,
- na wschód – budynki mieszkalne i szpitalne,
- na południe – ul. IX Wieków Kielc,
- na ul. Radiowa.

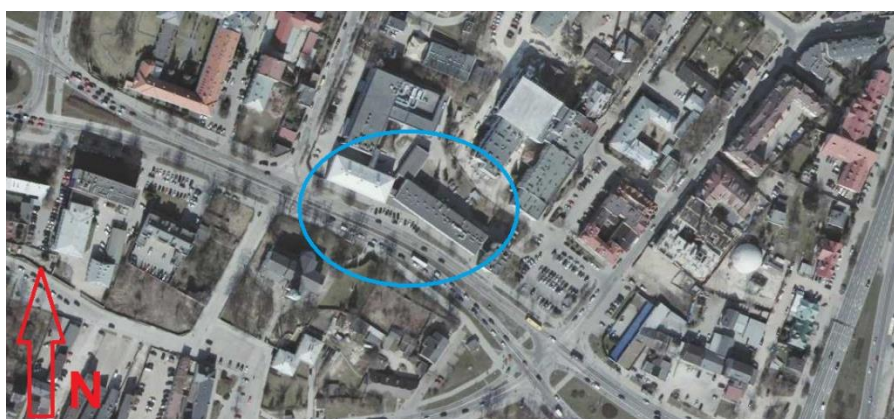
Budynek usytuowany jest na działce nr 111/3 obręb 0017.



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**



Rys. 2 Lokalizacja obiektu



Rys. 3 Zdjęcie satelitarne obiektu



Rys. 4 Budynek – nazewnictwo



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**3.2 Dane ogólne obiektu**

Budynek składa się z trzech podstawowych części funkcjonalnych:

- A) części dydaktyczno – administracyjnej – jedna kondygnacja podziemna, dwie kondygnacje nadziemne oraz poddasze nieużytkowe,
- B) części dydaktycznej (dawniej internatowej) – trzy kondygnacje nadziemne, jedna kondygnacja podziemna,
- C) sali gimnastycznej – będącej poza zakresem opracowania.

Budynek „A” – trzykondygnacyjny, podpiwniczony, wykonany wg. technologii tradycyjnej murowanej. Stropy ceramiczne gęstożebrowe. Konstrukcja dachu drewniana, dach czterospadowy kryty blachą.

Budynek „B” – częściowo podpiwniczony o konstrukcji murowanej, stropy prefabrykowane. Budynek przykryty stropodachem, kryty papą asfaltową.

Budynki posadowione są bezpośrednio na podłożu gruntowym na ławach fundamentowych. Mury fundamentowe z cegły pełnej, ściany zewnętrzne i wewnętrzne również. Ścianki działowe z cegły dziurawki, konstrukcji z płyt GK oraz modułowe ściany przesuwne. Tynki wewnętrzne cementowo-wapienne. Tynki wewnętrzne cementowo – wapienne.

Powłoki malarskie – farby emulsyjne, akrylowe i olejne.

Schody żelbetowe, podłogi betonowe oraz płytki ceramiczne i wykładziny z tworzywa i parkiet. Ściany budynków murowane z cegły pełnej. Stolarka okienna i drzwiowa drewniana i z PCV.

Powierzchnia zabudowy:

- Budynek „A” - 689,43 m<sup>2</sup>
- Budynek „B” - 1085,18 m<sup>2</sup>
- Łącznie – 1774,61 m<sup>2</sup>



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Kubatura:

- Budynek „A” - 9917,66 m<sup>3</sup>
- Budynek „B” - 13141,41 m<sup>3</sup>
- Łącznie – 23059,07 m<sup>3</sup>

Powierzchnia użytkowa:

- Budynek „A” - 2082,87 m<sup>2</sup>
- Budynek „B” - 3150,37 m<sup>2</sup>
- łącznik - 46,50 m<sup>2</sup>
- Łącznie – 5279,74 m<sup>2</sup>

### **3.3 Planowana nadbudowa**

Planowana nadbudowa związana jest z wykonaniem nadbudowy obu części obiektu (budynek „A” i „B”) o dodatkowe piętro. Dodatkowa kondygnacja, zgodnie z informacjami otrzymanymi od Zamawiającego ma być wykorzystywana do celów dydaktycznych, tj. na sale wykładowe, laboratoria dydaktyczne oraz gabinety dla pracowników. Nie przewidziano obciążenia piętra ciężką i dużą aparaturą badawczą, nie powodujących dużych obciążeń ani drgań. Przewidziano obciążenie ludźmi, lekkimi meblami oraz sprzętem (np. stanowiska komputerowe, meble biurowe).

Do rozważań przyjęto, że nad dodatkową kondygnacją znajdować się będą konstrukcje dachu tożsame z obecnie występującymi, drewniana konstrukcja dachu nad poddaszem budynku „A” i żelbetowy stropodach nad budynkiem „B”.



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

## **4. OCENA STANU TECHNICZNEGO**

W celu wykonania analizy możliwości nadbudowy konstrukcji przeprowadzono następujące prace badawcze oraz wykonano szereg obliczeń:

- sporządzono inwentaryzację architektoniczno-budowlaną obiektu,
- wykonano analizę dostarczonej przez Zamawiającego dokumentacji,
- zgromadzono i przeanalizowano informacje przekazane ustnie przez przedstawicieli Zamawiającego i pracowników budynku,
- dokonano szczegółowej wizji lokalnej obiektu wraz z wykonaniem dokumentacji fotograficznej,
- wykonano dwie odkrywki fundamentu od strony zewnętrznej budynku,
- wykonano sześć przewiertów fundamentów od strony zewnętrznej,
- określono wytrzymałość betonu w fundamentach metodą sklerometryczną,
- określono wytrzymałość betonu w elementach konstrukcji budynku na podstawie pomiaru prędkości fali ultradźwiękowej,
- sprawdzono obecność zbrojenia w elementach żelbetowych konstrukcji,
- wykonano badania geotechniczne podłoża gruntowego pod budynkiem,
- przeprowadzono obliczenia obciążenia fundamentów w obecnym stanie technicznym i po nadbudowaniu dodatkowej kondygnacji,
- określono nośność fundamentów w istniejących warunkach gruntowych.

### **4.1 Oględziny**

Wizja lokalna obiektu wykonywana była na bieżąco wraz z postępowaniem prac, poczynając od dnia 23.06.2016 r. Prace prowadzone były równolegle z analizą dostępnej dokumentacji archiwalnej obiektu. Dokonano wizji części nadziemnej obiektu jak i części podziemnej. Stan techniczny dokumentowano fotograficznie.



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Skupiono się na ocenie stanu technicznego elementów konstrukcyjnych obiektu, zwracając uwagę na ogólny stan techniczny elementów budowlanych obiektu.

Z przeprowadzonych oględzin i analiz można stwierdzić, że:

- fundamenty betonowe, wylewane na mokro – brak spękań, jakość wykonania dostateczna, konstrukcja spójna, stabilna,
- ściany fundamentowe murowane – ceglane, spójne, bez spękań i rys, zaprawa miejscowo wyerodowana
- na elewacji brak znaczących uszkodzeń, widoczne liczne miejsca po nieistniejących już trasach kablowych, liczne miejsca łuszczenia się powłok malarskich elewacji, (fot. 1 - 4),
- w pasie podokapowym widoczne liczne zawilgocenia i odparzenia tynku oraz jego mikrospeknięcia,
- na elewacji, przy poziomie terenu, widoczne speknięcia i odspojenia tynku spowodowane działaniem wody – zarówno opadowej jak i zalegającego i topniejącego śniegu (fot. 5 – 6),
- na elewacji północnej budynku B (od podwórza, na linii nadproży okien najwyższej kondygnacji widoczne poziome speknięcia ścian. Są one spowodowane wpływem temperatury i skurczu żelbetowej płyty dachowej opartej na ścianach ceglanych. Zmiany termiczno-skurczowe powodują uszkodzenia konstrukcji w przypadku braku lub nieprawidłowo wykonanej dylatacji (fot. 7 – 8),
- na styku prostopadłym budynku „A” oraz łącznika – na tynku widoczna rysa powstała na styku dwóch prostopadłych powierzchni tynkowanych (fot. 9)
- na ścianach konstrukcyjnych, dostępnych od wewnątrz, brak jest śladów spękań oraz uszkodzeń – zarówno w częściach „nowych” oddanych do użytku po ostatniej modernizacji budynku jak i tych użytkowanych dłużej,
- na ścianach korytarzy brak spękań i uszkodzeń (poza speknięciami tynków i powłok malarskich),



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

- stropy nie wykazują spękań, brak uszkodzeń (fot. 10 i 11),
- brak widocznych ugięć stropów,
- brak widocznych uszkodzeń konstrukcji schodów i spoczników na klatkach schodowych (fot. 12),
- według obserwacji oraz z informacji otrzymanych od osób pracujących i administrujących budynkiem, stolarka okienna jest sprawna i szczelna – sprawdzone wyrywkowo okna i ich okolice potwierdzają powyższe,
- stolarka drzwiowa sprawna, bez uszkodzeń,
- obudowy z konstrukcji GK na korytarzach obiektów stabilne, ze śladami drobnych obtarć i uszkodzeń mechanicznych – uszkodzenia użytkowe,
- posadzki bez spękań, rys i uszkodzeń,
- toalety oraz infrastruktura techniczna sprawna, w stanie dobrym,
- drewniana konstrukcja dachu nad budynkiem „A” z licznymi śladami przecieków i zawilgoceń (w przeszłości) oraz ze śladami korozji biologicznej (zagrzybienia) (fot. 13 – 15),
- ściany kolankowe stabilne i spójne, bez spękań i ubytków zaprawy,
- teren wokół budynku jest w wielu miejscach nachylony w kierunku „do” budynku co powoduje spływ wód opadowych w kierunku ścian oraz występowanie punktowych zawilgoceń (fot. 16),
- na powierzchni ścian, słupów, posadzek, stropów brak jest widocznych uszkodzeń, rys, odspojień czy też odparzeń tynków mogących świadczyć o jakichś kłopotach z uszkodzeniami konstrukcji czy też niekontrolowanym osiadaniem budynków,

Podsumowując, stan techniczny obiektu można określić jako „dobry +”, nie zagrażający bezpieczeństwu oraz nadający się do dalszej bezpiecznej i długoletniej eksploatacji.

Dokumentacja fotograficzna znajduje się w załączniku.



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

## **4.2 Badania**

### **4.2.1 Badania betonu**

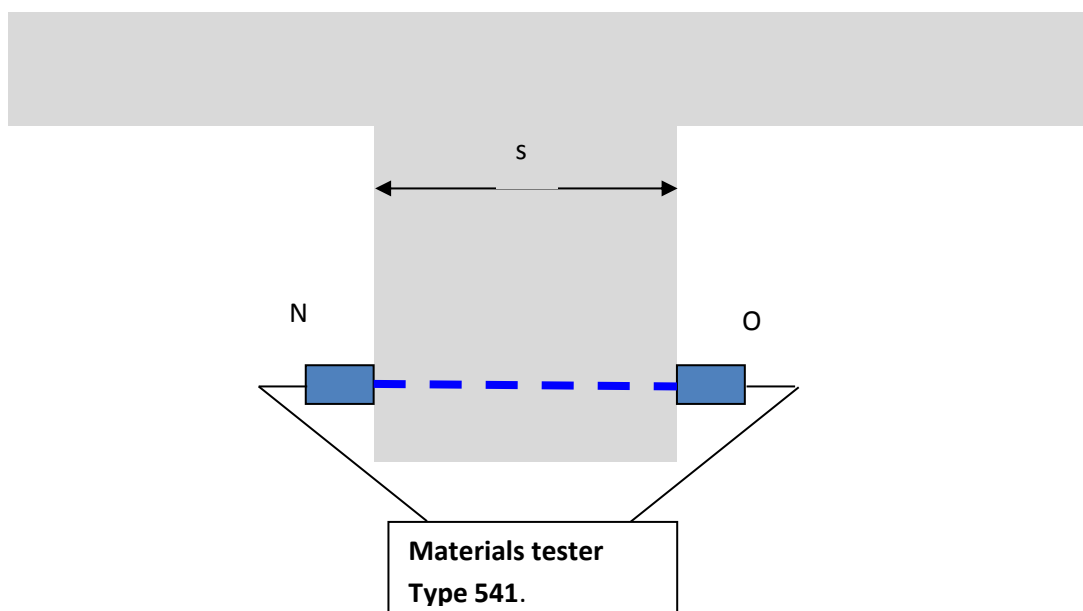
#### **4.2.1.1 Badania akustyczne**

Prędkość fali akustycznej przechodzącej przez beton stanowi bardzo ważną informację o jakości tego materiału. Jej wartość jest ściśle związana ze stałymi sprężystości betonu oraz jego wytrzymałością.

W dobrej jakości jednorodnym betonie, nie posiadającym uszkodzeń, prędkość fali podłużnej kształtuje się w granicach  $3500 \div 4500$  m/s; w zależności od wytrzymałości betonu, rodzaju kruszywa i technologii wykonania. Rozwarstwienia betonu, wtrącenia materiału obcego, „raki” oraz jego zniszczenie zmniejszają prędkość fali akustycznej.

Wzbudzenia fali ultradźwiękowej oraz pomiaru jej prędkości dokonano przy pomocy aparatury „Materials tester Type 541”. Pomiar jest wykonywany metodą punktową.

Usytuowanie głowicy nadawczej i odbiorczej na poszczególnych elementach przedstawiono na poniższym schemacie.



Rys. 4.2.1.1.1 Schemat układu pomiarowego do badań ultradźwiękowych



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Znając odległość pomiędzy sondami  $s$  można określić prędkość fali ultradźwiękowej w betonie na badanym poziomie w elemencie żelbetowym wg wzoru:

$$V_{fi} = \frac{s}{t}$$

gdzie;

$V_{fi}$  - prędkość fali ultradźwiękowej na danym poziomie badania

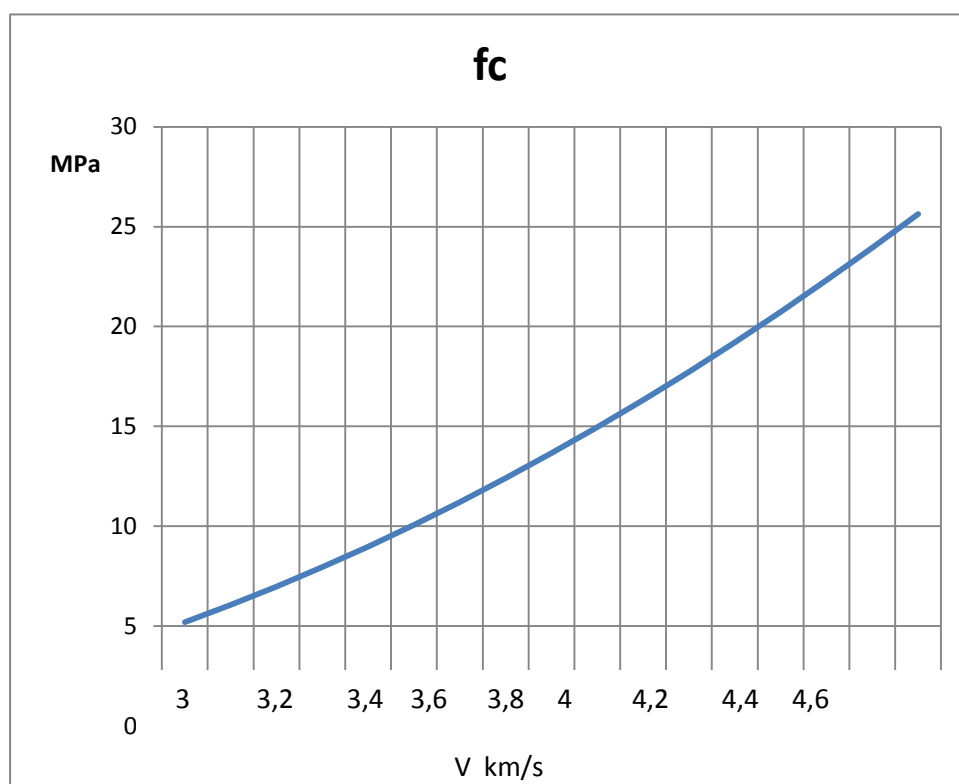
$s$  - odległość pomiędzy nadajnikiem i odbiornikiem

$t$  - czas przejścia fali pomiędzy nadajnikiem i odbiornikiem

Przyjęto krzywą korelacji ITB pomiędzy wytrzymałością betonu na ściskanie a prędkością fali ultradźwiękowej w postaci paraboli drugiego stopnia  $f_c = aV^2 + bV + c$ .

Przyjęto krzywą ITB opracowaną w okresie projektowania badanych obiektów:

$$f_c = 2,75 \cdot V^2 - 8,12 \cdot V + 4,8$$



Rys. 4.2.1.1.2 Zależność pomiędzy wytrzymałością betonu a prędkością fali ultradźwiękowej



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Określono następujące wskaźniki betonu w badanych elementach stropów:

- średnią prędkość rozchodzenia się fali

$$\bar{V} = \frac{\sum_{i=1}^p V_i}{p}$$

gdzie: p – ilość pomiarów w badanym elemencie

- współczynnik zmienności prędkości fali w badanym elemencie  $v_v$

$$v_v = \frac{s_v}{\bar{V}} 100$$

w którym

$s_v$  - standardowe odchylenie prędkości fali

$$s_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^p (V_i - \bar{V})^2}{p-1}}$$

- średnią wytrzymałość betonu na ściskanie betonu :

$$f_{c,cube,śr} = \bar{V}_{sr} [2,75 * \bar{V}_{sr} (v_v^2 + 1) - 8,12 + \frac{4,8}{\bar{V}}]$$

Prędkość fali ultradźwiękowej w betonie dobrej jakości wynosi 3500 ÷ 4500 m/s, w zależności od wytrzymałości betonu i jego składu. W betonie miernej jakości, posiadającym wtrącenia gruntu, „raki” i spękania, prędkość fali podłużnej wynosi od 2000 ÷ 3000 m/s.

Wykonano kilkadziesiąt badań akustycznych na różnych elementach konstrukcyjnych. Wyniki badań dla przykładowych podciągów i słupów podano w Tablicach 4.2.1.1.1 i 4.2.1.1.2 znajdujących się w załączeniu.



Tablica 4.1.1.1.3

Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie  $f_c$  w badanych elementach:

Element	Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie $f_c$ [MPa]
Podciąg	17,4
Słup	16,9
Średnia	— 17,1MPa

#### **4.2.1.2 Badania metodą sklerometryczną**

Badanie sklerometryczne betonów jest nieniszczącą metodą, pozwalającą oszacować wytrzymałość betonu na ściskanie, jego jednorodność i klasę. Badanie wykonano przy pomocy sklerometru (młotka) Schmidta typu N, zgodnie z instrukcją stosowania sklerometru.

##### Skalowanie młotka typu N:

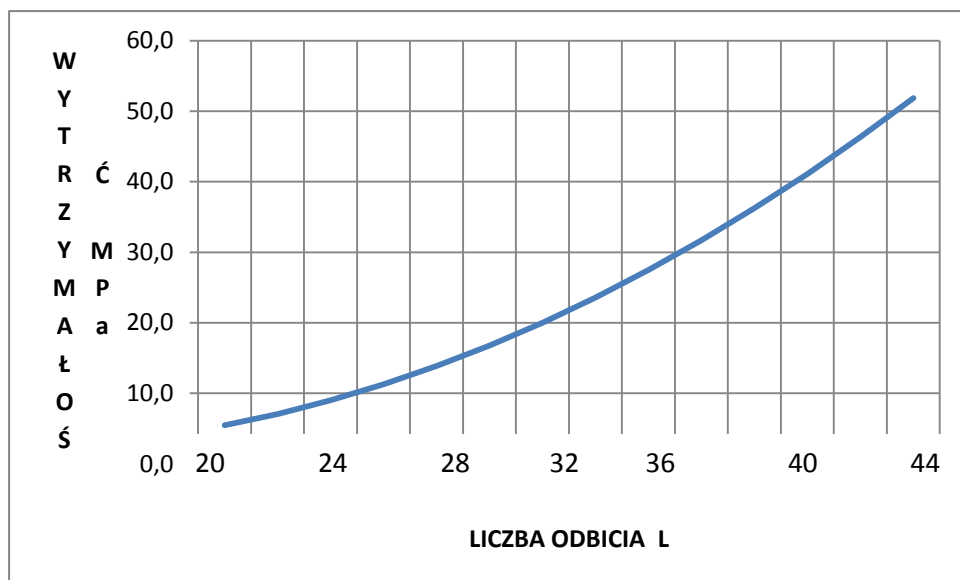
Przyjęto paraboliczną krzywą zależności pomiędzy wytrzymałością betonu na ściskanie  $f_c$  a liczbą odbicia  $L$  typu:

$$f_c = 0,0409 L^2 - 0,915 L + 7,4$$

Budynki podlegające badaniom były projektowane i wykonane w latach 60 ubiegłego stulecia. Betony wykonywane w ubiegłym stuleciu były badane metodą sklerometryczną przy zastosowaniu zależności  $f_c$  ( $L$ ) opracowanej przez ITB. Wymieniona korelacja została sprawdzona przez okres ponad 50 lat na ponad 100 budowlach w całej Polsce.



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**



Rys 4.2.1.2.1 Krzywa zależności pomiędzy wytrzymałością betonu na ściskanie  $f_c$  a liczbą odbicia  $L$

Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie betonu wynosi:

$$f_{c,cube,śr} = \bar{L}_{sr} [0,0409 * L_{sr} (\nu_v^2 + 1) - 0,915 + \frac{7,4}{L}]$$

Wyniki badań sklerometrycznych podano w Tablicach 4.2.1.2.1 oraz 4.2.1.2.2.

Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie betonu  $f_c$  w fundamencie budynku „B” wynosi:  $f_c = 17,2$  MPa, a budynku „A” -  $f_c = 17,1$  MPa.

**Do obliczeń nośności istniejących fundamentów przyjęto, że są one wykonane z betonu C12/15 (B15), czyli założono skrajnie niekorzystny przypadek.**



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**4.2.2 Badania gruntu**

Na potrzeby niniejszego opracowania wykonano rozpoznania podłoża gruntowego w bezpośrednim sąsiedztwie oraz pod budynkiem. Wykonano wiercenia oraz sondowania gruntu. Wyniki badań zestawiono w opracowaniu „Sprawozdanie z badań geotechnicznych przeprowadzonych dla potrzeb ekspertyzy budowlanej o możliwości nadbudowy budynku” wykonanego przez Zakład Usług Geologiczno-Technicznych Stefan Kurbański z Kielc w lipcu 2016 r.

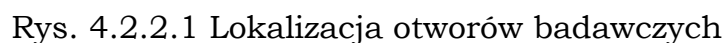
Podłoże gruntowe badanego terenu budują w części stropowej nasypy niekontrolowane, które jednak zalegają powyżej poziomu posadowienia nie mając wpływu na rozpatrywaną konstrukcję. Grunty mineralne rodzime reprezentują osady lodowcowe i wodnolodowcowe. W stropowych partiach w postaci glin zwięzłych, glin piaszczystych i piasków gliniastych w stanie półzwałym, lokalnie nisko twardoplastycznym. Głębiej zalega kompleks gruntów niespoistych w postaci piasków średnich, pospółek z lokalnie zwiększoną zawartością frakcji ilastej.

Woda gruntowa zlokalizowana została na średniej głębokości 4,5 m p.p.t. Prognozuje się nieznaczne okresowe wahania wody podziemnej rzędu +/- 0,4 m.

Budynek „A” (bliżej ul. Radiowej) posadowiony jest na gruntach spoistych, glinach, podścielonych piaskami średnimi, pospółką i żwirami o uśrednionym stopniu zagęszczenia  $I_D = 0,50$ . Budynek „B” posadowiony jest bezpośrednio na gruntach sypkich, tj. piaski średnie, pospółka i żwiry o uśrednionym stopniu zagęszczenia  $I_D = 0,50$ .

Są to dobre warunki dla posadawiania obiektów.

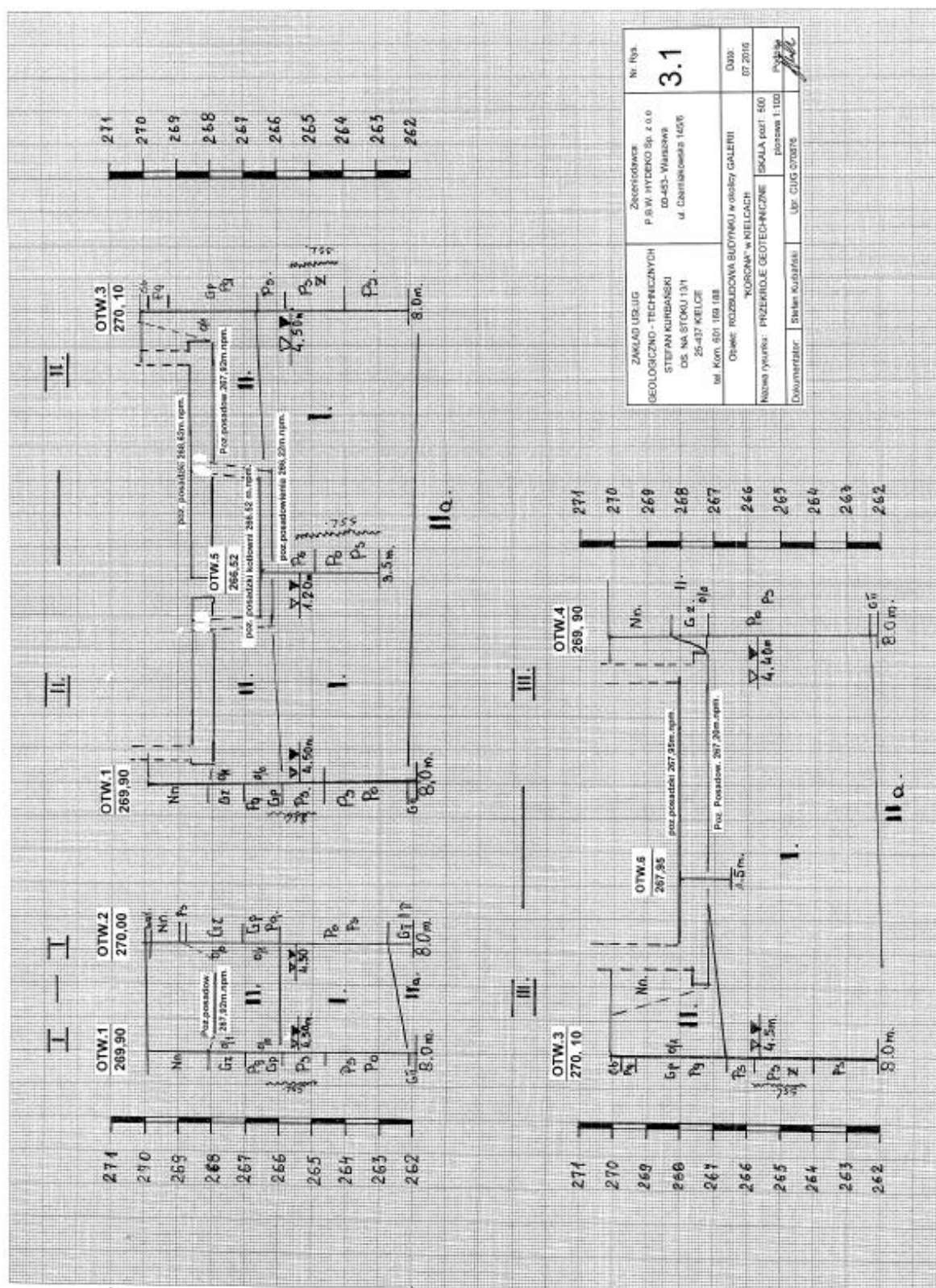




21



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**



ZAMÓWNIENIE P.B.W. HYDEKO Sp. z o.o. 00-453 Warszawa ul. Czerniakowska 145/6	Nr rys. <b>3.1</b>
ZAKŁAD UDLUG GEOLOGICZNO-TECHNICZNYCH STEFAN KURBAŃSKI OS. NA STOKU 13/1 25-437 KIELCE tel. Kom. 601 188 188	DATA: 07.2016
Obiekt: ROZBUDOWA BUDYNKU w okolicy GALERII "KORONA" w KIELCACH	Skala: 1:500
Nazwa rysunku: PRZEMIANE GEOTECHNICZNE	porównanie 1:100
Documentator: Stefan Kurbański	Upr. CUG 070476

Rys. 4.2.2.2 Przekroje geotechniczne



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**4.2.3 Odkrywki fundamentów**

Dla identyfikacji konstrukcji oraz weryfikacji poziomu posadowienia budynku, przy okazji wykonywania badań geotechnicznych wykonano odkrywki fundamentów. Wykonano odkrywki fundamentów od zewnątrz budynku – wykopy wąskoprzestrzenne do poziomu posadowienia budynku oraz odkrywki i nawiercenia fundamentu od wewnątrz budynku. Wszystkie badania pozwoliły na identyfikację konstrukcji i weryfikację informacji zawartych w dostarczonych przez Zamawiającego dokumentacji.



Fot. 4.2.3.1 Wykonywanie odkrywki przy budynku „A”



Fot. 4.2.3.2 Odkrywka fundamentu przy ścianie budynku „A”



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**



Fot. 4.2.3.3 Wykonywanie odkrywki fundamentu budynku „B”



Fot. 4.2.3.4 Odkrywka fundamentu ścian budynku „B”



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**



Fot. 4.2.3.5 Przykładowy odwiert do fundamentu wykonany  
z wewnątrz budynku

Na podstawie wykonanych badań ustalono poziom posadowienia fundamentów oraz materiał z jakiego jest wykonany.

Fundament budynku „A” to ława betonowa szerokości ok. 0,8 – 0,85 m, na której posadowiony jest mimośrodowo, mur fundamentowy ceglany o szerokości 0,55 – 0,6 m. Głębokość posadowienia ustalona na 2,52 m p.p.”0” budynku. Lokalne przegłębienie fundamentu – piwnica po kotłowni – poziom posadowienia 4,10 m p.p.”0”.

Fundament budynku „B” to ława betonowa szerokości ok. 1,40 m, na której posadowiony jest osiowo, mur fundamentowy ceglany o szerokości 0,55 m. Głębokość posadowienia ustalona na 3,63 m p.p.”0” budynku.



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**4.2.4 Badania zbrojenia konstrukcji**

Dla identyfikacji zbrojenia elementów konstrukcji żelbetowej wykorzystano detektor zbrojenia PROFOMETR 4 Model S firmy PROCEQ. Wykonano kilkadziesiąt prześwieśleń elementów konstrukcji sprawdzając grubość otuliny betonu elementów oraz ilość i rozłożenie prętów zbrojenia. Wszystkie pomiary wskazały na prawidłowe wykonanie elementów konstrukcyjnych – belki, podciąg, spoczniki schodów, słupy. Kilka punktów pomiarowych weryfikowano wykonując punktowe odkuwki części konstrukcji.

Stwierdzono prawidłowość wykonania żelbetowych elementów konstrukcji oraz grubość otuliny elementów zbrojenia. Elementy konstrukcji wykonano prawidłowo, zgodnie ze sztuką inżynierską. Stan techniczny elementów oraz uwidocznionego w odkuwkach zbrojenia potwierdza dobry stan techniczny elementów konstrukcji budynku.



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

## 5. OBLICZENIA

Dla potrzeb niniejszej ekspertyzy, po uzyskaniu niezbędnej wiedzy o planowanej nadbudowie, rodzaju i stanu podłoża gruntowego oraz stanu technicznego budynku, wykonano niezbędne obliczenia sprawdzające.

Ustnie przekazane założenia koncepcji nadbudowy budynków „A” i „B” przewidują wykonanie dodatkowego piętra w obydwu budynkach. Spowoduje to zwiększenie obciążenia na istniejące fundamenty.

W celu sprawdzenia ich nośności pod obciążeniem dodatkową kondygnacją:

- wykonano obliczenia obciążenia fundamentów przed przebudową jak również z dodatkowym piętrem,
- wykonano obliczenia nośności ław fundamentowych programem GEO 5 (do obliczeń nośności fundamentów bezpośrednich).

