

dr inż. Sławomir Labocha¹⁾

ORCID: 0000-0003-0331-4585

dr inż. Jarosław Paluszyński^{2*)}

ORCID: 0000-0002-2434-3812

Innowacyjne fundamenty wąskotrzonowych słupów linii elektroenergetycznych

Innovative foundation of narrow tower of transmission lines

DOI: 10.15199/33.2023.07.02

Streszczenie. W artykule przedstawiono innowacyjne rozwiązania fundamentów przeznaczonych pod wąskotrzonowe stalowe kratowe słupy napowietrznych linii elektroenergetycznych wysokiego napięcia. Opisano przykładowe rozwiązania konstrukcyjne nowych fundamentów dostosowane do wymagań aktualnych norm PN-EN 50341-1:2013 i PN-EN 50341-2-22:2022-06 i porównano je z dotychczas stosowanymi w praktyce fundamentami do posadowienia słupów wąskotrzonowych. Rozważania zilustrowano przykładem numerycznym, w którym, posilując się metodą elementów skończonych, dokonano weryfikacji nośności w gruncie fundamentów tradycyjnego oraz zoptymalizowanego. Porównanie rezultatów prowadzi do konkluzji o dużej technicznej przydatności i znacznym stopniu oszczędności rozwiązań nowych konstrukcji fundamentów.

Słowa kluczowe: słupy linii elektroenergetycznych; fundamenty blokowe; fundamenty ażurowe prefabrykowane; nośność graniczna fundamentów; metody numeryczne w geotechnice.

Abstract. In the article one presented innovative solutions of foundations of narrow steel lattice towers for overheading high voltage transmission. One described example of structural solutions of new foundations adapted to requirements of current standards PN-EN 50341-1:2013 and PN-EN 50341-2-22:2022-06 and one compared it with known applied foundations in practice for the foundation of narrow towers. Considerations were illustrated with the numerical example using finite element method and made the verification of the capacity in the ground of foundations of traditional and optimized solution. The comparison of results leads to the conclusion about the large technical usefulness and the considerable degree of saving of solution of new structural constructions of foundations.

Keywords: transmission towers; block foundation; precast grillage foundations; limit capacity of foundation; numerical methods in geotechnics.

W budowie napowietrznych linii elektroenergetycznych wysokiego napięcia (110 – 400 kV) najczęściej stosuje się konstrukcje wsporcze przewodów w postaci stalowych słupów kratowych. W przypadku lokalizacji słupów w gęsto zabudowanym terenie, gdzie istotne są problemy z zajętością terenu użytkowego pod linię, dobrym rozwiązaniem są pełnościennie słupy rurowe, najczęściej w postaci konstrukcji o przekroju wielokątnym. Zanim tego typu konstrukcje pełnościennie rozpowszechniły się na świecie i w Polsce, stosowano w takich przypadkach specjalne odmiany słupów kratowych, tzw. wąskotrzonowe. Odróżniały się one od standardowych (tzw. szerokotrzonowych) znacznie zmniejszonym rozstawem podpór głównych, tj. krawężników. Rozwiązanie takie pozwalało na znaczne ograniczenie zasięgu wpływu linii elektroenergetycznej oraz zmniejszenie zajętości terenu

pod fundamenty tych słupów. W przypadku słupów o konstrukcji kratowej skutkuje to oczywiście znacznym zwiększeniem masy słupa ze względu na mniej efektywny rozstaw prętów głównych kratownicy przestrzennej (zbyt mały), generujący zwiększenie przenoszonych przez nie sił. Jest to więc rozwiązanie pośrednie pomiędzy tradycyjnym słupem kratowym oraz słupem pełnościennym. Obecnie nadal buduje się dość często tego typu słupy. Wynika to z przyzwyczajenia lub niewiedzy projektantów branży elektrycznej o możliwościach stosowania słupów pełnościennych, ale w pewnych sytuacjach może to być racjonalne rozwiązanie, np. gdy koszt wąskotrzonowego słupa kratowego będzie mniejszy niż rurowego, a potrzeba ograniczenia zajętości terenu nie aż tak ważna.

