

Jan ZAMOROWSKI

OBLICZANIE CHŁODNI SIATKOWEJ POSADOWIONEJ NA TERENIE GÓRNICZYM

Streszczenie. Praca dotyczy obliczania siatkowych chłodni kominowych wg teorii II rzędu, posadowionych na terenach narażonych na działanie wpływów górniczych. Zwrócono w niej szczególną uwagę na zagadnienia współpracy konstrukcji chłodni z deformującym się podłożem gruntowym uzależniając siły wzajemnego oddziaływania od wzajemnych przemieszczeń fundamentów i gruntu.

DESIGN OF A NET COOLING TOWER PLACED ON A MINING SUBSIDENCE AREA

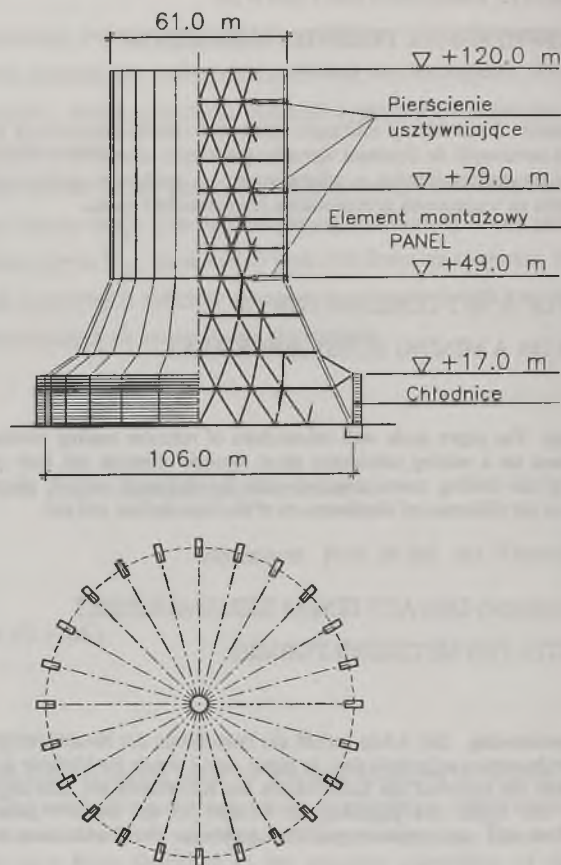
Summary. The paper deals with calculations of reticular cooling towers according to the second order theory, placed on a mining subsidence areas. Special attention has been paid to the problems of the cooperation of the cooling tower structure with the deformed subsoil, making the forces of interreactions dependent on the difference of displacements of the foundations and soil.

DIE BERECHNUNG DES AUF EINEM BERGBAUGEBIET AUFGESTELTEN NETZKÜHLTURMES

Zusammenfassung. Die Arbeit betrifft die Berechnung der Netzkühltürme nach Theorie II. Ordnung, die auf dem Bergbauggebiet aufgestellt sind. In dieser Arbeit wurde die Methode der Berechnung solche Kühltürme, besonders was die Mitarbeit der Konstruktion des Kühlturmes mit dem deformierenden Untergrund angeht, vorgestellt. Die Kräfte des gegenseitigen Wirkens an der Berührungsfläche der Fundamente und dem Untergrund wurden von gegenseitigen Verschiebungen der Fundamente und dem Untergrund abhängig gemacht.

1. WPROWADZENIE

Konstrukcja nośna komina wywiewnego przykładowej chłodni siatkowej (wzniesionej w Isfahanie - Iran, [1]) jest kratownicą przestrzenną, o oczkach trójkątnych, utworzoną z przestrzennych prętów kratowych połączonych sztywnymi węzłami. Pręty składają się z czterech kątowników krawędziowych połączonych w czterech płaszczyznach skratowaniem wykonanym również z kątowników.



Rys.1. Konstrukcja komina chłodni
Fig. 1. Construction of the cooling tower

Komin chłodni jest sężony na trzech poziomach pierścieniami usztywniającymi, których pasy zewnętrzne stanowią poziome pręty kratownicy głównej, a pasy wewnętrzne i krzyżulce utwo-

rzony są z analogicznych prętów kratowych. Konstrukcję stalową chłodni opierono z zewnątrz blachą aluminiową, a w dolnych oknach wlotowych powietrza ustawiono chłodnice systemu Forgo i urządzenia kondensacyjne systemu Hellera - patrz rys. 1.

