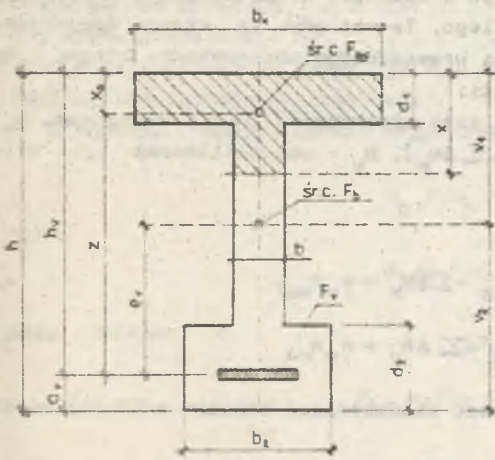


Zdzisław SULIMOWSKI

WYMIAROWANIE ZGINANYCH PRZEKROJÓW KABLOBETONOWYCH
OPARTE NA WARUNKACH ANALITYCZNO-KONSTRUKCYJNYCH

Streszczenie. W pracy wyprowadzono wzory oparte na stanie granicznym nośności i na stanie granicznym zarysowania pozwalające dobrać wymiary dwuteowego zginanego przekroju kablobetonowego. Procedura umożliwia uwzględnienie w trakcie projektowania warunków konstrukcyjnych ukształtowania przekroju i rozmieszczenia kabli.

1. Norma PN-76/B-03264 konstrukcji betonowych, żelbetowych i sprężonych [1] stworzyła przesłanki do projektowania przekrojów kablobetonowych według metody stanów granicznych. W ślad za tym opracowane zostały [2], [3] analityczne sposoby wymiarowania przekrojów dwuteowych prowadzące do poprawnych wyników, ale posiadające pewne niedogodności polegające m.in. na konieczności wstępnego oszacowania wysokości przekroju, a także na potrzebie korekt wymiarów ze względu na warunki konstrukcyjne. Przedstawiona w niniejszym opracowaniu procedura pozwala uwzględnić te zagadnienia od razu w trakcie projektowania^{x)}.



Rys. 1

2. Przyjmuje się wszystkie niezbędne założenia normy dotyczące realizacji stanów granicznych. Oznaczenia geometryczne przekroju symetrycznego względem osi pionowej i obciążonego w płaszczyźnie symetrii belki podane są na rysunku 1, większość pozostałych oznaczeń zgodna jest z oznaczeniami normowymi^{xx)}.

W analizie nie będziemy uwzględniać skosów połąk przekroju, a także wstępnie pominiemy zbrojenie niesprężone.

^{x)} Redakcji wiadomo, że Autor cytowanej tu pracy [2], J. Manes, szez usunął te niedogodności oraz opracował kilka algorytmów wymiarowania przekrojów kablobetonowych i strunobetonowych do wykorzystania w różnych sytuacjach projektowych, które zamieścił w złożonej w 1962 roku do druku książce pt. "Konstrukcje sprężone" (prace wspólna z A. Ajdukiewiczem), w Wydawnictwie "Arkady".

^{xx)} W dalszym ciągu artykułu jako normę będziemy rozumieć [7].

jęca i otwory na kable. Jako przesłankę wynikającą ze stanu granicznego nośności w stadium eksploatacji, przyjmujemy usytuowanie kabla wypadkowego na maksymalnym, możliwym konstrukcyjnie mianośrodku. Do projektowania wykorzystywać będziemy tylko jeden wskaźnik racjonalnego ukształtowania przekroju, a mianowicie wskaźnik tęgości

$$\sigma^0 = \frac{F_b^0}{h^2} \quad (1)$$

gdzie F_b jest polem przekroju betonowego. W przypadku przekrojów dwuteowych wskaźnik ten powinien wahać się od wartości 0,18 dla belek wysokich do 0,25 dla belek niskich.

Oznaczmy jeszcze:

$$\frac{b_1}{h} = \beta_1, \quad \frac{b}{h} = \beta, \quad \frac{d_1}{h} = \delta_1, \quad \frac{x}{h_1} = \xi, \quad \frac{h_v}{h} = \lambda \quad (2)$$

Na podstawie praktyki projektowej stwierdzamy, że najczęściej

$$\lambda \approx 0,90,$$

$$\delta_1 = 0,10-0,15,$$

$$\beta = 0,10-0,14,$$

przy czym wartości mniejsze należy przyjmować dla belek wysokich.

Dobór konkretnych grubości uwarunkowany jest dla półki ewentualna jej zgięciem jako wspornika utwierdzonego w ścianie, a dla środka należywym otulaniem kabli i zbrojenia miękkiego. Te względy są często decydujące. Trzeba wziąć też pod uwagę warunki prawidłowego zagęszczenia betonu i możliwość lokalnej utraty stateczności.

wyróżnimy następujące wartości siły sprężającej: N_{w0} - naciągowa, N_w - początkowa (po stratach doraźnych $\sum \Delta N_w$), N_v - ustabilizowana (po stratach reologicznych $\sum \Delta N_v$).