Przedmiotem artykułu są innowacyjne rozwiązania fundamentów słupów wąskotrzonowych. W praktyce słupy te, ze względu na mały rozstaw krawężników (zbyt mały, aby możliwe było zastosowanie klasycznych czterodzielnych fundamentów grzybkowych) opierane są na jednym wspólnym fundamencie. Może

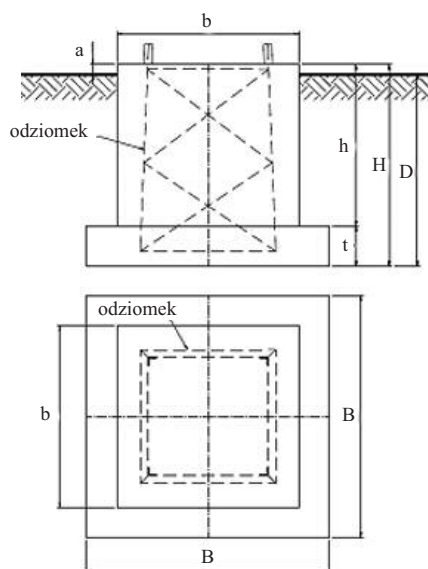
on być kształtowany w postaci płyty fundamentowej, ale z definicji próba ograniczenia zasięgu wpływu linii elektroenergetycznych predysponuje rozwiązania w formie fundamentu blokowego lub blokowego z odsadzkami, tj. bryły o małych gabarytach obrysu w rzucie poziomym. Rozwiązania te były nawet dawniej skatalogowane (np. Poradnik [1]) i obejmowały fundamenty monolityczne typu FB z betonu B20, realizowane w postaci blokowej prostopadłościennych oraz z odsadzkami w wersji 1-, 2- i 3-schodkowej. Stosowano także monolityczną wersję tych fundamentów w postaci drażzonej z wypełnieniem gruntem oraz kamieniem łamanym. Przykład klasycznego fundamentu blokowego z jedną odsadzką pokazano na rysunku 1, natomiast jego wersję drażoną na rysunku 2. Obecnie drażone rozwiązania nie jest popularne, gdyż koszt robocizny odpowiedniego deskowania wewnętrznego takiego fundamentu niweluje zysk z tytułu zmniejszenia zużycia materiałów.

Cechą znaną wszystkim rozwiązań klasycznych jest stosowanie zakotwienia słupa przez pogrążenie w funda-

¹⁾ Akademia Śląska, Wydział Architektury, Budownictwa i Sztuk Stosowanych

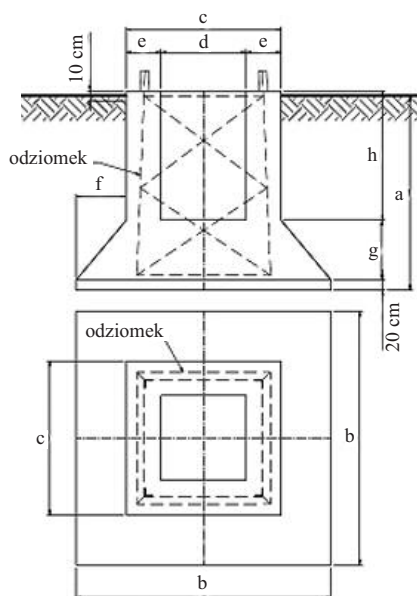
²⁾ Politechnika Częstochowska, Wydział Budownictwa

*) Adres do korespondencji: jaroslaw.paluszynski@pcz.pl



Rys. 1. Wymiary klasycznego fundamentu blokowego

Fig. 1. Geometry of the classical block foundation

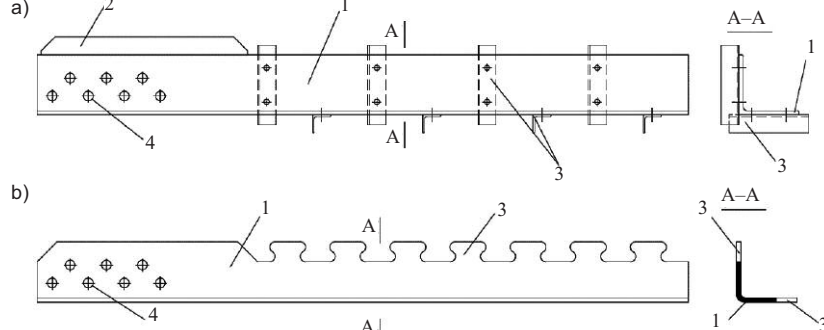


Rys. 2. Wymiary drażonego fundamentu blokowego

Fig. 2. Geometry of the hollow block foundation

mencie jego dolnego członu w postaci całego traconego segmentu nazywanego odziomkiem. Rozwiązanie to jest nie tylko niepraktyczne, ale również utrudnia prefabrykację fundamentów. Obecnie możliwe są inne rozwiązania fundamentów ażurowych z wykorzystaniem prefabrykacji, nie tylko zmniejszające zużycie materiałów, ograniczające degradację środowiska, ale zdecydowanie przyspieszające budowę stanowisk słupowych pod konstrukcje wąskotrzo-

