

Wiesław Nurek
 Politechnika Lubelska

ANALIZA PRACY PŁYTY ŻELBETOWEJ
 POŁĄCZONEJ ZE STAŁOWĄ STRUKTURĄ

Szeroko rozpowszechnione przestrzenne przekrycia prętowe mają najczęściej zaprojektowane pokrycie połaci dachu z blach fałdowych lub falistych. Rozwiązania takie charakteryzują się stosunkowo małym jednostkowym zużyciem materiału. Niekiedy względy użytkowe lub architektoniczne wymagają zastosowania ciężkich płyt wykonywanych z żelbetu. Scalenie, a nie tylko oparcie takich płyt na konstrukcji prętowej tworzy urządzenie zespolony stalo-betonowy, którego sztywność i nośność jest znacznie większa od sztywności i nośności samej struktury przestrzennej.

Zespolenie płyty żelbetowej z przekryciem prętowym może być zrealizowane w różny sposób:

- płyta połączona jest z urządzeniem prętowym w węzłach siatki górnej,
- w płytę wtopione są pręty siatki górnej,
- na prętach siatki górnej znajdują się łączniki wtopione w płytę,
- w połączeniu występuje jednocześnie więcej niż jeden z powyższych rozwiązań konstrukcyjnych.

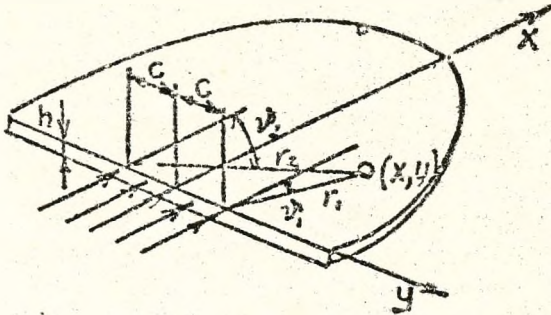
Każda z tych koncepcji charakteryzuje się pozytywnymi jak również negatywnymi cechami wynikającymi z :

- różnego zużycia elementów konstrukcyjnych,
- różnej pracochłonności,

- różnych efektów osiągnięcia sztywności i nośności
ustroju zespolonego.

Niniejsza praca poświęcona jest analizie pracy płyty żel-
betowej, która połączona jest z siatką górną prętowej konstruk-
cji przestrzennej przy zastosowaniu łączników przyspawanych do
prętów i wtopionych w beton na całą grubość płyty.

Oddziaływanie struktury na płytę podczas pracy ustroju ze-
spolonego jest równoznaczne z przyłożeniem siły T rozłożonej na
odcinku równym szerokości łącznika. Rozważając stan tarczy pod-
partej w nieskończoności, przyjmując oznaczenia jak na rysunku
1, Łukasiewicz w pracy [1] wyprowadza wzory na naprężenia wywołane
tą siłą.



Rys. 1.

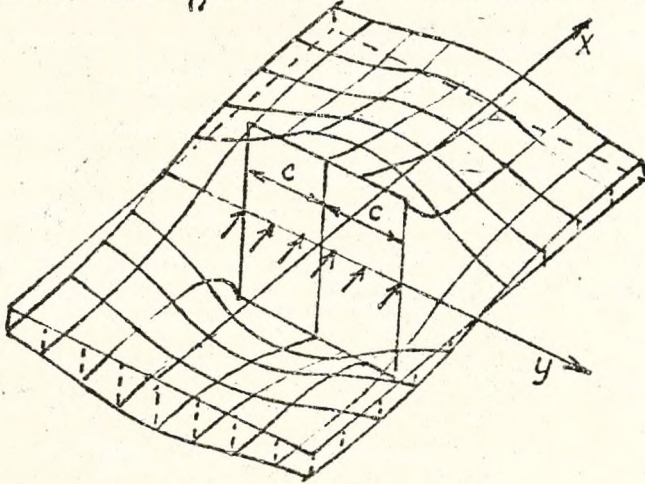
Wzory te mają postać :

$$\sigma_{xx} = - \frac{T}{4\pi hc} \left[(\nu_2 - \nu_1) + \frac{1+\nu}{4} (\sin 2\nu_2 - \sin 2\nu_1) \right]$$