Zachodzą związki

$$N_w = N_{w0} - \sum \Delta N_w = \eta_w N_{w0}, \quad (3)$$

$$N_v = N_w^c - \sum \Delta N_v = \eta_v N_w, \quad (4)$$

przy czym norma nakazuje uwzględnić obliczeniowo możliwe odchyłki wartości siły według relacji

$$N_v = N_{w0}(1 \mp \alpha_1) - (\sum \Delta N_w + \sum \Delta N_v)(1 \pm \alpha_2) \quad (5)$$

Znaki należy przyjmować w zależności od skutków działania siły sprężającej w analizowanym zagadnieniu: dla efektu korzystnego górne, dla niekorzystnego dolne.

Po prostych przekształceniach otrzymamy

$$N_w = N_{w0} \left[\gamma_w (1 \pm \gamma_2) \mp (\alpha_1 + \alpha_2) \right] \quad (6)$$

oraz

$$N_v = N_{w0} \left[\gamma_w \gamma_v (1 \pm \alpha_2) \mp (\alpha_1 + \alpha_2) \right] \quad (7)$$

Wartości normowe $\alpha_1 = 0,05$, $\alpha_2 = 0,15$.

Moment zginający od obciążenie obliczeniowego ciężaru własnego konstrukcji sprężonej dla [4, 5] współczynnika obciążenia $\gamma_{f1} > 1$ oznaczać będziemy M_g , natomiast dla $\gamma_{f1} < 1$ jako M'_g . Moment zginający od obciążeń uzupełniających (w stosunku do ciężaru własnego konstrukcji sprężonej), wchodzących z odpowiednimi współczynnikami do kombinacji podstawowej lub wyjątkowej [4] w stanie granicznym nośności, oznaczymy M_p . Gdyby moment ten mógł przybierać różne wartości, jego (algebraicznie) najniższą wartość oznaczymy M'_p .

Opisana sytuacja zachodzi dla stadium eksploatacji. W stadium realizacji wystąpi wyłącznie M'_g lub M_g oraz siła sprężająca, stanowiąca w tym stadium [5] obciążenie konstrukcji.

3. Przystępując do projektowania przyjmujemy proporcje wymiarowe grubości górnej półki d_1 i średnicy β oraz wartość z . Założmy realizację stanu granicznego nośności w stadium eksploatacji i zażądajmy, by nośność strefy ściskanej przekroju była równa nośności strefy rozciąganej (bez udziału zbrojenia miękkiego).

Z warunku równości momentów zginających

$$M_g + M_p = R_b F_{bc} z^2 \quad (8)$$

dla

$$d_1 \leq x \leq h - d_2 \quad (9)$$

uwzględniając, że

$$F_{bc} = (b_1 - b)d_1 + bx \quad (10)$$

$$x_0 = \frac{(b_1 - b)d_1^2 + bx^2}{2F_{bc}} \quad (11)$$

$$M_g + A\sigma h^2 \quad (12)$$

gdzie

$$A = \sigma \gamma_{f1} l^2 \quad (13)$$

1 jest to rozpiętość obliczeniowa przęsła, m - współczynnik zależny od warunków podparcia i położenia rozważanego przekroju (dla przekroju w połowie rozpiętości belki swobodnie podpartej $m = 0,125$), q - obciążenie pochodzące od gęstości objętościowej betonu (sprężonego), γ_{t1} - współczynnik obciążenia [4, 5] ciężarem własnym belki, R_b - wytrzymałość obliczeniowa betonu na ściskanie, otrzymamy

$$M_p = R_b b \frac{x(x - d_1)}{2x_0 - d_1} (h_v - x_0) - A\sigma^2 \quad (14)$$

skąd po wprowadzeniu oznaczeń (2)

$$M_p = h^2 \left[R_b \beta \frac{\xi z (\xi z - \delta_1)}{2\xi_0 \xi - \delta_1} (\xi - \xi_0) h - A\sigma^2 \right] \quad (15)$$

Chcąc wykorzystać całkowicie nośność strefy ściskanej zakładamy $\xi = \xi_{gr}$ (określone w normie). Pozostaje jeszcze problem przyjęcia wartości x_0 (odległości środka ciężkości strefy ściskanej betonu od górnej krawędzi przekroju), bo z tego warunku obliczymy później szerokość górnej półki b_1 . Zgodnie z (9) powinno być $x_0 > 0,5 d_1$; korzystnie jest przyjąć

$$x_0 = d_1 \quad (16)$$

wtedy wzór (15) upraszcza się do postaci

$$M_p = h^2 \left[R_b \beta \xi z \left(\frac{\xi z}{\delta_1} - 1 \right) (\xi - \delta_1) h - A\sigma^2 \right] \quad (17)$$

Jest to równanie 3 stopnia względem h . Nie rozwiązujemy go jednak dokładnie. Stopniując h zgodnie z zasadami konstrukcyjnymi (co 5 lub 10 cm), od wartości mniejszych do większych znajdujemy taką wartość h , dla której prawa strona równania (14) będzie po raz pierwszy większa od lewej i tę wartość h przyjmujemy do dalszych obliczeń.