we. Jednym z kluczowych elementów tego rozwiązania są **specjalne kotwy do montażu słupów**. Klasyczne kotwy służące do zamocowania słupów z dużymi reakcjami podporowymi, to tzw. **kotwy kątownikowe** (rysunek 3a). Kotwa kątownikowa (1) zaopatrzona jest w otwory (4), służące zamocowaniu krawężnika słupa oraz w elementy oporowe z kątowników (3), przykręcanych śrubami lub spawanych do kotwy (1). Z reguły górna część kotwy zaopatrzona jest w spawane wzmocnienie (2), zwiększające nośność na drugorzędne momenty zginające. Stosowanie typowej kotwy kątownikowej jest nie tylko czasochłonne ze względu na konieczność wykonania dodatkowych elementów oporowych (2, 3), ale również niepraktyczne w przypadku próby instalacji w prefabrykacji, gdyż odstające elementy utrudniają prowadzenie zbrojenia fundamentu w ograniczonej przestrzeni prefabrykatu. Rozwiązaniem tego problemu może być nowa **kotwa z wrębami** kształtowana na zimno, z profilowanym brzegiem mocującym stalowy element w betonie (rysunek 3b). Przyjęte rozwiązania związane z doborem szerokości i grubości kątownego profilu (1) oraz kształtu i liczby zębów (3) można łatwo dostosować do wyma-



Rys. 3. Schemat kotwy kątownikowej: a) typowej; b) innowacyjnej [4] – opis w tekście
Fig. 3. View of the angle anchor: a) typical; b) innovative [4] – description in the text

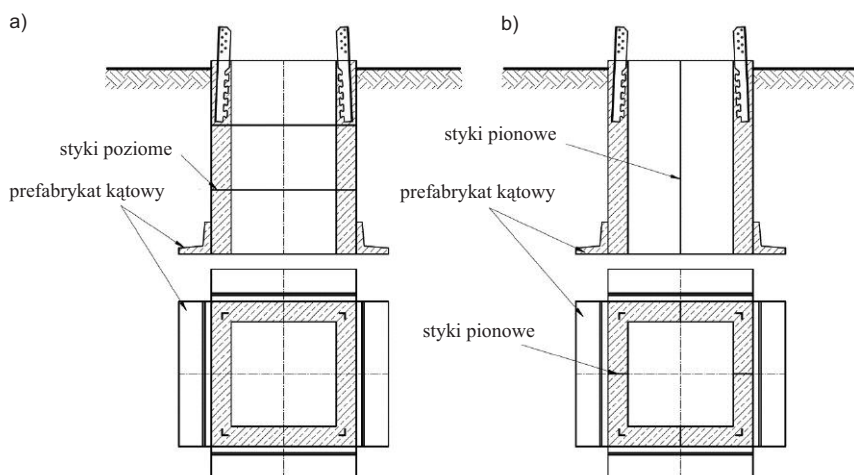
gań współczesnych norm przedmiotowych, tj. PN-EN 50341-1:2013 [2] i PN-EN 50341-2-22:2022-06 [3], zapewniając odpowiednią nośność kotew. Idea kotwy została dokładnie opisana w [4].

Fundamenty prefabrykowane

Najbardziej efektywnym sposobem rozwiązania fundamentów słupów wąskotrzonowych, stawianych w lokalizacjach o ograniczonej dostępności przestrzeni, są konstrukcje prefabrykowane.

Wiąże się to także z naciskiem na szybką realizację stanowiska. Takim rozwiązaniem jest m.in. **innowacyjny fundament ażurowy o małej masie**, którego dodatkową zaletą jest efektywne wykorzystanie kotew profilowanych z wrębami. Kompaktowe gabaryty kotew pozwalają bowiem na zastosowanie fundamentów ażurowych o cienkich ściankach. Jednocześnie zbędne staje się stosowanie odziomków. Na rysunku 4 pokazano przykładowe rozwiązania konstrukcyjne prefabrykowanych fundamentów. Podział na sekcje poprzeczne do osi pionowej, tj. styki poziome (rysunek 4a), ułatwia montaż prefabrykatów, szczególnie w technologii studniowej, lecz wymaga łączników o dużej nośności, gdyż muszą przenosić one pełne oddziaływanie momentowe przekazywane ze słupa. Podział na sekcje ze stykami pionowymi (rysunek 4b) pozwala na stosowanie łączników o nośności prawie wyłącznie na przenoszenie rozwarstwiających naprężeń stycznych. Dużym wyzwaniem staje się jednak wówczas pograżanie fundamentu. W obu przypadkach łączniki powinny być cynkowane, a styki mogą być również sprężane. W skrajnych przypadkach, tj. przy relatywnie małych gabarytach skrajni transportowej, możliwe jest wy-