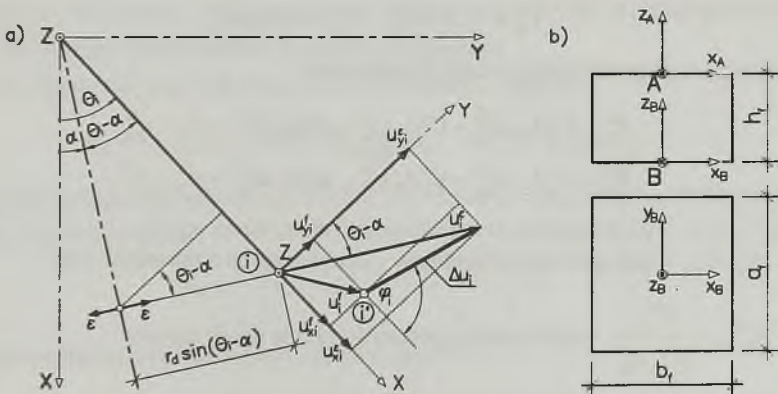
W niniejszej pracy przedstawiono model obliczeniowy dla takiej chłodni w zakresie współdziałania konstrukcji stalowej, posadowionej na fundamentach stopowych połączonych ściąganiami radialnymi i obwodowymi, z podłożem gruntowym narażonym na działanie wpływów górniczych. W rozwiązaniu metodą przemieszczeń, oprócz czynników geometrycznie nieliniowych (II rzędu), w konstrukcji stalowej uwzględnia się również wpływ odchyłek początkowych w zakresie pojedynczych prętów, tzn. wstępne ich wygięcie (wg półfali sinusoidy) i utrwalone skręcenie (wynikające z trójkątnego kształtu paneli i krzywizny powierzchni węzłów).

2. WSPÓLDZIAŁANIE FUNDAMENTÓW Z PODŁOŻEM GRUNTOWYM

Siły wewnętrzne na styku fundamentów z podłożem gruntowym traktuje się jako oddziaływanie gruntu na fundamenty (reakcje podporowe), uzależniając je od wzajemnych przemieszczeń gruntu U^{ER} (wynikających z rozpełzania i krzywizny terenu) i fundamentów U^f

$$\Delta U = U^{ER} - U^f, \text{ gdzie } U = [u_x \ u_y \ u_z \ \varphi_x \ \varphi_y \ \varphi_z]^T \quad (1)$$

Przemieszczenia gruntu i fundamentów zapisuje się w lokalnych układach współrzędnych - jak na rys. 2.



Rys. 2. Układy współrzędnych i wektory przemieszczeń
Fig. 2. Coordinate systems and displacement vectors

Dla dowolnego fundamentu i (w pkt. B) otrzymano:

$$U_i^{ER} = \begin{bmatrix} r_d \sin^2(\Theta_i - \alpha) \varepsilon_0 \\ r_d \sin(\Theta_i - \alpha) \cos(\Theta_i - \alpha) \varepsilon_0 \\ -\frac{1}{2R_0} r_d^2 \sin^2(\Theta_i - \alpha) \varepsilon_0 \\ -\frac{r_d}{R_0} \sin(\Theta_i - \alpha) \cos(\Theta_i - \alpha) \\ \frac{r_d}{R_0} \sin^2(\Theta_i - \alpha) \\ \frac{I_{fy} - I_{fx}}{2(I_{fx} + I_{fy})} \sin 2(\Theta_i - \alpha) \varepsilon_0 \end{bmatrix}, \quad U_i^{FB} = \begin{bmatrix} u_{xi}^A - \varphi_{yi}^A \cdot h_f \\ u_{yi}^A + \varphi_{xi}^A \cdot h_f \\ u_{zi}^A \\ \varphi_{xi}^A \\ \varphi_{yi}^A \\ \varphi_{zi}^A \end{bmatrix}$$

oraz na wysokości $0,5h_f$:

$$u_{xi}^{fu} = u_{xi}^A, \quad u_{xi}^{f\varphi} = -\varphi_{yi}^A \cdot h_f / 2,$$

$$u_{yi}^{fu} = u_{yi}^A, \quad u_{yi}^{f\varphi} = \varphi_{xi}^A \cdot h_f / 2.$$