### 5.1 Obliczenia obciążenia fundamentów przed nadbudową

#### 5.1.1 Budynek „A”

##### Obciążenia powierzchni dachu śniegiem

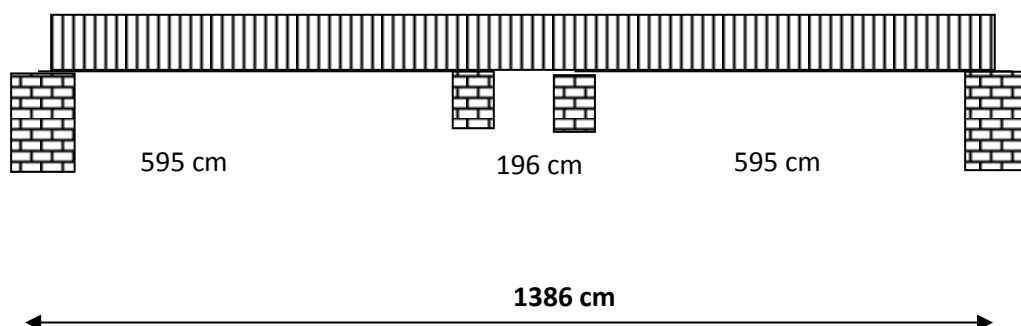
Obciążenia śniegiem - Kielce - strefa 2 obciążenia śniegiem

Wartość charakterystyczna:  $s_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$  (rozłożone równomiernie)

Wartość obliczeniowa:  $[\gamma = 1,5 - \text{współczynnik obciążenia}]$

$$s_{obl} = \gamma * s = 1,5 * 0,9 = 1,35 \text{ kN/m}^2$$

##### Obciążenia działające na zewnętrzny fundament w piwnicy – pasmo 1,0 m





**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Dach**

śnieg	$0,5 \times 13,86 \times 1,0 \times 1,35 = 9,35 \text{ kN},$
konstrukcja dachu drewnianego	$0,014 \times 13,86 \times 1,0 \times 13,86 \times 0,5 = 1,34 \text{ kN},$
papa na deskowaniu	$0,4 \times 1,0 \times 13,86 \times 0,5 = 2,8 \text{ kN},$
ciężar własny płyty stropu ceram.	$2,9 \times 1,0 \times 13,86 \times 0,5 = 20,1 \text{ kN},$
obciążenie użytkowe	$1,2 \times 2,0 \times 1,0 \times 13,86 \times 0,5 = 16,6 \text{ kN},$

Razem 50,2 kN

**Strop nad I piętrem**

ciężar własny płyty stropu ceramicznego	$2,9 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 8,6 \text{ kN},$
posadzka - płytki na zaprawie	$0,76 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 2,3 \text{ kN},$
ścianki działowe	$0,25 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 0,7 \text{ kN},$
obciążenie użytkowe (jak dla Szpitala)	$2,0 \times 4,0 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 23,8 \text{ kN},$

Razem = 35,4 kN

**Strop nad parterem**

ciężar własny płyty stropu ceramicznego	$2,9 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 8,6 \text{ kN},$
posadzka - płytki na zaprawie	$0,76 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 2,3 \text{ kN},$
ścianki działowe	$0,25 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 0,7 \text{ kN},$
obciążenie użytkowe (jak dla Szpitala)	$2,0 \times 4,0 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 23,8 \text{ kN},$

Razem = 35,4 kN

**Strop nad piwnicą**

ciężar własny płyty stropu ceramicznego	$2,9 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 8,6 \text{ kN},$
posadzka - płytki na zaprawie	$0,76 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 2,3 \text{ kN},$
ścianki działowe	$0,25 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 0,7 \text{ kN},$
obciążenie użytkowe (jak dla Szpitala)	$2,0 \times 4,0 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 23,8 \text{ kN}$

Razem = 35,4 kN

**Ściana zewnętrzna z cegły pełnej  $g = 0,42 \text{ m}$**

$H = 13,88 \text{ m}$

Obciążenie -  $13,88 \times 0,42 \times 18 = 104,9 \text{ kN}$

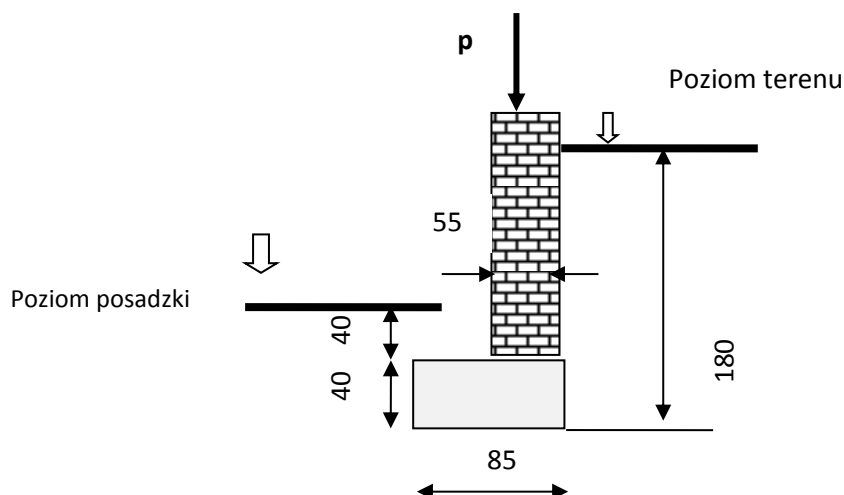
Założono powierzchnię okien – 30% -- stąd obciążenie  $0,7 \times 104,9 = 73,4 \text{ kN}$

RAZEM = 229,80 kN



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

$P = 229,8 \text{ kN}$  - siła działająca na ławę fundamentową  $85 \times 40 \text{ cm}$ , odcinek  $1,0 \text{ m}$  długości;



Napężenie  $\sigma$  w ścianie zewnętrznej, wykonanej z cegły pełnej, stojącej na ławie fundamentowej wynosi:

$$\sigma = \frac{22980}{5500} = 4,18 \text{ KG/cm}^2 \text{ --- } > 0,42 \text{ MPa}$$

Wg. PN-87/B-03002 „Konstrukcje murowe” - wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie wykonanego z ceramicznych cegieł pełnych w przeciętnych warunkach (marka zaprawy 1,5, wytrzymałość średnia cegły 5 MPa) wynosi:

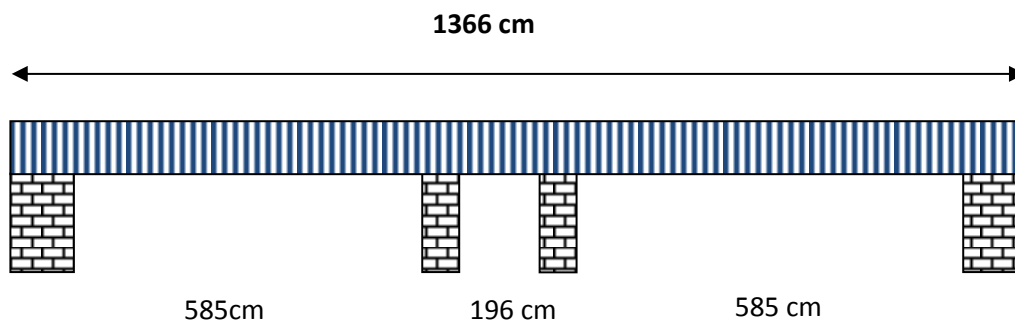
$$1,2 \text{ MPa} > 0,41 \text{ MPa}$$

**Przeciętnej jakości mur wykonany z ceramicznych cegieł pełnych przeniesie działające na niego obciążenie w chwili obecnej.**



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**5.1.2 Budynek „B”**



Obciążenia powierzchni dachu śniegiem

Obciążenia śniegiem - Kielce - strefa 2 obciążenia śniegiem

Wartość charakterystyczna:  $s_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$  (rozłożone równomiernie)

Wartość obliczeniowa: [ $\gamma = 1,5$  - współczynnik obciążenia]

$$s_{obl} = \gamma * s = 1,5 * 0,9 = 1,35 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenia działające na zewnętrzny fundament w piwnicy – pasmo 1,0 m

Dach żelbetowy

śnieg	$0,5 \times 5,85 \times 1,0 \times 1,35 = 3,9 \text{ kN},$
konstrukcja dachu z płyt korytkowych	$1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 2,9 \text{ kN},$
papa asfaltowa	$0,15 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 0,4 \text{ kN},$
ciężar własny płyty ocieplenia	$0,81 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 2,4 \text{ kN},$
obciążenie użytkowe	$1,2 \times 2,0 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 7,0 \text{ kN},$
	<u>Razem 16,6 kN</u>

Strop nad II piętrem

ciężar własny płyty stropu	$3,8 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 11,1 \text{ kN},$
posadzka - płytki na zaprawie	$0,76 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 2,2 \text{ kN},$
	<u>Razem = 13,3 kN</u>

Strop nad I piętrem

ciężar własny płyty stropu ceramicznego	$2,9 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 8,5 \text{ kN},$
posadzka - płytki na zaprawie	$0,76 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 2,2 \text{ kN},$
ścianki działowe	$0,25 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 0,7 \text{ kN},$
obciążenie użytkowe (jak dla Szpitala)	$2,0 \times 4,0 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 23,4 \text{ kN}$
	<u>Razem = 34,8 kN</u>



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Strop nad parterem**

ciężar własny płyty stropu ceramicznego	$2,9 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 8,5 \text{ kN},$
posadzka - płytki na zaprawie	$0,76 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 2,2 \text{ kN},$
ścianki działowe	$0,25 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 0,7 \text{ kN},$
obciążenie użytkowe (jak dla Szpitala)	$2,0 \times 4,0 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 23,4 \text{ kN}$
	<u>Razem = 34,8 kN</u>

**Strop nad piwnicą**

ciężar własny płyty stropu ceramicznego	$2,9 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 8,5 \text{ kN},$
posadzka - płytki na zaprawie	$0,76 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 2,2 \text{ kN},$
ścianki działowe	$0,25 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 0,7 \text{ kN},$
obciążenie użytkowe (jak dla Szpitala)	$2,0 \times 4,0 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 23,4 \text{ kN}$
	<u>Razem = 34,8 kN</u>

**Ściana zewnętrzna z cegły pełnej  $g = 0,42 \text{ m}$**

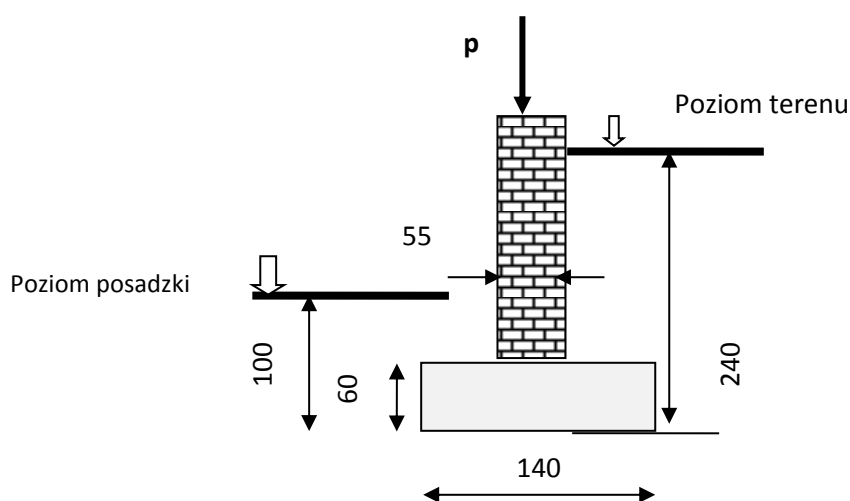
$H = 13,78 \text{ m}$

Obciążenie -  $13,78 \times 0,42 \times 18 = 104,2 \text{ kN}$

Założono powierzchnię okien – 30% -- stąd obciążenie  $0,7 \times 104,2 = 72,9 \text{ kN}$

RAZEM = 207,20 kN

$P = 207,20 \text{ kN}$  - siła działająca na ławę fundamentową  $140 \times 60 \text{ cm}$ , odcinek  $1,0 \text{ m}$  długości;





**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Napężenie  $\sigma$  w ścianie zewnętrznej, wykonanej z cegły pełnej, stojącej na ławie fundamentowej wynosi:

$$\sigma = \frac{20720}{5500} = 3,77 \text{ KG/cm}^2 \text{ --- } > 0,38 \text{ MPa}$$

Wg. PN-87/B-03002 „Konstrukcje murowe” - wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie wykonanego z ceramicznych cegieł pełnych w przeciętnych warunkach (marka zaprawy 1,5, wytrzymałość średnia cegły 5 MPa) wynosi:

$$1,2 \text{ MPa} > 0,38 \text{ MPa}$$

**Przeciętnej jakości mur wykonany z ceramicznych cegieł pełnych przeniesie działające na niego obciążenie w chwili obecnej.**

## **5.2 Obliczenia obciążenia fundamentów po nadbudowie**

### **5.2.1 Budynek „A”**

#### Obciążenia powierzchni dachu śniegiem

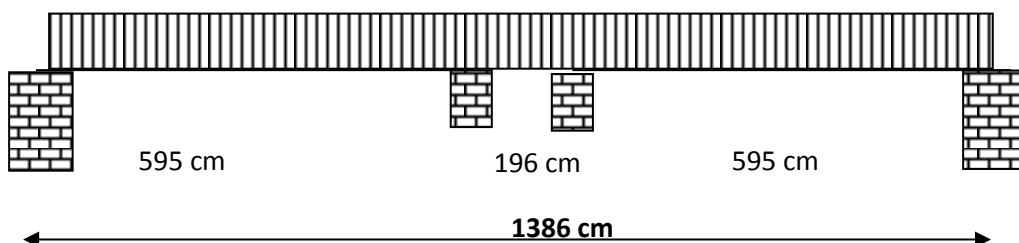
Obciążenia śniegiem - Kielce - strefa 2 obciążenia śniegiem

Wartość charakterystyczna:  $s_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$  (rozłożone równomiernie)

Wartość obliczeniowa: [ $\gamma = 1,5$  - współczynnik obciążenia]

$$s_{obl} = \gamma * s = 1,5 * 0,9 = 1,35 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenia działające na zewnętrzny fundament w piwnicy – pasmo 1,0 m





**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Dach**

śnieg	$0,5 \times 13,86 \times 1,0 \times 1,35 = 9,35 \text{ kN},$
konstrukcja dachu drewnianego	$0,014 \times 13,86 \times 1,0 \times 13,86 \times 0,5 = 1,34 \text{ kN},$
papa na deskowaniu	$0,4 \times 1,0 \times 13,86 \times 0,5 = 2,8 \text{ kN},$
ciężar własny płyty stropu ceram.	$2,9 \times 1,0 \times 13,86 \times 0,5 = 20,1 \text{ kN},$
obciążenie użytkowe	$1,2 \times 2,0 \times 1,0 \times 13,86 \times 0,5 = 16,6 \text{ kN},$

Razem 50,2 kN

**Strop nad I piętrem**

ciężar własny płyty stropu ceramicznego	$2,9 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 8,6 \text{ kN},$
posadzka - płytki na zaprawie	$0,76 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 2,3 \text{ kN},$
ścianki działowe	$0,25 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 0,7 \text{ kN},$
obciążenie użytkowe (jak dla Szpitala)	$2,0 \times 4,0 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 23,8 \text{ kN},$

Razem = 35,4 kN

**Strop nad parterem**

ciężar własny płyty stropu ceramicznego	$2,9 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 8,6 \text{ kN},$
posadzka - płytki na zaprawie	$0,76 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 2,3 \text{ kN},$
ścianki działowe	$0,25 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 0,7 \text{ kN},$
obciążenie użytkowe (jak dla Szpitala)	$2,0 \times 4,0 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 23,8 \text{ kN},$

Razem = 35,4 kN

**Strop nad piwnicą**

ciężar własny płyty stropu ceramicznego	$2,9 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 8,6 \text{ kN},$
posadzka - płytki na zaprawie	$0,76 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 2,3 \text{ kN},$
ścianki działowe	$0,25 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 0,7 \text{ kN},$
obciążenie użytkowe (jak dla Szpitala)	$2,0 \times 4,0 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 23,8 \text{ kN}$

Razem = 35,4 kN

**Dodatkowy strop**

ciężar własny płyty stropu ceramicznego	$2,9 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 8,6 \text{ kN},$
posadzka - płytki na zaprawie	$0,76 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 2,3 \text{ kN},$
ścianki działowe	$0,25 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 0,7 \text{ kN},$
obciążenie użytkowe (jak dla Szpitala)	$2,0 \times 4,0 \times 1,0 \times 5,95 \times 0,5 = 23,8 \text{ kN},$

Razem = 35,4 kN



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Ściana zewnętrzna z cegły pełnej g = 0,42 m

H = 13,88 m

+ dodatkowa kondygnacja - 3,0 m

+ dodatkowy strop – 0,3 m

stąd:

H<sub>N</sub> = 17,18 m

Obciążenie - 17.18 x 0.42 x 18 = 129,9 kN

Założono powierzchnię okien – 30% -- stąd obciążenie 0,7 x 129,9 = 90,9 kN

RAZEM = 282,70 kN

P = 282,70 kN - siła działająca na ławę fundamentową 85 x 40 cm, odcinek 1,0 m długości.

Napężenie  $\sigma$  w ścianie zewnętrznej, wykonanej z cegły pełnej, stojącej na ławie fundamentowej wynosi:

$$\sigma = \frac{28970}{5500} = 5,27 \text{ KG/cm}^2 \text{ --- } > 0,53 \text{ MPa}$$

Wg. PN-87/B-03002 „Konstrukcje murowe” - wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie wykonanego z ceramicznych cegieł pełnych w przeciętnych warunkach (marka zaprawy 1,5, wytrzymałość średnia cegły 5 MPa) wynosi:

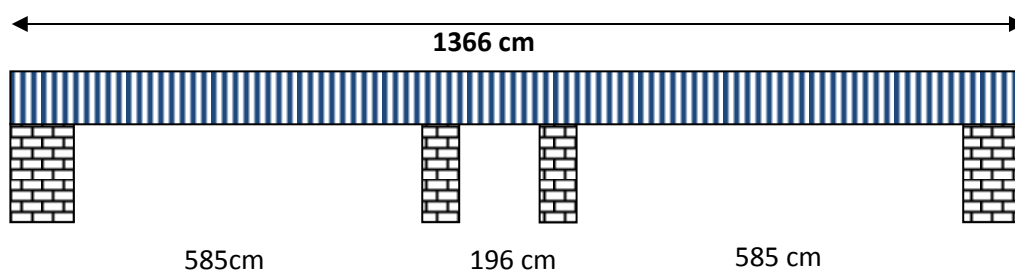
$$1,2 \text{ MPa} > 0,53 \text{ MPa}$$

**Przeciętnej jakości mur wykonany z ceramicznych cegieł pełnych przeniesie działające na niego obciążenie z nadbudowaną kondygnacją.**



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**5.2.2 Budynek „B”**



Obciążenia powierzchni dachu śniegiem

Obciążenia śniegiem - Kielce - strefa 2 obciążenia śniegiem

Wartość charakterystyczna:  $s_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$  (rozłożone równomiernie)

Wartość obliczeniowa: [ $\gamma = 1,5$  - współczynnik obciążenia]

$$s_{obl} = \gamma * s = 1,5 * 0,9 = 1,35 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenia działające na zewnętrzny fundament w piwnicy – pasmo 1,0 m

Dach żelbetowy

śnieg	$0,5 \times 5,85 \times 1,0 \times 1,35 = 3,9 \text{ kN},$
konstrukcja dachu z płyt korytkowych	$1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 2,9 \text{ kN},$
papa asfaltowa	$0,15 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 0,4 \text{ kN},$
ciężar własny płyty ocieplenia	$0,81 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 2,4 \text{ kN},$
obciążenie użytkowe	$1,2 \times 2,0 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 7,0 \text{ kN},$
<u>Razem 16,6 kN</u>	

Strop nad II piętrem

ciężar własny płyty stropu	$3,8 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 11,1 \text{ kN},$
posadzka - płytki na zaprawie	$0,76 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 2,2 \text{ kN},$
<u>Razem = 13,3 kN</u>	

Strop nad I piętrem

ciężar własny płyty stropu ceramicznego	$2,9 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 8,5 \text{ kN},$
posadzka - płytki na zaprawie	$0,76 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 2,2 \text{ kN},$
ścianki działowe	$0,25 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 0,7 \text{ kN},$
obciążenie użytkowe (jak dla Szpitala)	$2,0 \times 4,0 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 23,4 \text{ kN}$
<u>Razem = 34,8 kN</u>	

Strop nad parterem

ciężar własny płyty stropu ceramicznego	$2,9 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 8,5 \text{ kN},$
---	---



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

posadzka - płytki na zaprawie	$0,76 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 2,2 \text{ kN},$
ścianki działowe	$0,25 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 0,7 \text{ kN},$
obciążenie użytkowe (jak dla Szpitala)	$2,0 \times 4,0 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 23,4 \text{ kN}$
<u>Razem = 34,8 kN</u>	

Strop nad piwnicą

ciężar własny płyty stropu ceramicznego	$2,9 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 8,5 \text{ kN},$
posadzka - płytki na zaprawie	$0,76 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 2,2 \text{ kN},$
ścianki działowe	$0,25 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 0,7 \text{ kN},$
obciążenie użytkowe (jak dla Szpitala)	$2,0 \times 4,0 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 23,4 \text{ kN}$
<u>Razem = 34,8 kN</u>	

Dodatkowy strop

ciężar własny płyty stropu ceramicznego	$2,9 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 8,5 \text{ kN},$
posadzka - płytki na zaprawie	$0,76 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 2,2 \text{ kN},$
ścianki działowe	$0,25 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 0,7 \text{ kN},$
obciążenie użytkowe (jak dla Szpitala)	$2,0 \times 4,0 \times 1,0 \times 5,85 \times 0,5 = 23,4 \text{ kN}$
<u>Razem = 34,8 kN</u>	

Ściana zewnętrzna z cegły pełnej  $g = 0,42 \text{ m}$

$H = 13,78 \text{ m}$

+ dodatkowa kondygnacja - 3,0 m

+ dodatkowy strop – 0,3 m

stąd:

$H_N = 17,08 \text{ m}$

Obciążenie -  $17,08 \times 0,42 \times 18 = 129,1 \text{ kN}$

Założono powierzchnię okien – 30% -- stąd obciążenie  $0,7 \times 129,1 = 90,4 \text{ kN}$

RAZEM = 259,50 kN

$P = 259,50 \text{ kN}$  - siła działająca na ławę fundamentową  $140 \times 60 \text{ cm}$ , odcinek  $1,0 \text{ m}$  długości;

Naprężenie  $\sigma$  w ścianie zewnętrznej, wykonanej z cegły pełnej, stojącej na ławie fundamentowej wynosi:

$$\sigma = \frac{25950}{5500} = 4,72 \text{ KG/cm}^2 \text{ --- } > 0,47 \text{ MPa}$$



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Wg. PN-87/B-03002 „Konstrukcje murowe” - wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie wykonanego z ceramicznych cegieł pełnych w przeciętnych warunkach (marka zaprawy 1,5, wytrzymałość średnia cegły 5 MPa) wynosi:

$$1,2 \text{ MPa} > 0,47 \text{ MPa}$$

**Przeciętnej jakości mur wykonany z ceramicznych cegieł pełnych przeniesie działające na niego obciążenie z nadbudowaną kondygnacją.**

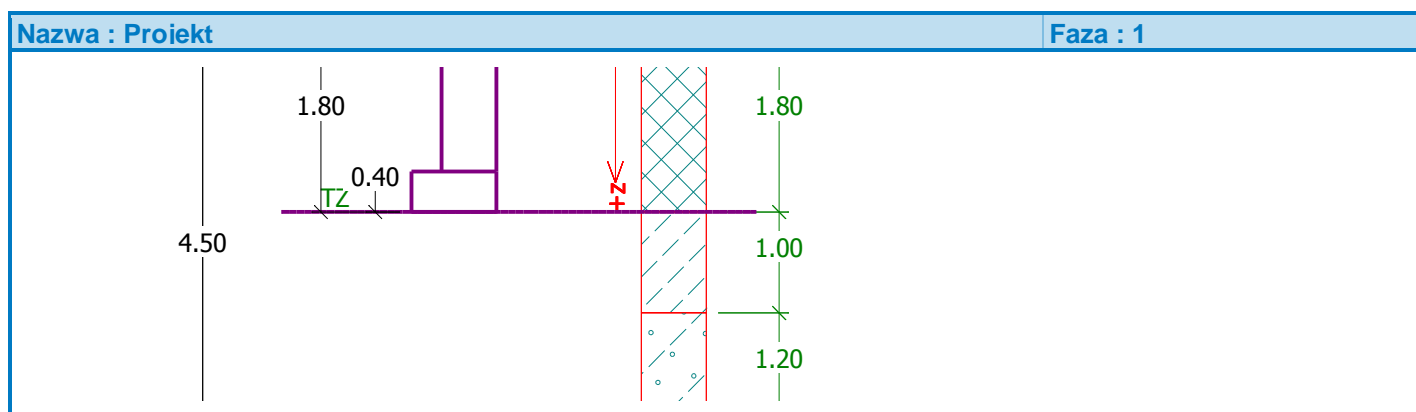
### **5.3 Obliczenia nośności ław fundamentowych**

Obliczenia wykonano jak dla fundamentów bezpośrednich, przy pomocy programu GEO 5.

#### **5.3.1 Budynek „A” – stan istniejący**

Poniżej przedstawiono wyniki obliczeń z programu GEO 5.

**Dane wejściowe „budynek A” P = 229,8 kN --- stan istniejący**





**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Podstawowe parametry gruntów**

Nr	Nazwa	Szraflura	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	Nasyp (piasek drobny z domieszką humusu i kamieniami) $I_d=0,30$		26.55	0.00	15.00	7.66	
2	glina zwięzła t <sub>pl</sub> II=0,05		19.80	36.00	19.40	10.60	
3	piasek gliniasty p <sub>zw</sub> IL=0,00		19.80	36.00	19.40	10.60	
4	Piasek średni $I_d=0,62$		28.80	0.00	16.40	6.80	
5	glina pylasta II=0,20		15.30	16.20	19.03	9.90	

W obliczeniach parcia spoczynkowego wszystkie grunty przyjęte zostały jako niespoiste.

**Parametry gruntu**

**Nasyp (piasek drobny z domieszką humusu i kamieniami)  $I_d=0,30$**

Ciężar objętościowy :	$\gamma$	=	15,00 kN/m <sup>3</sup>
Kąt tarcia wewnętrznego :	$\varphi_{ef}$	=	26,55 °
Spójność gruntu :	$c_{ef}$	=	0,00 kPa
Moduł edometryczny :	$E_{oed}$	=	37,80 MPa
Wsp. wytrż. strukturalnej :	$m$	=	0,30
Ciężar gruntu nawodn. :	$\gamma_{sat}$	=	17,66 kN/m <sup>3</sup>

**glina zwięzła t<sub>pl</sub> II=0,05**

Ciężar objętościowy :	$\gamma$	=	19,40 kN/m <sup>3</sup>
Kąt tarcia wewnętrznego :	$\varphi_{ef}$	=	19,80 °
Spójność gruntu :	$c_{ef}$	=	36,00 kPa
Moduł edometryczny :	$E_{oed}$	=	59,00 MPa
Wsp. wytrż. strukturalnej :	$m$	=	0,30
Ciężar gruntu nawodn. :	$\gamma_{sat}$	=	20,60 kN/m <sup>3</sup>

**piasek gliniasty p<sub>zw</sub> IL=0,00**

Ciężar objętościowy :	$\gamma$	=	19,40 kN/m <sup>3</sup>
Kąt tarcia wewnętrznego :	$\varphi_{ef}$	=	19,80 °
Spójność gruntu :	$c_{ef}$	=	36,00 kPa
Moduł edometryczny :	$E_{oed}$	=	59,00 MPa
Wsp. wytrż. strukturalnej :	$m$	=	0,30
Ciężar gruntu nawodn. :	$\gamma_{sat}$	=	20,60 kN/m <sup>3</sup>

**Piasek średni  $I_d=0,62$**

Ciężar objętościowy :	$\gamma$	=	16,40 kN/m <sup>3</sup>
Kąt tarcia wewnętrznego :	$\varphi_{ef}$	=	28,80 °
Spójność gruntu :	$c_{ef}$	=	0,00 kPa
Moduł edometryczny :	$E_{oed}$	=	108,00 MPa
Wsp. wytrż. strukturalnej :	$m$	=	0,30
Ciężar gruntu nawodn. :	$\gamma_{sat}$	=	16,80 kN/m <sup>3</sup>



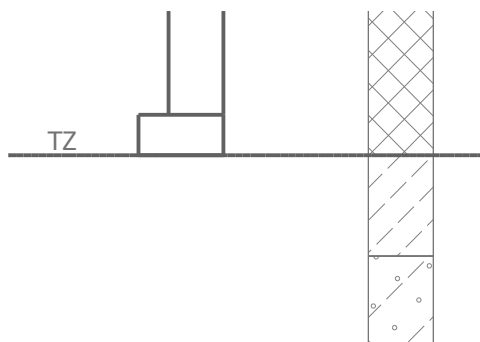
**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**glina pylasta II=0,20**

Ciężar objętościowy :	$\gamma$	=	19,03 kN/m <sup>3</sup>
Kąt tarcia wewnętrznego :	$\varphi_{ef}$	=	15,30 °
Spójność gruntu :	$c_{ef}$	=	16,20 kPa
Moduł edometryczny :	$E_{oed}$	=	36,00 MPa
Wsp. wytrz. strukturalnej :	$m$	=	0,30
Ciężar gruntu nawodn. :	$\gamma_{sat}$	=	19,90 kN/m <sup>3</sup>

Nazwa : Gruntv

Faza : 1



**Fundament**

**Rodzaj fundamentu: ława fundamentowa**

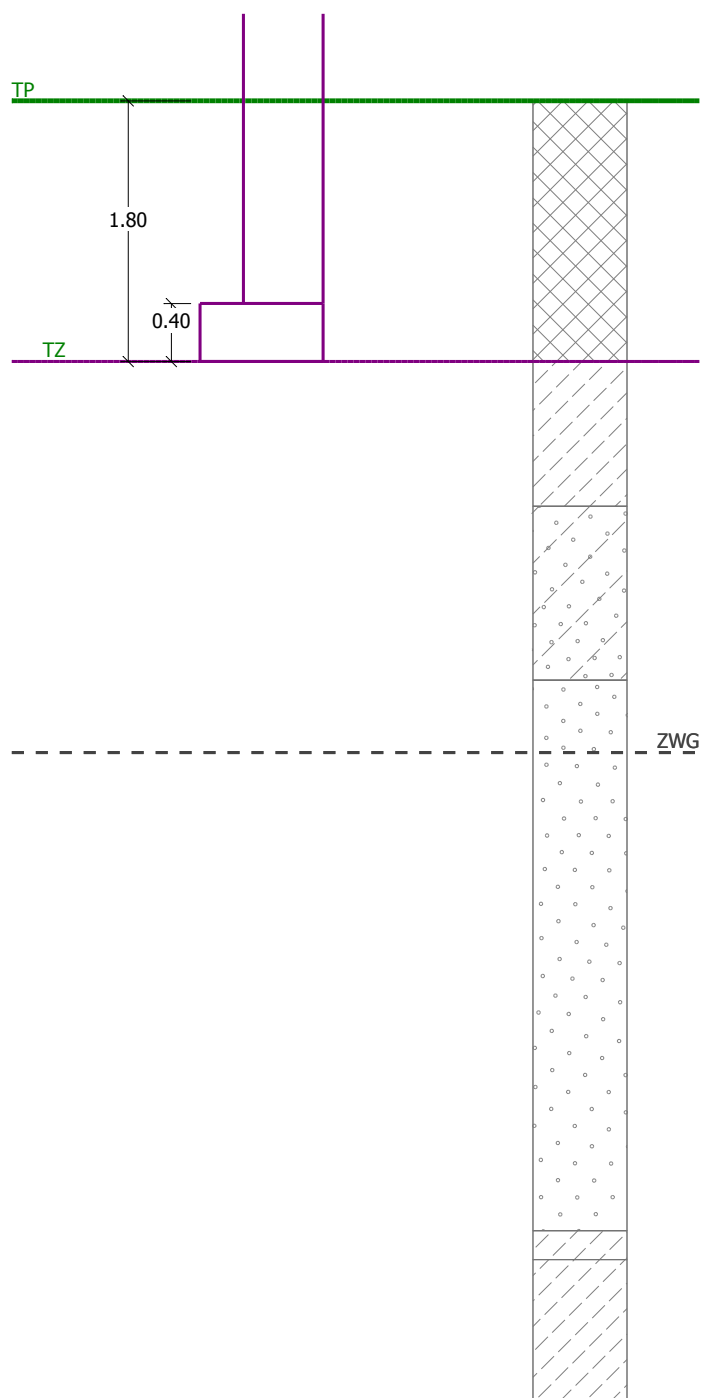
Poziom posadowienia	$h_z$	=	1.80 m
Poziom terenu zmienionego	$d$	=	0.00 m
Wysokość fundamentu	$t$	=	0.40 m
Nachylenie terenu zmienionego	$s_1$	=	0.00 °
Nachylenie spodu fundamentu	$s_2$	=	0.00 °
Ciężar objętościowy gruntu nad fundamentem = 20.00 kN/m <sup>3</sup>			



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Nazwa : Fundament

Faza : 1





**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Geometria konstrukcji**

**Rodzaj fundamentu: ława fundamentowa**

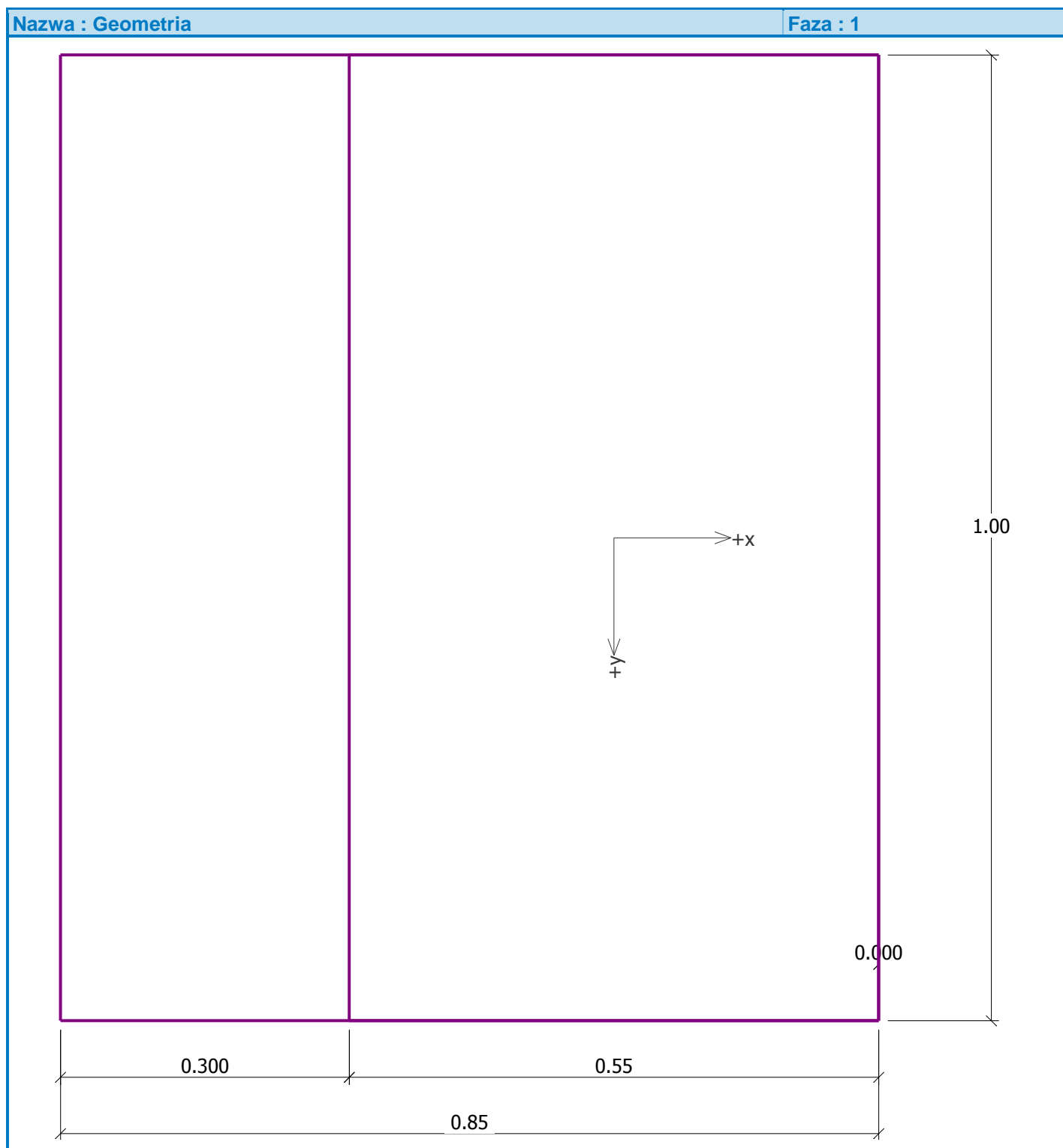
Całkowita długość ławy fundamentowej = 10.00 m

Szerokość ławy (x) = 0.85 m

Szerokość słupa w kierunku x = 0.55 m

Objętość 1mb ławy fundamentowej = 0.85 m<sup>3</sup>

Zdefiniowane obciążenie uwzględniane jest na 1 mb długości ławy.

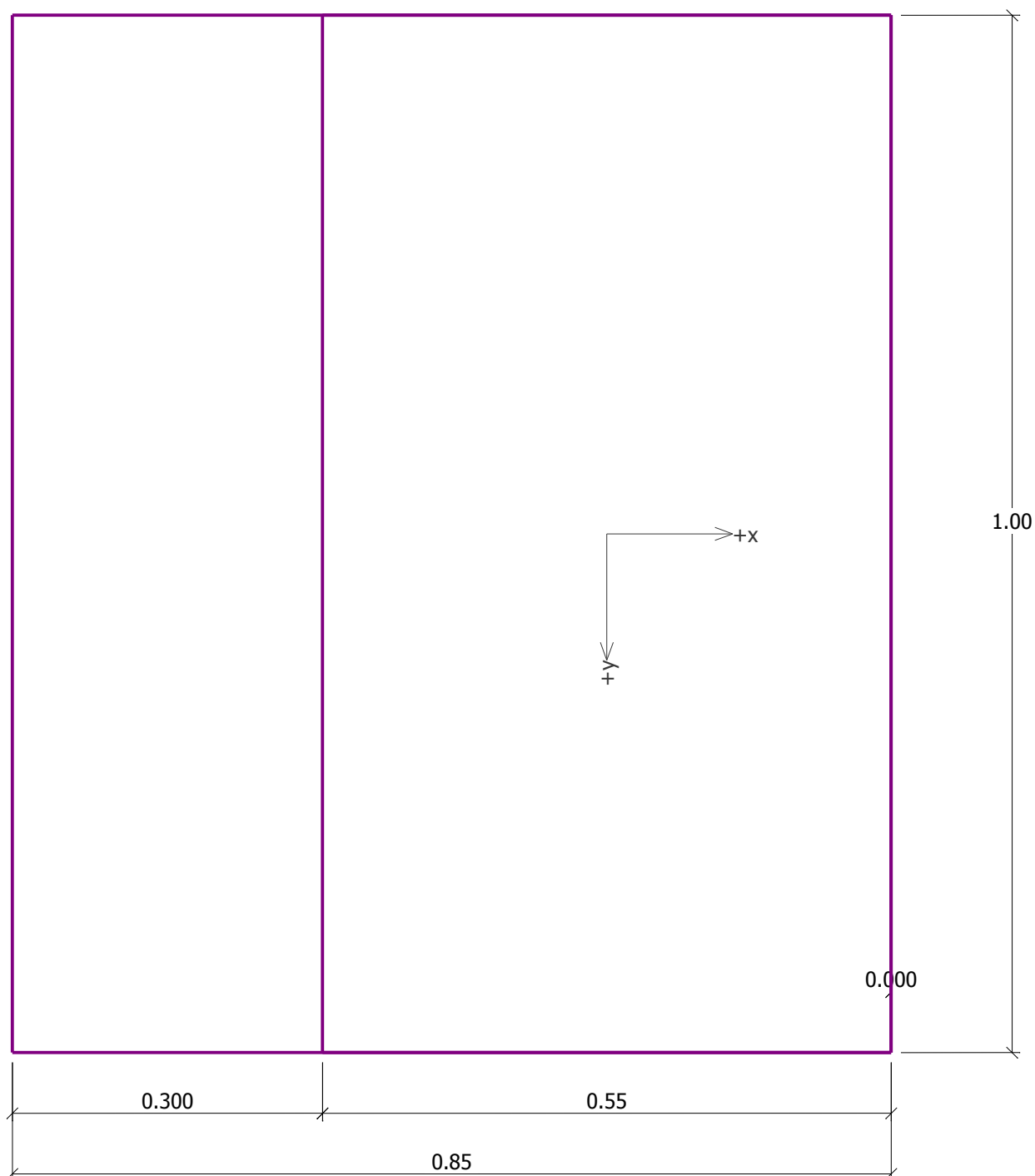




**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Nazwa : Geometria

Faza : 1



**Materiał konstrukcji**

Ciężar objętościowy  $\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$

Obliczenia konstrukcji betonowych przeprowadzono z wykorzystaniem normy PN-B-03264.