Ze wzorów (10) i (11) wynika

$$F_{bc} = b \frac{x(x - d_1)}{2x_0 - d_1} \quad (18)$$

lub po uwzględnieniu oznaczeń (2)

$$F_{bc} = h^2 \beta \frac{\xi z (\xi z - \delta_1)}{2\xi_0 \xi - \delta_1} \quad (19)$$

a po przyjęciu warunku (16)

$$F_{bc} = bx \left(\frac{x}{d_1} - 1 \right) \quad (20)$$

lub

$$F_{bc} = h^2 \beta^2 \gamma \left(\frac{x}{d_1} - 1 \right) \quad (21)$$

Sformułujmy teraz warunek równości nośności strefy ściskanej i rozciąganej. Uwzględniając [7] $R_{V0} = m_{a2} R_V$, gdzie R_V jest wytrzymałością obliczeniową stali sprężającej na rozciąganie, napiszemy

$$R_{V0} F_V = R_b F_{bc} \quad (22)$$

skąd

$$F_V = \frac{R_b F_{bc}}{R_{V0}} \quad (23)$$

Teraz, dla przyjętego rodzaju kabli (przekrój jednego kabla oznaczamy F_{V1}), powinniśmy obliczyć ich liczbę

$$n_0 = \text{int} \left(\frac{F_V}{F_{V1}} \right) + 1 \quad (24)$$

i powierzchnię rzeczywistą

$$F_{V0} = n_0 F_{V1} \quad (25)$$

oraz wyznaczyć rozmieszczenie konstrukcyjne (z zachowaniem normowych warunków) możliwie najbliższej dolnej krawędzi belki. Pozwala to na określenie od razu wartości " a_V " oraz minimalnego obrysu dolnej półki belki $b_{2\min}$, $d_{2\min}$, a także minimalnej grubości środnika b_{\min} . Obliczamy też $d_1 = \delta_1 h$.

Na tej podstawie przyjmujemy konstrukcyjne wartości b , b_2 , d_1 , d_2 , przy czym wymiary zaokrąglamy do 10 mm i w związku z tym zachodzi potrzeba korekty wartości δ_1 oraz β .

Szerokość górnej półki obliczamy dopiero teraz z warunku (22) przyjmując rzeczywistą powierzchnię przekroju stali sprężającej F_{V0} .

Uwzględniając (10) oraz $x = x_{gr} = \xi_{gr} (h - a_v)$ otrzymamy

$$b_1 = \frac{1}{d_1} \left[\frac{R_{vo} F_{vo}}{R_D} - b(x - d_1) \right] \quad (26)$$

i zaokrąglamy podobnie jak poprzednio do 10 mm.

Dobry w ten sposób przekrój jest przekrojem konstrukcyjnym i spełnia konieczny ale niewystarczający warunek nośności w stadium eksploatacji, jeżeli rzeczywiste $\sigma^v = F_b/h^2$ nie jest większe od wstępnie przyjętego. Jeżeli jest większe, to potrzebne jest sprawdzenie warunku nośności z uwagi na moc zbrojenia.

Oznaczając $M = M_g + M_p$ otrzymamy

$$M \leq R_{vo} F_{vo} (h_v - x_o), \quad (27)$$

przy czym najczęściej jest on spełniony dzięki przyjętemu pewnemu nadmiarowi powierzchni stali sprężającej pochodzącej z zaokrąglenia w górę do całkowitej liczby kabli. Gdyby spełniony nie był, można uwzględnić dodatkową nośność przekroju wynikającą z obecności konstrukcyjnego zbrojenia niesprężającego; w strefie rozciąganej należy uwzględnić tylko to zbrojenie, którego wspólny środek ciężkości nie przewyższa wartości a_v . Jeżeli i to okazało by się niewystarczające, trzeba powtórzyć projektowanie od początku, przyjmując wartość σ^v na poziomie ostatnio obliczoną.

4. Następnym warunkiem koniecznym jest sprawdzenie stanu granicznego nośności w stadium realizacji.

Siła sprężająca ma tu charakter czynny, zagrażający zniszczeniem i dlatego powinniśmy wziąć jej wartość możliwie największą. Z uwagi na to, że rozważany przekrój nie jest przekrojem kotwienia kabli oraz że najczęściej jest więcej niż jeden kabel, rozważamy początkową (a nie naciągową) wartość siły sprężającej (6) z uwzględnieniem możliwych odchyłek wartości w kierunku niekorzystnym.

W rezultacie otrzymamy

$$N_w = N_{wo} (0,85 \eta_w + 0,20) \quad (28)$$

W stadium realizacji działa też obciążenie ciężarem własnym belki wywołując moment zginający przeciwnego znaku niż moment siły sprężającej obliczony względem środka ciężkości przekroju. Działa więc korzystnie i należy tu przyjąć współczynnik obciążenia $\eta_{f1} < 1$, a zatem wartość M'_g . Obydwa te obciążenia dają kombinację podstawową w stadium realizacji.