konanie jednosegmentowej skrzynki. Ze względu na specyficzne w przypadku słupów elektroenergetycznych relatywne nieduże obciążenia pionowe w porównaniu z momentowymi, możliwe jest wykonywanie skrzyń całkowicie pozbawionych dna, a w niektórych przypadkach stosowanie dodatkowych płyt kątowych zwiększających znacznie nośność fundamentu (prefabrykat kątowny). Ze względu na korzystny kształt nowych kotew oraz bogaty asortyment



Rys. 4. Schematy konstrukcyjne innowacyjnych fundamentów słupów wąskotrzonowych: a) styki poziome; b) styki pionowe

Fig. 4. Structure of the innovative foundations of narrow transmission tower: a) horizontal joints; b) vertical joints

dostępnych łączników do prefabrykatów (np. typu Halfen czy Pfeifer) proponowane rozwiązania mogą być efektywnie realizowane w praktyce. Skuteczność prefabrykatów kątowych, które już znalazły zastosowanie w budowie linii 400 kV (np. relacji Mikułowa-Czarna i Piła-Krzewina-Plewiska) na terenie Polski, była analizowana w pracy [5]. Testy poligonowe w skali 1 : 1 fundamentów wrywanych wykazały, iż krzyżowy kształt podstawy jest bardzo efektywny, a ubytek powierzchni płyty dennej w narożach ma mało istotny wpływ na nośność graniczną.

Największym problemem inżynierskim w przypadku fundamentów ażurowych może być ocena ich geotechnicznej nośności granicznej. Stosownych informacji nie znajdzie się nawet w sztandarowym podręczniku Kiesslinga i innych [6] czy w polskim opracowaniu Mendery, Szojdy i Wandzika [7]. Dotychczas zasady obliczania fundamentów blokowych, przeznaczonych dla energetyki w Polsce, określała norma PN-B-03322:1980 [8]. Podstawy metody tych obliczeń można znaleźć w pracach [9, 10]. W aktualnych normach PN-EN 1997-1:2008 [11] oraz PN-EN 1997-2:2009 [12] nie ma żadnych wytycznych dotyczących fundamentów blokowych, dlatego też nie przypadkiem autorzy normy PN-EN 50341-2-22:2022-06 [2] wprowadzili zapis dopuszczający stosowanie w obliczeniach tego typu konstrukcji modelu przyjętego w wycofanej normie

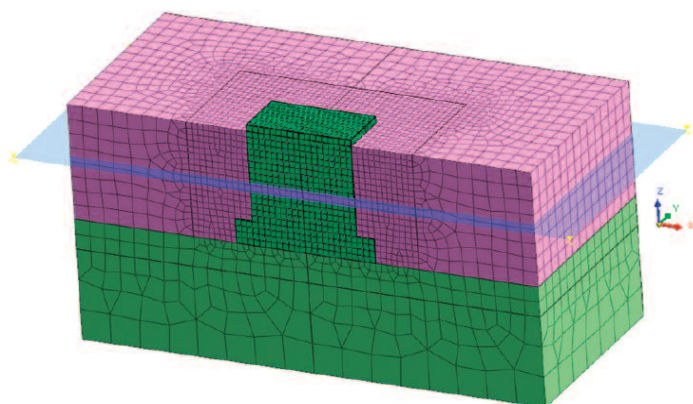
PN-B-03322:1980 [8]. Alternatywną drogą jest **ocena nośności fundamentów blokowych zgodnie z normą PN-EN 1997-1:2008 [11] z wykorzystaniem metody elementów skończonych (MES)**. Metoda ta może posłużyć także do oceny nośności fundamentu ażurowego. W praktyce jednak stosowanie zaawansowanej analizy MES jest nie tylko kosztowne, ze względu na wysokie ceny profesjonalnego oprogramowania, ale również na czasochłonność budowy modeli. Prezentowane wyniki obliczeń modeli MES zostaną więc porównane z metodą wg PN-B-03322:1980 [8]. Bezpośrednie porównanie nie jest jednak proste ze względu na odmienne ujęcie koncepcji niezawodności w tych normach, m.in. różne podejście do częściowych współczynników bezpieczeństwa w normie PN-B-03322:1980 [8] oraz PN-EN 1997-1:2008 [11].