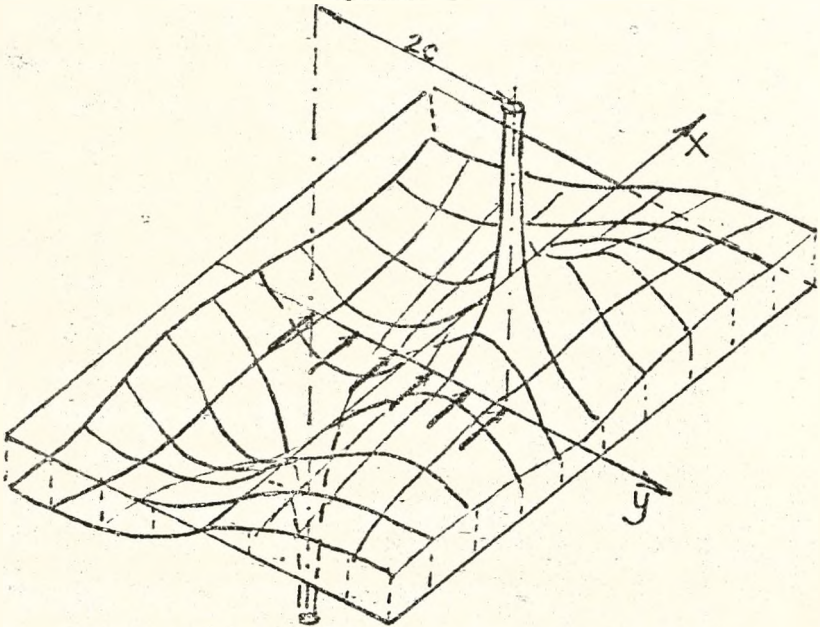
$$\sigma_{yy} = - \frac{T}{4\pi hc} \left[\nu(\nu_2 - \nu_1) - \frac{1+\nu}{4} (\sin 2\nu_2 - \sin 2\nu_1) \right]$$

$$\tau_{xy} = - \frac{T}{4\pi hc} \left[\frac{1-\nu}{2} \ln \frac{r_2}{r_1} - \frac{1+\nu}{4} (\cos 2\nu_2 - \cos 2\nu_1) \right]$$

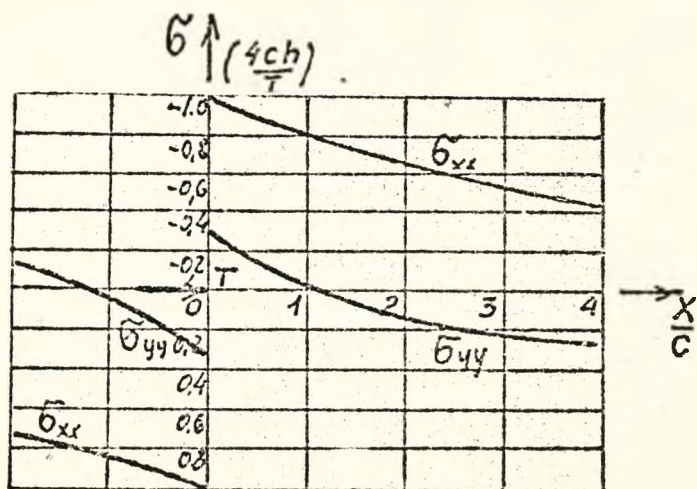
Na podstawie powyższych wzorów można otrzymać obraz rozkładu naprężeń w obszarze otoczenia łącznika, ilustrują to rysunki Nr 2 dla σ_{xx} i Nr 3 dla τ_{xy} . Natomiast wzdłuż osi $X / y=0$ i dla $\nu=0,3$ zmianę σ_{xx} i σ_{yy} przedstawiają wykresy na rys.4.



Rys.2.



Rys.3.



Rys.4.

Z wykresów na rys.4. wynika m.in., że wartość naprężeń normalnych σ_{xx} występujących na osi symetrii, w odległości równej dwu szerokościom łącznika stanowi 50% naprężeń występujących bezpośrednio za łącznikiem. Maksymalne naprężenia σ_{xx} należy porównywać z wytrzymałością betonu na docisk, której wartość wydaje się zasadnym określać wg reguł podanych w [2]. Występujące przed łącznikiem naprężenia rozciągające w betonie, w przypadku przekroczenia wartości odpowiadającej nośności betonu na rozciąganie, winny być przejęte przez odpowiednie zbrojenie.