Posłużymy się znów warunkami równowagi.

Z równości sił wynika

$$N_w = G_b F'_{bc} \quad (29)$$

przy czym musi być [7]

$$G_b \leq R'_b = 0,65 \bar{R}_b = 0,533 R'_b \quad (30)$$

gdzie F'_{bc} jest powierzchnią strefy ściskanej betonu o wysokości x' i odległości x'_0 jej środka ciężkości odmierzonych od dolnej krawędzi przekroju. Z warunku równości momentów sił względem dolnej krawędzi przekroju, przy uwzględnieniu relacji (29) otrzymamy

$$x'_0 = a_v + \frac{M'_g}{N_w} \quad (31)$$

czyli znany wzór na przemieszczenie środka ciężkości w przekroju sprężonym, natomiast z warunku momentów statycznych równanie

$$(x')^2 - 2x'_0 x' - \frac{b_2 - b}{b_1} d_2 (2x'_0 - d_2) - (1 - \frac{b}{b_1})(h - d_1) \cdot (h - d_1 - 2x'_0) = 0, \quad (32)$$

przy czym

$$F'_{bc} = b_1 x' + (b_2 - b) d_2 - (b_1 - b)(h - d_1) \quad (33)$$

Wzory (32) i (33) w podanej postaci ważne są dla $h > x' > h - d_1$, zaś w (najczęstszym) przedziale $h - d_1 \geq x' > d_2$ należy przyjąć $b_1 = b$ i wtedy ostatnie składniki zerują się; dla $x' \leq d_2$ trzeba podstawić $b_1 = b_2, b = b_2$, wtedy zerują się dwa ostatnie składniki.

Stan graniczny nośności nie jest przekroczony jeżeli spełniony jest warunek (30).

Gdyby jednak przekroczenie takie nastąpiło, należy przyjąć $G_b = R'_b$ i opierając się na tym, skorygować wymiary dolnej półki. Szerokość półki jest silnie uwarunkowana konstrukcyjnie - dlatego przy założeniu d_2 jako wartości znanej i oznaczeniu

$$A' = m \rho f_{f1} l^2 \quad (34)$$

wychodząc z równania momentów sił względem dolnej krawędzi przekroju wprowadzono równanie na d_2 uwzględniając zmianę położenia środka ciężkości w wyniku zmiany obciążenia ciężarem własnym belki.

Dla $h - d_1 \geq x' \geq d_2$ otrzymujemy

$$d_2^2 - \frac{2(N_w + A'b)}{R'_b b_2} d_2 - \frac{2b \left[N_w a_v + A [bh + (b_1 - b)d_1] \right] - \frac{N_w^2}{R'_b}}{R'_b b_2 (b_2 - b)} = 0 \quad (35)$$

zaś dla $h > x' > h - d_1$

$$d_2^2 - \frac{2[N_w + A'b_1 + R'_b(b_1 - b)(h - d_1)]}{R'_b(b_1 + b_2 - b)} d_2 + \frac{\frac{N_w^2}{R'_b} + (b_1 - b)(h - d_1) [2N_w - R'_b b(h - d_1)] - 2b_1 \left[N_w a_v + A [bh + (b_1 - b)d_1] \right]}{R'_b(b_1 + b_2 - b)(b_2 - b)} = 0 \quad (36)$$

Po skorygowaniu grubości d_2 dolnej półki do wymiaru konstrukcyjnego, należałoby - formalnie rzecz biorąc - powtórzyć sprawdzanie nośności (27) w stadium użytkowania. Jest to łatwe, ponieważ nic, poza wzrostem M_g nie ulegnie zmianie, przy czym w sumie momentów wzrost ten jest nieznaczny i w obliczeniach technicznych sprawdzenie można pominąć.

5. Ze stanów granicznych użytkowania wzięliśmy pod uwagę warunek pojawienia się rys.

W pierwszej kolejności rozpatrzmy zagadnienie dla stadium eksploatacji, gdyż przekroczenie (a raczej przekraczanie przy odpowiednim poziomie obciążeń użytkowych) tego warunku w ciągu dłuższego czasu doprowadzić może do korozyjnego zagrożenia bezpieczeństwa konstrukcji. Przypomnijmy warunek normowy w postaci naprężeniowej

$$\frac{M_{sk}}{W_{2p}} \leq \sigma_{2v} + 1,7 R_{bzk} \quad (37)$$

gdzie M_{sk} jest sumarycznym momentem zginającym wywołanym obciążeniami zewnętrznymi (bez siły sprężającej), wchodzącymi do kombinacji podstawowej w stanach granicznych użytkowania [4].