Składowe siły stycznych w podstawie fundamentu i siły naporu na jego powierzchnię boczne, o wartościach mniejszych od granicznych, uzależniono liniowo od wzajemnych przemieszczeń gruntu i fundamentu, przyjmując zgodność zwrotów wektorów sił i przemieszczeń. Otrzymano:

- dla sił stycznych w podstawie fundamentu

$$P_{xi}^t = C_x A_f \Delta u_{xi}^B, \quad P_{yi}^t = C_y A_f \Delta u_{yi}^B, \quad (2)$$

- dla sił naporu na powierzchnię boczne fundamentów

$$P_{xi}^p = C_x^p A_x \Delta u_{xi}^{pu} - C_x^p A_x u_{xi}^{f\varphi}, \quad \text{gdzie } \Delta u_{xi}^{pu} = u_{xi}^e - u_{xi}^{fu},$$

$$P_{yi}^p = C_y^p A_y \Delta u_{yi}^{pu} - C_y^p A_y u_{yi}^{f\varphi}, \quad \text{gdzie } \Delta u_{yi}^{pu} = u_{yi}^e - u_{yi}^{fu}, \quad (3)$$

gdzie: $C_x = C_y$ - współczynniki podatności gruntu dla sił tarcia wg [2],
 $A_f, A_{x,y}$ - pola powierzchni podstawy i ścian bocznych fundamentu oraz

$$C_{x,y}^p = \frac{N_{x,y}^p}{A_{x,y} u_{gr}^p} - \text{współczynniki podatności gruntu dla sił naporu.}$$

Graniczne wartości przemieszczeń gruntu oblicza się ze wzorów:

$$u_{gr,i}^t = \frac{N_i^t}{C_x A_f}, \quad \text{dla } N_i^t = (\sigma_i \cdot \operatorname{tg} \phi_u + C_u) A_f f_i, \quad (4)$$

przy czym wg [3]

$$f_l = \frac{1 - \sin \phi_u}{1 + \sin \phi_u} \sin \phi_u \cdot \operatorname{tg}(\pi/4 + \phi_u/2)$$

oraz wg [4]

$$u_{gr}^p = \frac{\gamma_o h_f^2 \operatorname{tg}^3(\pi/4 + \phi_u/2)}{E_{poz}} \quad (5)$$

gdzie: γ_o i E_{poz} - ciężar objętościowy i poziomy moduł odkształcenia gruntu zasypowego.

W stanach granicznych (dla $\Delta u \geq u_{gr}$) składowe siły tarcia oblicza się ze wzorów (6), a siły naporu ze wzorów (7)

$$P_{xi}^t = N_i^t \cos \varphi_i^t, \quad P_{yi}^t = N_i^t \sin \varphi_i^t, \quad (6)$$

$$P_{xi}^p = P_i^p \cos \varphi_i^p, \quad P_{yi}^p = P_i^p \sin \varphi_i^p, \quad (7)$$

gdzie φ_i - wg rys. 2 oraz wg [5]

$$P_i^p = \frac{N_{xi}^p \cdot N_{yi}^p}{\sqrt{(N_{xi}^p \cdot \sin \varphi_i^p)^2 + (N_{yi}^p \cdot \cos \varphi_i^p)^2}},$$

przy czym

$$N_{\alpha i}^p = p_b A_\alpha \beta_\alpha \text{ dla } \alpha = x, y,$$

a ponadto

$$p_b = \sigma_o \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \phi_u/2), \quad \beta_\alpha = 1 + \frac{2h_f^2 \operatorname{tg} \phi_u}{3A_\alpha \operatorname{tg}(\pi/4 + \phi_u/2)}.$$