Beton : B 15

Zbrojenie podłużne : A-0 StOS-b

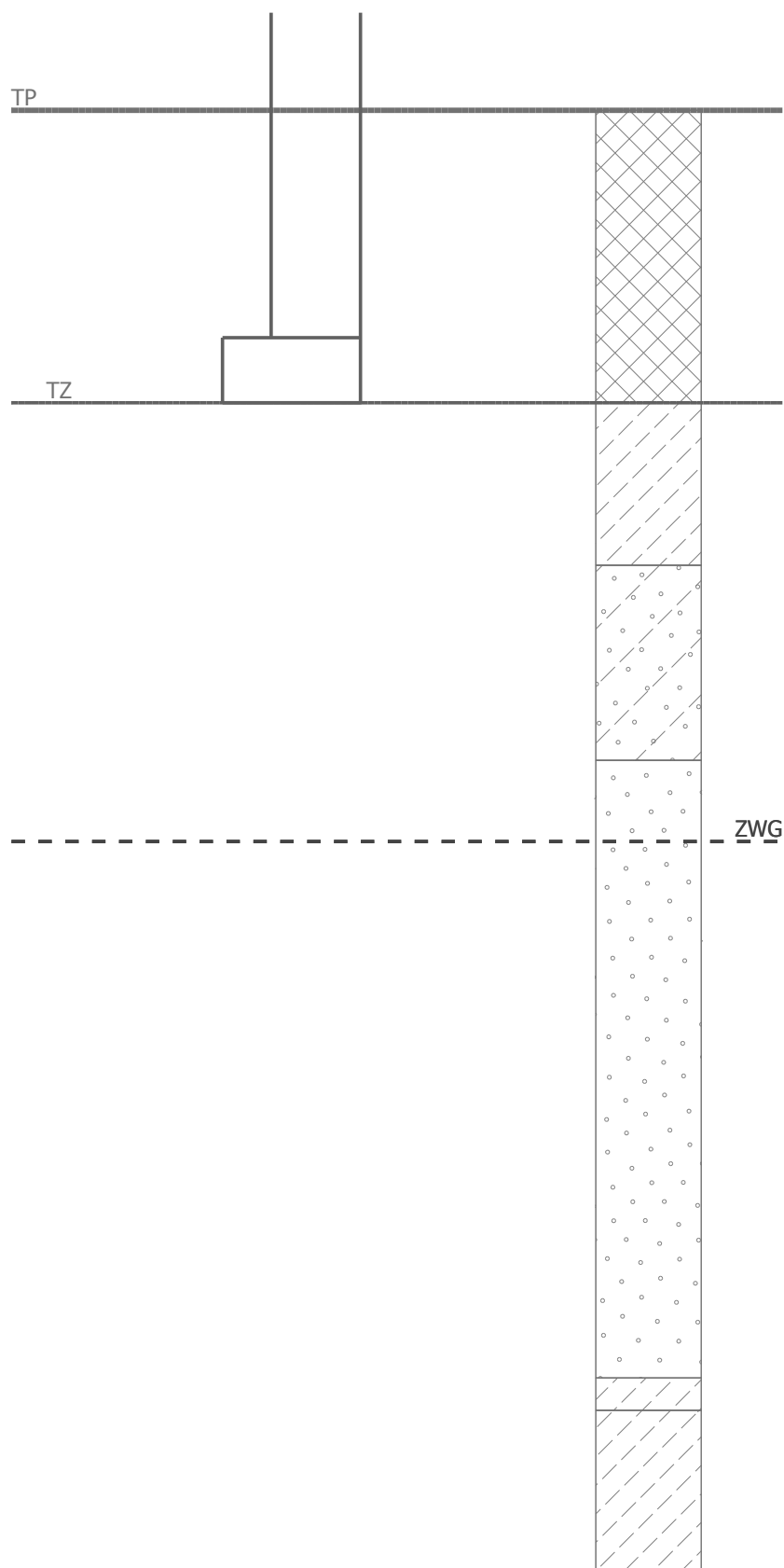
Zbrojenie poprzeczne : A-0 StOS-b



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Nazwa : Materiał

Faza : 1





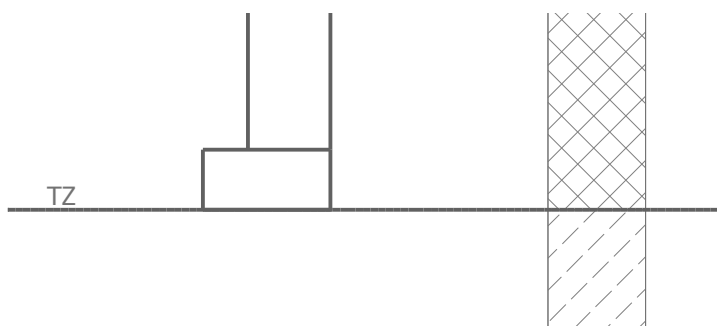
**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Profil geologiczny i przyporządkowane grunty**

Nr	Warstwa [m]	Przyporządkowany grunt	Szrafura
1	1.80	Nasyp (piasek drobny z domieszką humusu i kamieniami) $I_d=0,30$	
2	1.00	glina zwięzła $I_{pl}=0,05$	
3	1.20	piasek gliniasty $p_{zw} I_L=0,00$	
4	3.80	Piasek średni $I_d=0,62$	
5	0.20	glina pylasta $I_L=0,20$	
6	-	glina pylasta $I_L=0,20$	

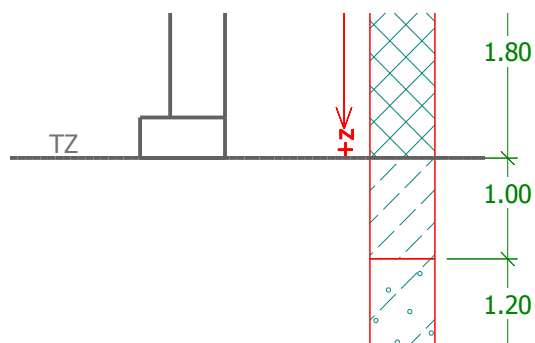
Nazwa : Profil i przyporządkowanie

Faza : 1



Nazwa : Profil i przyporządkowanie

Faza : 1





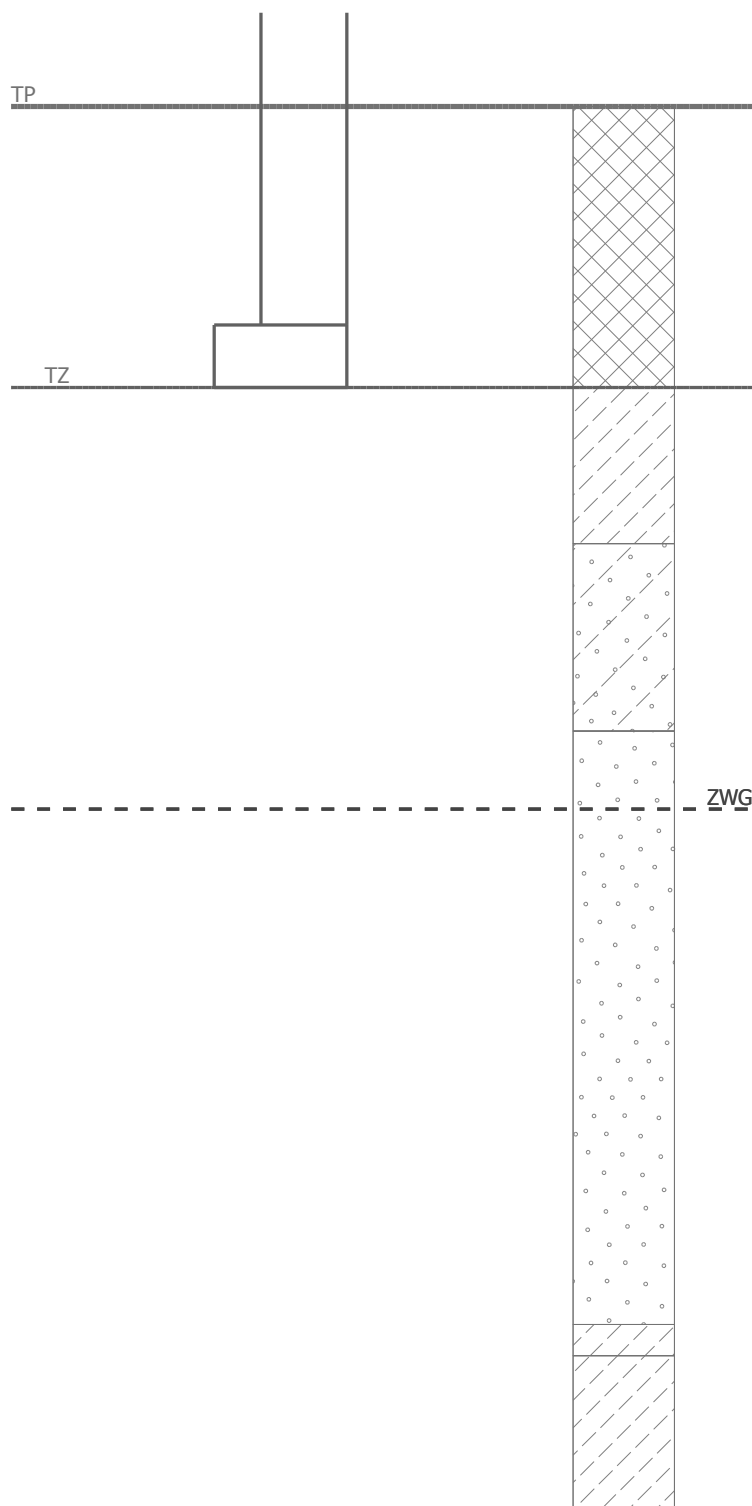
**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Obciążenie**

Numer	Obciążenie		Nazwa	Rodzaj	N [kN/m]	M <sub>y</sub> [kNm/m]	H <sub>x</sub> [kN/m]
	nowe	zmiana					
1	TAK		Siła Nr 1	Obliczeniowe	229.80	0.00	0.00
2	TAK		Siła Nr 1 - charakterystyczne	Robocze	191.50	0.00	0.00

Nazwa : Zdefiniowane siły

Faza : 1

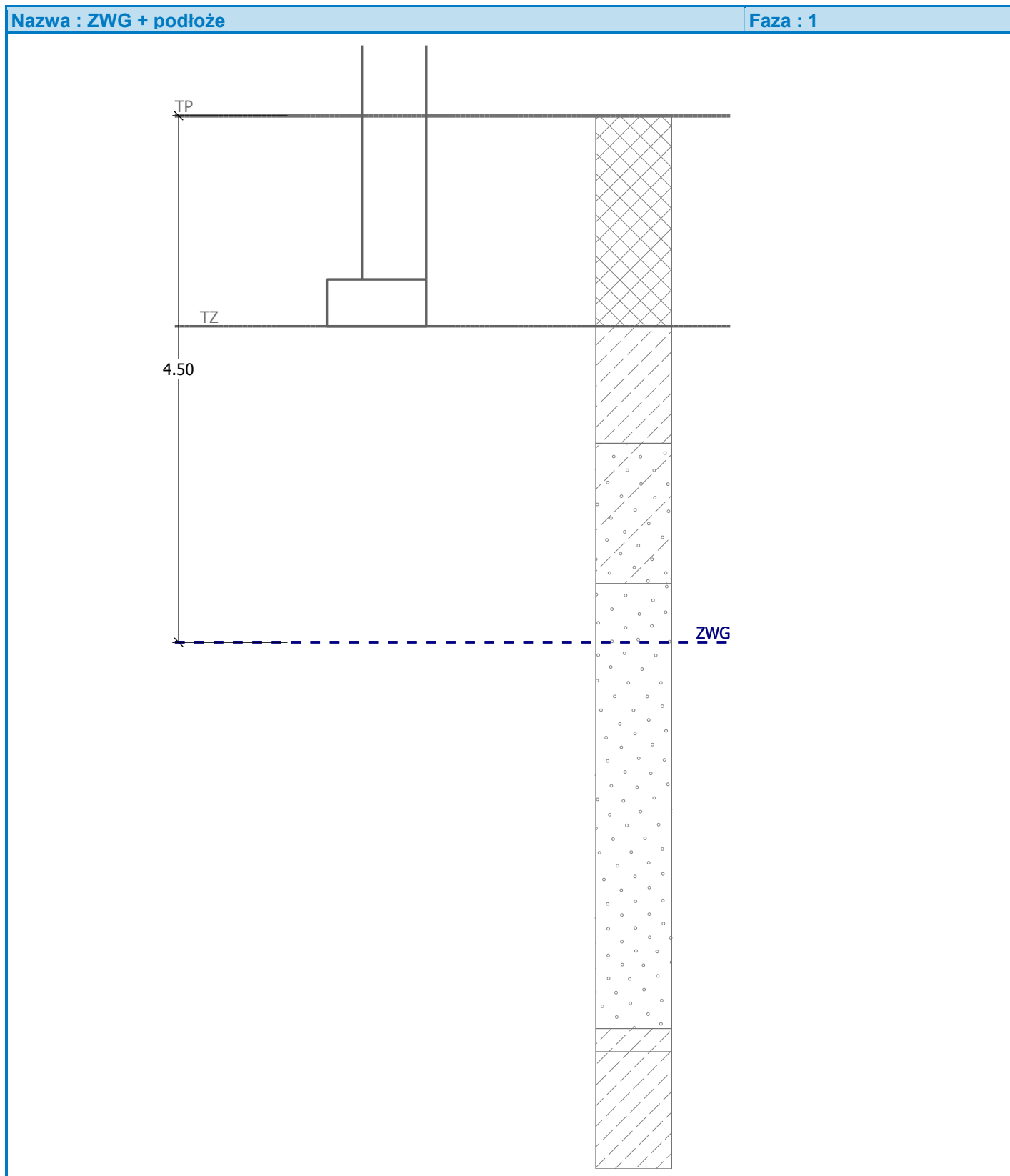




**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Zwierciadło wody gruntowej**

Zwierciadło wody gruntowej jest na głębokości 4.50 m poniżej terenu pierwotnego.





**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Ustawienia obliczeń**

Rodzaj obliczeń - Obliczenia w warunkach z odpływem

Obliczenia nośności pionowej - Podejście standardowe

Obliczenia osiadania - Obliczenia z zastosowaniem modułu edom. (CSN 73 1001)

Ograniczenie strefy wpływu - z zastosowaniem wytrzymałości strukturalnej

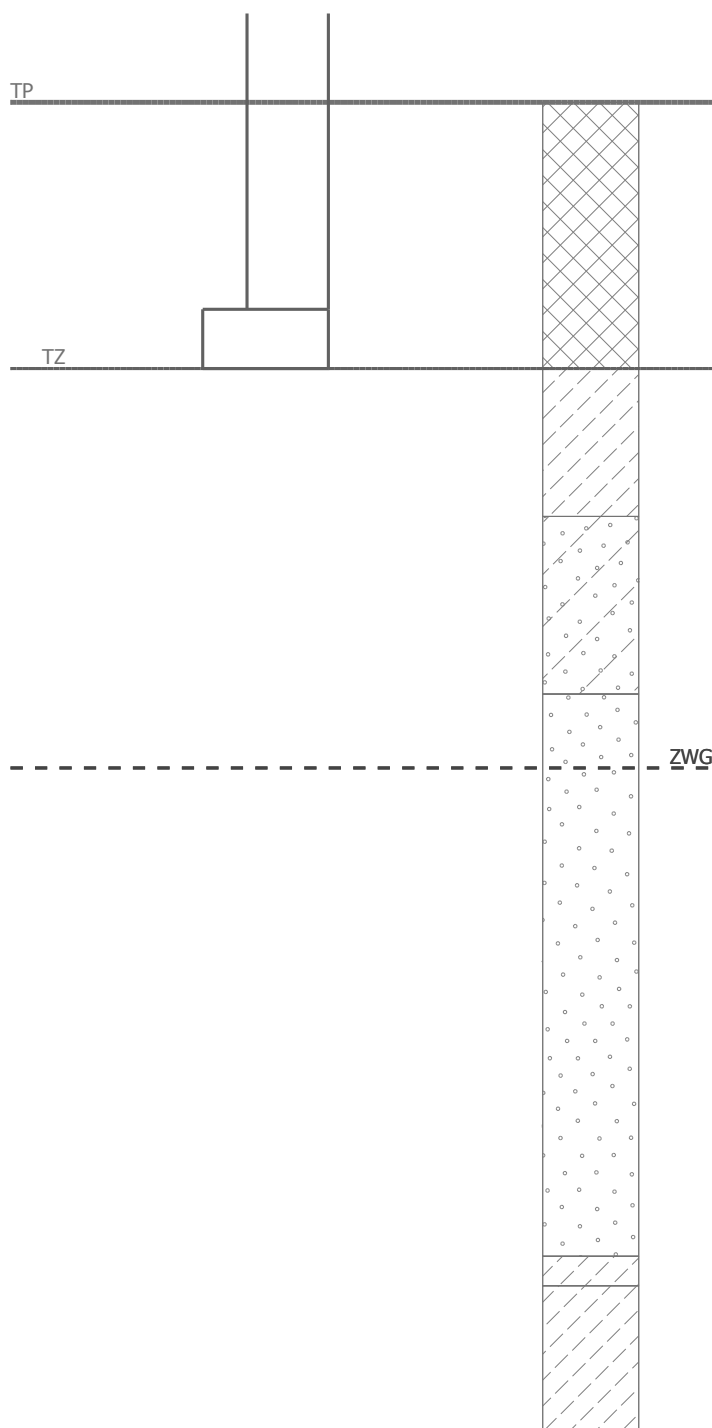
Obliczenia przeprowadzono z zastosowaniem teorii klasycznej (współczynnik bezpieczeństwa)

Współczynnik bezpieczeństwa - nośność pionowa = 1.50

Współczynnik bezpieczeństwa - nośność pozioma = 1.50

Nazwa : Ustawienia

Faza : 1

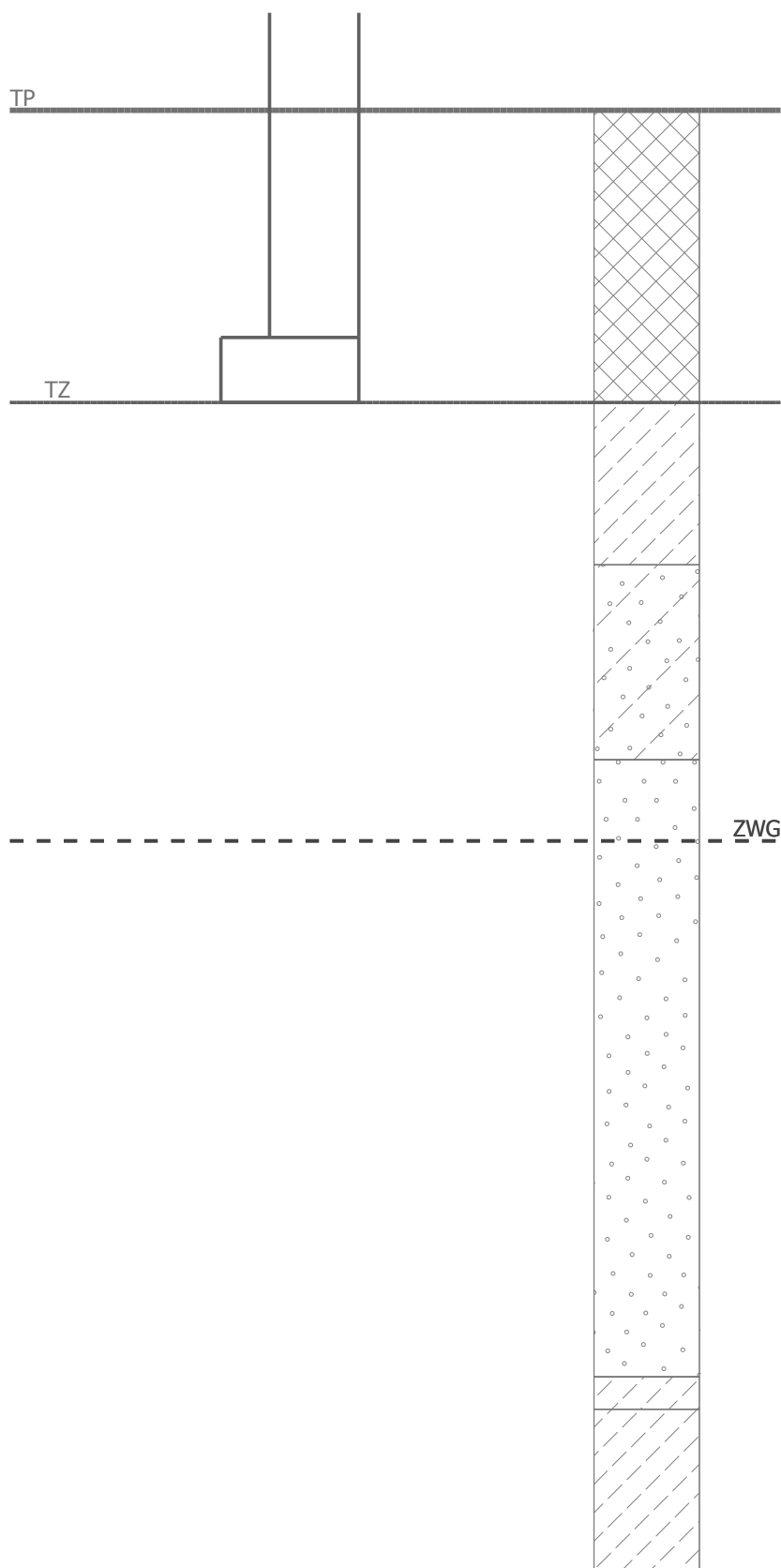




**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Nazwa : Ustawienia

Faza : 1





**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Analiza Nr 1**

**Obliczenie 1.SG - wyniki pośrednie**

$$\phi_d = 19.800^\circ$$

$$c_d = 36.000 \text{ kPa}$$

$$\gamma_{1sr} = 0.000 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{1sr} = 19.400 \text{ kN/m}^3$$

$$b_{ef} = 0.560 \text{ m}$$

$$N_d = 6.274$$

$$N_c = 14.648$$

$$N_b = 2.848$$

$$s_d = 1.019$$

$$s_c = 1.011$$

$$s_b = 0.983$$

$$d_d = 1.000$$

$$d_c = 1.000$$

$$d_b = 1.000$$

$$i_d = 1.000$$

$$i_c = 1.000$$

$$i_b = 1.000$$

$$b_d = 1.000$$

$$b_c = 1.000$$

$$b_b = 1.000$$

$$g_d = 1.000$$

$$g_c = 1.000$$

$$g_b = 1.000$$

$$R_d = 548.455 \text{ kPa}$$

Obliczenia przeprowadzono z automatycznym wyborem najbardziej niekorzystnych stanów obciążenia.

Wyznaczony ciężar własny ławy fundamentowej  $G = 7.82 \text{ kN/m}$

Wyznaczony ciężar nadkładu gruntu  $Z = 0.00 \text{ kN/m}$

**Sprawdzenie nośności pionowej**

Rodzaj naprężeń kontaktowych : prostokątny

Parametry powierzchni poślizgu pod fundamentem:

Zagłębienie powierzchni poślizgu  $z_{sp} = 0.98 \text{ m}$

Zasięg powierzchni poślizgu  $l_{sp} = 2.56 \text{ m}$

Nośność obliczeniowa podłoża fundamentowego  $R_d = 548.46 \text{ kPa}$

Maksymalne naprężenie pod fundamentem  $\sigma = 424.42 \text{ kPa}$

Współczynnik bezpieczeństwa =  $1.29 < 1.50$

**Sprawdzenie nośności poziomej**

Odpór gruntu: spoczynkowe

Wartość obliczeniowa oporu gruntu  $S_{pd} = 0.00 \text{ kN}$

Kąt tarcia fundament-podłoże fund.  $\psi = 19.80^\circ$

Spójność fundament-podłoże fund.  $a = 36.00 \text{ kPa}$

Nośność pozioma fundamentu  $R_{dh} = 105.70 \text{ kN}$

Maksymalna siła pozioma  $H = 0.00 \text{ kN}$

Współczynnik bezpieczeństwa =  $1000.00 > 1.50$

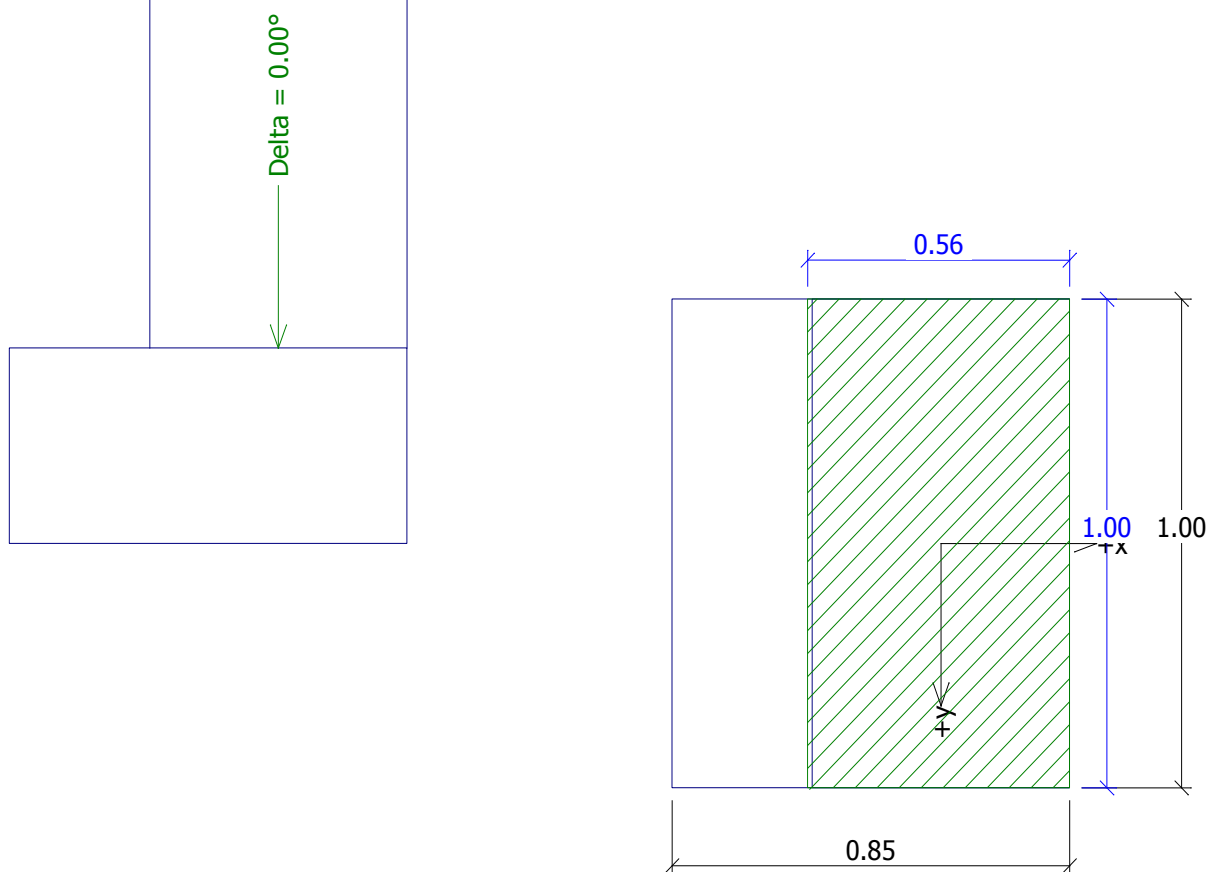
**Nośność pozioma SPEŁNIA WYMAGANIA**



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Nazwa : 1. SG

Faza : 1; Obliczenia : 1





### EKSPERTYZA TECHNICZNA

## Analiza Nr 1

### Osiadanie i obrót fundamentu - dane wejściowe

Obliczenia przeprowadzono z automatycznym wyborem najbardziej niekorzystnych stanów obciążenia.

Obliczenia przeprowadzono z uwzględnieniem współczynnika  $\kappa_1$  (wpływ głębokości posadowienia).

Naprężenie w poziomie posadowienia uwzględniano od zmienionego poziomu terenu.

Wyznaczony ciężar własny ławy fundamentowej  $G = 7.82 \text{ kN/m}$

Wyznaczony ciężar nadkładu gruntu  $Z = 0.00 \text{ kN/m}$

### Osiadanie i obrót fundamentu - wyniki pośrednie

Warstw a Nr	Początek [m]	Koniec [m]	Miąższość [m]	$E_{\text{def}}$ [MPa]	$\sigma_{\text{or}}$ [kPa]	$\Delta\sigma_z$ [kPa]	Osiadanie [mm]
1	1.80	1.85	0.05	45.02	27.49	235.86	0.19
2	1.85	1.90	0.05	45.02	28.46	225.42	0.18
3	1.90	1.95	0.05	45.02	29.43	208.42	0.17
4	1.95	2.00	0.05	45.02	30.40	193.96	0.16
5	2.00	2.05	0.05	45.02	31.37	180.96	0.15
6	2.05	2.10	0.05	45.02	32.34	169.07	0.14
7	2.10	2.20	0.10	45.02	33.79	156.34	0.25
8	2.20	2.30	0.10	45.02	35.73	144.61	0.23
9	2.30	2.40	0.10	45.02	37.67	134.38	0.21
10	2.40	2.50	0.10	45.02	39.61	124.29	0.19
11	2.50	2.60	0.10	45.02	41.55	114.85	0.17
12	2.60	2.70	0.10	45.02	43.49	105.30	0.16
13	2.70	2.80	0.10	45.02	45.43	97.51	0.14
14	2.80	2.95	0.15	45.02	47.86	89.37	0.19
15	2.95	3.20	0.25	45.02	51.74	77.47	0.26
16	3.20	3.45	0.25	45.02	56.59	65.89	0.21
17	3.45	3.70	0.25	45.02	61.44	56.70	0.16
18	3.70	3.95	0.25	45.02	66.29	49.15	0.12
19	3.95	4.00	0.05	45.02	69.20	45.26	0.02
20	4.00	4.20	0.20	90.00	71.32	41.93	0.04
21	4.20	4.50	0.30	90.00	75.42	37.27	0.04
22	4.50	4.70	0.20	90.00	78.56	33.56	0.02
23	4.70	5.20	0.50	90.00	80.94	28.94	0.02
24	5.20	5.35	0.15	90.00	83.15	25.69	0.00

Osiadanie środka krawędzi podłużnej = 1.8 mm

Osiadanie środka krawędzi poprzecznej 1 = 3.9 mm

Osiadanie środka krawędzi poprzecznej 2 = 1.9 mm

(1-krawędź max. ściskana; 2-krawędź min. ściskana)

### Osiadanie i obrót fundamentu - wyniki

#### Sztywność fundamentu:

Wyznaczony średni ważony moduł odkształcenia  $E_{\text{def}} = 55.41 \text{ MPa}$

Fundament jest sztywny w kierunku podłużnym ( $k=50.78$ )

Fundament jest sztywny w kierunku poprzecznym ( $k=31.19$ )



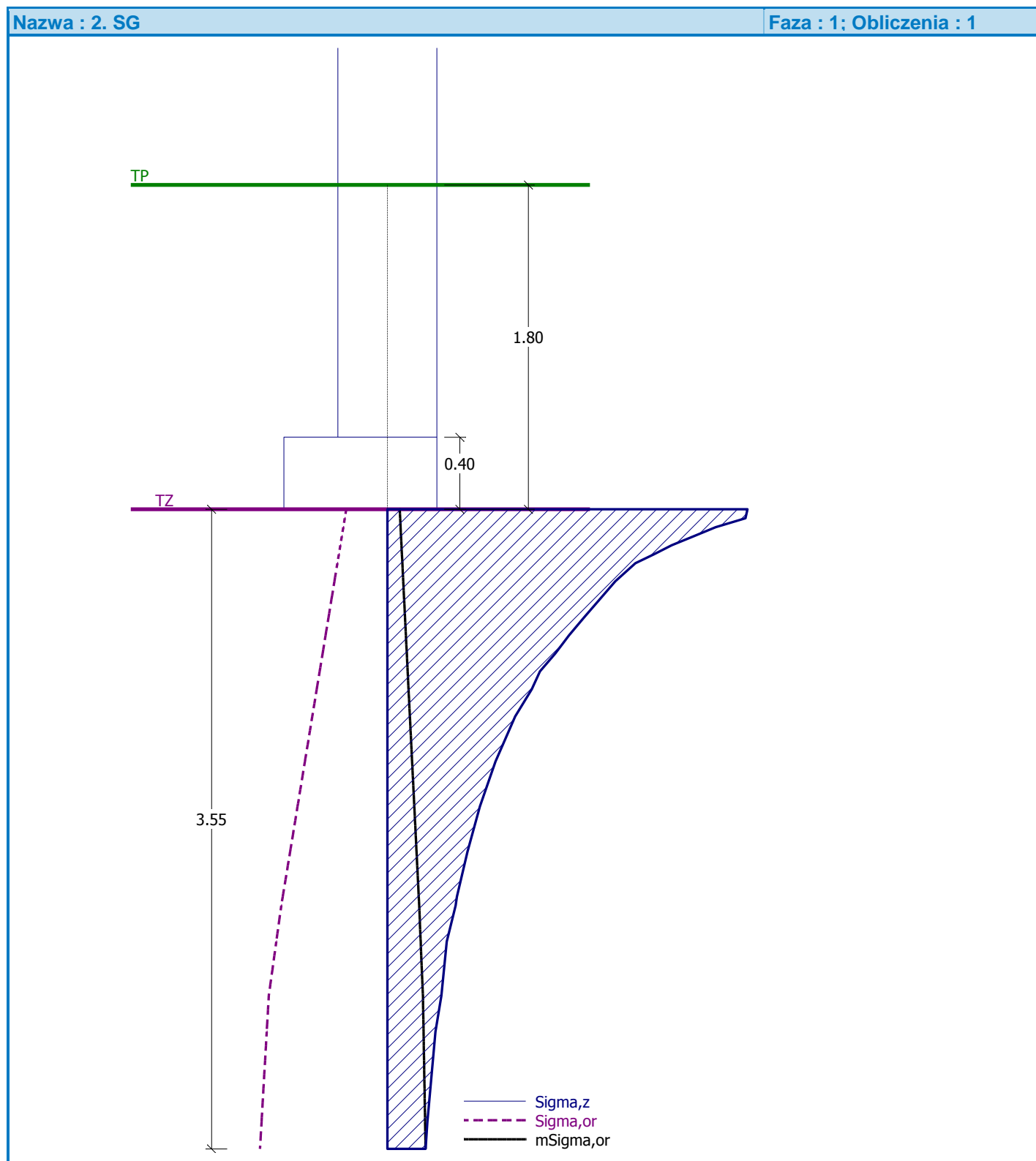
**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Całkowite osiadanie i obrót fundamentu:**

Osiadanie fundamentu = 3.4 mm

Głębokość aktywna = 3.55 m

Obrót w kierunku szerokości = 2.401 (tan\*1000)





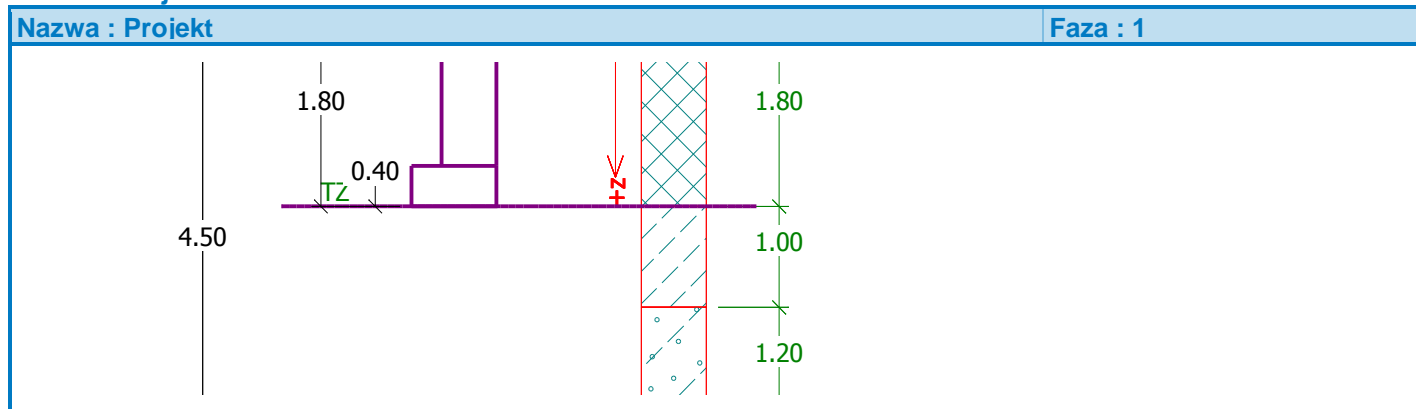
**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**5.3.2 Budynek „A” – nadbudowa**

Poniżej przedstawiono wyniki obliczeń z programu GEO 5.

