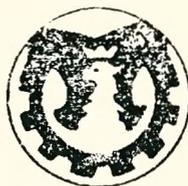


ПОЛИТЕХНИКА ЛЮБЕЛЬСКА  
БРЕСТСКИЙ ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ



Материалы V конференции

# ПРОБЛЕМЫ ПРОЧНОСТИ И СНИЖЕНИЯ МАТЕРИАЛОЕМКОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Люблин—Брест, апрель, 1992

Организаторы конференции:

Кафедра строительных конструкций Люблинского политехнического  
института

д.т.н., проф. Мечислав Круль

Кафедра строительных конструкций Брестского политехнического  
института

д.т.н., проф. Роман Орлович

Материалы напечатаны

непосредственно с машинописных рукописей

## SPIS TREŚCI

## СОДЕРЖАНИЕ

<u>W.Banachewicz, W.Nurek, Z.Pancewicz.</u> O stalowych przekryciach strukturalnych zespolonych z płytą żelbetową .....	5
<u>K.Dąbrowski, T.Ciężak.</u> Wyznaczanie szerokości rozwarcia rys przy równoczesnym występowaniu $M_t$ , $M$ i $Q$ na podstawie badań... II	
<u>A.Halicka.</u> Ruch pompowanej mieszanki betonowej w przewodzie rurowym .....	16
<u>J.Jargiełło.</u> Obraz pola odkształceń betonu rozciąganego w przekrojach zarysowania .....	21
<u>J.Matyaszewski.</u> Wyznaczanie krytycznych temperatur pęknięcia stalowego elementu konstrukcyjnego. Prognozowanie typu pęknięcia w założonej temperaturze eksploatacji elementu .....	29
<u>W.Nurek.</u> Analiza pracy płyty żelbetowej połączonej ze stalową strukturą .....	36
<u>K.Król, J.Szerafin.</u> Nośność belek żelbetowych w młodym wieku	42
<u>M.Zdunek.</u> Minimum zbrojenia w świetle wybranych norm .....	48
<u>В.Бранцевич, В.Федоров.</u> О влиянии повторяющихся нагрузений низкой частоты на развитие и ширину раскрытия трещин .....	54
<u>Н.Довнар, В.Плосконосов.</u> Исследование механизма модификации структуры цементных композиций добавками электролитов.....	59
<u>В.Драган, С.Семенюк, С.Ляликов.</u> Накопление усталостных повреждений при нестационарном нагружении в конструктивных элементах с концентраторами напряжений .....	63
<u>Л.Лаврега.</u> О некоторых особенностях модификации цементных композиций полимерными добавками .....	69
<u>В.Марцинкевич.</u> Совершенствование технологии тепловлажностного твердения железобетонных изделий в заводском производстве..	74
<u>В.Никитин.</u> Моделирование в технологии строительных материа-	

лов и конструкций .....	77
<u>Р.Орлович</u> . К вопросу совершенствования нормативных методов расчета строительных конструкций .....	83
<u>О.Рочняк</u> . Основные положения "Рекомендаций по расчету желе- зобетонных предварительно напряженных изгибаемых элементов без сцепления продольной арматуры с бетоном" (проект).....	89
<u>В.Степанюк</u> . Оптимальные конструкции жилых и производствен- ных зданий для фермерского хозяйства .....	95
<u>А.Тарасевич, П.Пойта, В.Федоров</u> . Экспериментальные исследо- вания работы плитных фундаментов под центрально нагруженные колонны .....	101
<u>В.Тур</u> . Некоторые особенности расчета сборно-монолитных конструкций с набетонкой из напрягающего бетона .....	106
<u>В.Черноиван, В.Жук, А.Мухин</u> . Легкие строительные конструк- ции на основе древесного шпона .....	110

Wiesława Panachewicz  
 Wiesław Nurek  
 Zygmunt Pancewicz  
 Politechnika Lubelska