W przypadku oddziaływań wynikających ze wzajemnych przemieszczeń pionowych i kątów obrotu podstawy fundamentu w obliczeniach uwzględnia się możliwość częściowego kontaktu (lub jego braku) stopy fundamentowej z gruntem wyznaczając:

- składowe oddziaływań przy pełnym kontakcie fundamentu z gruntem

$$N_{zi}^o = C_z A_f \Delta u_{zi}, \quad M_{xi}^o = C_{\varphi x} I_{fx} \Delta \varphi_{xi}, \quad M_{yi}^o = C_{\varphi y} I_{fy} \Delta \varphi_{yi},$$

- elementarne wartości oddziaływań pionowych przy podziale pola podstawy fundamentu na elementy j o powierzchni a_j

$$N_{ij} = \left(\frac{N_{zi}}{A_f} + \frac{M_{xi} \cdot y_j}{I_{fx}} + \frac{M_{yi} \cdot x_j}{I_{fy}} \right) \cdot a_j$$

- rzeczywiste oddziaływania, z uwzględnieniem wartości $N_{ij} > 0$

$$P_{zi} = \sum_{j=1}^n N_{ij}, \quad M_{xi} = \sum_{j=1}^n N_{ij} \cdot y_j, \quad M_{yi} = -\sum_{j=1}^n N_{ij} \cdot x_j. \quad (8)$$

oraz

$$M_{zi} = C_{\varphi z} (I_{fx} + I_{fy}) \cdot \Delta \varphi_{zi}.$$

Występujące we wzorach współczynniki podatności C_z oraz C_φ przyjęto wg [5].

Wyrażenia na sprowadzone wartości oddziaływań do węzła A fundamentu (patrz rys. 2), w którym zapisuje się przemieszczeniowe równania równowagi, mają postać:

$$P_i = \begin{bmatrix} P_{xi}^l + P_{xi}^p \\ P_{yi}^l + P_{yi}^p \\ P_{zk} \\ M_{xi} + P_{yi}^l \cdot h_f + P_{yi}^p \cdot z \\ M_{yi} - P_{xi}^l \cdot h_f - P_{xi}^p \cdot z \\ M_{zi} \end{bmatrix}, \quad (9)$$

gdzie:

- dla sił P_{xi}^p, P_{yi}^p w stanie granicznym i pierwszego składnika tych sił w stanie sprężystym

$$z = h_f/2,$$

- dla drugiego składnika sił P_{xi}^p, P_{yi}^p w stanie sprężystym

$$z = 2h_f/3.$$

3. ROZWIĄZANIE UKŁADU CHŁODNI

Układ chłodni rozwiązano metodą przemieszczeń, wyprowadzając równania równowagi z zasady prac przygotowanych. Zapisano je w lokalnych, prostokątnych układach współrzędnych x, y, z (patrz rys. 2), a macierze cosinusów kierunkowych prętów odniesiono do pierwotnej konfiguracji ustroju. Dla dowolnego węzła i uzyskano:

$$\sum_k [(I + E_{ik}^T) L_{ik}^{lx} K_{ik} L_{ik}^{xl} (I + E_{ik})] U_i^x + \sum_k [(I + E_{ik}^T) L_{ik}^{lx} K_{jk} L_{jk}^{xl} (I + E_{jk})] U_j^x + \sum_k [(I + E_{ik}^T) L_{ik}^{lx} (S_i^p + S_i^o)] + P_i + \bar{P}_i = 0 \quad (10)$$

gdzie:

$k - 1, 2, \dots, 6$ - wskaźnik prętów otaczających węzeł i ,

j - węzeł skrajny pręta k , a ponadto:

L_{ik}^{lx} - macierz transformacji sił z układu lokalnego pręta (1) do układu lokalnego węzła i (x),

L_{ik}^{xl}, L_{jk}^{xl} - macierze transformacji przemieszczeń węzłów i oraz j z ich układów lokalnych do układu lokalnego pręta k (macierze cosinusów kierunkowych),

E_{ik}, E_{jk} - macierze ujmujące wpływ mimośrodowego połączenia pręta k w węzłach i, j , w układach lokalnych tych węzłów,

I - macierz jednostkowa,

K_{ik}, K_{jk} - macierze sztywności prętów w ich układach lokalnych,

S_i^p, S_i^o - macierze sił przywęzłowych od wpływu obciążeń zewnętrznych i imperfekcji geometrycznych,

\bar{P}_i - macierz dodatkowych obciążeń węzła ujmująca wpływ przemieszczeń prostopadłych do osi pręta na wartości sił osiowych (składnik nieliniowy siły osiowej),

P_i - macierz oddziaływań gruntu na fundament (tylko w węzłach podporowych),

U_i^x, U_j^x - macierze przemieszczeń węzłów.