Analizy numeryczne MES nośności fundamentów blokowych

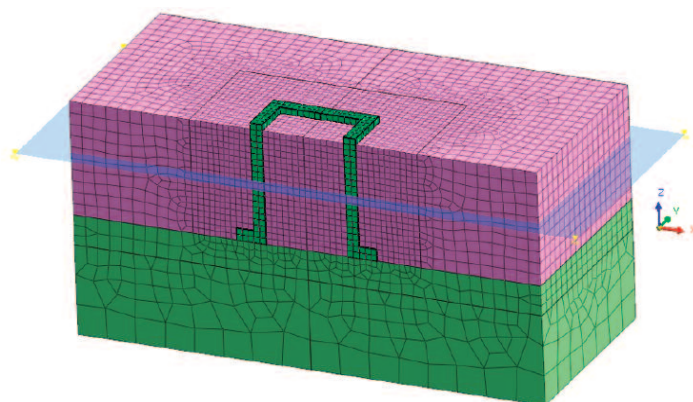
Przeprowadzono obliczenia porównawcze fundamentu blokowego zrealizowanego na jednej z linii 110 kV w Polsce. Gabaryty fundamentu zgodnie z rysunkiem 2 wynosiły: $H = 4,0$ m; $B = 4,8$ m; $h = 3,2$ m; $t = 0,8$ m; $b = 3,6$ m; $D = 3,8$ m. Obciążeniem fundamentu były: siła pionowa $V_r = 74,7$ kN; siła pozioma $H_r = 276$ kN; moment zginający $M_r = 4234$ kNm. W przypadku fundamentu ażurowego gabaryty zewnętrzne były identyczne, natomiast

część środkową fundamentu zastąpiono gruntem, pozostawiając zewnętrzne ścianki betonowe grubości 40 cm. Zbudowano modele MES w programie Midas GTS, odwzorowując $\frac{1}{2}$ fundamentów ze względu na symetrię. Przyjęto model liniowo-sprężysty betonu w fundamencie oraz model Coulomb-Mohra (CM) gruntów. Stosowanie bardziej zaawansowanych modeli gruntu, np. wg [13] jest w praktyce często utrudnione ze względu na brak kompletu stosowanych parametrów modelowych. Jednocześnie uznaje się, że model CM jest wystarczający w technicznej ocenie nośności granicznej fundamentów. Przyjęto w modelu następujące parametry betonu: $E = 30$ GPa; $\nu = 0,2$; $\gamma = 24$ kN/m³ oraz gruntu zasypowego: $E = 20$ MPa; $\nu = 0,3$; $\gamma = 16,14$ kN/m³, $\phi = 20,33^\circ$; $c = 13,47$ kPa; a także gruntu pod podstawą: $E = 20$ MPa; $\nu = 0,3$; $\gamma = 18,14$ kN/m³; $\phi = 17,58^\circ$; $c = 31,22$ kPa i poziom wody – 1,7 m poniżej powierzchni terenu. W modelach MES wykorzystano charakterystyczne wartości parametrów materiałowych. Widok ogólny siatkiowania modeli MES przedstawiono na rysunkach 5 i 6. Model fundamentu blokowego składał się z 39272 elementów skończonych oraz 28464 węzłów, a model fundamentu ażurowego z 47338 elementów skończonych oraz 33827 węzłów. Podstawą budowy modeli były ośmiowęzłowe bryłowe heksagonalne elementy skończone oraz płaskie elementy kontaktowe na powierzchniach styku fundament-grunt. Obciążenia wypadkowe przekazywane ze słupa zastąpiono w modelach równoważnymi statycznie ciśnieniami oddziałującymi na górnych powierzchniach fundamentów, tj. siłę tnącą przyłożono jako powierzchniowe obciążenie równomierne o wektorze poziomym, siłę osiową jako równomiernie rozłożone obciążenie pionowe, a moment zginający zastąpiono liniowo zmiennymi obciążeniami powierzchniowymi o wektorach w górę i w dół po obu stronach osi środkowej.