Dla konstrukcji I kategorii rysoodporności we wzorach (37), (42) należy przyjąć $R_{bzk} = 0$. Naprężenia σ_{2v} w dowolnym włóknie przekroju wywołane siłą sprężającą działającą korzystnie, zatem przy ich obliczaniu należy brać pod uwagę górne znaki ze wzoru (6);

$$N_V = N_{w0} (1,15 \eta_{wV} - 0,20); \quad (38)$$

$$\sigma_{2V} = N_V \left(\frac{1}{F_{bn}} + \frac{v_{2n} - \sigma_V}{W_{2n}} \right) \quad (39)$$

W pierwszym przybliżeniu wskaźnik zginania dla dolnego włókna przekroju W_2 i pole przekroju F_D obliczamy (zgodnie z założeniami w punkcie 2), bez uwzględniania zbrojenia (zarówno sprężającego jak i niesprężającego). Jeżeli warunek (37) jest spełniony zadowalamy się tym oszacowaniem, gdyż jest ono na korzyść bezpieczeństwa. Jeżeli warunek powstania rys (37) byłby przekroczony, dokładniej obliczamy wartości pola przekroju i wskaźników zginania. Bierzymy mianowicie pod uwagę, że siła sprężająca N_V działa na przekrój betonu netto z potrąceniem otworów na kabie ale ze zbrojeniem niesprężającym wziętym ze współczynnikami

$$n_a = \frac{E_a}{E_b} - 1 \quad (40)$$

(odjęcie jedynki wynika stąd, że w przekroju betonowym nie uwzględniamy otworów w miejscu zbrojenia). Dla takiego przekroju obliczamy F_{bn} oraz W_{2n} i z ich pomocą wyznaczamy σ_{2V} .

Momenty zginające od obciążeń zewnętrznych działają już na przekrój betonowy zespolony z kablami sprężającymi, o zainiektowanych kanałach kablowych. Dlatego, przy obliczaniu W_{2p} bierzemy pod uwagę przekrój sprowadzony, złożony z przekroju betonowego bez potrąceń otworów na kabie, z n_a krotnego przekroju zbrojenia niesprężającego i z n_V krotnego przekroju zbrojenia sprężającego, gdzie

$$n_V = \frac{E_V}{E_D} - 1 \quad (41)$$

Jeżeli i przy tych uściśleniach warunek (37) jest przekroczony musimy zadziałać czynnie w kierunku podniesienia rysoodporności przekroju. Najskuteczniejszym sposobem jest powiększenie siły sprężającej. Gdy nie ma już możliwości podwyższenia naprężeń w stali sprężającej, trzeba powiększyć liczbę kabli n_{of} obliczoną tym razem z warunku zabezpieczenia przed zerwaniem

$$n_{of} = \text{Int} \left[\frac{n_o \left(\frac{M_{sk}}{W_{2n}} - 1,7 R_{Dzk} \right)}{N_V \left(\frac{1}{F_{bn}} - \frac{\sigma_V}{W_{2n}} \right)} \right] + 1 \quad (42)$$

Z uwagi na to, że liczbę kabli zaokrąglamy w górę, wzór powyższy powinien dać poprawne wartości mimo prawdopodobnego niewielkiego zmniejszenia (σ_v) mimosrodu siły sprężającej.

Nowe liczby kabli pociąga za sobą nowe rozmieszczenia i nową (większą) wartość siły sprężającej. Musimy dla aktualnych wartości powtórzyć sprawdzenie stanu granicznego nośności w stadium realizacji i (formalnie rzecz biorąc) stwierdzić wstecz (37) brak możliwości powstania rys.

Przy sprawdzeniu możliwości pojawienia się rys w stadium realizacji siły sprężające ma charakter czynny, bierzemy zatem jej wartość początkową ze wzoru (28).

Oznaczając

$$\sigma_{1w} = N_w \left(\frac{1}{F_{bn}} - \frac{\sigma_{v1n}}{w_{1n}} \right) \quad (43)$$

warunek naprężeniowy nieprzekroczenia stanu granicznego pojawienia się rys możemy (zachowując znakowanie algebraiczne) zapisać

$$\sigma_{1w} + \frac{M_{1k}}{w_{1p}} \geq - 1,7 R_{bzk} \quad (44)$$

Warunku (44) nie musimy traktować obligatoryjnie. Rysy w stadium realizacji w obszarze, gdzie nie ma kabli nie stwarzają zagrożenia korozyjnego. Jak wykazały badania doświadczalne rysy takie zamykają się całkowicie pod wpływem dodatkowego obciążenia stałego i nie powodują obniżenia nośności strefy ściekanej przekroju w stanie granicznym zniszczenia.

6. W projektowaniu przekroju nie wykorzystaliśmy stanu granicznego ugięć, ponieważ norma nie podaje kompletu potrzebnych warunków. Limitowane są wyłącznie ugięcia końcowe pod działaniem wszystkich obciążeń i sprężenia, a wartości dopuszczalne określone są tylko dla niektórych typów lub elementów konstrukcji. Ponieważ ugięcie są cechą całego ustroju (lub przynajmniej elementu) a nie przekroju, to trasę kabla wypadkowego prawie zawsze można dobrać tak, aby końcowa wartość ugięć nie przekroczyła wartości dopuszczalnej.