O STALOWYCH PRZEKRYCIACH STRUKTURALNYCH  
 ZESPOŁONYCH Z PŁYTĄ ŻELBETOWĄ

Bogate piśmiennictwo dotyczące problemów konstruowania i obliczania przekryć strukturalnych, mimo szeroko stosowanej nowoczesnej techniki obliczeniowej, w sposób zadawalający nie wyczerpuje i nie opisuje wszystkich zagadnień występujących w tej dziedzinie. Jak stwierdzają autorzy [1] "wynika to z przestrzennego charakteru tych konstrukcji, w których współpracuje ze sobą duża liczba elementów", a na wartości sił występujących w poszczególnych prętach wpływa szereg czynników, których zmienność nie zawsze jesteśmy w stanie precyzyjnie opisać. Jeszcze więcej parametrów występuje w przypadku, gdy z prętowym stalowym ustrojem przestrzennym połączona jest płyta żelbetowa. Oddziaływanie wzajemne tych dwóch różnych materiałowo i konstrukcyjnie składników przekrycia zespolonego wywołuje bardzo złożone stany naprężeń.

Płyta żelbetowa, zależnie od przyjętej technologii, może być wykonana jako element prefabrykowany i zamontowany na strukturze. Scalenie z konstrukcją prętową następuje wówczas najczęściej przez wykonanie spoin łączących wbetonowane w płytę "marki", do łączników występujących w węzłach lub na prętach struktury. Można również płytę wykonać "na mokro" na deskowaniu mocowanym do prętów struktury. Przy takiej technologii wy-

stępuje szereg zjawisk wpływających ujemnie na całość przedsięwzięcia. Zaliczyć do nich należy m.in. skurcz betonu, który powoduje /wobec zablokowania płyty w miejscach gdzie występują łączniki/naprężenia skurczowe, prowadzące do powstania rys w przypadkach gdy przekroczona zostanie wytrzymałość betonu na rozciąganie. W konsekwencji może zachodzić potrzeba wprowadzenia dodatkowego zbrojenia betonu. Jednocześnie skurcz betonu płyty, poprzez łączniki, powoduje powstanie niekorzystnego układu sił w prętach struktury /ściskanie siatki górnej/. Zastosowanie cementów ekspansywnych może być jednym z możliwych rozwiązań materiałowych eliminujących powyżej opisane mankamenty. Możliwym jest również zastosowanie płyt prefabrykowanych nie zabezpieczających całej połączeni, a na stykach wykonanie żeber żelbetowych "na nokro". Negatywne efekty skurczu będą w takim przypadku w znacznym stopniu wyeliminowane. Przeciwstawnym zjawiskiem do skurczu jest pełzanie, a tu należy przypomnieć, że czynniki które zwiększają wytrzymałość betonu jednocześnie zmniejszają pełzanie. Z uwagi na to, że dążąc do obniżenia ciężaru całej konstrukcji celowym będzie stosowanie na płytę betonów wysokich klas, musimy mieć świadomość, że niekorzystne zjawiska spowodowane skurczem i pełzaniem będą się nasilać /skurcz jest proporcjonalny do ilości cementu/.

Niezależnie od przyjętej technologii wykonania płyty celowym jest zaprojektowanie podpory montażowej podpierającej strukturę w obszarze środkowym. Pozwoli to na nieprzeciążanie ustroju prętowego ciężarem masy betonowej /lub elementami prefabrykowanymi/ do czasu uzyskania przez beton wymaganej wytrzymałości i tym samym powstania konstrukcji zespolonej. Próbę dokonania analizy pracy płyty żelbetowej w takim ustroju stalobetonowym przedstawiono w pracy [2].