**Dane wejściowe „budynek „A” - P = 282,87 kN --- nadbudowa**

**Projekt**



**Podstawowe parametry gruntów**

Nr	Nazwa	Szrafura	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	Nasyp (piasek drobny z domieszką humusu i kamieniami) $I_d=0,30$		26.55	0.00	15.00	7.66	
2	glina zwięzła $tpl\ II=0,05$		19.80	36.00	19.40	10.60	
3	piasek gliniasty $pzw\ IL=0,00$		19.80	36.00	19.40	10.60	
4	Piasek średni $I_d=0,62$		28.80	0.00	16.40	6.80	
5	glina pylasta $IL=0,20$		15.30	16.20	19.03	9.90	

W obliczeniach parcia spoczynkowego wszystkie grunty przyjęte zostały jako niespoiste.

**Parametry gruntu**

**Nasyp (piasek drobny z domieszką humusu i kamieniami)  $I_d=0,30$**

Ciężar objętościowy :	$\gamma$	=	15,00 kN/m <sup>3</sup>
Kąt tarcia wewnętrznego :	$\varphi_{ef}$	=	26,55 °
Spójność gruntu :	$c_{ef}$	=	0,00 kPa
Moduł edometryczny :	$E_{oed}$	=	37,80 MPa
Wsp. wytrż. strukturalnej :	$m$	=	0,30
Ciężar gruntu nawodn. :	$\gamma_{sat}$	=	17,66 kN/m <sup>3</sup>

**glina zwięzła  $tpl\ II=0,05$**

Ciężar objętościowy :	$\gamma$	=	19,40 kN/m <sup>3</sup>
Kąt tarcia wewnętrznego :	$\varphi_{ef}$	=	19,80 °
Spójność gruntu :	$c_{ef}$	=	36,00 kPa
Moduł edometryczny :	$E_{oed}$	=	59,00 MPa



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Wsp. wytrż. strukturalnej :  $m = 0,30$   
Ciężar gruntu nawodn. :  $\gamma_{\text{sat}} = 20,60 \text{ kN/m}^3$

**piasek gliniasty pzw IL=0,00**

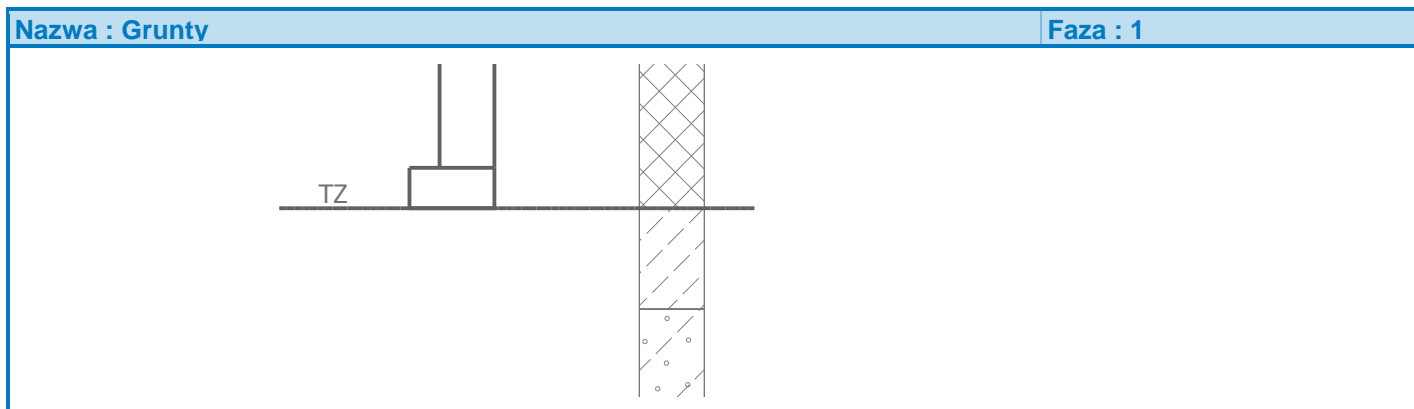
Ciężar objętościowy :  $\gamma = 19,40 \text{ kN/m}^3$   
Kąt tarcia wewnętrznego :  $\varphi_{\text{ef}} = 19,80^\circ$   
Spójność gruntu :  $c_{\text{ef}} = 36,00 \text{ kPa}$   
Moduł edometryczny :  $E_{\text{oed}} = 59,00 \text{ MPa}$   
Wsp. wytrż. strukturalnej :  $m = 0,30$   
Ciężar gruntu nawodn. :  $\gamma_{\text{sat}} = 20,60 \text{ kN/m}^3$

**Piasek średni Id=0,62**

Ciężar objętościowy :  $\gamma = 16,40 \text{ kN/m}^3$   
Kąt tarcia wewnętrznego :  $\varphi_{\text{ef}} = 28,80^\circ$   
Spójność gruntu :  $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$   
Moduł edometryczny :  $E_{\text{oed}} = 108,00 \text{ MPa}$   
Wsp. wytrż. strukturalnej :  $m = 0,30$   
Ciężar gruntu nawodn. :  $\gamma_{\text{sat}} = 16,80 \text{ kN/m}^3$

**glina pylasta II=0,20**

Ciężar objętościowy :  $\gamma = 19,03 \text{ kN/m}^3$   
Kąt tarcia wewnętrznego :  $\varphi_{\text{ef}} = 15,30^\circ$   
Spójność gruntu :  $c_{\text{ef}} = 16,20 \text{ kPa}$   
Moduł edometryczny :  $E_{\text{oed}} = 36,00 \text{ MPa}$   
Wsp. wytrż. strukturalnej :  $m = 0,30$   
Ciężar gruntu nawodn. :  $\gamma_{\text{sat}} = 19,90 \text{ kN/m}^3$



**Fundament**

**Rodzaj fundamentu: ława fundamentowa**

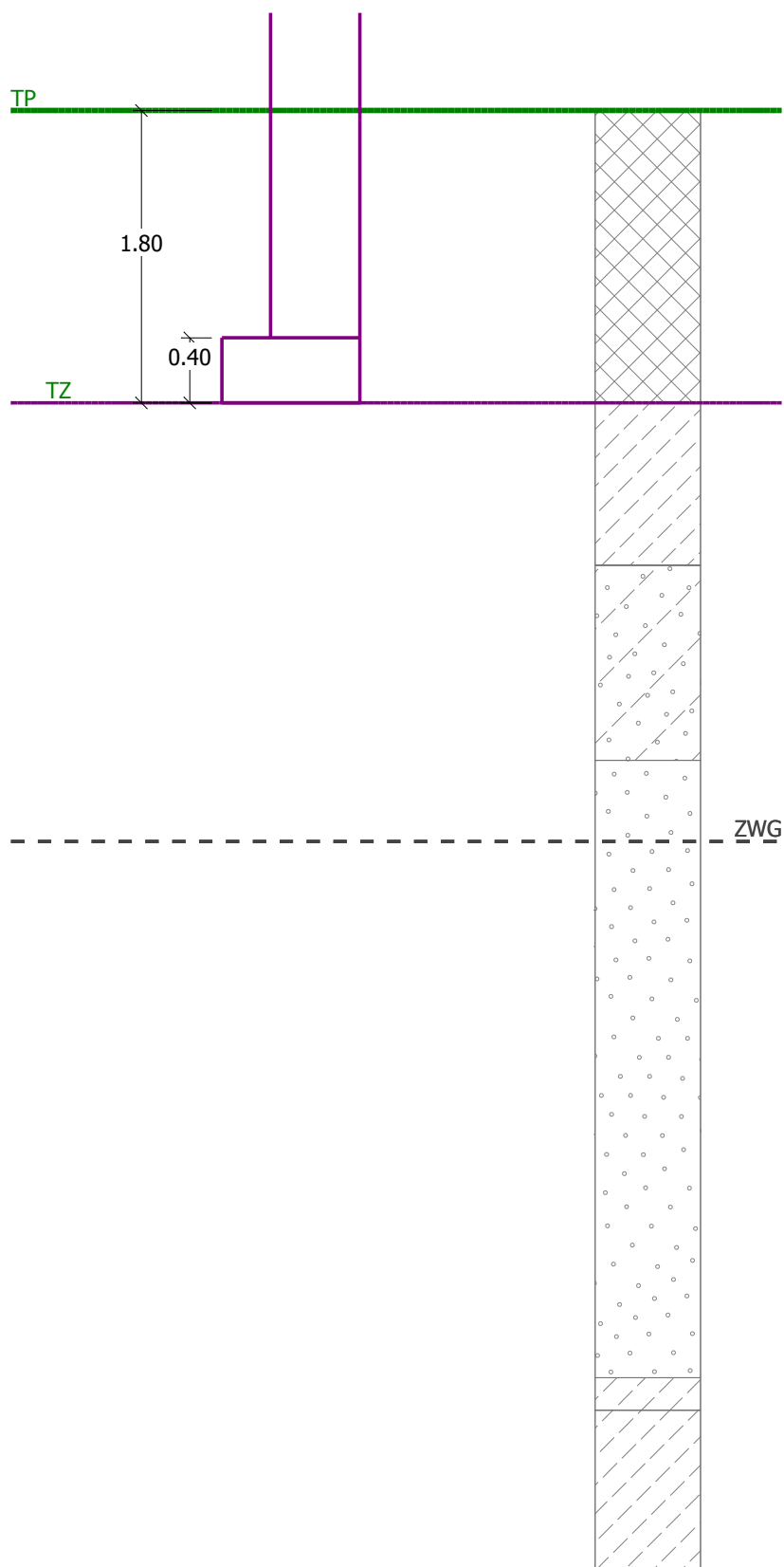
Poziom posadowienia  $h_z = 1.80 \text{ m}$   
Poziom terenu zmienionego  $d = 0.00 \text{ m}$   
Wysokość fundamentu  $t = 0.40 \text{ m}$   
Nachylenie terenu zmienionego  $s_1 = 0.00^\circ$   
Nachylenie spodu fundamentu  $s_2 = 0.00^\circ$   
Ciężar objętościowy gruntu nad fundamentem =  $20.00 \text{ kN/m}^3$



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Nazwa : Fundament

Faza : 1





**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Geometria konstrukcji**

**Rodzaj fundamentu: ława fundamentowa**

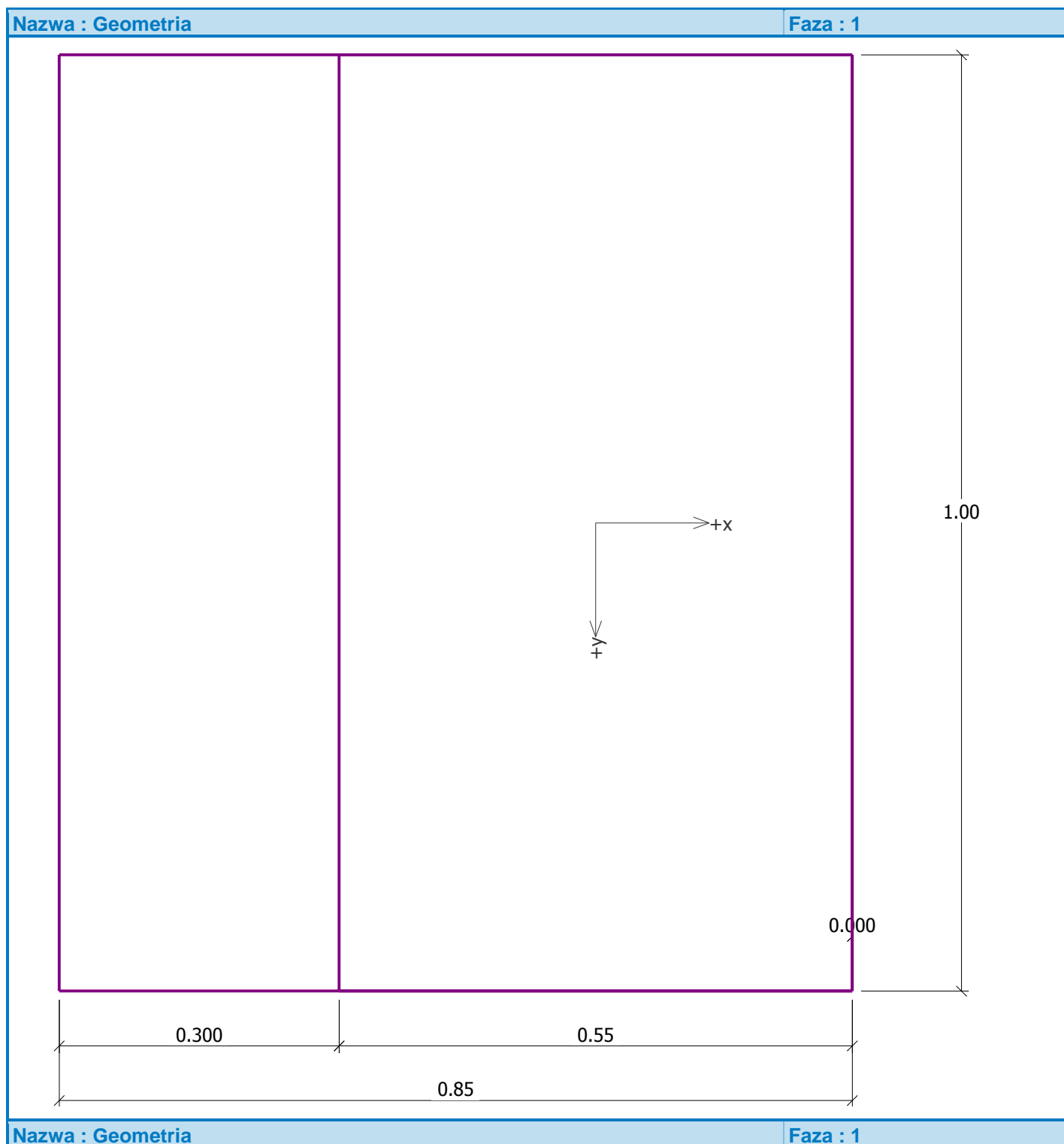
Całkowita długość ławy fundamentowej = 10.00 m

Szerokość ławy (x) = 0.85 m

Szerokość słupa w kierunku x = 0.55 m

Objętość 1mb ławy fundamentowej = 0.85 m<sup>3</sup>

Zdefiniowane obciążenie uwzględniane jest na 1 mb długości ławy.

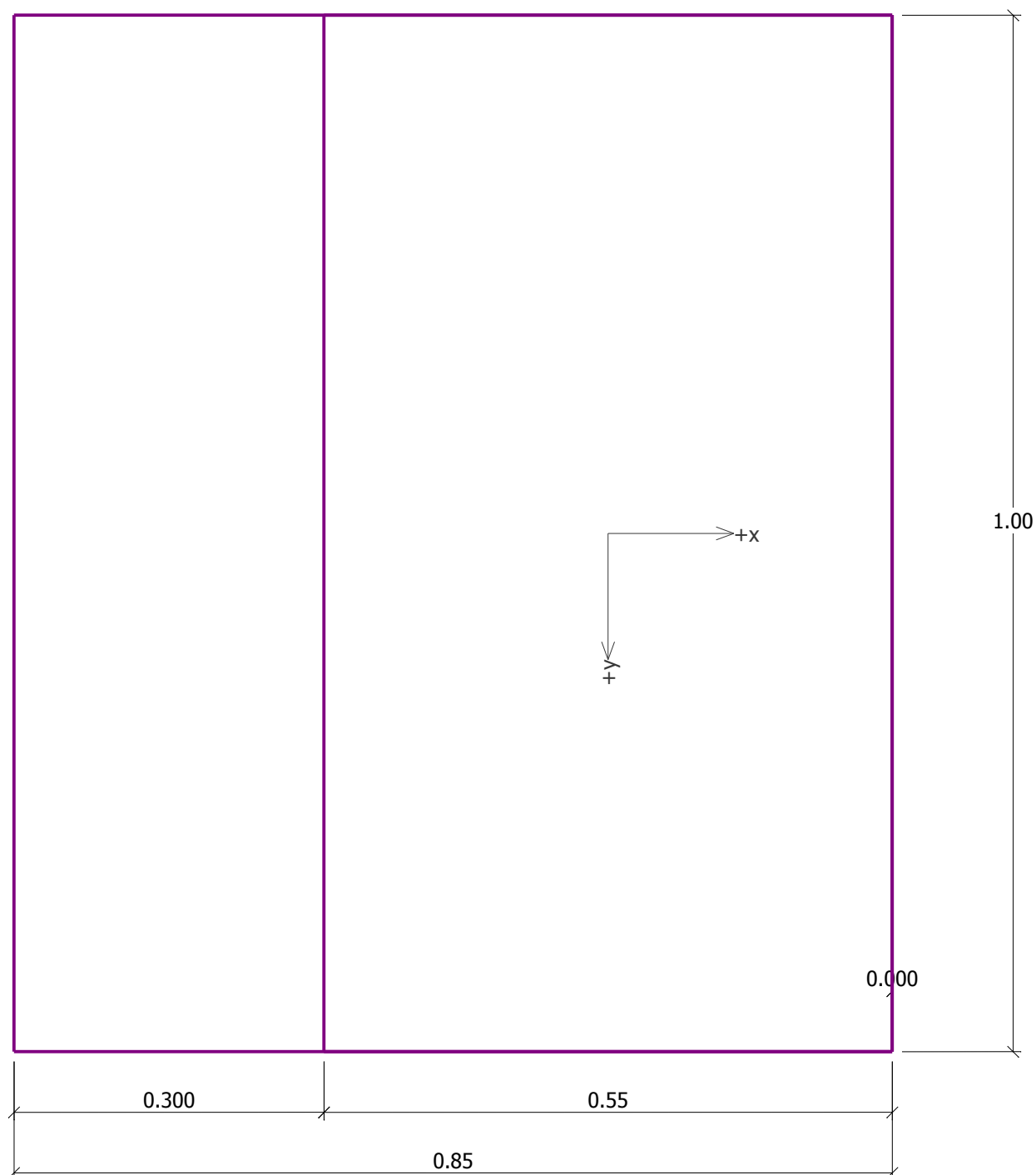




**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Nazwa : Geometria

Faza : 1



**Materiał konstrukcji**

Ciężar objętościowy  $\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$

Obliczenia konstrukcji betonowych przeprowadzono z wykorzystaniem normy PN-B-03264.

Beton : B 15

Zbrojenie podłużne : A-0 StOS-b

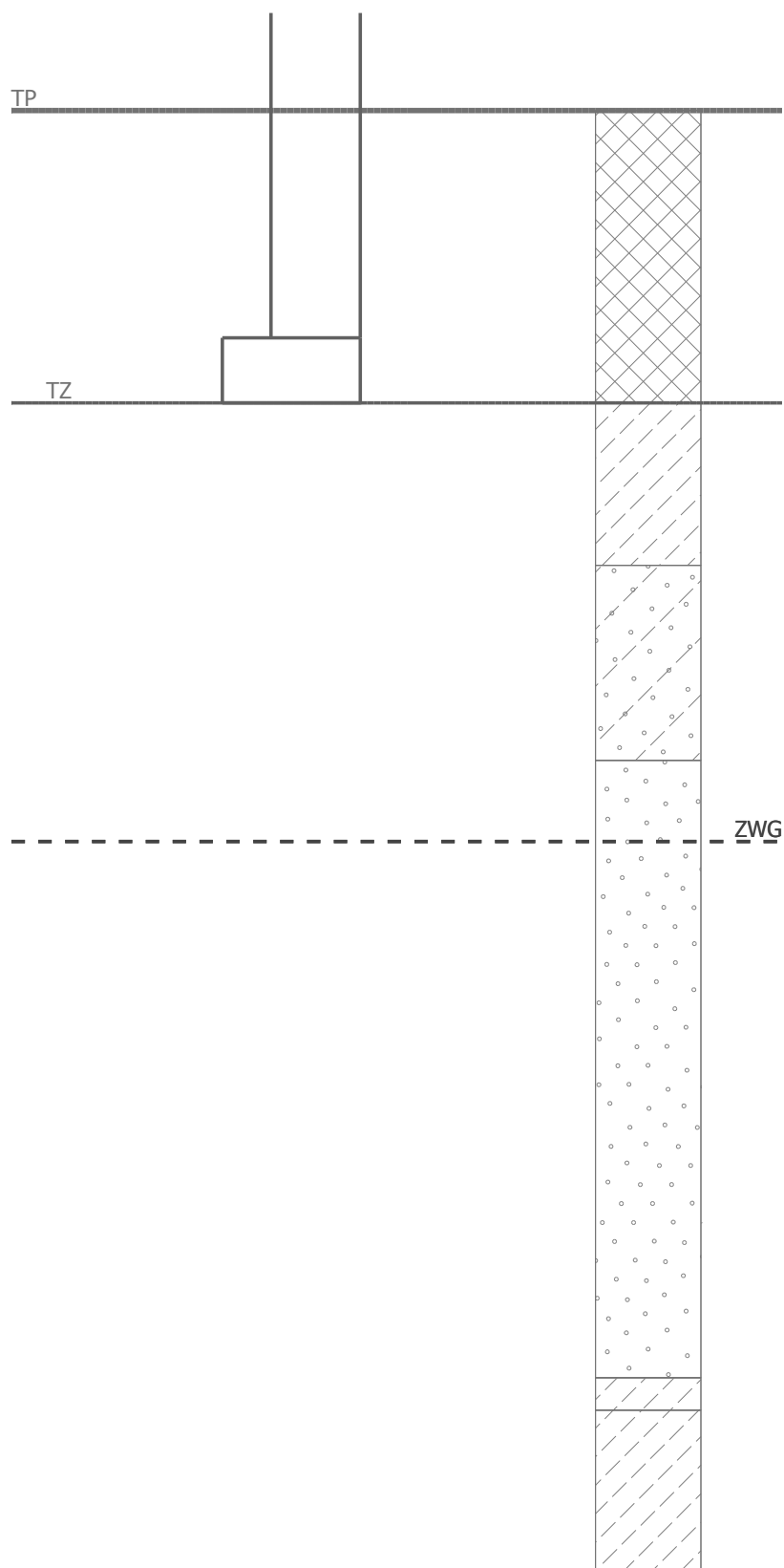
Zbrojenie poprzeczne : A-0 StOS-b



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Nazwa : Materiał







Faza : 1





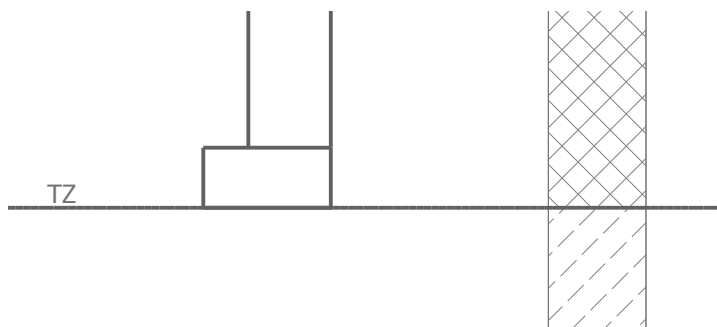
**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Profil geologiczny i przyporządkowane grunty**

Nr	Warstwa [m]	Przyporządkowany grunt	Szrafura
1	1.80	Nasyp (piasek drobny z domieszką humusu i kamieniami) $I_d=0,30$	
2	1.00	glina zwięzła $II=0,05$	
3	1.20	piasek gliniasty $p_{zw} IL=0,00$	
4	3.80	Piasek średni $I_d=0,62$	
5	0.20	glina pylasta $II=0,20$	
6	-	glina pylasta $II=0,20$	

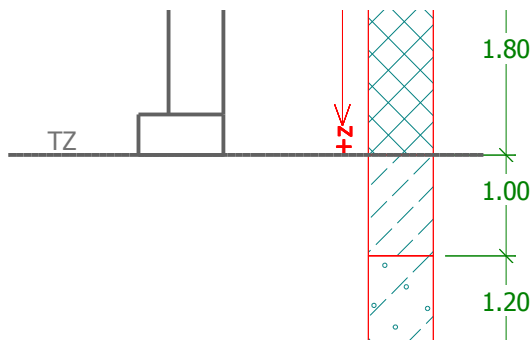
Nazwa : Profil i przyporządkowanie

Faza : 1



Nazwa : Profil i przyporządkowanie

Faza : 1





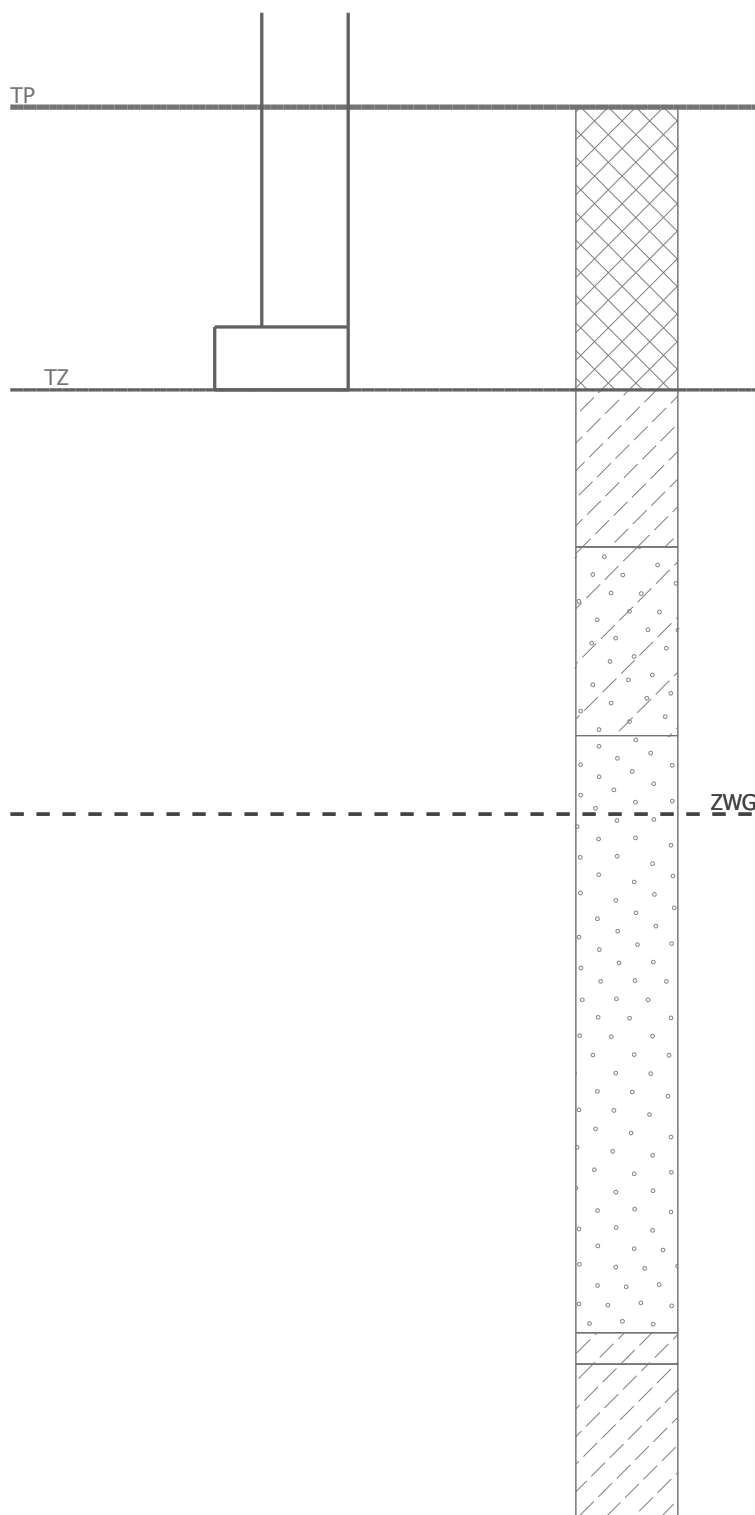
**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Obciążenie**

Numer	Obciążenie		Nazwa	Rodzaj	N [kN/m]	M <sub>y</sub> [kNm/m]	H <sub>x</sub> [kN/m]
	nowe	zmiana					
1	TAK		Siła Nr 1	Obliczeniowe	282.70	0.00	0.00
2	TAK		Siła Nr 1 - charakterystyczne	Robocze	235.58	0.00	0.00

Nazwa : Zdefiniowane siły

Faza : 1

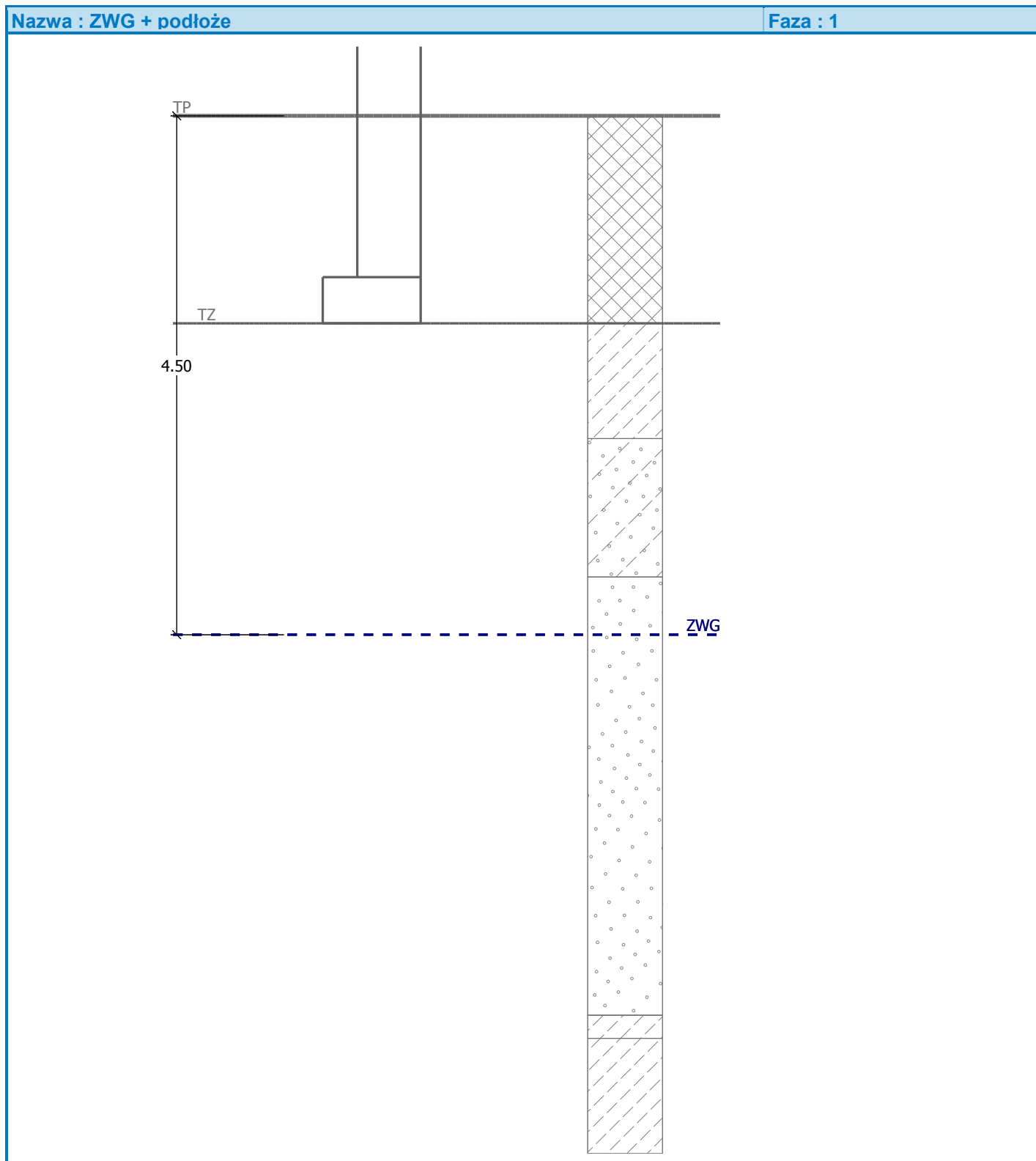




**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Zwierciadło wody gruntowej**

Zwierciadło wody gruntowej jest na głębokości 4.50 m poniżej terenu pierwotnego.