Płyta żelbetowa poza obciążeniem siłami T , przyłożonych w miejscach występowania łączników poddana jest również zginaniu od obciążeń prostopadłych do jej płaszczyzny środkowej/ n.p. - ciężar własny lub również obciążenie zmienne technologiczne/. Dla płyty jako ustroju ciągłego pręty siatki górnej stanowią podpory. W obszarze przyległym do tych podpór naprężenia normalne od ujemnych momentów sumują się z naprężeniami σ_{yy} /rys 4/

Niezbędne jest zatem uwzględnienie tego efektu przez zastosowanie odpowiedniego zbrojenia płyty żelbetowej.

Powyższe rozważania dotyczyły łącznika który usytuowany jest w płaszczyźnie prostopadłej do osi podłużnej pręta siatki górnej. Istnieje również możliwość wykonania połączenia struktury z płytą żelbetową przez przyspawanie blach w płaszczyźnie przechodzącej przez oś podłużną pręta. Rozwiązanie takie może być wygodne w wykonawstwie zwłaszcza, gdy pręty są z profili rurowych. W takich przypadkach siła jest wprowadzana w tarczę za pośrednictwem naprężeń stycznych. Wzory /wg [1]/ na wartość naprężeń w tarczy mają wówczas postać :

$$\sigma_{xx} = - \frac{T}{8\pi hc} \left[(3+\nu) \ln \frac{r_2}{r_1} + \frac{1+\nu}{2} (\cos 2\vartheta_2 - \cos 2\vartheta_1) \right]$$

$$\sigma_{yy} = - \frac{T}{8\pi hc} \left[(1-\nu) \ln \frac{r_2}{r_1} - \frac{1+\nu}{2} (\cos 2\vartheta_2 - \cos 2\vartheta_1) \right]$$

$$\tau_{xy} = - \frac{T}{8\pi hc} \left[2(\vartheta_2 - \vartheta_1) - \frac{1+\nu}{2} (\sin 2\vartheta_2 - \sin 2\vartheta_1) \right]$$

Przy wyprowadzaniu powyższych wzorów założono m.in., że na całej długości łącznika naprężenia styczne τ_{xy} przyjmują stałą wartość. Założenie takie jest dyskusyjne, gdyż jak wykazały badania i analizy / np. [3], [4] / rozkład naprężeń stycznych jest w takim rozwiązaniu konstrukcyjnym zmienny. Sam zaś łącznik przez przyspawanie oddziaływując na pręt rurowy wywołuje w rurze złożony stan naprężeń ; - temu zagadnieniu poświęcona jest m.in. publikacja [5].

We wszystkich wzorach przytoczonych w niniejszej pracy, ekstremalna wartość naprężeń zależna jest od siły T i wymiarów łącznika. Wielkość siły T /będącej siłą rozwarstwiająca na styku struktura-płyta/ może być zmniejszona przez zmniejszenie ro-

zstawu łączników. Zwiększenie wymiarów łącznika prowadzi wprawdzie do zmniejszenia naprężeń w płycie, ale jest ograniczone, wysokość łącznika nie może przekraczać grubości płyty zaś jego szerokość $/2c/$ rzuca na długości strefy w której występują naprężenia o znacznej wartości. Uwzględniając powyższe rozważania celowym jest aby w każdym z konkretnych przypadków przeprowadzić indywidualną analizę dotyczącą doboru typów i wymiarów łączników scalających strukturę prętową z płytą żelbetową w jeden ustrój zespolony.

Bibliografia

- [1] Łukasiewicz S., Obciążenia skupione w płytach, tarczach i powłokach, PWN Warszawa 1976.
- [2] PN-82/B-03300 Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe. Obliczenia statyczne i projektowanie. Belki zespolone krępe.
- [3] Szelański F., Badania wytrzymałościowe klejonych połączeń stalowych. Arch. Inż. Łąd. 7,4,1961.
- [4] Cichowicz R., Nośność klejonego połączenia zakładkowego w świetle uproszczonej teorii i przeprowadzonych badań. Biuletyn WAT 9, 1968.
- [5] Muraszko W. Nurek W., Teoreticzeskoje issledowanije raboty uzłow pri krieplenija swiaziej stalnych trubczatych konstrukcji pokrytij. ,Prace Naukowe Politechniki Lubelskiej 195, Budownictwo 33, Wydawnictwa Uczelniane 1990.