Przeprowadzono sprężysto-plastyczne nieliniowe analizy typu Material Nonlinear Analysis (MNA). Na rysunkach 7 i 8 pokazano schemat deformacji całej konstrukcji w przypadku stanu granicznego, tj. dla ostatniego zbieżnego kroku przyrostu obciążeń. W przypadku funda-



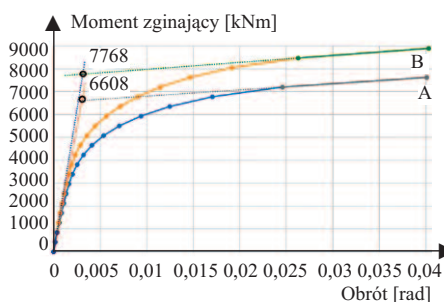
Rys. 5. Widok ogólny siatki MES modelu fundamentu blokowego
Fig. 5. FE-mesh of the block foundation model – general view



Rys. 6. Widok ogólny siatki MES modelu fundamentu ażurowego
Fig. 6. FE-mesh of the hollow foundation model – general view

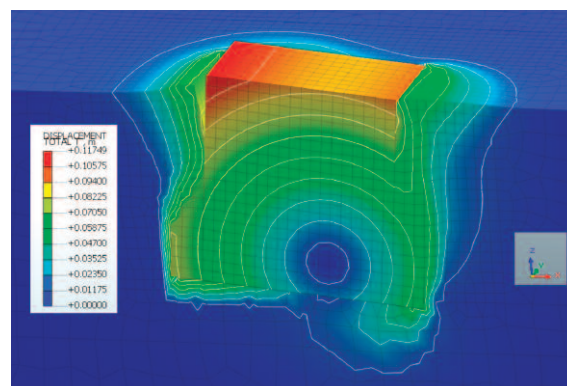
mentu blokowego nastąpiło to na poziomie ok. 170% obciążenia nominalnego, natomiast w przypadku fundamentu ażurowego na poziomie ok. 200% obciążenia nominalnego. Na rysunku 9 przedstawiono numerycznie obliczone ścieżki równowagi statycznej (SRS), reprezentujące zależność obrotu fundamentów w gruncie od momentu zginającego. Kąt przechylenia obliczono na podstawie przemieszczeń pionowych górnej krawędzi rdzenia. Pokazano ponadto styczne do początkowych i końcowych odcinków krzywych reprezentujących SRS, których przecięcie wyznacza punkt uznawany za nominalną nośność graniczną fundamentów, zgodnie z metodą wg normy PN-EN 61773:2000 [14]. Nośność graniczna fundamentów określona metodą stycznych wyniosła w przypadku: fundamentu blokowego 6608 kNm, a fundamentu ażurowego 7768 kNm.

Przyjmując, zgodnie z PN-EN 1997-1:2008 [11], w której współczynnik bezpieczeństwa przy charakterystycznych

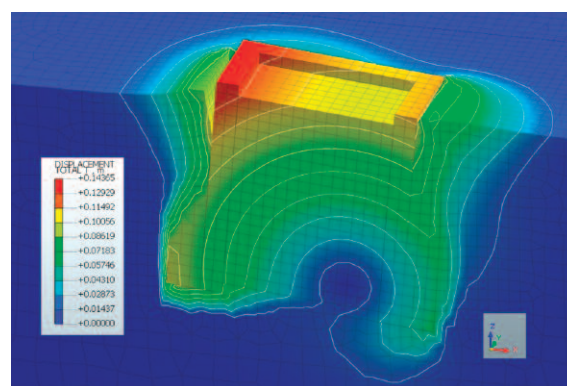


Rys. 9. Ścieżki równowagi statycznej uzyskane z analizy MES fundamentów: A – blokowego; B – ażurowego

Fig. 9. Load-displacement paths from FE analysis for foundation: A – block; B – hollow parametrach geotechnicznych odnosi się do wynikowej nośności fundamentu i w przypadku konstrukcji blokowej może być przyjęty na poziomie 1,4, otrzymuje się ostateczną obciążeniową nośność fundamentów wynoszącą: 4720 kNm – blokowego oraz 5548 kNm – ażurowego. Poziom wyężenia może być oszacowany odpowiednio na ok. 90% oraz ok. 76%. Stan graniczny nośności SGN wg normy PN-EN 1997-1:2008 [11] jest więc spełniony.



Rys. 7. Schemat deformacji w stanie granicznym nośności fundamentu blokowego
Fig. 7. Deflection at ultimate limit state for block foundation



Rys. 8. Schemat deformacji w stanie granicznym nośności fundamentu ażurowego
Fig. 8. Deflection at ultimate limit state for hollow foundation