**Ustawienia obliczeń**

Rodzaj obliczeń - Obliczenia w warunkach z odpływem



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Obliczenia nośności pionowej - Podejście standardowe

Obliczenia osiadania - Obliczenia z zastosowaniem modułu edom. (CSN 73 1001)

Ograniczenie strefy wpływu - z zastosowaniem wytrzymałości strukturalnej

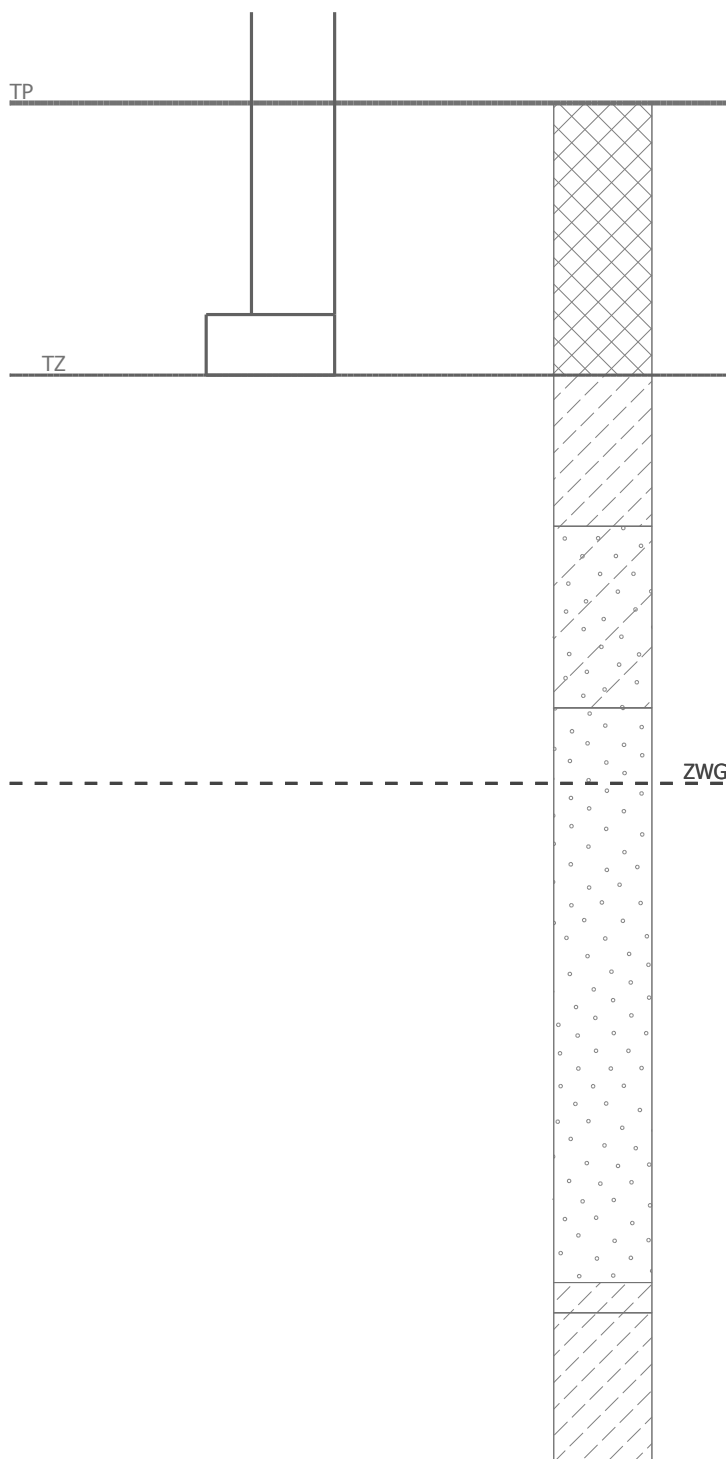
Obliczenia przeprowadzono z zastosowaniem teorii klasycznej (współczynnik bezpieczeństwa)

Współczynnik bezpieczeństwa - nośność pionowa = 1.50

Współczynnik bezpieczeństwa - nośność pozioma = 1.50

Nazwa : Ustawienia

Faza : 1

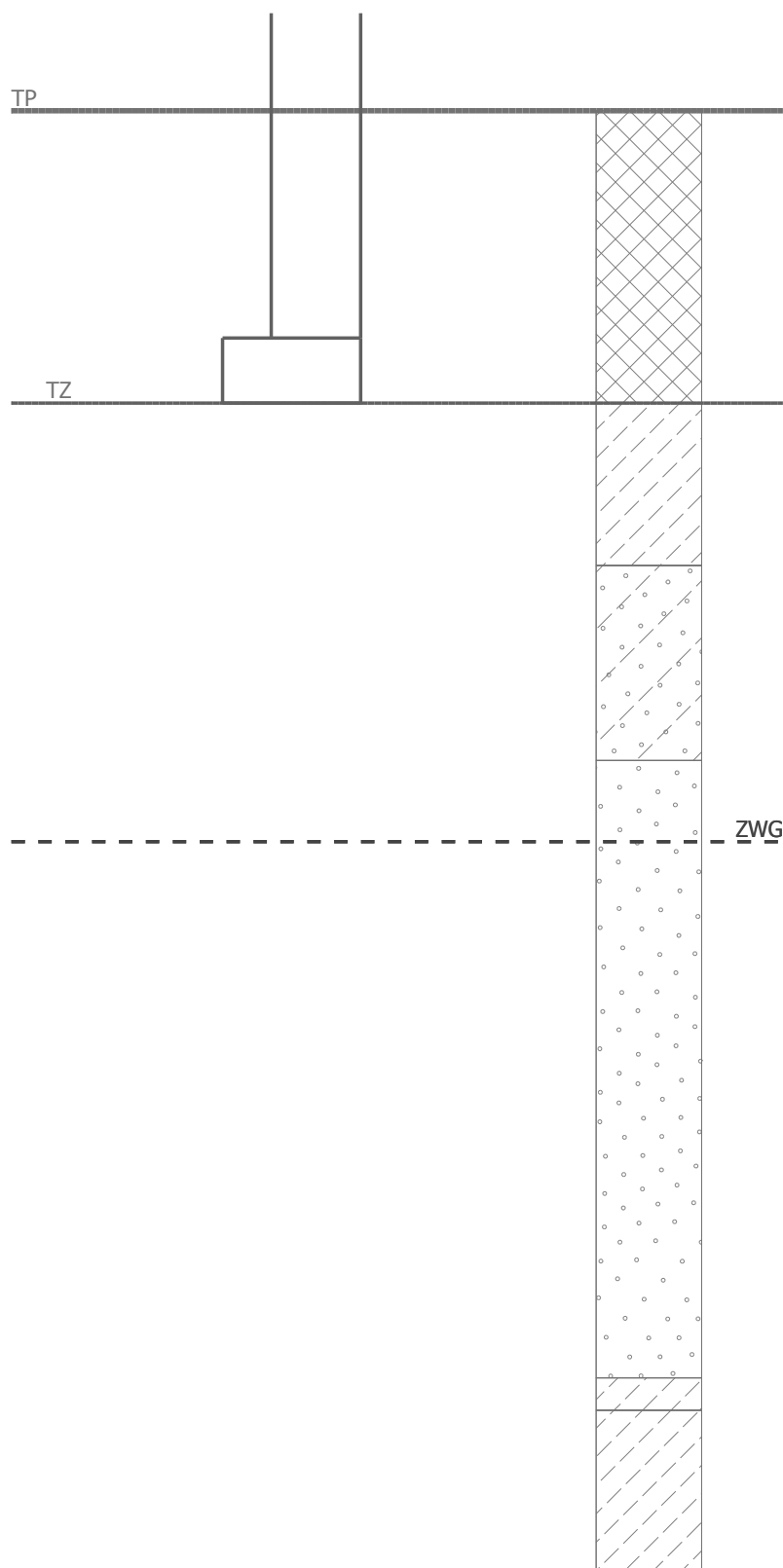




**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Nazwa : Ustawienia

Faza : 1





**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Analiza Nr 1**

**Obliczenie 1.SG - wyniki pośrednie**

$$\phi_d = 19.800^\circ$$

$$c_d = 36.000 \text{ kPa}$$

$$\gamma_{1sr} = 0.000 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{1sr} = 19.400 \text{ kN/m}^3$$

$$b_{ef} = 0.558 \text{ m}$$

$$N_d = 6.274$$

$$N_c = 14.648$$

$$N_b = 2.848$$

$$s_d = 1.019$$

$$s_c = 1.011$$

$$s_b = 0.983$$

$$d_d = 1.000$$

$$d_c = 1.000$$

$$d_b = 1.000$$

$$i_d = 1.000$$

$$i_c = 1.000$$

$$i_b = 1.000$$

$$b_d = 1.000$$

$$b_c = 1.000$$

$$b_b = 1.000$$

$$g_d = 1.000$$

$$g_c = 1.000$$

$$g_b = 1.000$$

$$R_d = 548.388 \text{ kPa}$$

Obliczenia przeprowadzono z automatycznym wyborem najbardziej niekorzystnych stanów obciążenia.

Wyznaczony ciężar własny ławy fundamentowej  $G = 7.82 \text{ kN/m}$

Wyznaczony ciężar nadkładu gruntu  $Z = 0.00 \text{ kN/m}$

**Sprawdzenie nośności pionowej**

Rodzaj naprężeń kontaktowych : prostokątny

Parametry powierzchni poślizgu pod fundamentem:

Zagłębienie powierzchni poślizgu  $z_{sp} = 0.98 \text{ m}$

Zasięg powierzchni poślizgu  $l_{sp} = 2.56 \text{ m}$

Nośność obliczeniowa podłoża fundamentowego  $R_d = 548.39 \text{ kPa}$

Maksymalne naprężenie pod fundamentem  $\sigma = 520.58 \text{ kPa}$

Współczynnik bezpieczeństwa = 1.05 < 1.50

**Nośność pionowa NIE SPEŁNIA WYMAGAŃ**

**Sprawdzenie nośności poziomej**

Odpór gruntu: spoczynkowe

Wartość obliczeniowa oporu gruntu  $S_{pd} = 0.00 \text{ kN}$

Kąt tarcia fundament-podłoże fund.  $\psi = 19.80^\circ$

Spójność fundament-podłoże fund.  $a = 36.00 \text{ kPa}$

Nośność pozioma fundamentu  $R_{dh} = 124.68 \text{ kN}$

Maksymalna siła pozioma  $H = 0.00 \text{ kN}$

Współczynnik bezpieczeństwa = 1000.00 > 1.50

**Nośność pozioma SPEŁNIA WYMAGANIA**

P.B.W. „HYDEKO” Sp. z o.o.

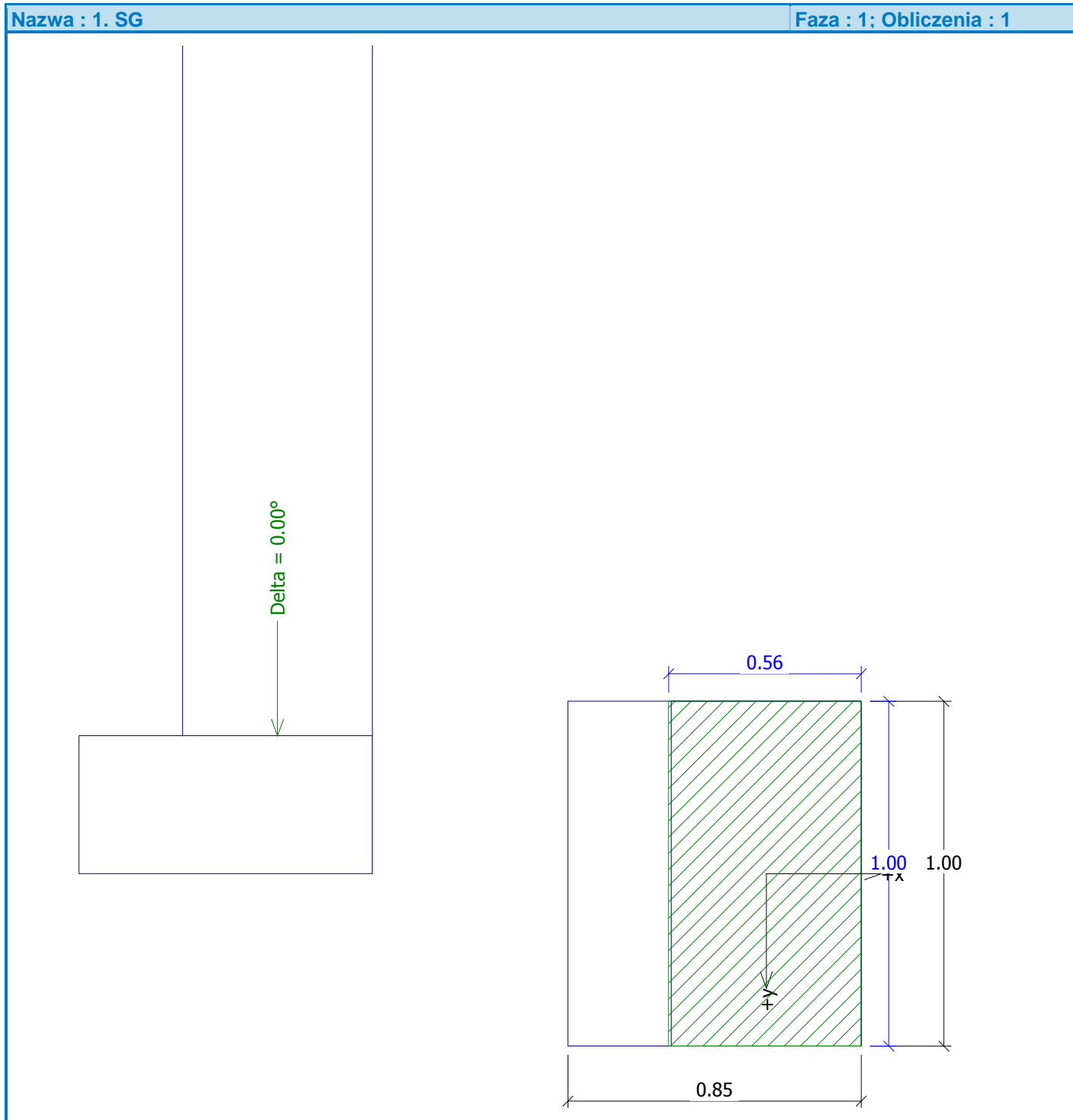
ADRES KORESPONDENCYJNY: ul. Czerniakowska 145/6, 00-453 Warszawa

Tel: 602-217-837, fax: (22) 205 07 52, [hydeko@onet.eu](mailto:hydeko@onet.eu)



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Nośność fundamentu NIE SPEŁNIA WYMAGAŃ**





### **EKSPERTYZA TECHNICZNA**

## **Analiza Nr 1**

### **Osiadanie i obrót fundamentu - dane wejściowe**

Obliczenia przeprowadzono z automatycznym wyborem najbardziej niekorzystnych stanów obciążenia.

Obliczenia przeprowadzono z uwzględnieniem współczynnika  $\kappa_1$  (wpływ głębokości posadowienia).

Naprężenie w poziomie posadowienia uwzględniano od zmienionego poziomu terenu.

Wyznaczony ciężar własny ławy fundamentowej  $G = 7.82 \text{ kN/m}$

Wyznaczony ciężar nadkładu gruntu  $Z = 0.00 \text{ kN/m}$

### **Osiadanie i obrót fundamentu - wyniki pośrednie**

Warstwa Nr	Początek [m]	Koniec [m]	Mięszczość [m]	$E_{\text{def}}$ [MPa]	$\sigma_{\text{or}}$ [kPa]	$\Delta\sigma_z$ [kPa]	Osiadanie [mm]
1	1.80	1.85	0.05	45.02	27.49	289.08	0.24
2	1.85	1.90	0.05	45.02	28.46	276.17	0.23
3	1.90	1.95	0.05	45.02	29.43	255.27	0.21
4	1.95	2.00	0.05	45.02	30.40	237.53	0.19
5	2.00	2.05	0.05	45.02	31.37	221.58	0.18
6	2.05	2.10	0.05	45.02	32.34	207.02	0.17
7	2.10	2.20	0.10	45.02	33.79	191.41	0.31
8	2.20	2.30	0.10	45.02	35.73	177.03	0.28
9	2.30	2.40	0.10	45.02	37.67	164.48	0.26
10	2.40	2.50	0.10	45.02	39.61	152.10	0.24
11	2.50	2.60	0.10	45.02	41.55	140.51	0.22
12	2.60	2.70	0.10	45.02	43.49	128.80	0.20
13	2.70	2.80	0.10	45.02	45.43	119.25	0.18
14	2.80	2.95	0.15	45.02	47.86	109.27	0.24
15	2.95	3.20	0.25	45.02	51.74	94.69	0.34
16	3.20	3.45	0.25	45.02	56.59	80.53	0.27
17	3.45	3.70	0.25	45.02	61.44	69.28	0.22
18	3.70	3.95	0.25	45.02	66.29	60.05	0.17
19	3.95	4.00	0.05	45.02	69.20	55.29	0.03
20	4.00	4.20	0.20	90.00	71.32	51.23	0.06
21	4.20	4.50	0.30	90.00	75.42	45.53	0.06
22	4.50	4.70	0.20	90.00	78.56	40.99	0.03
23	4.70	5.20	0.50	90.00	80.94	35.35	0.05
24	5.20	5.70	0.50	90.00	84.34	29.69	0.02
25	5.70	5.85	0.15	90.00	86.57	26.70	0.00

Osiadanie środka krawędzi podłużnej = 2.3 mm

Osiadanie środka krawędzi poprzecznej 1 = 5.0 mm

Osiadanie środka krawędzi poprzecznej 2 = 2.5 mm

(1-krawędź max. ściskana; 2-krawędź min. ściskana)

### **Osiadanie i obrót fundamentu - wyniki**

#### **Sztywność fundamentu:**

Wyznaczony średni ważony moduł odkształcenia  $E_{\text{def}} = 56.53 \text{ MPa}$

Fundament jest sztywny w kierunku podłużnym ( $k=49.77$ )



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Fundament jest sztywny w kierunku poprzecznym ( $k=30.57$ )

**Całkowite osiadanie i obrót fundamentu:**

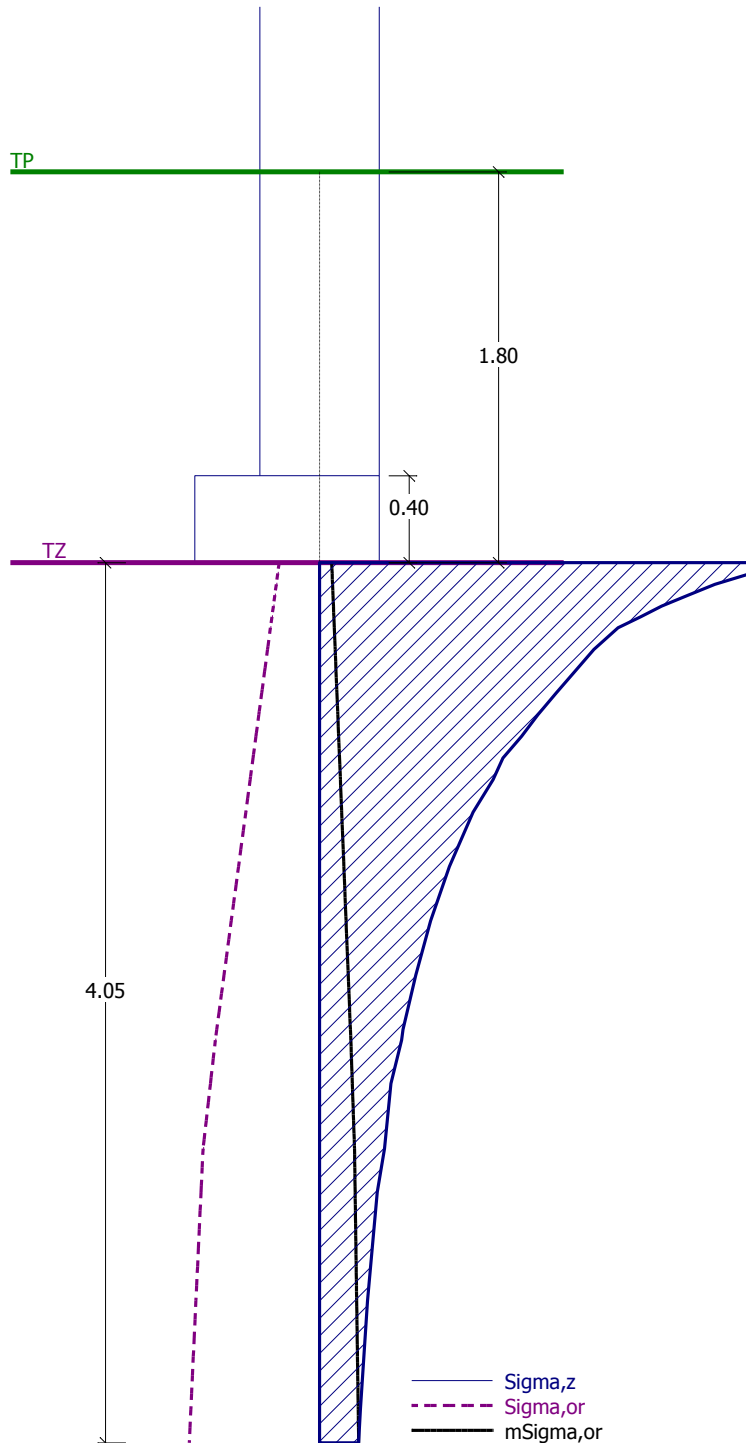
Osiadanie fundamentu = 4.4 mm

Głębokość aktywna = 4.05 m

Obrót w kierunku szerokości = 2.951 ( $\tan \cdot 1000$ )

Nazwa : 2. SG

Faza : 1: Obliczenia : 1





**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**5.3.3 Budynek „B” – stan istniejący**

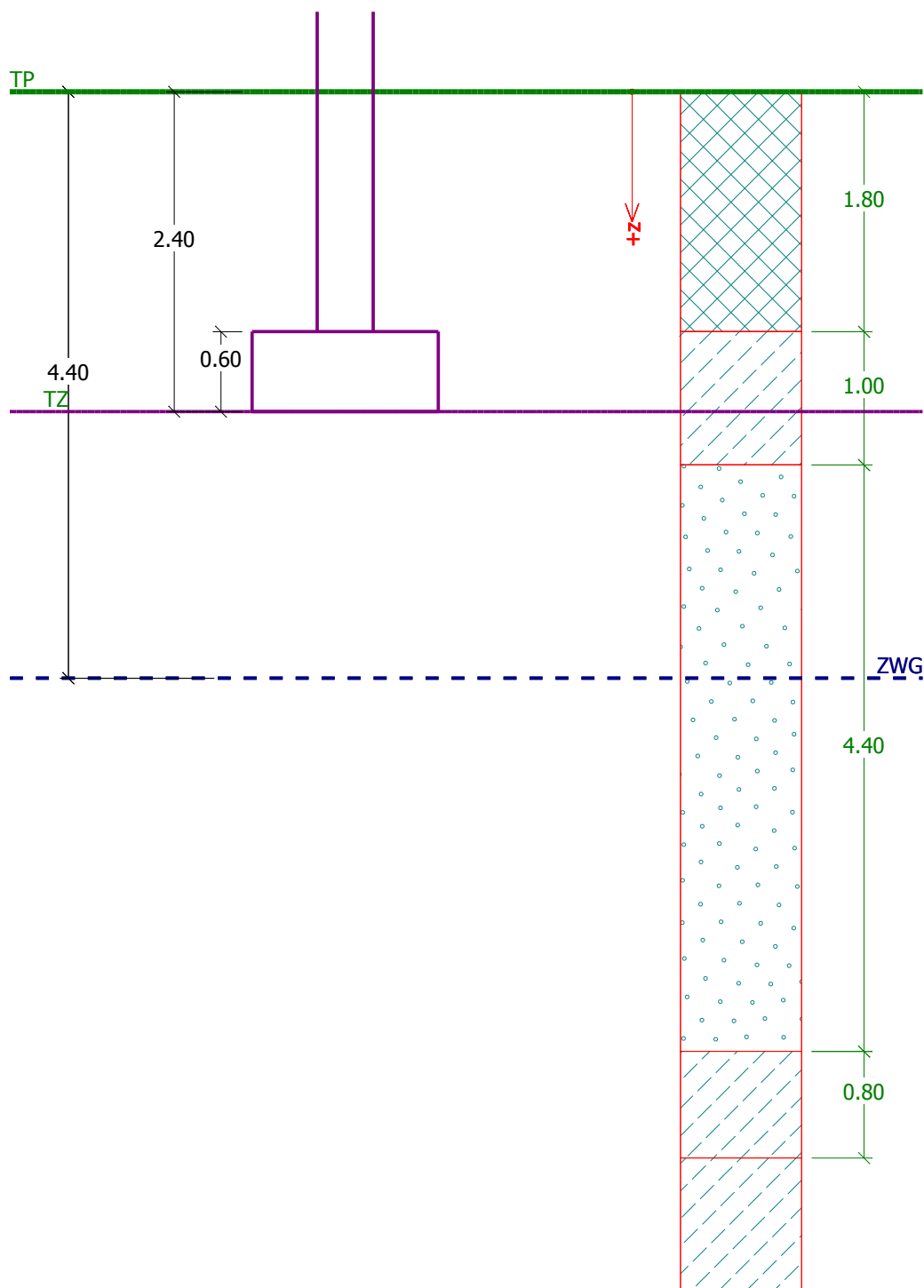
Poniżej przedstawiono wyniki obliczeń z programu GEO 5.

**Dane wejściowe „budynek B” P = 207,20 kN --- stan istniejący**

Projekt

Nazwa : Projekt


Faza : 1





**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Podstawowe parametry gruntów**

Nr	Nazwa	Szraflura	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	Nasyp piasek drobny z domieszką humusu i gruzu $I_d=0,30$		26.55	0.00	15.00	7.66	
2	glina zwięzła półzwarda $II=0,00$		19.80	36.00	19.40	9.80	
3	piasek średni $I_d=0,61$		28.80	0.00	16.40	6.80	
4	glina pylasta $II=0,20$		15.30	16.20	19.03	9.92	

W obliczeniach parcia spoczynkowego wszystkie grunty przyjęte zostały jako niespoiste.

**Parametry gruntu**

**Nasyp piasek drobny z domieszką humusu i gruzu  $I_d=0,30$**

Ciężar objętościowy :  $\gamma$  = 15,00 kN/m<sup>3</sup>  
 Kąt tarcia wewnętrznego :  $\varphi_{ef}$  = 26,55 °  
 Spójność gruntu :  $c_{ef}$  = 0,00 kPa  
 Moduł edometryczny :  $E_{oed}$  = 37,80 MPa  
 Wsp. wytrż. strukturalnej :  $m$  = 0,30  
 Ciężar gruntu nawodn. :  $\gamma_{sat}$  = 17,66 kN/m<sup>3</sup>

**glina zwięzła półzwarda  $II=0,00$**

Ciężar objętościowy :  $\gamma$  = 19,40 kN/m<sup>3</sup>  
 Kąt tarcia wewnętrznego :  $\varphi_{ef}$  = 19,80 °  
 Spójność gruntu :  $c_{ef}$  = 36,00 kPa  
 Moduł edometryczny :  $E_{oed}$  = 59,00 MPa  
 Wsp. wytrż. strukturalnej :  $m$  = 0,30  
 Ciężar gruntu nawodn. :  $\gamma_{sat}$  = 19,80 kN/m<sup>3</sup>

**piasek średni  $I_d=0,61$**

Ciężar objętościowy :  $\gamma$  = 16,40 kN/m<sup>3</sup>  
 Kąt tarcia wewnętrznego :  $\varphi_{ef}$  = 28,80 °  
 Spójność gruntu :  $c_{ef}$  = 0,00 kPa  
 Moduł edometryczny :  $E_{oed}$  = 108,00 MPa  
 Wsp. wytrż. strukturalnej :  $m$  = 0,30  
 Ciężar gruntu nawodn. :  $\gamma_{sat}$  = 16,80 kN/m<sup>3</sup>

**glina pylasta  $II=0,20$**

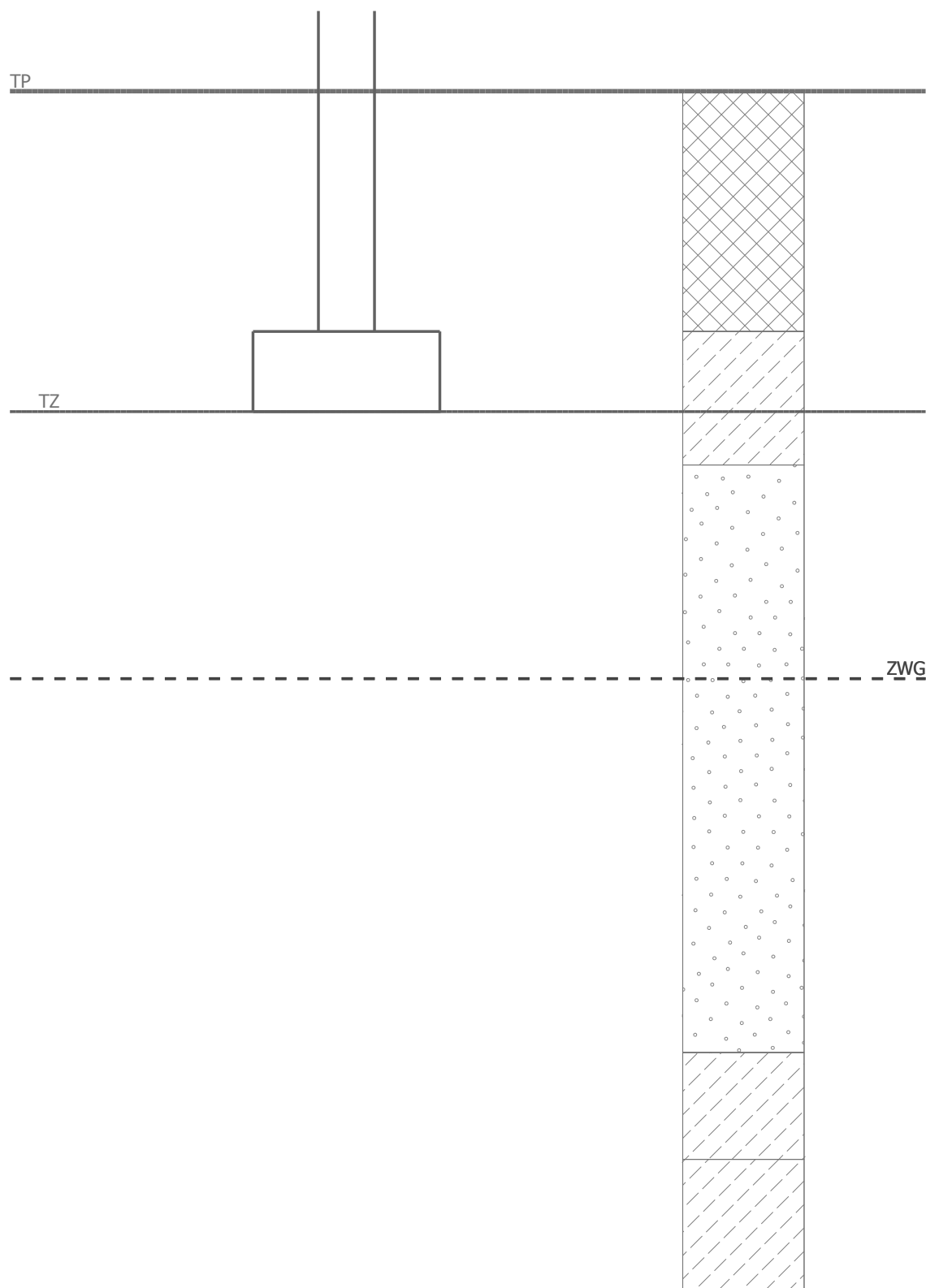
Ciężar objętościowy :  $\gamma$  = 19,03 kN/m<sup>3</sup>  
 Kąt tarcia wewnętrznego :  $\varphi_{ef}$  = 15,30 °  
 Spójność gruntu :  $c_{ef}$  = 16,20 kPa  
 Moduł edometryczny :  $E_{oed}$  = 36,00 MPa  
 Wsp. wytrż. strukturalnej :  $m$  = 0,30  
 Ciężar gruntu nawodn. :  $\gamma_{sat}$  = 19,92 kN/m<sup>3</sup>



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Nazwa : Grunty

Faza : 1





**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Fundament**

**Rodzaj fundamentu: łąwa fundamentowa**

Poziom posadowienia  $h_z = 2.40$  m

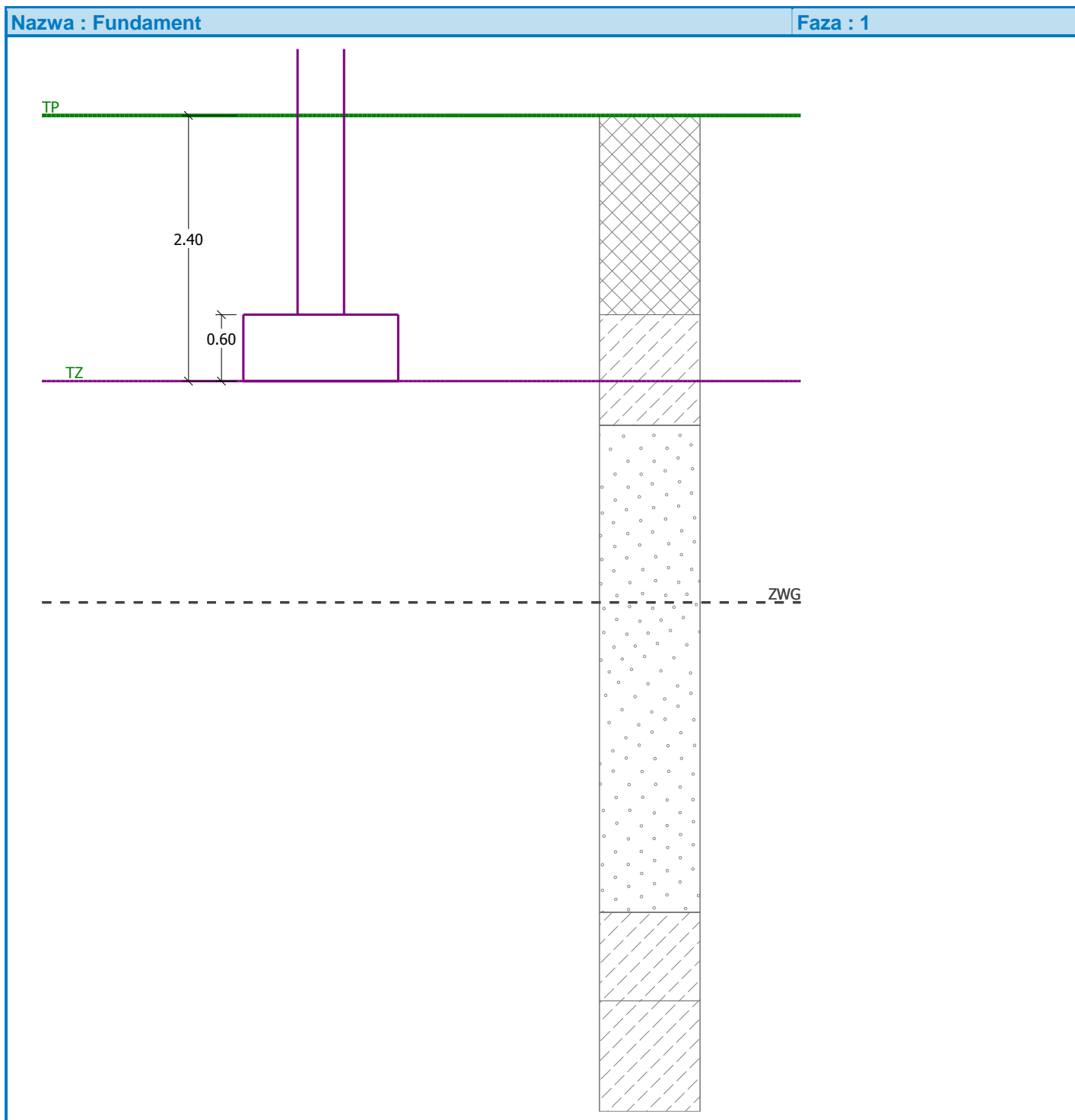
Poziom terenu zmienionego  $d = 0.00$  m

Wysokość fundamentu  $t = 0.60$  m

Nachylenie terenu zmienionego  $s_1 = 0.00^\circ$

Nachylenie spodu fundamentu  $s_2 = 0.00^\circ$

Ciężar objętościowy gruntu nad fundamentem = 20.00 kN/m<sup>3</sup>





**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Geometria konstrukcji**

**Rodzaj fundamentu: ława fundamentowa**

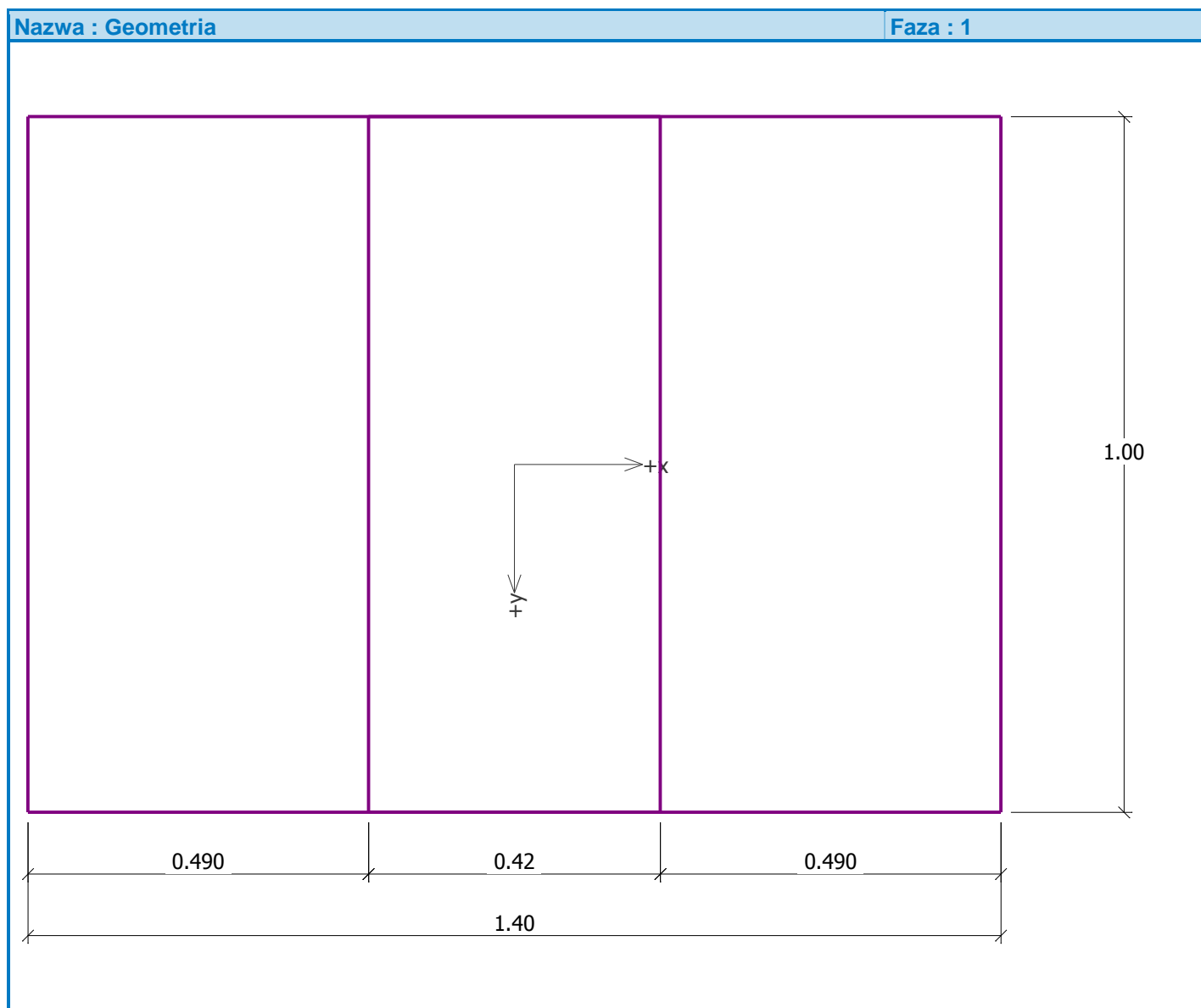
Całkowita długość ławy fundamentowej = 10.00 m

Szerokość ławy (x) = 1.40 m

Szerokość słupa w kierunku x = 0.42 m

Objętość 1mb ławy fundamentowej = 1.40 m<sup>3</sup>

Zdefiniowane obciążenie uwzględniane jest na 1 mb długości ławy.