7. Przykład liczbowy

Temat 1 dane. Dobrac wymiary przekroju dwuteowego i siłę sprężającą swobodnie podpartej belki kablobetonowej II kategorii wytrzymałości dla następujących danych: rozpiętość obliczeniowa belki $l = 35,00$ m, beton B40;

$R_b = 22,5$ MPa, $R_{bzk} = 2,04$ MPa, $\rho_b = 25$ kN/m³, $\gamma_{gr} = 0,4$, stal sprężająca $\#5$, odmiana I, $R_{vk} = 1667$ MPa, $R_v = 1360$ MPa, kable 24#5; $F_{v1} = 471$ mm², średnica kanału kablowego $d_k = 60$ mm, stal niesprężająca A-I; St3SX; dodatkowe obciążenie stałe równomiernie rozłożone $g_{k2} = 14$ kN/m; $\gamma_{f2} = 1,2$, $\gamma_{f2} = 0,9$, obciążenie zmienne równomiernie rozłożone $q_k = 21$ kN/m; $\gamma_{fd1} = 1,3$.

Z obliczeń wstępnych: $R_{vo} = m_{g2} R_v = 1088$ MPa, $k_{wc} = 0,77$ $R_v = 1309$ MPa, $k_w = 0,70$ $R_v = 1190$ MPa, $k_v = 0,55$ $R_v = 935$ MPa, $\gamma_w = 0,865$, $\gamma_v = 0,826$; $M_{gk2} = 2143,75$ kNm, $M_{g2} = 2572,50$ kNm, $M'_{g2} = 1929,37$ kNm, $M_{qk} = 3215,62$ kNm, $M_q = 4180,31$ kNm; dla $\sigma_{wo} = k_{wo} \cdot \sigma_w = 0,865 \cdot 1309 = 1132$ MPa $< k_{wc} \cdot \sigma_w = 0,826 \cdot 1132 = 935$ MPa $= k_v$; zatem można przyjąć $\sigma_{wo} = k_{wo}$.

Założono: $\eta' = 0,20$, $\delta_1 = 0,10$, $\beta = 0,11$, $\chi = 0,90$, $x_0 = d_1$, $\xi = \xi_{gr}$

Obliczenie wysokości przekroju; stopniowanie co 0,05 m.

$$z (13); \quad A = \frac{25 \cdot 35^2 \cdot 1,1}{6} = 4211 \text{ kN/m}$$

$$M_p = 2572,50 + 4180,31 = 6752,81 \text{ kNm}$$

$$z (17); \quad 6752,81 = h^2 \left[22500 \cdot 0,11 \cdot 0,4 \cdot 0,9 \left(\frac{0,4 + 0,9}{0,10} - 1 \right) \cdot (0,9 - 0,1)h - 4211 \cdot 0,20 \right];$$

$$6752,81 = h^2 (1853,28 h - 842,2)$$

$$\text{dla } h = 1,70 \text{ m}; \quad 6752,81 > 6671,21$$

$$h = 1,75 \text{ m}; \quad 6752,81 < 7353,19$$

przyjęto $h = 1,75$ m

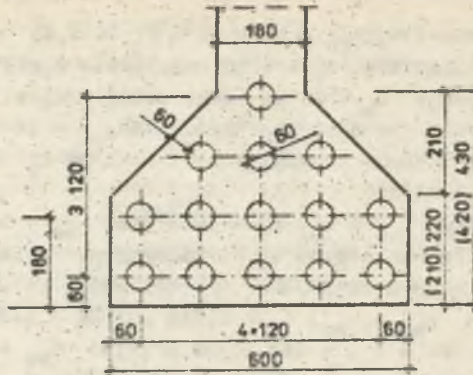
$$z (21); \quad F_{bc} = 1,75^2 \cdot 0,11 \cdot 0,4 \cdot 0,9 \left(\frac{0,4 + 0,9}{0,10} - 1 \right) = 0,3153 \text{ m}^2$$

$$z (23); \quad F_v = \frac{22,5 \cdot 0,3153}{1088} = 0,006520 \text{ m}^2$$

$$z (24); \quad n_0 = \text{int} \frac{6520}{471} + 1 = 14$$

$$z (25); \quad F_{vo} = 14 \cdot 471 = 6597 \text{ mm}^2$$

Rozmieszczenie kabli przyjęto jak na rys. 2. Minimalne wymiary w mm wynikające z przepisów normowych podano w nawiasach. Obok podano wymiary konstrukcyjne, przyjęte w toku dalszych obliczeń.



Rys. 2.

Po obliczeniu i zaokrągleniach: $d_1 = 180$ mm, $b = 180$ mm, $d_2 = 315$ mm, $b_2 = 600$ mm, $a_v = 180$ mm, $h_v = 1570$ mm, $x_{gr} = 0,4 \cdot 1570 = 628$ mm. Odpowiednio skorygowane wartości względne: $\delta_1 = 0,1029$, $\beta = 0,1029$, $\delta_2 = 0,1800$, $\beta_2 = 0,3429$, $\alpha = 0,1029$, $\lambda = 0,8971$

$$z(26): b_1 = \frac{1}{0,18} \left[\frac{1088 \cdot 0,006597}{22,5} - 0,18(0,628 - 0,18) \right] = 1,324 \text{ m}$$

przyjęto $b_1 = 1330$ mm.