Analizując SRS przedstawiony na rysunku 9 stwierdzono, że nośność fundamentów odpowiadająca granicznemu przechyleniu o wartości 0,01 rad wynosi ponad 6000 kNm i znacznie przewyższa nawet obliczeniową wartość momentu zginającego, tj. 4234 kNm. Tym samym można uznać, że także stan graniczny użytkowania SGU obu fundamentów jest spełniony, nawet w przypadku modelu gruntu CM. Zarówno dla SGN, jak i SGU parametry techniczne fundamentu ażurowego są lepsze niż pełnego fundamentu blokowego. Jedną z zasadniczych przyczyn jest naszym zdaniem znacznie mniejszy ciężar własny fundamentu ażurowego, który skutkuje mniejszymi naprężeniami pod jego podstawą i tym samym wolniejszym rozrostem późniejszych stref plastycznych pod fundamentem i w rejonie naroża krawędzi bardziej dociskanej. Możliwe, że bardziej realistyczną ocenę można uzyskać, posilując się zaawansowanym modelem gruntu, np. HSS (Hardenig Soil Small). Z praktycznego

punktu widzenia wynik ten należy jednak traktować jako dostatecznie dokładny, z konkluzją, że w przypadku fundamentu ażurowego, przy dostatecznie grubej ścianie (nieulegającej wycozczeniu), można szacować nośność geotechniczną jak pełnego fundamentu blokowego.

W celu porównania oceny nośności przedmiotowego fundamentu blokowego przeprowadzono również obliczenia zgodnie z procedurą PN-B-03322:1980 [8]. Warunek nośności, ze względu na działanie momentu zginającego, można zapisać następująco:

$$(M_r + H_r z_0) / (m M_f) \leq 1 \quad (1)$$

gdzie:

$m = 0,7$ – współczynnik warunków pracy w gruntach spoiowych;

z_0 – położenie środka obrotu fundamentu określane zależnością $z_0 = v_3 v_4 \xi_0 D$;

M_f – opór graniczny na działanie momentu określane zależnością $M_f = v_1 v_2 \gamma_{Dr} D^3$.

Współczynniki występujące w wymienionych wzorach odczytuje się z tabelic oraz wykresów PN-B-03322:1980 [8]. W przypadku współczynników bezwymiarowych wynikających z geometrii fundamentu (rysunek 1) oraz obliczeniowych uśrednionych parametrów geotechnicznych uzyskuje się: współczynniki geometrii $\beta = B/D = 1,2632$ i $\beta_1 = b/D = 0,9474$; współczynnik wpływu sił pionowych $v_5 = V_r / \gamma_{Dr} B^2 D = 1,7111$; współczynnik wpływu spójności $\varepsilon_r = c_r / \gamma_{Dr} D = 0,3343$; współczynnik wpływu położenia wypadkowej sił $\kappa = ((M_r + H_r (H - D)) / H_r) / D = 4,0896$. Parametry gruntu zmniejszone współczynnikiem materiałowym, zgodnie z metodą B normy, wynoszą odpowiednio: spójność $c_r = 11,4495$ kPa; ciężar objętościowy $\gamma_{Dr} = 9,014$ kN/m³ (z uwzględnieniem wyporu wody); kąt tarcia wewnętrznego $\phi_r = 17,2805^\circ$. W przypadku tych wartości odczytano przez interpolację:

- wartość względnego zagłębienia środka obrotu $\xi_0 = 0,8384$;
- współczynniki uwzględniające spójność gruntu $v_1 = 1,1931$; $v_2 = 0,8882$;
- współczynniki uwzględniające kształt fundamentu $v_3 = 1,1505$; $v_4 = 1,0792$.

Po ich podstawieniu otrzymuje się:

$$\bullet z_0 = 0,8882 \cdot 1,0792 \cdot 0,8384 \cdot 3,8 = 2,8163 \text{ m};$$

$$\bullet M_f = 1,1931 \cdot 1,1505 \cdot 9,014 \cdot 3,8^3 = 7264 \text{ kNm}.$$

Ostatecznie warunek nośności dotyczący fundamentu blokowego przybiera postać

$$(4234 + 276 \cdot 2,8163) / (0,7 \cdot 7264) = 0,986 < 1$$

Wynik ten jest praktycznie na podobnym poziomie jak wyznaczony metodą MES. Nie jest to jednak zależność ogólna dotycząca fundamentów blokowych. W przedstawionych obliczeniach MES pominięto aspekt analizy wpływu gęstości siatki na nośność graniczną. Należy także podkreślić, że niestety norma PN-B-03322:1980 [8] nie jest wolna od istotnych mankamentów. Procedura oceny nośności fundamentów blokowych w przypadku współczynnika $\kappa < 4$ nie przystaje bowiem do rzeczywistości i prowadzi do błędnego, znacznego zaniżenia nośności fundamentu. Przykładowo, gdyby moment zginający zmniejszył tylko o 100 kNm, to współczynnik κ wynosiłby 3,9943 i wówczas normowa nośność musiałaby być oceniona jako $M_f = 1406$ kNm. Ten niedorzeczny rezultat jest wynikiem ujednoczenia w normie procedury obliczania fundamentów blokowych i słupowych w przypadku $\kappa \leq 4$. Wady tej nie ma oczywiście metoda z wykorzystaniem MES.