**Materiał konstrukcji**

Ciężar objętościowy  $\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$

Obliczenia konstrukcji betonowych przeprowadzono z wykorzystaniem normy PN-B-03264.

Beton : B 15

Zbrojenie podłużne : A-0 StOS-b

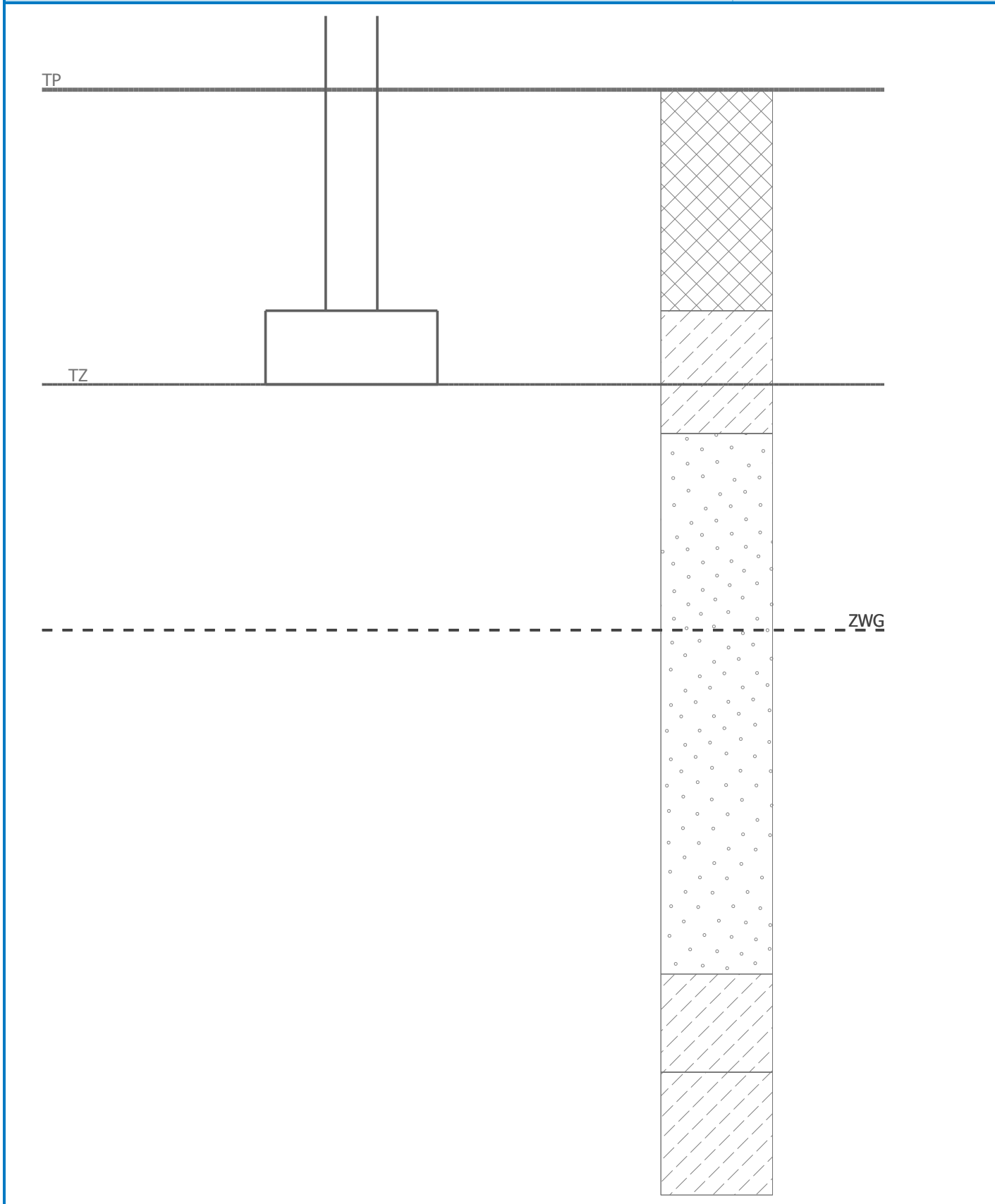
Zbrojenie poprzeczne : A-0 StOS-b



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Nazwa : Materiał






Faza : 1





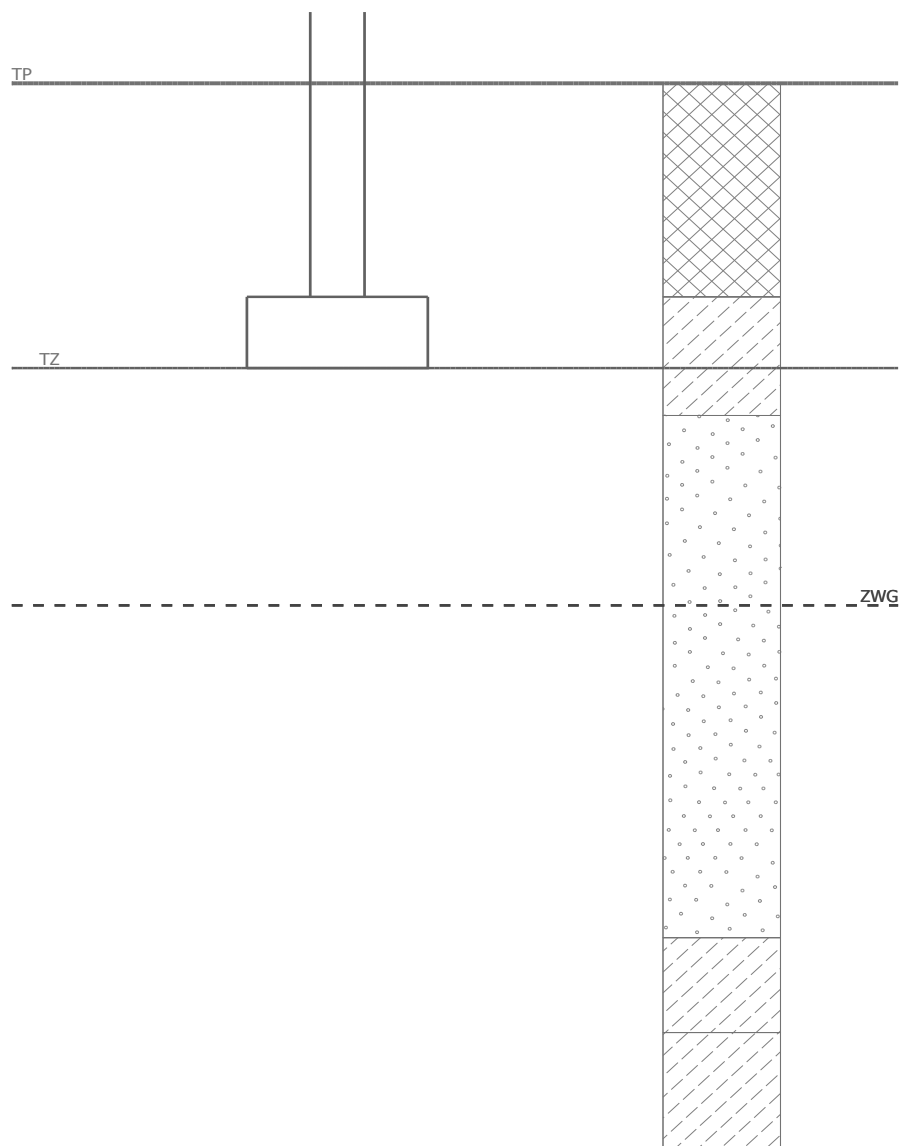
**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Profil geologiczny i przyporządkowane grunty**

Nr	Warstwa [m]	Przyporządkowany grunt	Szrafura
1	1.80	Nasyp piasek drobny z domieszką humusu i gruzu $I_d=0,30$	
2	1.00	glina zwięzła półzwarta $I_l=0,00$	
3	4.40	piasek średni $I_d=0,61$	
4	0.80	glina pylasta $I_l=0,20$	
5	-	glina zwięzła półzwarta $I_l=0,00$	

Nazwa : Profil i przyporządkowanie

Faza : 1





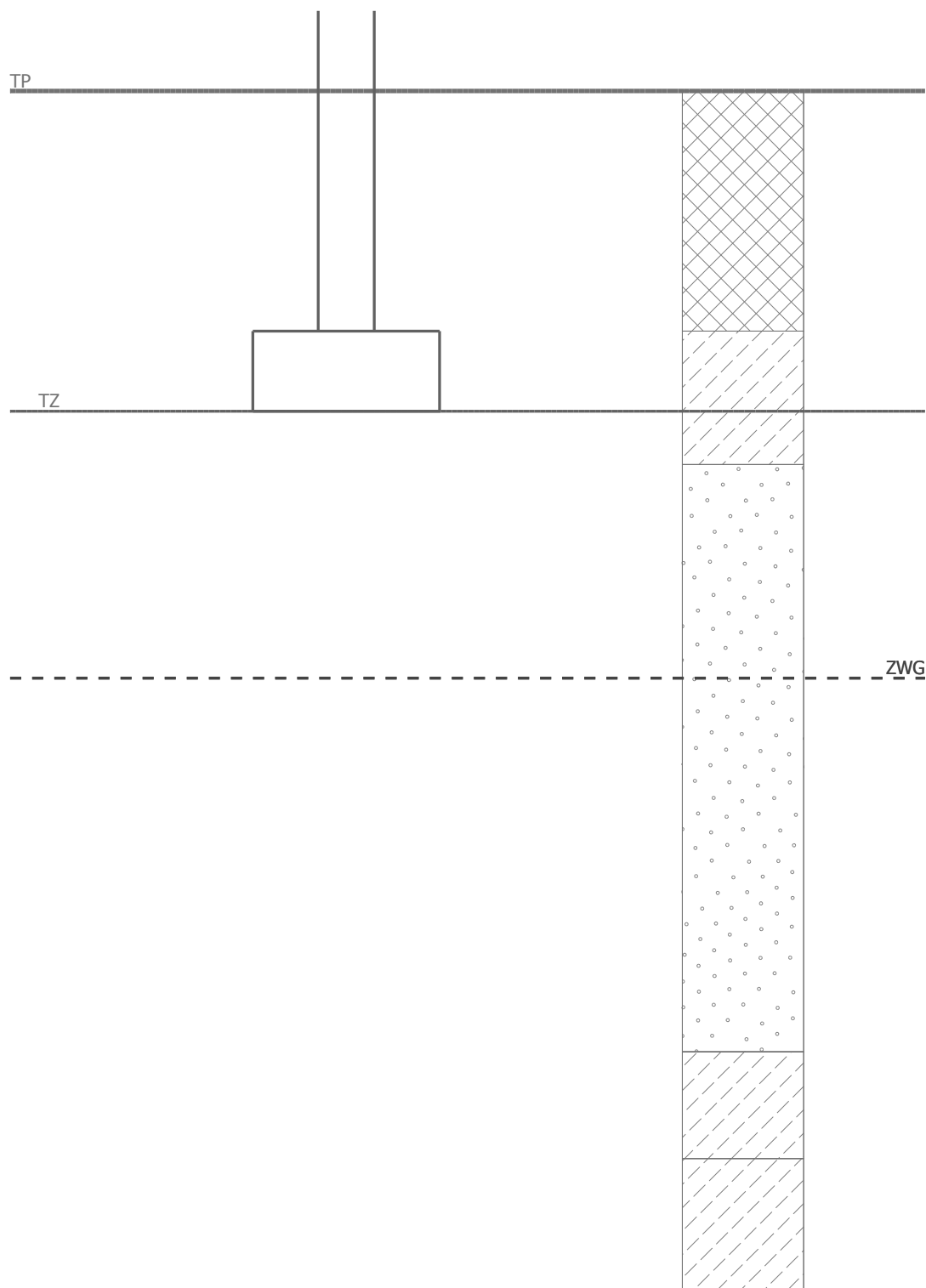
**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Obciążenie**

Numer	Obciążenie		Nazwa	Rodzaj	N [kN/m]	M <sub>y</sub> [kNm/m]	H <sub>x</sub> [kN/m]
	nowe	zmiana					
1	TAK		Siła Nr 1	Obliczeniowe	207.20	0.00	0.00
2	TAK		Siła Nr 1 - charakterystyczne	Robocze	172.67	0.00	0.00

Nazwa : Zdefiniowane siły

Faza : 1

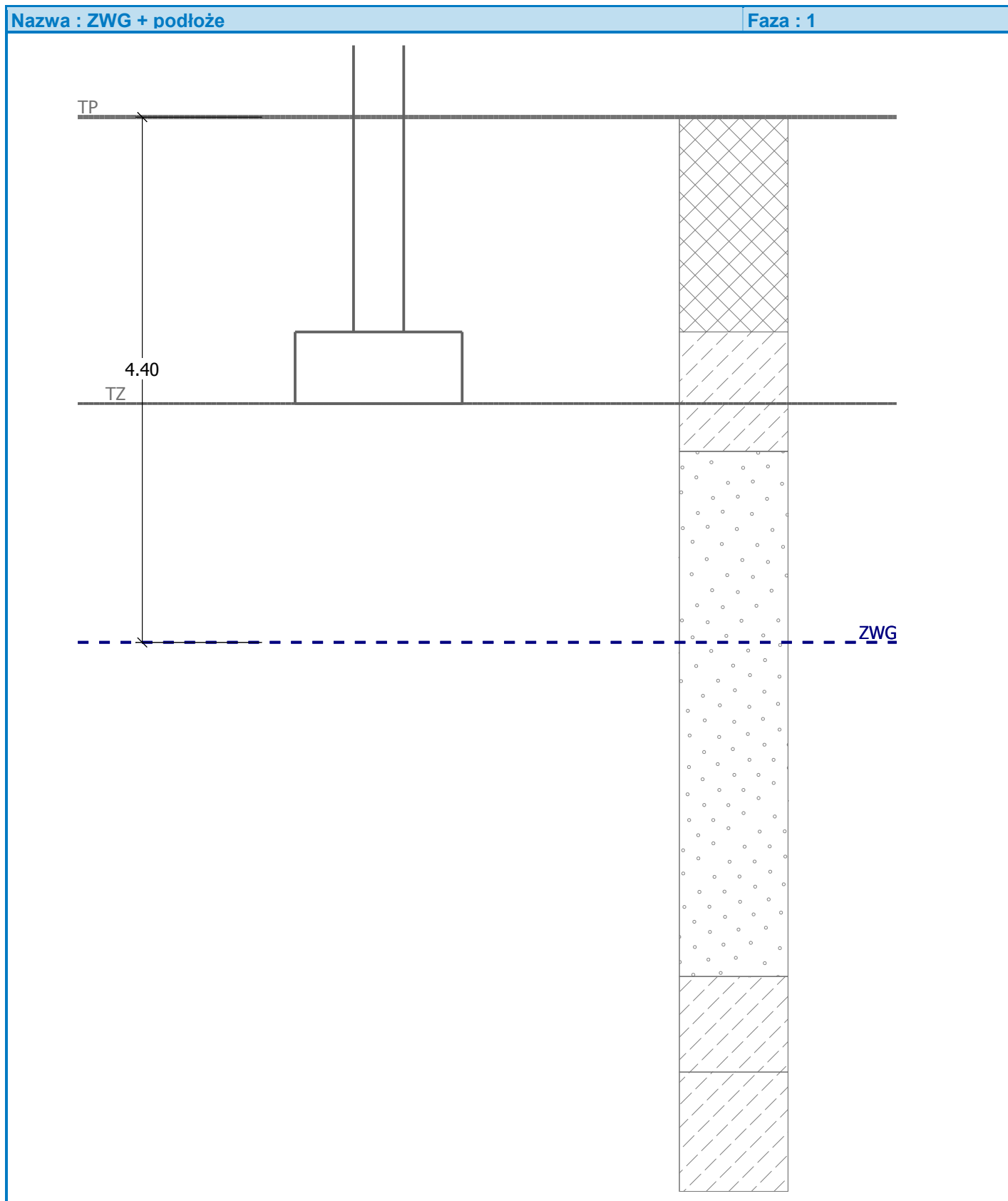




**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Zwierciadło wody gruntowej**

Zwierciadło wody gruntowej jest na głębokości 4.40 m poniżej terenu pierwotnego.





**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Ustawienia obliczeń**

Rodzaj obliczeń - Obliczenia w warunkach z odpływem

Obliczenia nośności pionowej - Podejście standardowe

Obliczenia osiadania - Obliczenia z zastosowaniem modułu edom. (CSN 73 1001)

Ograniczenie strefy wpływu - z zastosowaniem wytrzymałości strukturalnej

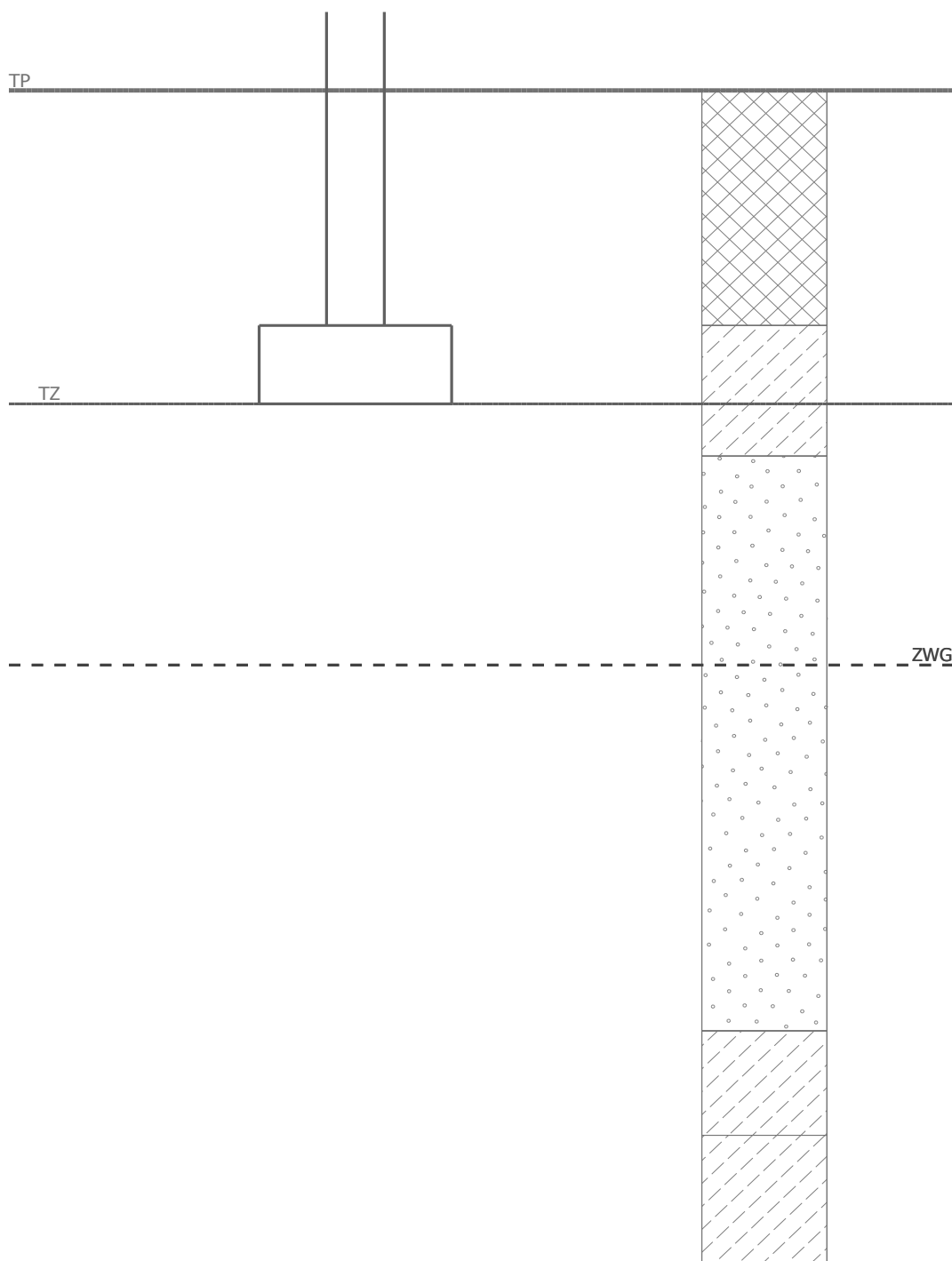
Obliczenia przeprowadzono z zastosowaniem teorii klasycznej (współczynnik bezpieczeństwa)

Współczynnik bezpieczeństwa - nośność pionowa = 1.50

Współczynnik bezpieczeństwa - nośność pozioma = 1.50

Nazwa : Ustawienia

Faza : 1





**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Analiza Nr 1**

**Obliczenie 1.SG - wyniki pośrednie**

$$\phi_d = 27.336^\circ$$

$$c_d = 5.854 \text{ kPa}$$

$$\gamma_{1sr} = 0.000 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{1sr} = 17.341 \text{ kN/m}^3$$

$$b_{ef} = 1.400 \text{ m}$$

$$N_d = 13.690$$

$$N_c = 24.548$$

$$N_b = 9.840$$

$$s_d = 1.064$$

$$s_c = 1.028$$

$$s_b = 0.958$$

$$d_d = 1.000$$

$$d_c = 1.000$$

$$d_b = 1.000$$

$$i_d = 1.000$$

$$i_c = 1.000$$

$$i_b = 1.000$$

$$b_d = 1.000$$

$$b_c = 1.000$$

$$b_b = 1.000$$

$$g_d = 1.000$$

$$g_c = 1.000$$

$$g_b = 1.000$$

$$R_d = 262.159 \text{ kPa}$$

Obliczenia przeprowadzono z automatycznym wyborem najbardziej niekorzystnych stanów obciążenia.

Wyznaczony ciężar własny ławy fundamentowej  $G = 19.32 \text{ kN/m}$

Wyznaczony ciężar nadkładu gruntu  $Z = 0.00 \text{ kN/m}$

**Sprawdzenie nośności pionowej**

Rodzaj naprężeń kontaktowych : prostokątny

Parametry powierzchni poślizgu pod fundamentem:

Zagłębienie powierzchni poślizgu  $z_{sp} = 2.03 \text{ m}$

Zasięg powierzchni poślizgu  $l_{sp} = 5.89 \text{ m}$

Nośność obliczeniowa podłoża fundamentowego  $R_d = 262.16 \text{ kPa}$

Maksymalne naprężenie pod fundamentem  $\sigma = 161.80 \text{ kPa}$

Współczynnik bezpieczeństwa = 1.62 > 1.50

**Nośność pionowa SPEŁNIA WYMAGANIA**

**Sprawdzenie nośności poziomej**

Odpór gruntu: spoczynkowe

Wartość obliczeniowa odporu gruntu  $S_{pd} = 0.00 \text{ kN}$

Kąt tarcia fundament-podłoże fund.  $\psi = 19.80^\circ$

Spójność fundament-podłoże fund.  $a = 36.00 \text{ kPa}$

Nośność pozioma fundamentu  $R_{dh} = 131.95 \text{ kN}$

Maksymalna siła pozioma  $H = 0.00 \text{ kN}$

Współczynnik bezpieczeństwa = 1000.00 > 1.50

**Nośność pozioma SPEŁNIA WYMAGANIA**

P.B.W. „HYDEKO” Sp. z o.o.

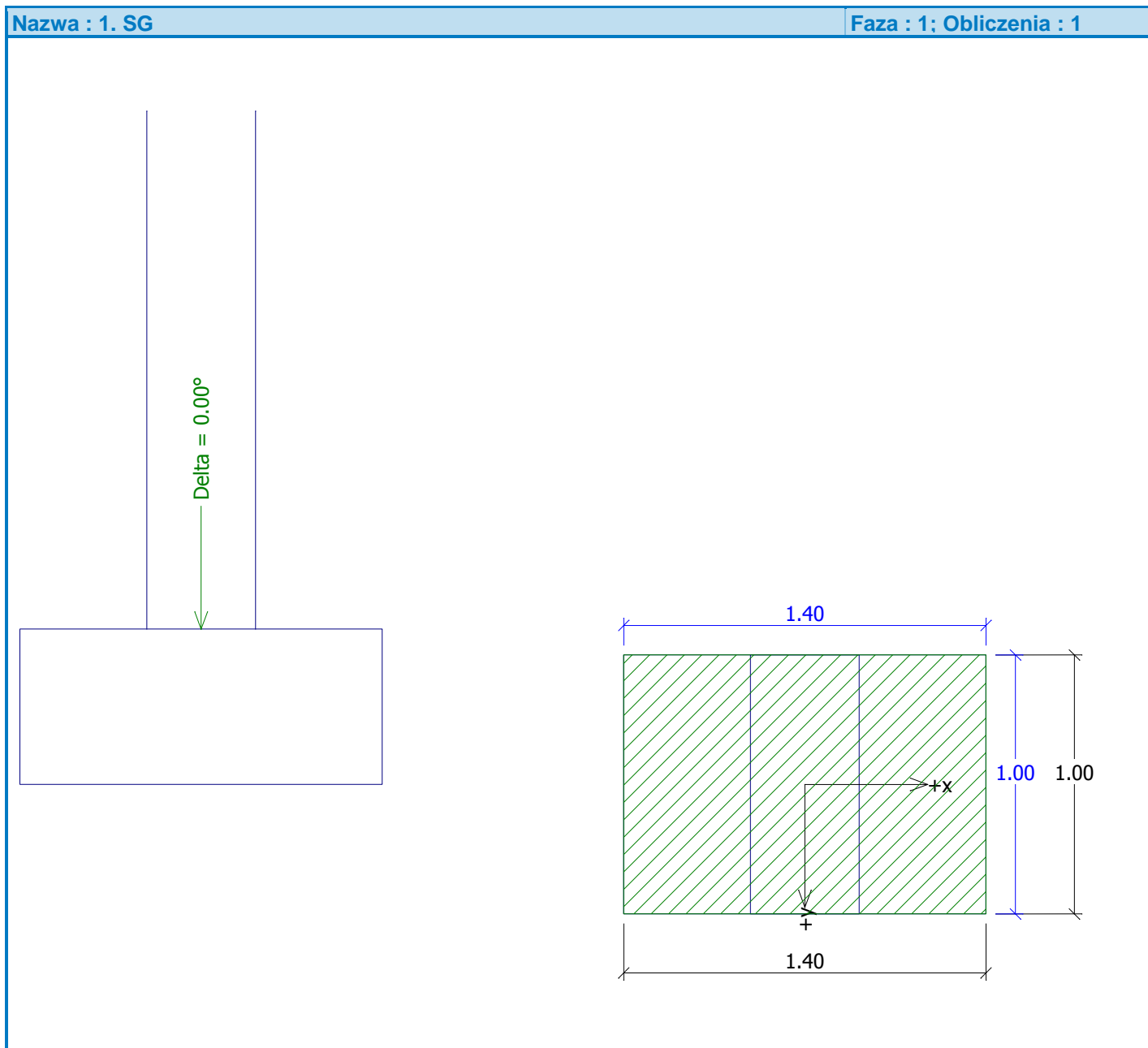
ADRES KORESPONDENCYJNY: ul. Czerniakowska 145/6, 00-453 Warszawa

Tel: 602-217-837, fax: (22) 205 07 52, [hydeko@onet.eu](mailto:hydeko@onet.eu)



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Nośność fundamentu SPEŁNIA WYMAGANIA**



## Analiza Nr 1

### Osiadanie i obrót fundamentu -dane wejściowe

Obliczenia przeprowadzono z automatycznym wyborem najbardziej niekorzystnych stanów obciążenia.

Obliczenia przeprowadzono z uwzględnieniem współczynnika  $\kappa_1$  (wpływ głębokości posadowienia).

Naprężenie w poziomie posadowienia uwzględniano od zmienionego poziomu terenu.

Wyznaczony ciężar własny ławy fundamentowej  $G = 19.32 \text{ kN/m}$

Wyznaczony ciężar nadkładu gruntu  $Z = 0.00 \text{ kN/m}$



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Osiadanie i obrót fundamentu - wyniki pośrednie**

Warst wa Nr	Początek [m]	Koniec [m]	Miąższość [m]	$E_{def}$ [MPa]	$\sigma_{or}$ [kPa]	$\Delta\sigma_z$ [kPa]	Osiadanie [mm]
1	2.40	2.45	0.05	43.83	39.13	136.86	0.11
2	2.45	2.50	0.05	43.83	40.10	135.51	0.10
3	2.50	2.55	0.05	43.83	41.07	131.42	0.10
4	2.55	2.60	0.05	43.83	42.04	125.09	0.10
5	2.60	2.65	0.05	43.83	43.01	118.67	0.09
6	2.65	2.70	0.05	43.83	43.98	113.36	0.08
7	2.70	2.80	0.10	43.83	45.43	106.79	0.16
8	2.80	2.90	0.10	80.23	47.22	98.62	0.08
9	2.90	3.00	0.10	80.23	48.86	92.13	0.07
10	3.00	3.10	0.10	80.23	50.50	87.21	0.07
11	3.10	3.20	0.10	80.23	52.14	82.56	0.06
12	3.20	3.30	0.10	80.23	53.78	78.28	0.06
13	3.30	3.55	0.25	80.23	56.65	71.22	0.13
14	3.55	3.80	0.25	80.23	60.75	62.01	0.10
15	3.80	4.05	0.25	80.23	64.85	54.57	0.08
16	4.05	4.30	0.25	80.23	68.95	48.23	0.06
17	4.30	4.40	0.10	80.23	71.82	44.47	0.02
18	4.40	4.55	0.15	80.23	73.15	41.88	0.03
19	4.55	4.80	0.25	80.23	74.51	37.57	0.04
20	4.80	5.30	0.50	80.23	77.06	31.93	0.04
21	5.30	5.77	0.47	80.23	80.35	26.72	0.01

Osiadanie środka krawędzi podłużnej = 0.8 mm  
 Osiadanie środka krawędzi poprzecznej 1 = 1.2 mm  
 Osiadanie środka krawędzi poprzecznej 2 = 1.2 mm  
 (1-krawędź max. ściskana; 2-krawędź min. ściskana)

**Osiadanie i obrót fundamentu - wyniki**

**Sztywność fundamentu:**

Wyznaczony średni ważony moduł odkształcenia  $E_{def} = 73.20$  MPa

Fundament jest sztywny w kierunku podłużnym ( $k=29.04$ )

Fundament jest sztywny w kierunku poprzecznym ( $k=79.68$ )

**Całkowite osiadanie i obrót fundamentu:**

Osiadanie fundamentu = 1.6 mm

Głębokość aktywna = 3.37 m

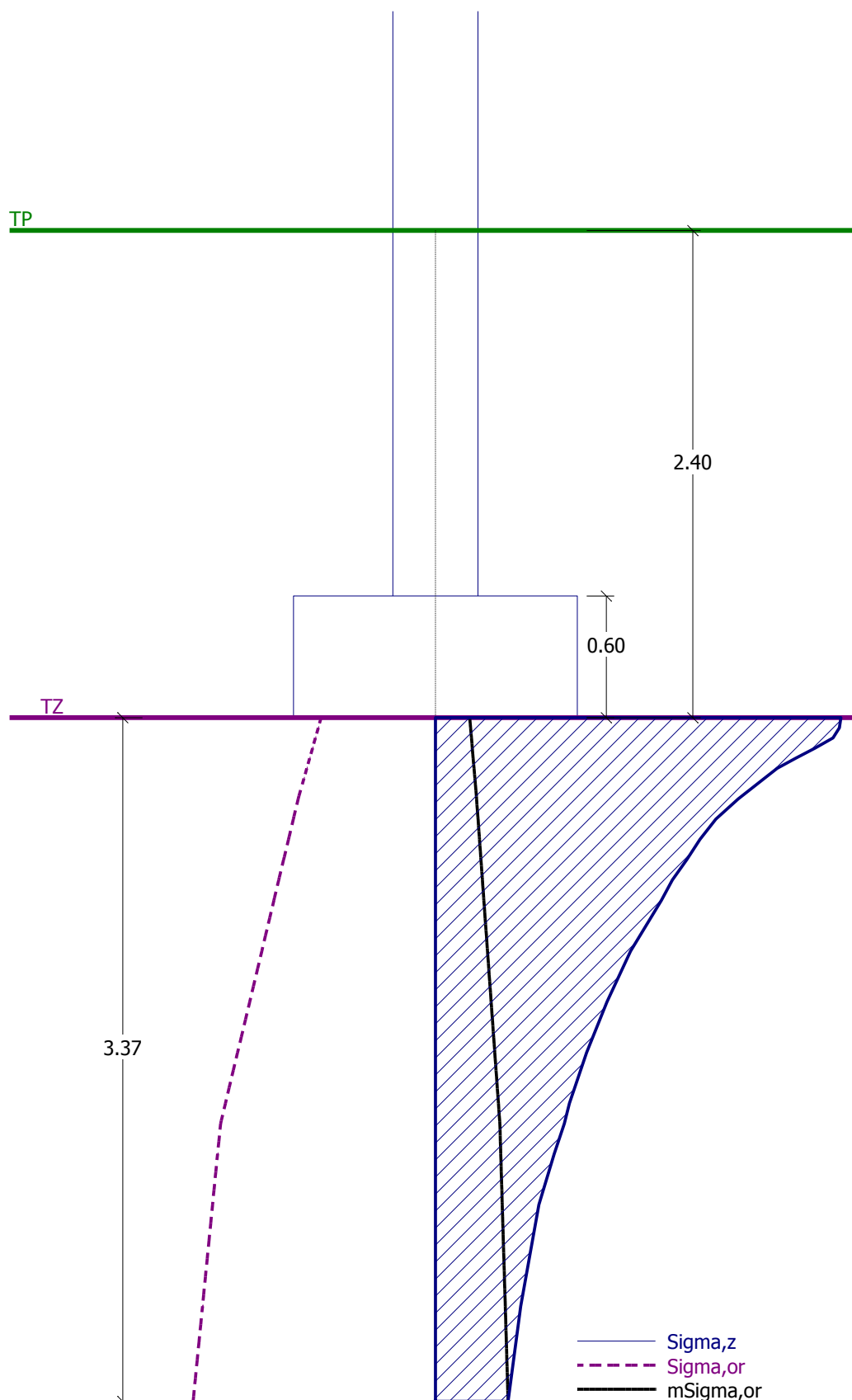
Obrót w kierunku szerokości = 0.000 ( $\tan^*1000$ )



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Nazwa : 2. SG

Faza : 1; Obliczenia : 1





**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Wymiarowanie Nr 1**

Obliczenia przeprowadzono z automatycznym wyborem najbardziej niekorzystnych stanów obciążenia.

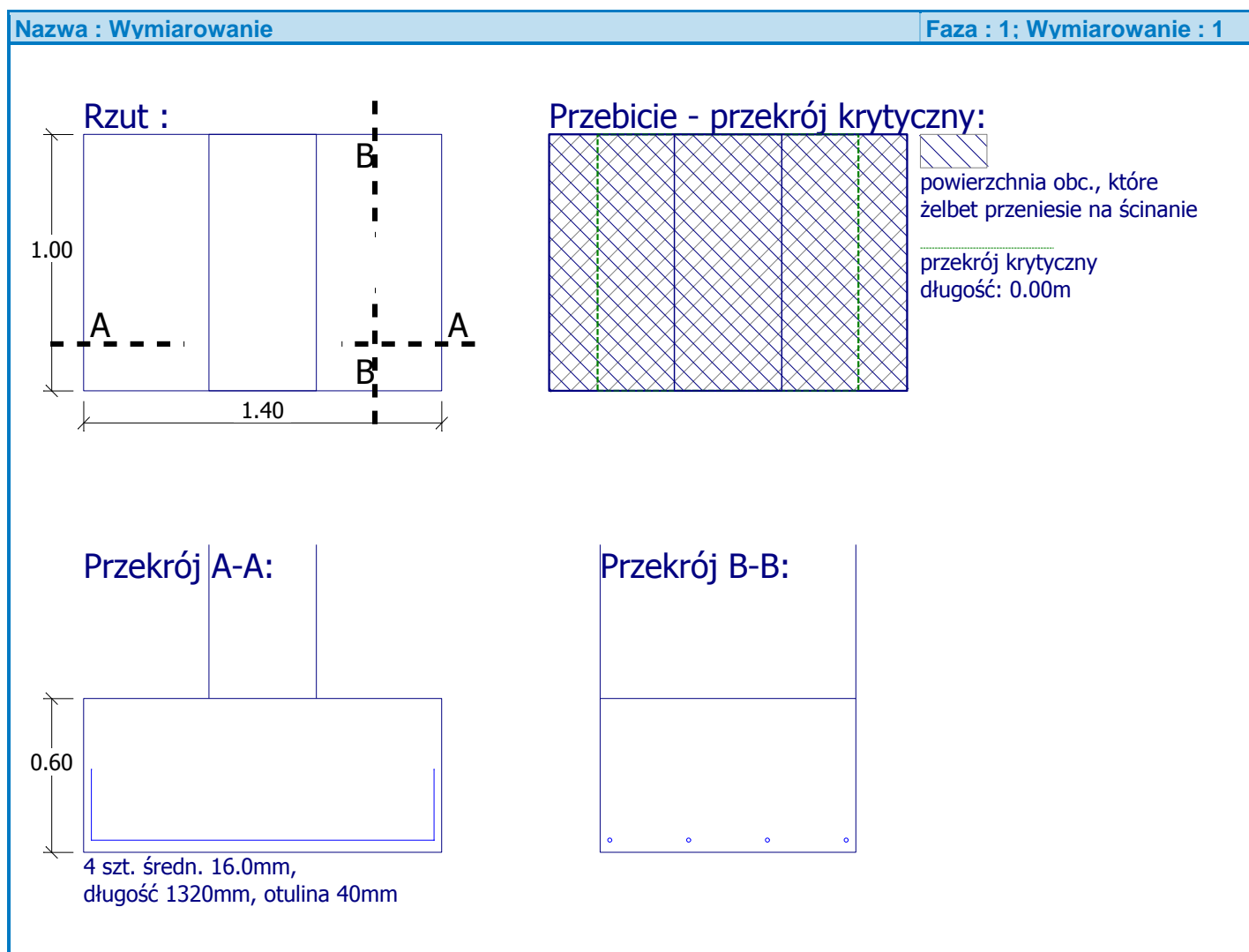
**Sprawdzenie zbrojenia podłużnego fundamentu w kierunku x**

Grubość fundamentu jest większa od maks. wysięgu odsadzki - zbrojenie nie jest wymagane.