Poprawiona wartość pola przekroju betonowego

$$F_b = 1,33 \cdot 0,18 + 0,18(1,75 - 0,18 - 0,315) + 0,6 \cdot 0,315 = 0,6534 \text{ m}^2$$

z (1): $\eta = \frac{0,6534}{1,75^2} = 0,214 > 0,200$; potrzebne sprawdzenie nośności w stadium eksploatacji

$$g_k = 25 \cdot 0,6534 = 16,34 \text{ kN/m}; \gamma_{f1} = 1,1; \gamma'_{f1} = 0,9$$

$$M_g = \frac{16,34 \cdot 35^2}{2} \cdot 1,1 = 2752,27 \text{ kNm}$$

$$M = M_g + M_p = 2752,27 + 6752,81 = 9505,08 \text{ kNm}$$

$$x = \frac{1}{b} \left[\frac{R_{vc} F_{vc}}{h_b} - d_1(b_1 - b) \right]; \quad d_1 < x < h - d_2$$

$$x = \frac{1}{0,18} \left[\frac{1088 \cdot 0,006597}{22,5} - 0,18(1,33 - 0,18) \right] =$$

$$= 0,6222 \text{ m} < x_{gr}$$

$$z (10) \text{ i } (11): x_0 = \frac{(1,33 - 0,18) C_{1E}^2 + 0,18 \cdot 0,6222^2}{2[(1,33 - 0,18)0,18 + 0,18 \cdot 0,6222]} = 0,1676 \text{ m}$$

$$z (27): 9505,08 \text{ kNm} < 1088000 \cdot 0,006597(1,570 - 0,1676) = 10065,78 \text{ kNm}$$

Nośność w stadium eksploatacji jest wystarczająca.
Sprawdzenie nośności w stadium realizacji.

$$z (28): M_w = 1309000 \cdot 0,006597(0,85 \cdot 0,865 + 0,20) = 8076,3 \text{ kNm}$$

$$z (34): A' = 0,125 \cdot 25 \cdot 35^2 \cdot 0,9 = 3445,3 \text{ kN/m}$$

$$M'_g = 3445,3 \cdot 0,6534 = 2251,16 \text{ kNm}$$

$$z (31): x'_0 = 0,180 + \frac{2251,16}{8076,3} = 0,459 \text{ m} > d_2$$

$$z (32): (x')^2 - 2 \cdot 0,459x' - \frac{0,6 - 0,18}{0,18} \cdot 0,315(2 \cdot 0,459 - 0,315) = 0$$

$$(x')^2 - 0,918x' - 0,443 = 0$$

$$x' = 1,268 \text{ m} < h - d_1 = 1,570 \text{ m}$$

$$z (33): F'_{bE} = 0,18 \cdot 1,268 + (0,60 - 0,18) \cdot 0,315 = 0,3605 \text{ m}^2$$

$$z (29): \sigma_b = \frac{8076,3}{0,3605} = 22403 \text{ kPa} > R'_b = 0,553 R_b^G = 0,553 \cdot 40000 =$$

$$= 22120 \text{ kPa}$$

Zachodzi potrzeba korekty wymiarów dolnej półki z warunku nośności w stadium realizacji

$$z (35): d_2^2 = \frac{2(8076,3 + 3445,3 \cdot 0,18)}{22120 \cdot 0,6} d_2 + \frac{8076,3^2}{22120} - 2 \cdot 0,18 \cdot$$

$$\left\{ \frac{8076,3 \cdot 0,18 + 3445,3[C_{1E} \cdot 1,75 + (1,33 - 0,18)0,18]}{22120 \cdot 0,6(0,6 - 0,18)} \right\} = 0$$

$$d_2^2 - 1,3105d_2 + 0,3190 = 0$$

$d_2 = 0,3230 \text{ m}$, przyjęto $d_2 = 0,325 \text{ m}$, co odpowiada wymiarom poza nawiasami na rys. 2.

Sprawdzenie możliwości pojawienia się rys w stadium eksploatacji.

Charakterystyki geometryczne przekroju bez zbrojenia i potrzeb otworów na kabla: $F_L = 0,6585 \text{ m}^2$, $v_1 = 0,776 \text{ m}$, $v_2 = 0,974 \text{ m}$.
 $w_1 = 0,3513 \text{ m}^3$, $w_2 = 0,2798 \text{ m}^3$