W przedstawionym wyżej modelu obliczeniowym, nieliniowym geometrycznie dla konstrukcji stalowej i fizycznie w zakresie współpracy z podłożem gruntowym, rozwiązanie sprowadzono do układu równań liniowych, uzależniając wartości współczynników w układzie od stanu przemieszczeń (w tym przemieszczeń węzłów podporowych) i sił wewnętrznych w konstrukcji komina chłodni. Przy takim modelu obliczeniowym układ chłodni można było rozwiązać jedynie iteracyjnie, przy zastosowaniu ścisłych bądź iteracyjnych metod rozwiązywania układu równań. Prosty sposób rozwiązania przedstawionego zagadnienia sprowadza się do obliczania, w kolejnych przybliżeniach, wartości przemieszczeń węzłów i sił w prętach konstrukcji stalowej, wartości oddziaływań gruntu na fundamenty oraz budowy macierzy sztywności układu chłodni i kolumny wyrazów wolnych. Z uwagi jednak na dość dużą liczbę równań (2160 - dla chłodni jak na rys. 1), stosunkowo szerokie półpasmo macierzy sztywności układu (432) i brak ciągłości (więzy jednostronne) w zależnościach: obciążenie (w tym górnicza deformacja terenu) - przemieszczenia węzłów podporowych - wektory oddziaływań gruntu na fundamenty, ostateczne rozwiązanie polegało na tzw. iteracji łącznej, tj. iteracyjnym rozwiązywaniu układu równań (metodą minimalnych residuów) z jednoczesnym (skokowo) poprawianiem wartości współczynników w macierzy sztywności i kolumnie wyrazów wolnych. Decydującym czynnikiem o ustaleniu kolejności i częstotliwości poprawiania współczynników w macierzy sztywności układu i kolumnie wyrazów wolnych był znacznie większy wpływ zmiany wartości przemieszczeń węzłów podporowych chłodni na redystrybucję sił wewnętrznych w porównaniu z przyrostami przemieszczeń węzłów konstrukcji stalowej wynikającymi z czynników geometrycznie nieliniowych. Z tego względu najpierw rozwiązano układ w zakresie liniowym (krok 1), poprawiając co dwa przybliżenia wartości oddziaływań gruntu na fundamenty (zmieniając wartości współczynników w kolumnie wyrazów wolnych w obszarze węzłów podporowych), a następnie w sześciu krokach rozwiązania nieliniowego zmieniano macierz sztywności całego układu i jak poprzednio, co dwa przybliżenia w każdym kroku, poprawiano kolumnę wyrazów wolnych w obszarze węzłów podporowych. W sumie wykonano około 2220 przybliżeń, w tym w pierwszym kroku około 1500 i w następnych od 300 do 30. Czas obliczeń, na komputerze IBM PC/AT-386 (25 MHz) z coprocesorem i RAM dyskiem, wynosił dla jednego przybliżenia około 3 sek.

4. WYNIKI OBLICZEŃ

Obliczenia wykonano dla chłodni o głównych wymiarach jak na rys. 1, przyjmując:

- obciążenie ciężarem własnym konstrukcji wraz z opierzeniem i elementami drugorzędnymi,
- obciążenie wiatrem jak dla strefy II, teren C, ze współczynnikami ciśnienia zewnętrznego jak dla gładkich budowli walcowych oraz $C_w = -0,4$,
- maksymalne parametry górniczej deformacji terenu zaliczanego do I kategorii,
- grunt piaszczysty; $I_D = 0,33$, $\Phi_u = 33^\circ$,
- fundamenty o wymiarach $4,0 \text{ m} \times 4,0 \text{ m} \times 2,0 \text{ m}$.