**Sprawdzenie fundamentu na przebiecie**

Siła obciążająca beton na przebiecie jest równa zero.

**Stopa fundamentowa na przebiecie SPEŁNIA WYMAGANIA**





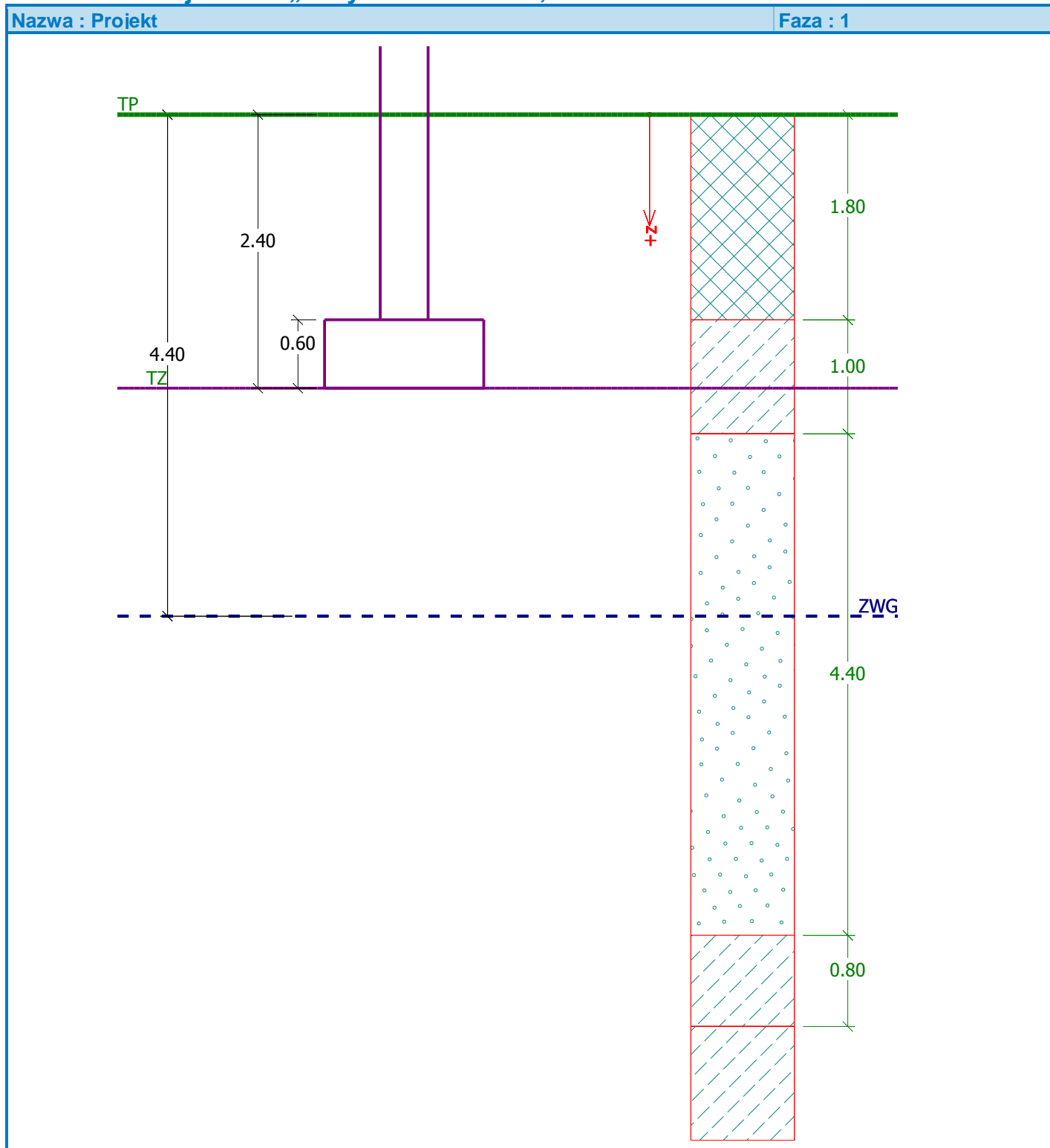
**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**5.3.4 Budynek „B” – nadbudowa**

Poniżej przedstawiono wyniki obliczeń z programu GEO 5.

**Analiza fundamentu bezpośredniego**

**Dane wejściowe „budynek B” P = 259,5 kN --- nadbudowa**





**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Podstawowe parametry gruntów**

Nr	Nazwa	Szraflura	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	Nasyp piasek drobny z domieszką humusu i gruzu $I_d=0,30$		26.55	0.00	15.00	7.66	
2	glina zwięzła półzwarda $II=0,00$		19.80	36.00	19.40	9.80	
3	piasek średni $I_d=0,61$		28.80	0.00	16.40	6.80	
4	glina pylasta $II=0,20$		15.30	16.20	19.03	9.92	

W obliczeniach parcia spoczynkowego wszystkie grunty przyjęte zostały jako niespoiste.

**Parametry gruntu**

**Nasyp piasek drobny z domieszką humusu i gruzu  $I_d=0,30$**

Ciężar objętościowy :  $\gamma$  = 15,00 kN/m<sup>3</sup>  
 Kąt tarcia wewnętrznego :  $\varphi_{ef}$  = 26,55 °  
 Spójność gruntu :  $c_{ef}$  = 0,00 kPa  
 Moduł edometryczny :  $E_{oed}$  = 37,80 MPa  
 Wsp. wytrż. strukturalnej :  $m$  = 0,30  
 Ciężar gruntu nawodn. :  $\gamma_{sat}$  = 17,66 kN/m<sup>3</sup>

**glina zwięzła półzwarda  $II=0,00$**

Ciężar objętościowy :  $\gamma$  = 19,40 kN/m<sup>3</sup>  
 Kąt tarcia wewnętrznego :  $\varphi_{ef}$  = 19,80 °  
 Spójność gruntu :  $c_{ef}$  = 36,00 kPa  
 Moduł edometryczny :  $E_{oed}$  = 59,00 MPa  
 Wsp. wytrż. strukturalnej :  $m$  = 0,30  
 Ciężar gruntu nawodn. :  $\gamma_{sat}$  = 19,80 kN/m<sup>3</sup>

**piasek średni  $I_d=0,61$**

Ciężar objętościowy :  $\gamma$  = 16,40 kN/m<sup>3</sup>  
 Kąt tarcia wewnętrznego :  $\varphi_{ef}$  = 28,80 °  
 Spójność gruntu :  $c_{ef}$  = 0,00 kPa  
 Moduł edometryczny :  $E_{oed}$  = 108,00 MPa  
 Wsp. wytrż. strukturalnej :  $m$  = 0,30  
 Ciężar gruntu nawodn. :  $\gamma_{sat}$  = 16,80 kN/m<sup>3</sup>

**glina pylasta  $II=0,20$**

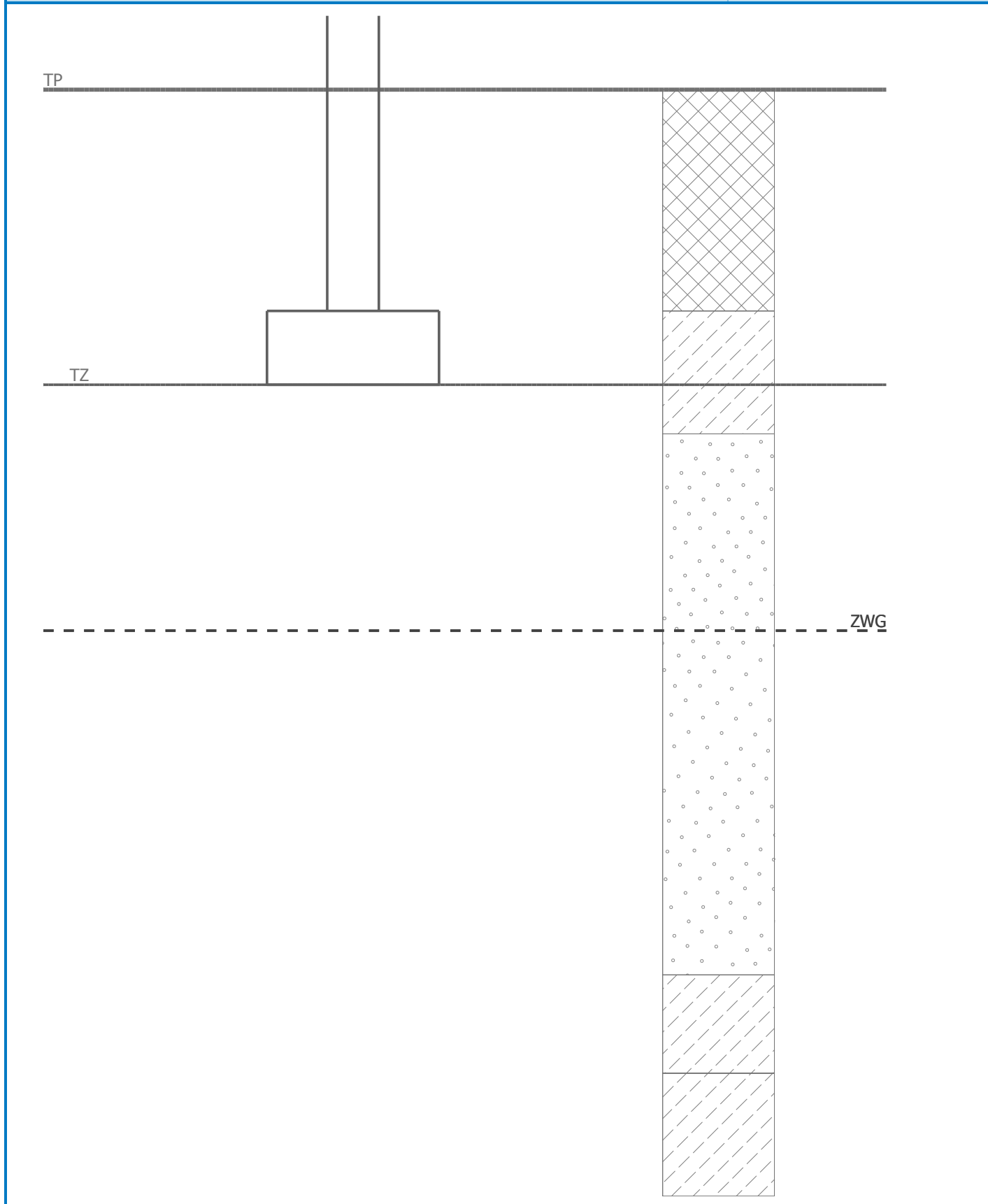
Ciężar objętościowy :  $\gamma$  = 19,03 kN/m<sup>3</sup>  
 Kąt tarcia wewnętrznego :  $\varphi_{ef}$  = 15,30 °  
 Spójność gruntu :  $c_{ef}$  = 16,20 kPa  
 Moduł edometryczny :  $E_{oed}$  = 36,00 MPa  
 Wsp. wytrż. strukturalnej :  $m$  = 0,30  
 Ciężar gruntu nawodn. :  $\gamma_{sat}$  = 19,92 kN/m<sup>3</sup>



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Nazwa : Grunty

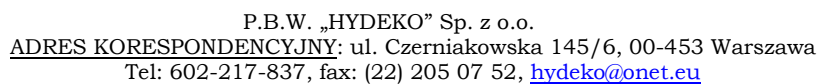
Faza : 1





**Rodzaj fundamentu: ława fundamentowa**

Ciężar objętościowy gruntu nad fundamentem = 20.00 kN/m<sup>3</sup>





**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Geometria konstrukcji**

**Rodzaj fundamentu: ława fundamentowa**

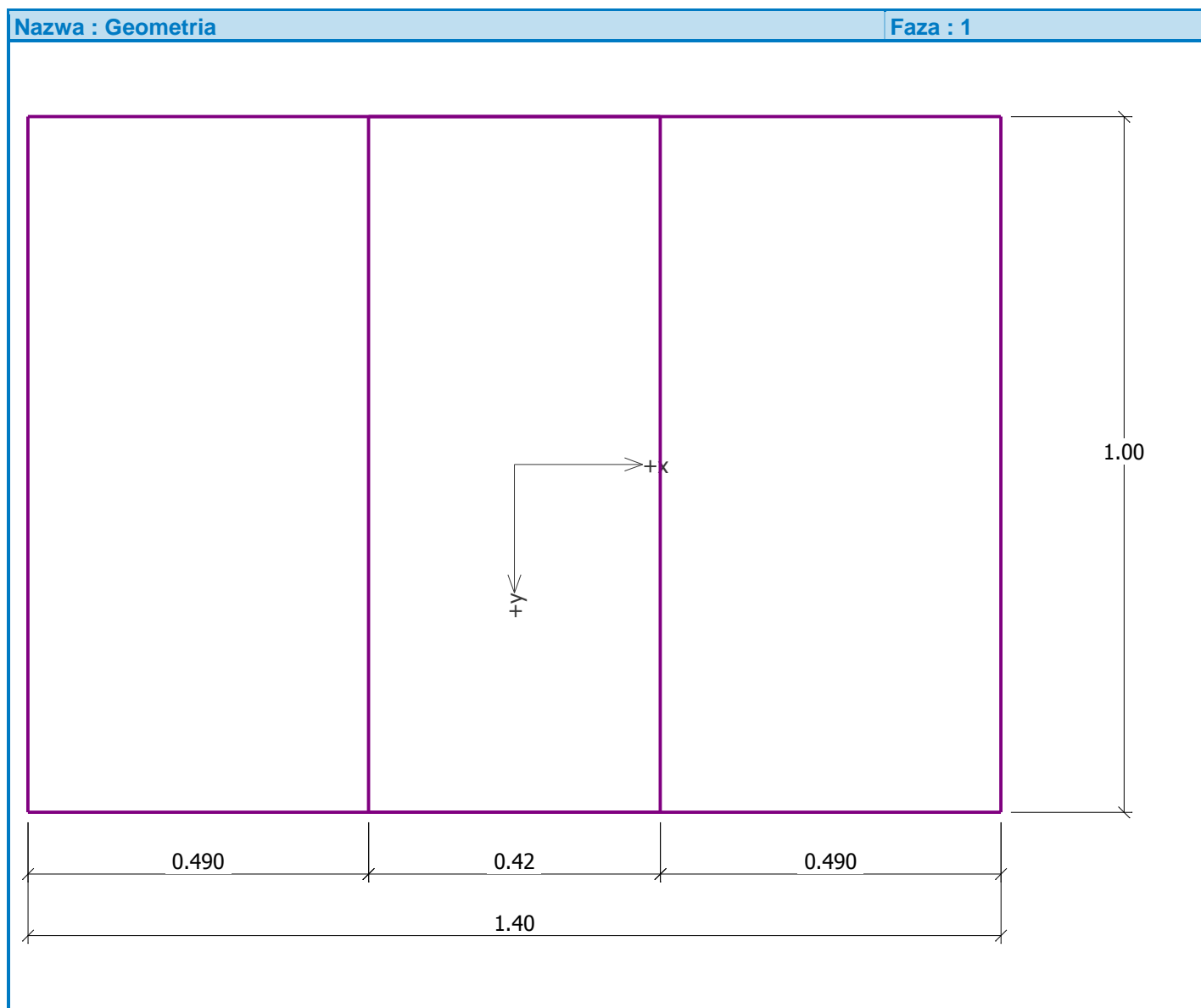
Całkowita długość ławy fundamentowej = 10.00 m

Szerokość ławy (x) = 1.40 m

Szerokość słupa w kierunku x = 0.42 m

Objętość 1mb ławy fundamentowej = 1.40 m<sup>3</sup>

Zdefiniowane obciążenie uwzględniane jest na 1 mb długości ławy.



**Materiał konstrukcji**

Ciężar objętościowy  $\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$

Obliczenia konstrukcji betonowych przeprowadzono z wykorzystaniem normy PN-B-03264.

Beton : B 15

Zbrojenie podłużne : A-0 StOS-b

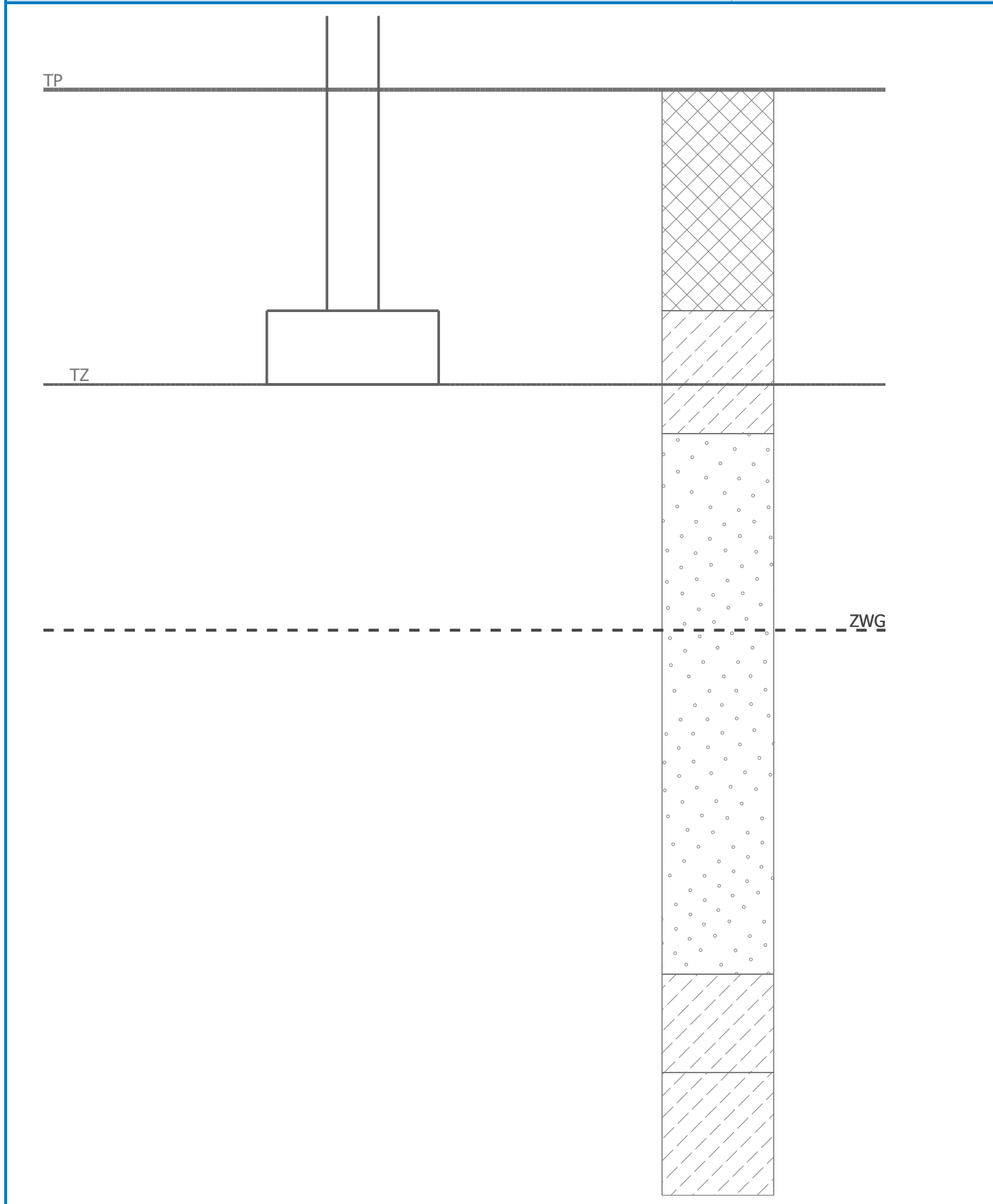
Zbrojenie poprzeczne : A-0 StOS-b



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Nazwa : Materiał






Faza : 1





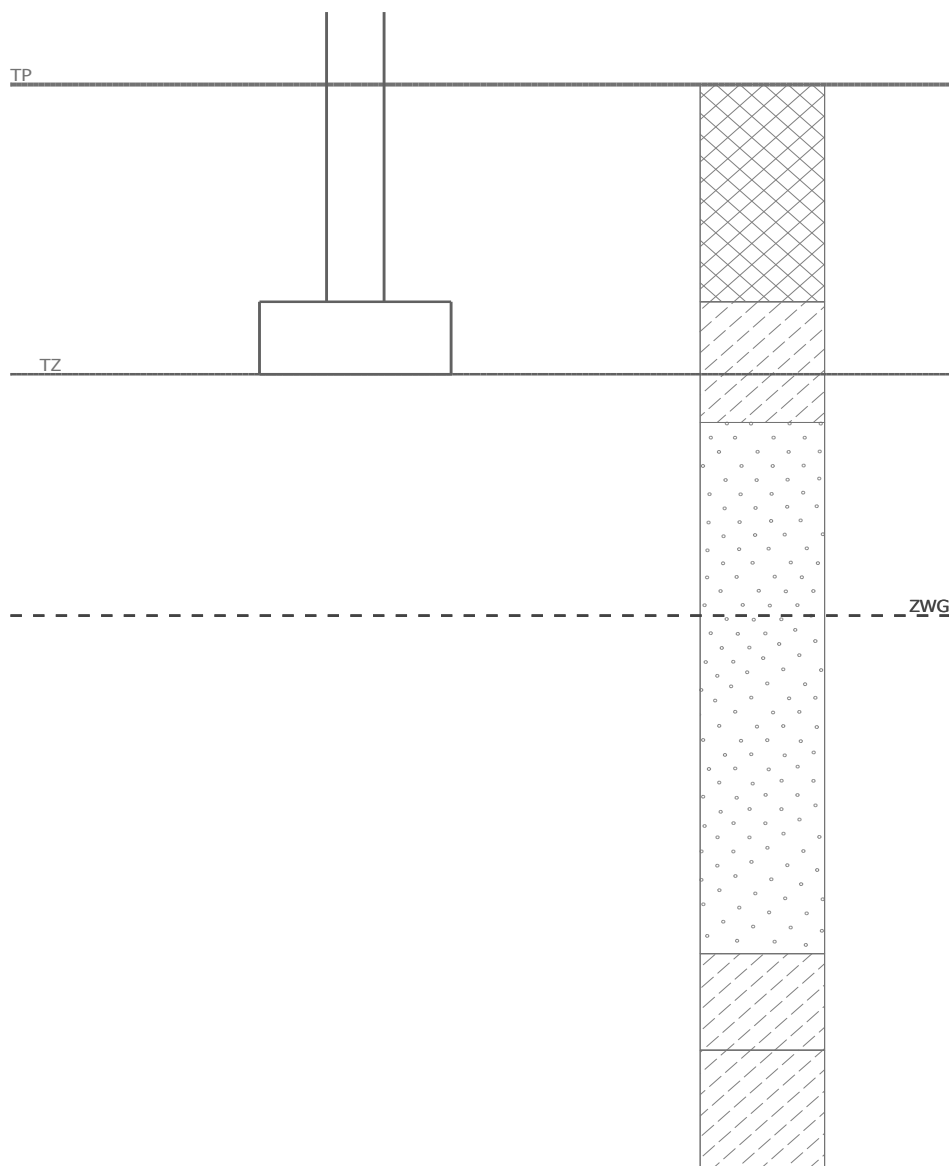
**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Profil geologiczny i przyporządkowane grunty**

Nr	Warstwa [m]	Przyporządkowany grunt	Szrafura
1	1.80	Nasyp piasek drobny z domieszką humusu i gruzu $I_d=0,30$	
2	1.00	glina zwięzła półzwarta $I_l=0,00$	
3	4.40	piasek średni $I_d=0,61$	
4	0.80	glina pylasta $I_l=0,20$	
5	-	glina zwięzła półzwarta $I_l=0,00$	

Nazwa : Profil i przyporządkowanie

Faza : 1





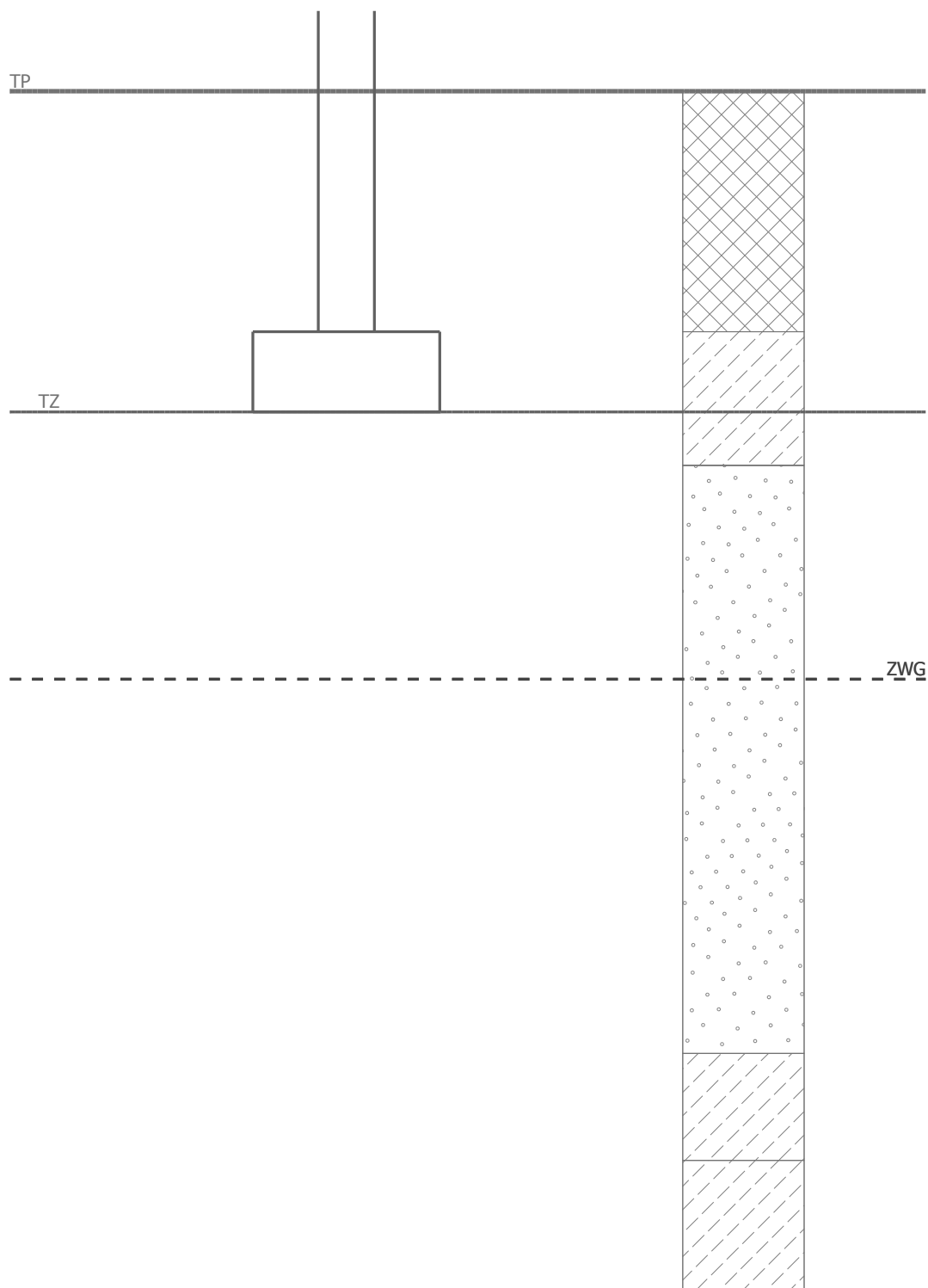
**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Obciążenie**

Numer	Obciążenie		Nazwa	Rodzaj	N [kN/m]	M <sub>y</sub> [kNm/m]	H <sub>x</sub> [kN/m]
	nowe	zmiana					
1	TAK		Siła Nr 1	Obliczeniowe	259.50	0.00	0.00
2	TAK		Siła Nr 1 - charakterystyczne	Robocze	216.25	0.00	0.00

Nazwa : Zdefiniowane siły

Faza : 1

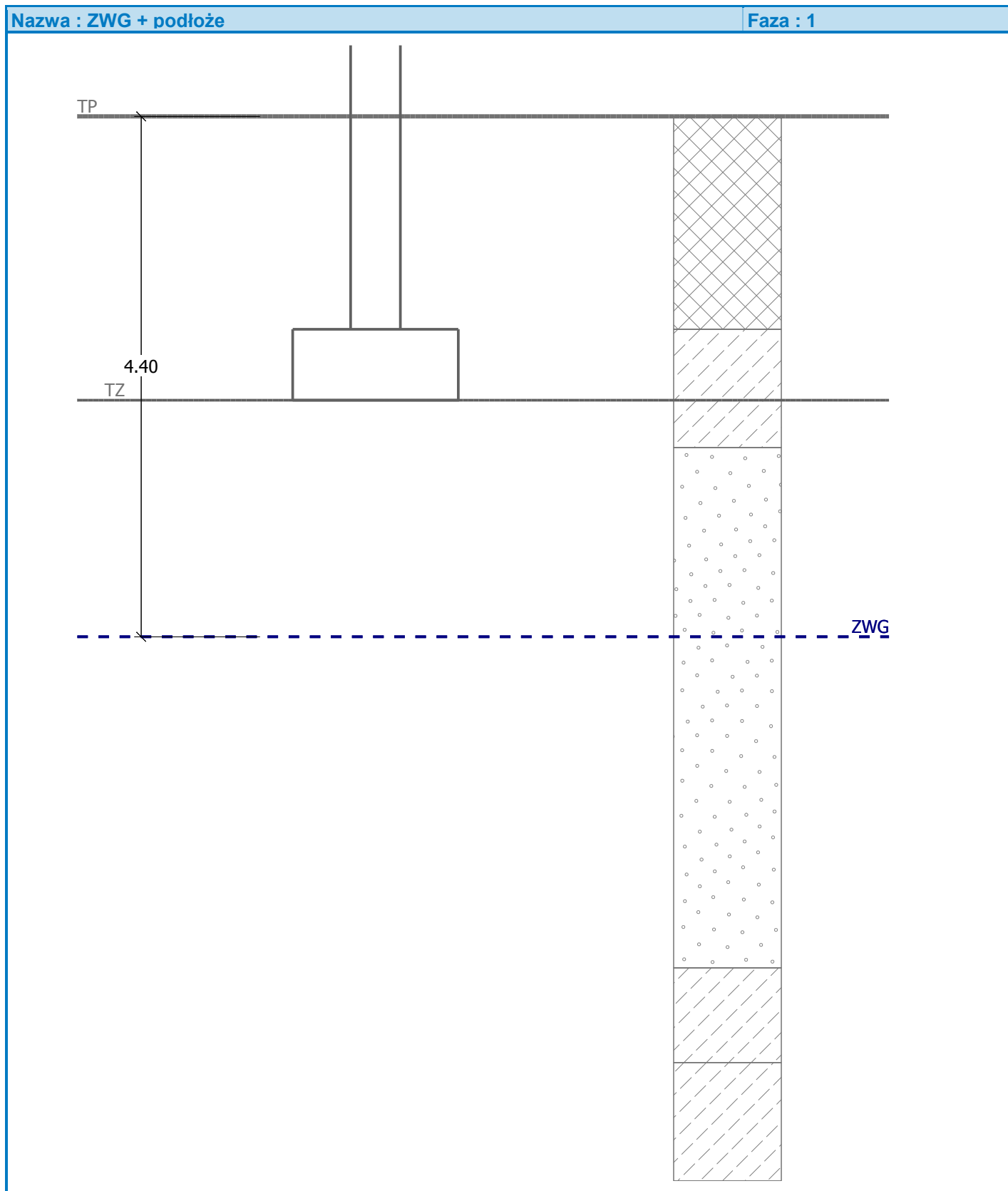




**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Zwierciadło wody gruntowej**

Zwierciadło wody gruntowej jest na głębokości 4.40 m poniżej terenu pierwotnego.





**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Ustawienia obliczeń**

Rodzaj obliczeń - Obliczenia w warunkach z odpływem

Obliczenia nośności pionowej - Podejście standardowe

Obliczenia osiadania - Obliczenia z zastosowaniem modułu edom. (CSN 73 1001)

Ograniczenie strefy wpływu - z zastosowaniem wytrzymałości strukturalnej

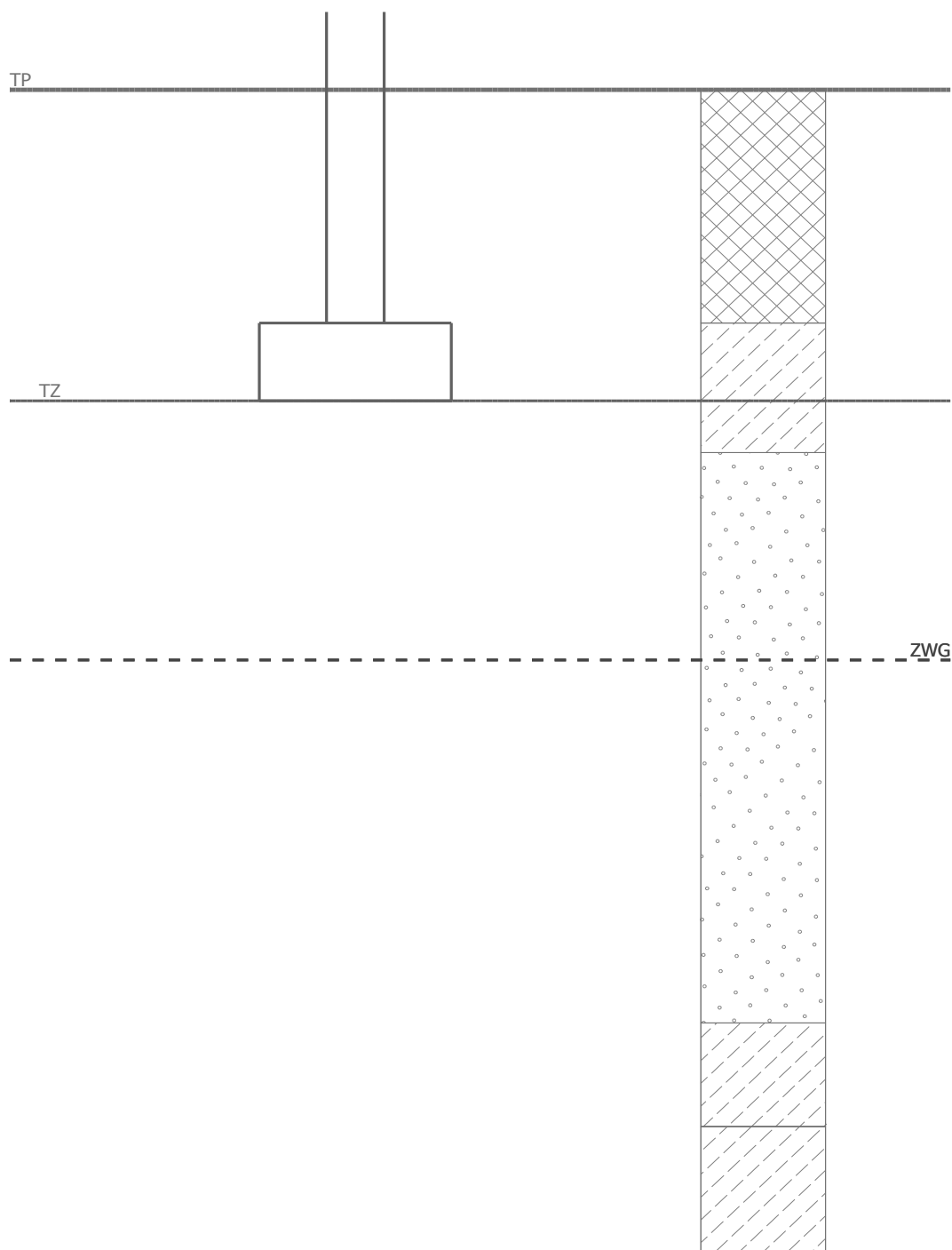
Obliczenia przeprowadzono z zastosowaniem teorii klasycznej (współczynnik bezpieczeństwa)

Współczynnik bezpieczeństwa - nośność pionowa = 1.50

Współczynnik bezpieczeństwa - nośność pozioma = 1.50

Nazwa : Ustawienia

Faza : 1





**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Analiza Nr 1**

**Obliczenie 1.SG - wyniki pośrednie**

$$\phi_d = 27.336^\circ$$

$$c_d = 5.854 \text{ kPa}$$

$$\gamma_{1sr} = 0.000 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{1sr} = 17.341 \text{ kN/m}^3$$

$$b_{ef} = 1.400 \text{ m}$$

$$N_d = 13.690$$

$$N_c = 24.548$$

$$N_b = 9.840$$

$$s_d = 1.064$$

$$s_c = 1.028$$

$$s_b = 0.958$$

$$d_d = 1.000$$

$$d_c = 1.000$$

$$d_b = 1.000$$

$$i_d = 1.000$$

$$i_c = 1.000$$

$$i_b = 1.000$$

$$b_d = 1.000$$

$$b_c = 1.000$$

$$b_b = 1.000$$

$$g_d = 1.000$$

$$g_c = 1.000$$

$$g_b = 1.000$$

$$R_d = 262.159 \text{ kPa}$$

Obliczenia przeprowadzono z automatycznym wyborem najbardziej niekorzystnych stanów obciążenia.