$$M_{gk} = 0,125 \cdot 0,6585 \cdot 25 \cdot 35^2 = 2520,82 \text{ kNm}$$

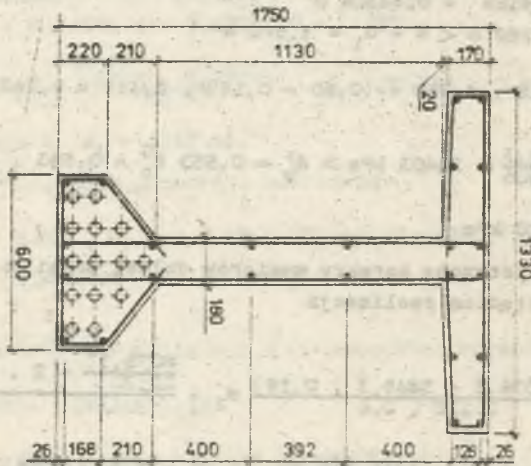
$$M_{sk} = M_{gk} + M_{gk2} + M_{qk} = 2520,82 + 2143,75 + 3215,62 = 7880,19 \text{ kNm}$$

$$z (38): N_v = 1309000 \cdot 0,006597(1,15 \cdot 0,865 \cdot 0,826 - 0,20) = 5368,36 \text{ kN}$$

$$z (39): \sigma_{2v} = 5368,36 \left(\frac{1}{0,6585} + \frac{0,974 - 0,180}{0,2798} \right) = 23388 \text{ kPa}$$

$$z (37): \frac{7880,19}{0,2798} = 28164 \text{ kPa} > 23388 + 1,7 \cdot 2040 = 26856 \text{ kPa}$$

Przybliżone sprawdzenie nie potwierdza zabezpieczenia przed wystąpieniem rys. Obliczamy dokładne charakterystyki geometryczne przekroju ze zbrojeniem jak na rys. 3.



Rys. 3

$$z (40): n_a = \frac{210000}{36000} - 1 = 4,83$$

$$z (41): n_v = \frac{200000}{36000} - 1 = 4,56$$

Charakterystyki geometryczne przekroju netto:

$$F_{bn} = 0,532 \text{ m}^2, \quad v_{2n} = 1,0253 \text{ m}, \quad W_{1n} = 0,3472 \text{ m}^3,$$

$$W_{2n} = 0,2454 \text{ m}^3$$

$$z (39): \sigma_{2v} = 5368,36 \left(\frac{1}{0,6320} + \frac{1,0253 - 0,18}{0,2454} \right) = 26987 \text{ kPa}$$

Wskaźniki zginania przekroju sprowadzonego:

$$W_{1p} = 0,3677 \text{ m}^3,$$

$$W_{2p} = 0,3158 \text{ m}^3$$

$$z (37): \frac{7880,19}{0,3158} = 24954 \text{ kPa} < 26987 + 1,7 \cdot 2040 = 30455 \text{ kPa}$$

Rysy nie wystąpią.

Sprawdzenie możliwości pojawienia się rys w stadium realizacji.

$$z (28): N_w = 1309000 \cdot 0,006597(0,85 \cdot 0,865 + 0,20) = 8076,33 \text{ kN}$$

$$z (43): \sigma_{1w} = 8076,33 \left(\frac{1}{0,6320} - \frac{1,0253 - 0,18}{0,2472} \right) = -6884 \text{ kPa}$$

$$z (44): -6884 + \frac{2520,82}{0,3677} = -29 \text{ kPa} > -1,7 \cdot 2040 = -3468 \text{ kPa}$$

Rysy nie wystąpią.

LITERATURA

- [1] PN-76/B-03264. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie. Wyd. Norm. 1977.
- [2] Kłiszczewicz A., Mames J.: Wymiarowanie przekroju kablobetonowego w oparciu o metodę stanów granicznych. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Budownictwo z. 31.
- [3] Ajdukiewicz A., Mames J.: Konstrukcje sprężone. PWN, Warszawa 1979.
- [4] PN-82/B-02000. Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości. Wyd. Norm. ALFA, 1983.
- [5] PN-82/B-02001. Obciążenia budowli. Obciążenia stałe. Wyd. Norm. ALFA, 1983.
- [6] PN-82/B-02003. Obciążenia budowli. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe. Wyd. Norm. ALFA, 1983.
- [7] PN-84/B-03264. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie. Wyd. Norm. ALFA, 1984.

Recenzent: Doc. dr Jakub Mames

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ ИЗГИБАЕМОГО СЕЧЕНИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОГО
ЖЕЛЕЗОБЕТОНА ОСНОВАННОЕ НА КОНСТРУКЦИОННО - АНАЛИТИЧЕСКИХ
ПРЕДПОСЫЛКАХ

Р е з ю м е

В работе представлены формулы основанные на предельном состоянии несудей способности и предельном состоянии образования трещин, дающие возможность определить размеры двутаврового изгибаемого сечения предварительно напряженного железобетона. Эта процедура позволяет учесть во время проектирования конструктивные условия формирования сечения и распределения кабелей.

THE CROSS SECTION DESIGNING OF THE POST TENSIONED CONCRETE
BEAM BASED ON THE ANALYTICAL - CONSTRUCTIONAL CONDITIONS

S u m m e r y

In the paper the formula based on the ultimate limit state and the crack limit state allowing to choose the dimension of I cross section of the post tensioned beam has been worked out. When designing the procedure allows to take under consideration the constructional conditions of shaping the cross section and the arrangement of cables.