Podsumowanie

W artykule zaprezentowano innowacyjny ażurowy prefabrykowany fundament żelbetowy, przeznaczony dla posadowienia wąskotrzonowych słupów elektroenergetycznych wysokiego napięcia, wyróżniający się członową skręcaną budową z wykorzystaniem specjalnych kotew profilowanych z wrębami.

Fundament ażurowy o gabarytach zewnętrznych równych blokowemu stanowi obiecującą alternatywę konstrukcyjną o nośności w gruncie nie mniejszej niż fundament blokowy, przy dużych oszczędnościach materiałowych (w rozpatrywanym przypadku ponad 50% objętości betonu). Nośność geotechniczną fundamentów ażurowych o dostatecznie sztywnych ściankach można więc obliczać jak fundamentów blokowych pełnych. Analizy MES pokazują, że środek obrotu fundamentów położony jest mimośrodowo względem ich osi z przesunięciem w kierunku strefy bardziej dociskanej z tytułu działania momentu zginającego.

Ocena nośności fundamentów blokowych wg powszechnie stosowanej w praktyce normy PN-B-03322:1980 jest wiarygodna tylko w przypadku współczynnika $\kappa > 4$, a przy mniejszych jego wartościach ocena nośności będzie

najczęściej znacznie zaniżona. Nośność fundamentów blokowych w normie PN-EN 1997-1:2008 [11] nie została sprecyzowana, ale może być określona metodą MES. Do celów praktycznych wskazane byłoby jednak opracowanie formuł analitycznych i skalibrowanie testami w skali 1 : 1, pozwalających szybciej określać nośność projektową analizowanych fundamentów. Jako najbardziej efektywną można wskazać metodę kinematyczną szacowania górnej oceny nośności plastycznej, której podstawa przedstawiono np. w [15].

Literatura

- [1] Poradnik montera. Elektroenergetyczne linie napowietrzne. Elbud Kraków 1999.
- [2] PN-EN 50341-1:2013 Elektroenergetyczne linie napowietrzne prądu przemiennego powyżej 1 kV. Część 1. Wymagania ogólne. Specyfikacje wspólne.
- [3] PN-EN 50341-2-22:2022-06. Elektroenergetyczne linie napowietrzne prądu przemiennego powyżej 1 kV. Część 2-22 Zbiór normatywnych warunków krajowych. Normatywne warunki krajowe Polski.
- [4] Patent nr 242203 Kotwa fundamentowa zwłaszcza słupów energetycznych. UP RP Warszawa, 2023-01-27.
- [5] Labocha S, Paluszyński J. Testing of innovative foundations of 400 kV OHL Transmission Towers. Construction of Optimized Energy Potential Vol. 11 (2022) Issue 1. P. 31-40.
- [6] Kiessling F, Nefzger P, Nolasco JF, Kaintzyk U. Overhead Power Lines: Planning, Design Construction. Springer Berlin Heidelberg 2010.
- [7] Mendera Z, Szojda L, Wandzik G. Projektowanie stalowych słupów linii elektroenergetycznych. PWN Warszawa 2016.
- [8] PN-B-03322:1980 Elektroenergetyczne linie napowietrzne. Fundamenty konstrukcji wsporczych. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [9] Bolt A. Modelowanie posadowień fundamentów konstrukcji wsporczych. ZN Politechniki Gdańskiej Nr 569. Budownictwo Wodne Nr XLVI. Gdańsk 1998.
- [10] Odrobiński W. Zastosowanie modelu sprężysto-plastycznego w analizie nośności podłoża fundamentowego. ZN Politechniki Gdańskiej Nr 251. Budownictwo Wodne Nr XVIII. Gdańsk 1976.
- [11] PN-EN 1997-1 (2008) Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne.
- [12] PN-EN 1997-2 (2009) Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.
- [13] Cudny M., Truty A. Refinement of the Hardening Soil model within small strain range. Acta Geotechnica 15. 2031-2051, 2020.
- [14] PN-EN 61773:2000. Elektroenergetyczne linie napowietrzne. Badanie fundamentów konstrukcji wsporczych.
- [15] Pietruszczak S. Podstawy teorii plastyczności w geomechanice. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław 2015.

Przyjęto do druku: 6.06.2023 r.