Wyznaczony ciężar własny ławy fundamentowej  $G = 19.32 \text{ kN/m}$

Wyznaczony ciężar nadkładu gruntu  $Z = 0.00 \text{ kN/m}$

**Sprawdzenie nośności pionowej**

Rodzaj naprężeń kontaktowych : prostokątny

Parametry powierzchni poślizgu pod fundamentem:

Zagłębienie powierzchni poślizgu  $z_{sp} = 2.03 \text{ m}$

Zasięg powierzchni poślizgu  $l_{sp} = 5.89 \text{ m}$

Nośność obliczeniowa podłoża fundamentowego  $R_d = 262.16 \text{ kPa}$

Maksymalne naprężenie pod fundamentem  $\sigma = 199.16 \text{ kPa}$

Współczynnik bezpieczeństwa = **1.32** < 1.50

**Nośność pionowa**

**Sprawdzenie nośności poziomej**

Odpór gruntu: spoczynkowe

Wartość obliczeniowa oporu gruntu  $S_{pd} = 0.00 \text{ kN}$

Kąt tarcia fundament-podłoże fund.  $\psi = 19.80^\circ$

Spójność fundament-podłoże fund.  $a = 36.00 \text{ kPa}$

Nośność pozioma fundamentu  $R_{dh} = 150.78 \text{ kN}$

Maksymalna siła pozioma  $H = 0.00 \text{ kN}$

Współczynnik bezpieczeństwa = 1000.00 > 1.50

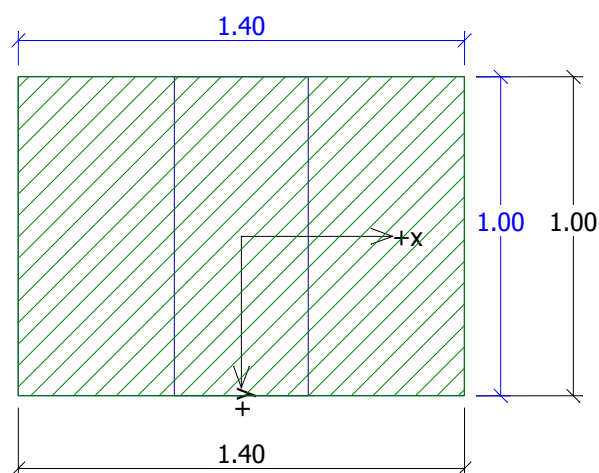
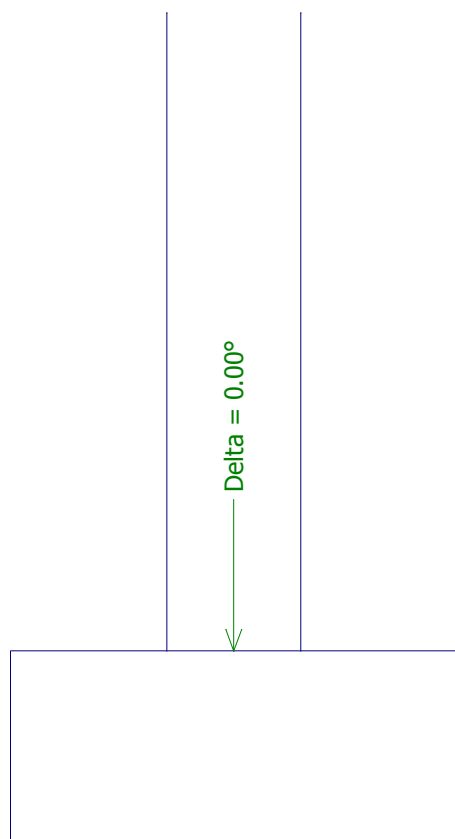
**Nośność pozioma SPEŁNIA WYMAGANIA**



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Nazwa : 1. SG

Faza : 1; Obliczenia : 1





### **EKSPERTYZA TECHNICZNA**

## **Analiza Nr 1**

### **Osiadanie i obrót fundamentu - dane wejściowe**

Obliczenia przeprowadzono z automatycznym wyborem najbardziej niekorzystnych stanów obciążenia.

Obliczenia przeprowadzono z uwzględnieniem współczynnika  $\kappa_1$  (wpływ głębokości posadowienia).

Naprężenie w poziomie posadowienia uwzględniano od zmienionego poziomu terenu.

Wyznaczony ciężar własny ławy fundamentowej  $G = 19.32 \text{ kN/m}$

Wyznaczony ciężar nadkładu gruntu  $Z = 0.00 \text{ kN/m}$

### **Osiadanie i obrót fundamentu - wyniki pośrednie**

Warstwa Nr	Początek [m]	Koniec [m]	Miąższość [m]	$E_{\text{def}}$ [MPa]	$\sigma_{\text{or}}$ [kPa]	$\Delta\sigma_z$ [kPa]	Osiadanie [mm]
1	2.40	2.45	0.05	43.83	39.13	167.92	0.13
2	2.45	2.50	0.05	43.83	40.10	166.27	0.13
3	2.50	2.55	0.05	43.83	41.07	161.25	0.13
4	2.55	2.60	0.05	43.83	42.04	153.48	0.12
5	2.60	2.65	0.05	43.83	43.01	145.61	0.11
6	2.65	2.70	0.05	43.83	43.98	139.10	0.11
7	2.70	2.80	0.10	43.83	45.43	131.04	0.20
8	2.80	2.90	0.10	80.23	47.22	121.00	0.10
9	2.90	3.00	0.10	80.23	48.86	113.04	0.09
10	3.00	3.10	0.10	80.23	50.50	107.01	0.09
11	3.10	3.20	0.10	80.23	52.14	101.30	0.08
12	3.20	3.30	0.10	80.23	53.78	96.05	0.07
13	3.30	3.55	0.25	80.23	56.65	87.38	0.16
14	3.55	3.80	0.25	80.23	60.75	76.08	0.13
15	3.80	4.05	0.25	80.23	64.85	66.96	0.11
16	4.05	4.30	0.25	80.23	68.95	59.18	0.09
17	4.30	4.40	0.10	80.23	71.82	54.56	0.03
18	4.40	4.55	0.15	80.23	73.15	51.38	0.04
19	4.55	4.80	0.25	80.23	74.51	46.10	0.05
20	4.80	5.30	0.50	80.23	77.06	39.18	0.07
21	5.30	5.80	0.50	80.23	80.46	32.61	0.04
22	5.80	6.29	0.49	80.23	83.82	27.73	0.01

Osiadanie środka krawędzi podłużnej = 1.0 mm

Osiadanie środka krawędzi poprzecznej 1 = 1.6 mm

Osiadanie środka krawędzi poprzecznej 2 = 1.6 mm

(1-krawędź max. ściskana; 2-krawędź min. ściskana)

### **Osiadanie i obrót fundamentu - wyniki**

#### **Sztywność fundamentu:**

Wyznaczony średni ważony moduł odkształcenia  $E_{\text{def}} = 73.42 \text{ MPa}$

Fundament jest sztywny w kierunku podłużnym ( $k=28.95$ )

Fundament jest sztywny w kierunku poprzecznym ( $k=79.43$ )

#### **Całkowite osiadanie i obrót fundamentu:**

Osiadanie fundamentu = 2.1 mm

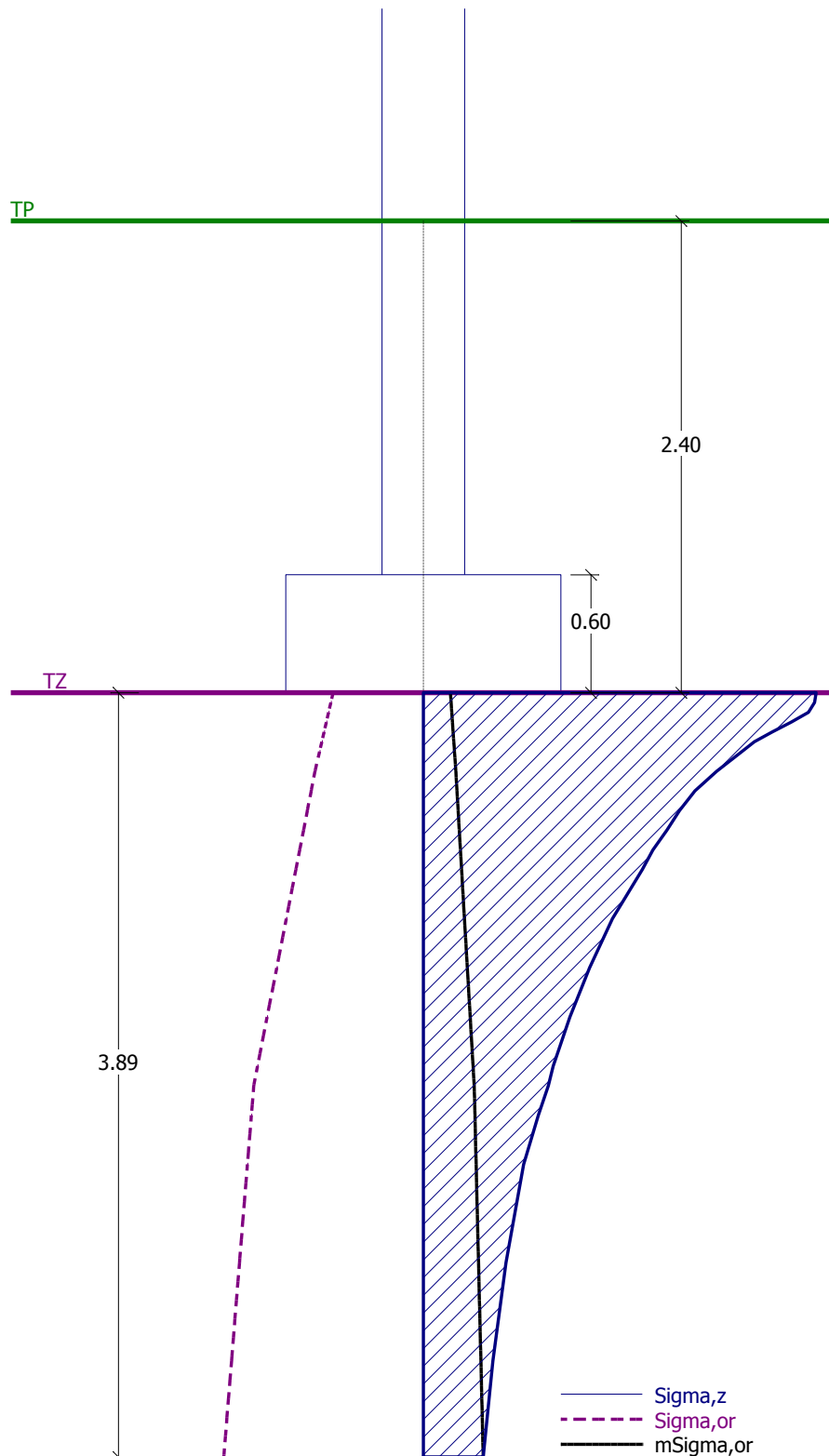


**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Głębokość aktywna = 3.89 m  
Obrót w kierunku szerokości = 0.000 (tan\*1000)

Nazwa : 2. SG

Faza : 1; Obliczenia : 1





**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**Wymiarowanie Nr 1**

Obliczenia przeprowadzono z automatycznym wyborem najbardziej niekorzystnych stanów obciążenia.

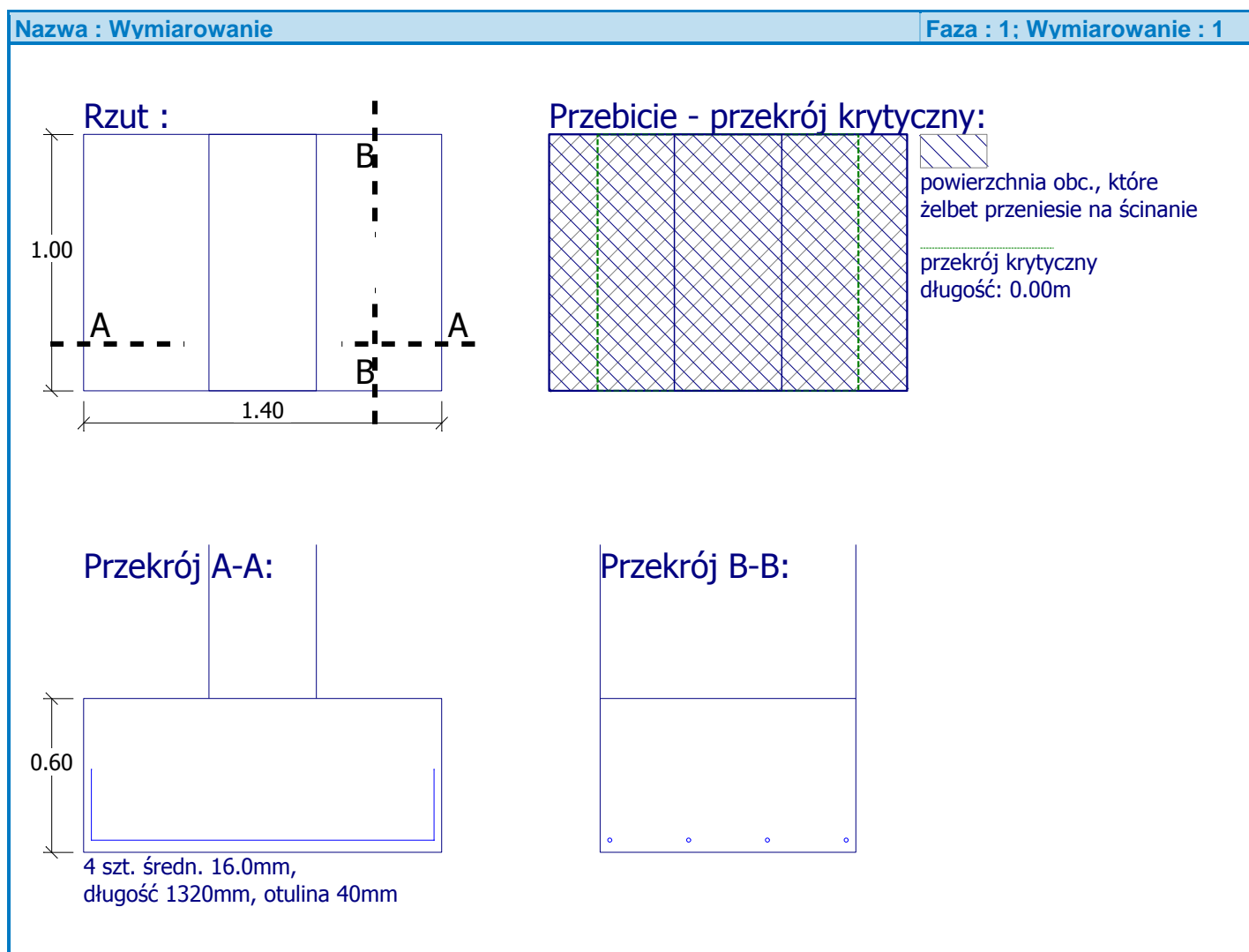
**Sprawdzenie zbrojenia podłużnego fundamentu w kierunku x**

Grubość fundamentu jest większa od maks. zasięgu odsadzki - zbrojenie nie jest wymagane.

**Sprawdzenie fundamentu na przebiecie**

Siła obciążająca beton na przebiecie jest równa zero.

**Stopa fundamentowa na przebiecie SPEŁNIA WYMAGANIA**





**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

**5.4 Analiza wyników obliczeń**

**Budynek „B” – INTERNAT – stan istniejący**

Nośność obliczeniowa podłoża gruntowego  $R_d = 262,16 \text{ kPa}$

Maksymalne naprężenie pod fundamentem  $\sigma = 161,80 \text{ kPa}$

Współczynnik bezpieczeństwa  $= 1.62 > 1.50$

Współczynnik 1,50 przyjęto za programem GEO 5 natomiast wg. Eurokod7 PN-EN 1997-1 Projektowanie geotechniczne, możliwe jest przyjęcie mniejszego współczynnika bezpieczeństwa.

**STAN DOPUSZCZALNY - nośność pionowa SPEŁNIA WYMAGANIA**

Całkowite osiadanie i obrót fundamentu

Osiadanie fundamentu 1,6 mm

Głębokość aktywna 3,37 m

Obrót w kierunku szerokości 0,000 ( $\tan \cdot 1000$ )

Budynek został wykonany w latach 60 ubiegłego stulecia. Proces osiadania praktycznie po około 50 lat użytkowania został zakończony.

**Budynek „B” – INTERNAT – po nadbudowie**

Nośność obliczeniowa podłoża gruntowego  $R_d = 262,16 \text{ kPa}$

Maksymalne naprężenie pod fundamentem  $\sigma = 199,16 \text{ kPa}$

Współczynnik bezpieczeństwa  $= 1.32 < 1.50$

Współczynnik 1,50 przyjęto za programem GEO 5 natomiast wg. Eurokod7 PN-EN 1997-1 Projektowanie geotechniczne, możliwe jest przyjęcie mniejszego współczynnika bezpieczeństwa.

**STAN DOPUSZCZALNY - nośność pionowa SPEŁNIA WYMAGANIA**

Całkowite osiadanie i obrót fundamentu

Osiadanie fundamentu 2,1 mm



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Głębokość aktywna 3,89 m

Obrót w kierunku szerokości 0,000 (tan\*1000)

Obciążenie dodatkowym piętrem może spowodować osiadanie fundamentu 2,1 mm.

**Budynek „A” – DYDAKTYKA – stan istniejący**

Nośność obliczeniowa podłoża gruntowego  $R_d = 548,46 \text{ kPa}$

Maksymalne naprężenie pod fundamentem  $\sigma = 424,42 \text{ kPa}$

Współczynnik bezpieczeństwa =  $1.29 < 1.50$

Współczynnik 1,50 przyjęto za programem GEO 5 natomiast wg. Eurokod7 PN-EN 1997-1 Projektowanie geotechniczne, możliwe jest przyjęcie mniejszego współczynnika bezpieczeństwa.

**STAN DOPUSZCZALNY - nośność pionowa SPEŁNIA WYMAGANIA**

Całkowite osiadanie i obrót fundamentu

Osiadanie fundamentu 3,4 mm

Głębokość aktywna 3,55 m

Obrót w kierunku szerokości 2,401 (tan\*1000)

Obciążenie dodatkowym piętrem może spowodować osiadanie fundamentu 3,4 mm.

**Budynek „A” – DYDAKTYKA – po nadbudowie**

Nośność obliczeniowa podłoża gruntowego  $R_d = 548,39 \text{ kPa}$

Maksymalne naprężenie pod fundamentem  $\sigma = 520,58 \text{ kPa}$

Współczynnik bezpieczeństwa =  $1.05 < 1.50$

Współczynnik 1,50 przyjęto za programem GEO 5 natomiast wg. Eurokod7 PN-EN 1997-1 Projektowanie geotechniczne, możliwe jest przyjęcie mniejszego współczynnika bezpieczeństwa.



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Według Eurokod7 PN-EN 1997-1 Projektowanie geotechniczne, współczynnik 1,05 mieści się w dolnej granicy bezpieczeństwa. Ze względu na mały zapas bezpieczeństwa (ok. 10%) zakwalifikowano sytuację jako potencjalnie niebezpieczną i zalecono wzmocnienie fundamentu poprzez zlikwidowanie mimośrodów.

**STAN NIEBEZPIECZNY - Nośność pionowa NIE SPEŁNIA WYMAGAŃ,  
NALEŻY ZLIKWIDOWAĆ mimośród**

Całkowite osiadanie i obrót fundamentu

Osiadanie fundamentu	4,4 mm
Głębokość aktywna	4,05 m
Obrót w kierunku szerokości	2,942 (tan*1000)

Obciążenie dodatkowym piętrzem może spowodować osiadanie fundamentu 4,4 mm.

W związku z mimośrodowym działaniem obciążeń na fundament (przypadek skrajnie niekorzystny), dokonano analizy dla obciążenia osiowego, po likwidacji mimośrodu poprzez przebudowanie fundamentu.

Nośność obliczeniowa podłoża gruntowego  $R_d = 559,19 \text{ kPa}$

Maksymalne naprężenie pod fundamentem  $\sigma = 341,79 \text{ kPa}$

Współczynnik bezpieczeństwa  $1.64 > 1.50$

wg Eurokod7 PN-EN 1997-1 Projektowanie geotechniczne:

**STAN DOPUSZCZALNY - nośność pionowa SPEŁNIA WYMAGANIA**

Całkowite osiadanie i obrót fundamentu

Osiadanie fundamentu	4,3 mm
Głębokość aktywna	4,05 m
Obrót w kierunku szerokości	0,000 (tan*1000)



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

Obciążenie dodatkowym piętrem może spowodować osiadanie fundamentu 4,3 mm.

Istniejące fundamenty przeniosą dodatkowe obciążenia wywołane dobudowanym piętrem. Przy sporządzeniu projektu nadbudowy dodatkowej kondygnacji należy:

- projekt nowej konstrukcji dachu w obydwu budynkach wykonać jako podobny do konstrukcji istniejącej,
- zlikwidować mimośród w fundamencie,
- ściany na dodatkowych kondygnacjach wykonać w lekkiej konstrukcji.

W świetle wykonanych badań oraz przeprowadzonych obliczeń sprawdzających fundamentów w istniejących warunkach gruntowych należy stwierdzić, że po dobudowie dodatkowej kondygnacji istnieje niewielki zapas nośności w fundamentach budynku „B”, natomiast fundamenty budynku „A”, wg. „Eurokod7 PN-EN 1997-1 Projektowanie geotechniczne” znajdują się w stanie niebezpiecznym i wymagają wzmocnienia.

Po wykonaniu przeróbek można przystąpić do budowy dodatkowego piętra.

Wyniki obliczeń wykazały że:

- ściany budynków wykonane z ceramicznych cegieł pełnych o przeciętnych warunkach przeniosą działające na nie obciążenie zarówno w chwili obecnej jak i po nadbudowie piętra,
- fundamenty w istniejących warunkach gruntowych można obciążyć ciężarem dodatkowego piętra.



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

## **6. WNIOSKI I ZALECENIA**

Na podstawie przeprowadzonych wizji lokalnych, analizy udostępnionej dokumentacji, przeprowadzonej inwentaryzacji, badań oraz obliczeń sprawdzających sformułowano następujące wnioski i zalecenia:

- budynek jest w dobrym stanie technicznym, jego stan nie zagraża bezpieczeństwu i obiekt może być użytkowany,
- dla wykonania analizy nadbudowy obiektu założono, że nadbudowana kondygnacja będzie wykorzystywana do celów dydaktycznych, tj. na sale wykładowe, laboratoria dydaktyczne oraz gabinety dla pracowników, a nad nią znajdować się będą konstrukcje dachu tożsame z obecnie występującymi, drewniana konstrukcja dachu nad poddaszem budynku „A” i żelbetowy stropodach nad budynkiem „B”,
- brak jest szczegółowych zaleceń co do dalszej eksploatacji obiektu. Dokładne wyszczególnienie uszkodzeń oraz problemów technicznych powinno zostać przekazane wraz z opracowaną dokumentacją i protokołem kontroli pięcioletniej obiektu (Pięcioletnia ocena stanu technicznego) oraz kontrolami rocznymi,
- ujawnione drobne uszkodzenia i niedociągnięcia techniczne nie mają wpływu na możliwość nadbudowy budynku o jedną kondygnację,
- warunki geotechniczne posadowienia obiektu są dobre,
- do analizy przewidziano wykorzystanie istniejących stropów jako stropu piętra znajdującego się poniżej,
- obiekty były projektowane i wykonane w latach 60-tych ubiegłego stulecia wg. norm i przepisów obowiązujących w tamtym okresie,
- należy przewidzieć konieczność wykonania nowej konstrukcji drewnianej dachu nad budynkiem „A” – obecny stan konstrukcji kwalifikuje ją do wymiany na nowe w przypadku



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

nadbudowywania obiektu – nie należy ponownie wbudowywać obecnie istniejącej konstrukcji drewnianej dachu,

- dla zwiększenia bezpieczeństwa konstrukcji obiektu przy wykonywaniu nadbudowy należy wykonać:
  - ♦ wzmocnienie spękanych ścian budynku „B” nad ostatnią kondygnacją poprzez wykonanie ich napraw bądź lokalnej wymianie spękanych fragmentów (odtworzenie) oraz wyeliminowanie problemu poprzez docieplenie i przewentylowanie stropodachu i wykonanie dylatacji,
  - ♦ wykonanie nadbudowywanej kondygnacji w możliwie lekkiej konstrukcji – ściany murowane z bloczków silikatowych, słupy i belki żelbetowe, prefabrykacja, ścianki działowe murowane bądź w technologii GK,
  - ♦ wykonać jak najłżejsze konstrukcje dachów,
  - ♦ wykonać koncepcję szczegółową nadbudowy wraz z dokładnym określeniem potrzeb właściciela i użytkownika obiektu pozwalających na dokładne wykonanie obliczeń,
  - ♦ wykonać projekt nadbudowy obiektu i przeprowadzić proces budowlany, zgodnie z obowiązującymi przepisami prawa oraz obowiązującymi normami i sztuką budowlaną,
  - ♦ wykonać szczegółowy projekt nadbudowy, w oparciu o szczegółową koncepcję nadbudowy wraz z dokładnym określeniem potrzeb właściciela i użytkownika obiektu pozwalających na dokładne wykonanie obliczeń – w przypadku gdyby nośność stropów i fundamentów okazała się nie wystarczająca, należy zaprojektować ich wzmocnienie,
  - ♦ fundamenty budynków w fazie projektowania dodatkowego piętra należy sprawdzić za pomocą programu do obliczeń posadowień/ fundamentów bezpośrednich,
  - ♦ zlikwidować mimośród na fundamencie poprzez przebudowę fundamentu,



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**

- ♦ stropy ostatniej kondygnacji zwieńczyć rama żelbetową.

Dobudowane piętro obciąży ściany murowane (z cegły pełnej) oraz ławy fundamentowe posiadające dostateczny zapas nośności do przeniesienia dodatkowych obciążeń.

W świetle wykonanych badań oraz przeprowadzonych obliczeń sprawdzających fundamentów w istniejących warunkach gruntowych należy stwierdzić, że po dobudowie dodatkowej kondygnacji istnieje niewielki zapas nośności w fundamentach budynku „B”, natomiast fundamenty budynku „A”, wg. „Eurokod7 PN-EN 1997-1 Projektowanie geotechniczne” znajdują się w stanie niebezpiecznym i wymagają wzmocnienia.

Po wykonaniu przeróbek można przystąpić do budowy dodatkowego piętra.



## **ZAŁĄCZNIKI**

- DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA – fot. 1 - 16
- KARTA BADAŃ AKUSTYCZNYCH – tabela 4.2.1.1.1
- KARTA BADAŃ AKUSTYCZNYCH – tabela 4.2.1.1.2
- KARTA BADAŃ SKLEROMETRYCZNYCH – 4.2.1.2.1
- KARTA BADAŃ SKLEROMETRYCZNYCH – 4.2.1.2.2
- UPRAWNIENIA



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**



Fot. 1



Fot. 2



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**



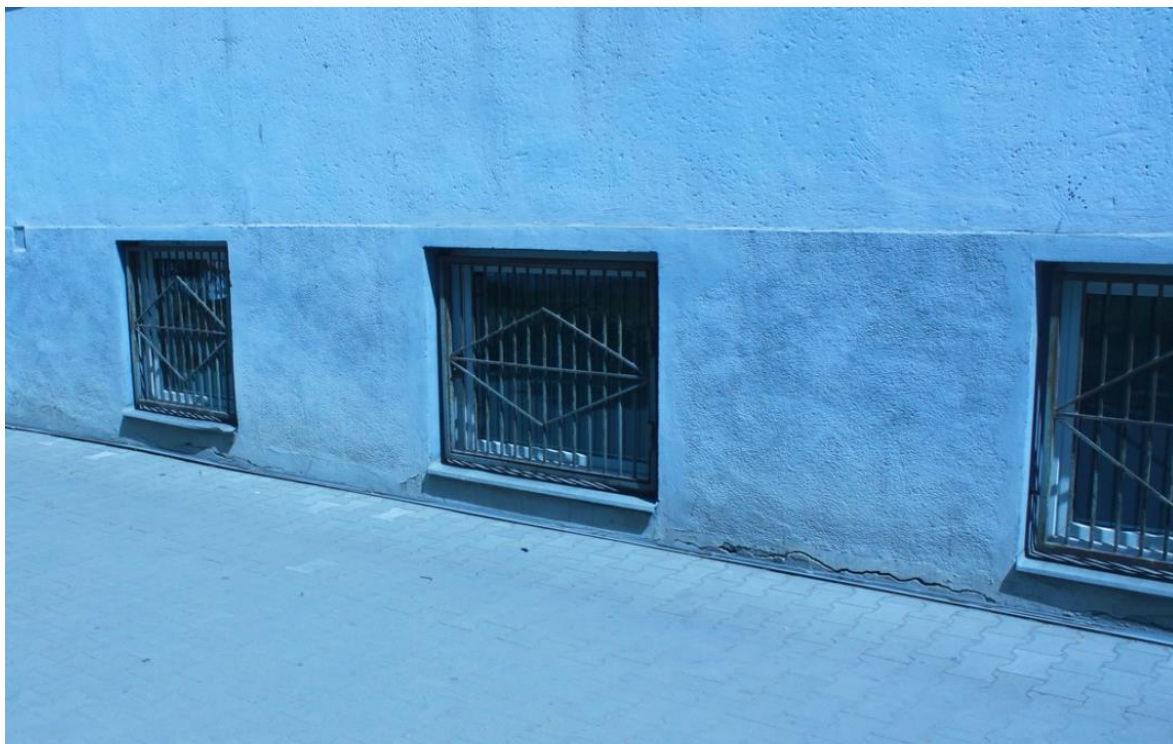
Fot. 3



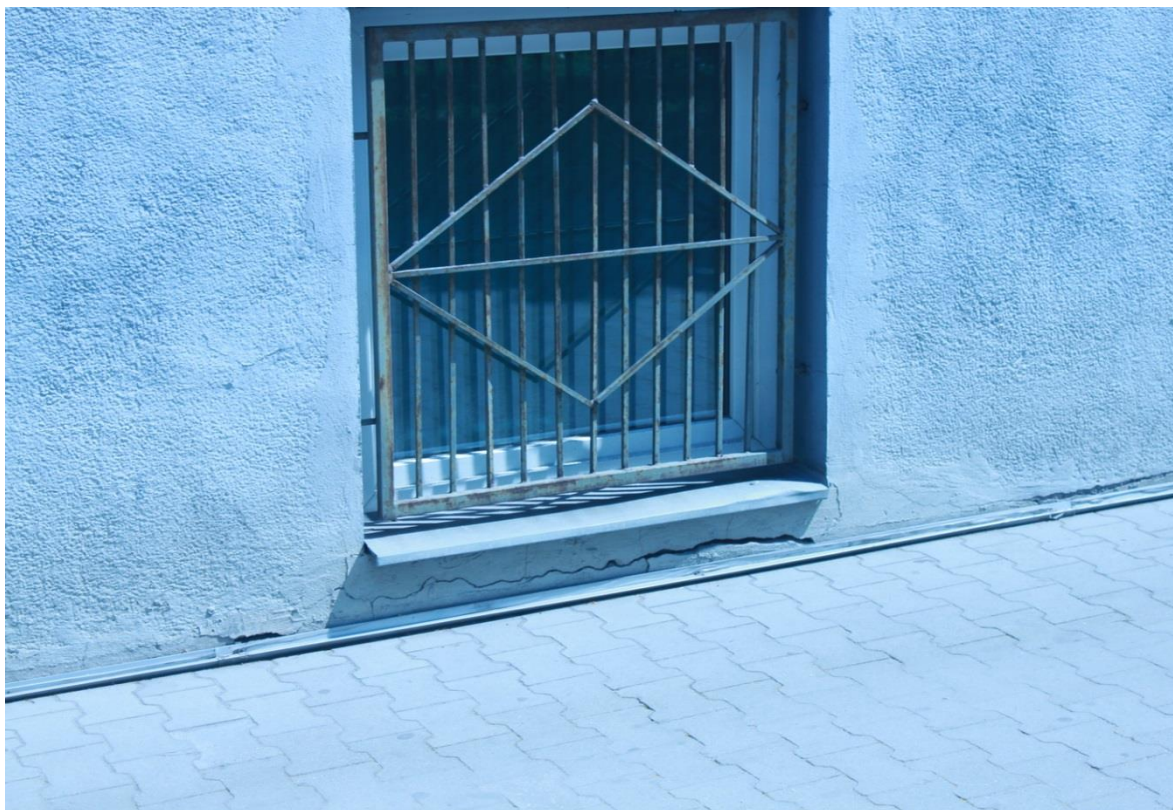
Fot. 4



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**



Fot. 5



Fot. 6



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**



Fot. 7



Fot. 8



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**



Fot. 9



Fot. 10



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**



Fot. 11



Fot. 12



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**



Fot. 13



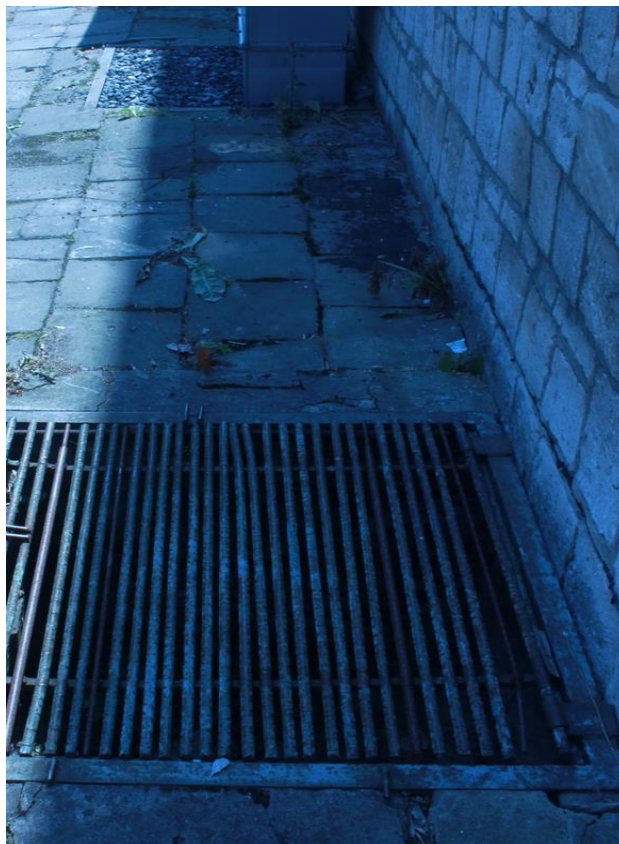
Fot. 14



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**



Fot. 15



Fot. 16