Uzyskane wyniki wraz z wybranymi charakterystykami prętów zestawiono w tablicach. W kolumnie 1 poszczególnych tablic zamieszczono numer kondygnacji, w kolumnach 2, 3 i 4 - przekroje, długości (w m) i smukłości prętów, w kolumnach 5 i 6 - ekstremalne wartości naprężeń (w MPa) w prętach danej kondygnacji uzyskane z rozwiązania liniowego (σ_l) i nieliniowego (σ_N), w kolumnie 7 procentowe różnice w wartościach naprężeń, odniesione do rozwiązania liniowego. Ponadto w kolumnach 8 i 9 zamieszczono ekstremalne wartości naprężeń, jakie otrzymano z rozwiązania układu chłodni bez współpracy z podłożem gruntowym, przy utrwalonych przemieszczeniach fundamentów spowodowanych górniczą deformacją terenu.

Tablica 1

Pręty poziome kratownicy głównej (rygle)

N_k	Przekrój	1	λ_{max}	σ_l	σ_N	%	σ_l	σ_N
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	4 L 90*90*7	11.72	42.3	212.7	219.2	3.1	366.8	327.5
2	4 L 90*90*8	10.25	37.1	266.6	254.5	-4.5	449.4	418.2
3	4 L 90*90*9	8.97	32.5	237.0	205.6	-13.2	434.9	363.5
4	4 L 100*100*10	7.85	30.3	218.6	211.8	-3.1	374.4	355.9
5	4 L 75*75*7	7.85	28.0	212.8	185.3	-12.9	276.5	239.8
6	4 L 75*75*7	7.85	28.0	228.4	224.4	-1.8	258.0	254.2
7	4 L 50*50*6	7.85	27.4	230.0	231.2	0.5	248.4	248.3
8	4 L 60*60*8	7.85	27.7	199.1	194.4	-2.4	195.4	195.5
9	4 L 60*60*8	7.85	27.7	210.2	207.7	-1.2	208.8	208.0
10	4 L 50*50*5	7.85	27.4	268.8	277.7	3.3	270.0	278.8
11	4 L 50*50*5	7.85	27.4	229.1	224.8	-1.9	221.1	225.1

Tablica 2

Wewnętrzne pasy pierścieni

N_k	Przekrój	1	λ_{max}	σ_l	σ_N	%	σ_l	σ_N
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	4 L 160*160*15	6.02	29.7	263.1	244.8	-7.0	505.3	463.6
2	4 L 100*100*8	6.02	28.5	208.1	208.3	0.1	265.7	256.6
3	4 L 90*90*8	6.02	28.3	247.1	239.8	-3.0	250.3	240.5

Tablica 3

Krzyżulce kratownicy głównej

N_k	Przekrój	l	λ_{max}	σ_t	σ_N	%	σ_1	σ_N
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	4 L 200*200*20	17.35	49.7	431.7	395.7	-8.3	619.1	637.3
2	4 L 160*160*15	15.72	42.3	193.8	224.3	15.7	445.4	395.6
3	4 L 160*160*15	13.27	37.0	210.0	179.7	-14.4	384.5	314.3
4	4 L 160*160*15	11.61	44.7	270.5	270.9	0.1	496.9	439.2
5	4 L 180*180*18	10.75	42.1	329.7	307.0	-6.9	429.8	389.2
6	4 L 100*100*10	10.75	39.3	217.3	204.7	-5.8	268.9	233.8
7	4 L 100*100*10	10.75	39.3	252.6	233.2	-7.7	297.0	270.1
8	4 L 120*120*10	10.75	39.9	251.6	258.2	2.6	259.9	265.5
9	4 L 100*100*8	10.75	39.1	224.0	206.7	-7.7	207.3	191.9
10	4 L 120*120*10	10.75	39.9	230.5	213.8	-7.2	218.8	211.4
11	4 L 120*120*10	10.75	39.9	218.9	222.2	1.5	214.6	219.5

Tablica 4

Krzyżulce pierścieni

N_k	Przekrój	l	λ_{max}	σ_t	σ_N	%	σ_1	σ_N
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	4 L 150*150*12	6.02	29.7	336.6	300.4	-10.8	577.2	86.9
2	4 L 100*100*10	6.02	28.5	230.0	247.8	7.7	252.2	262.2
3	4 L 90*90*10	6.02	28.3	251.2	257.6	2.5	257.2	250.8

Przedstawione wyżej wyniki wskazują na duże różnice między wartościami naprężeń uzyskanymi dla konstrukcji współdziałającej z podłożem gruntowym i utwardzonej w zdeformowanym podłożu. Jak należało się spodziewać, największe różnice występują w prętach czterech dolnych kondygnacji. W rozwiązaniach nieliniowych wahają się one od 50% (w ryglu pierwszej kondygnacji) do 90% (w pasie wewnętrznym dolnego pierścienia). W prętach położonych powyżej dolnego pierścienia nie przekraczają one 30%. Tak duże różnice w wartościach naprężeń w prętach dolnych kondygnacji wynikają z dużej ich sztywności i znacznych przemieszczeń węzłów podporowych chłodni w porównaniu z przemieszczeniami sprężystymi konstrukcji stalowej.

Różnice w wartościach naprężeń uzyskanych w rozwiązaniach liniowym i nieliniowym dla konstrukcji współdziałającej z podłożem gruntowym sięgają 16.0%, pomimo bardzo małej smukłości prętów. Większy wpływ geometrycznej nieliniowości uwidocznił się tutaj w krzyżulcach dolnych kondygnacji i ryglach sąsiadujących z dolnym pierścieniem. Wartości ekstremalnych naprężeń otrzymane z rozwiązania nieliniowego są na ogół mniejsze od uzyskanych z rozwiązania liniowego, dla obu przypadków posadowienia. Tłumaczy się to możliwością "łatwiejszego" dopasowania się bardziej podatnej konstrukcji stalowej (z prętami o mniejszej sztywności osiowej i na zginanie) do zdeformowanego podłoża.

LITERATURA

- [1] Kollar L.: Large Reticulated Steel Cooling Towers, Proc. 2 International Symposium on Natural Draught Cooling Towers, Springer-Verlag, 1984.
- [2] Kisiel I.: Dynamika fundamentów pod maszyny, PWN, Warszawa 1957.
- [3] Kwiatek J.: Wpływ poziomego rozluźnienia podłoża na budowle, Ochrona Terenów Górniczych nr 35/1976.
- [4] Śliwa J., Cisek T.: Parcie gruntu na budowle zagłębione w terenie górniczym. Ochrona terenów górniczych nr 68/1974.
- [5] Niewiadomski J., Kazek M., Kucz P., 1994, Projektowanie hal stalowych na terenach górniczych wraz z komentarzem i przykładami, *Instrukcja ITB nr 332*, ITB, Warszawa.

Recenzent: Prof. zw. dr inż. Jan Augustyn

Wpłynęło do Redakcji 23.05.1995 r

Abstract

The paper deals with calculations of a reticular cooling tower according to the second order theory taking into account the co-operation of steel structure with system of foundations and flexible ground subsoil. The analysed cooling tower has main dimensions (see Fig. 1) corresponding to the dimensions of the cooling tower built up in Esfahan (Iran, [1]), braced into foot foundations and joined up with radial and circumferential bow-strings, placed on a site under mining influences. The system of the cooling tower was solved in iterational way using iteration called total, which is based on on-line solving of a system of equations with iteration method and correction of rigidity matrice coefficients and free words column. The cooling tower, the foundation of which was braced into subsoil, was solved separately.

The results show that the influence of assumed models on the effort of steel structure bars is great. The values of extremal stresses in bars of the bottom parts of the cooling tower under maximal parameters of mining deformation of the first category differ for rigid and flexible subsoil by 50 to 90% (see values of stresses σ_N in tables).

The influence of geometrical non-linearity of steel structure, despite small slenderness of bars (from $\lambda=27$ to $\lambda=50$), became significant, too. In the solution with rigid subsoil it is as high as 18%, and with flexible one 16%.