Biorąc pod uwagę powyżej opisane uwarunkowania, a także in-

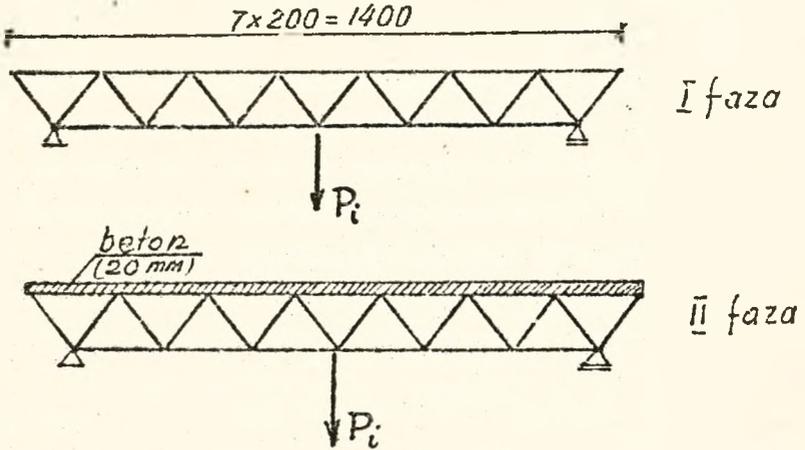
ne przesłanki wynikające ze studiów literaturowych, w laboratorium Wydziału Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej Politechniki Lubelskiej wykonano i poddano badaniom model stalowej struktury wzmocnionej płytą żelbetową. Od strony formalnej poczynania te realizowano w ramach pracy badawczej [4]. Przyjęcie geometrii ustroju prętowego poprzedzone było analizą informacji podawanych w literaturze a dotyczących zasad konstruowania i obliczania struktur przestrzennych. M.in. przyjęto za [3] zalecenie mówiące, że optymalna wysokość struktury przestrzennej pasach równoległych spełnia kryterium:

$$\frac{\text{wysokość ustroju}}{\text{długość pręta pasa}} = \frac{1}{\sqrt{2}}$$

Jednocześnie uznano, że ilość oczek siatki /  $7 \times 7 = 49$  / jest dostateczna aby zachowanie się modelu podczas obciążania było porównywalne z konstrukcjami w skali naturalnej.

Wykonany model jest przestrzenną konstrukcją prętową o wymiarach w planie  $1400 \times 1400$  mm. Warstwę górną przekrycia stanowi siatka kwadratowa o oczkach  $200 \times 200$  mm wykonana z prętów stalowych  $\emptyset 4,5$  mm. Warstwa dolna usytuowana ortogonalnie względem górnej oddalona od niej o 123 mm wykonana jest z prętów  $\emptyset 3,0$  mm, też w postaci kwadratowych oczek  $200 \times 200$  mm. Krzyżulce o długości 190 mm łączące obie siatki wykonano z prętów o średnicy  $\emptyset 3,0$  mm. Poszczególne pręty połączono w węzłach za pomocą spawania. Konstrukcja została oparta na odpowiednio skonstruowanym stelażu, umożliwiającym podparcie modelu ciągle na obwodzie jak również punktowe w narożach. Obciążenie struktury było realizowane przez zaczepienie siły skupionej o wartościach skokowo zmiennych. Strukturę obciążano do następujących poziomów obciążeń: 135, 270, 405, 540 i 675 N. Cały zakres obciążeń mieścił się w obszarze pracy sprężystej.

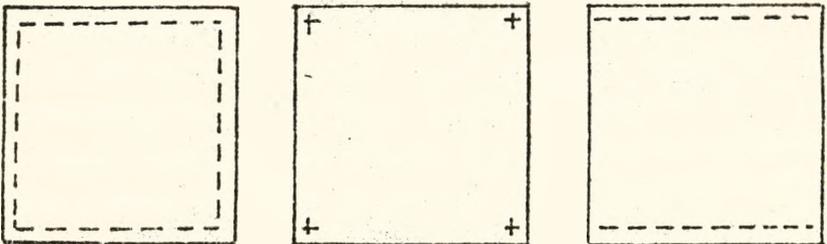
W I-szej fazie białą obciążano samą strukturę prętową, zaś po zrealizowaniu programu ustrój prętowy uzupełniono o płytę betonową i takie przekrycie zespolone poddano analogicznym obciążeniom w II-jej fazie /rys.1./.



Rys.1.

Zarówno w I-szej jak i II-jej fazie obciążenia dokonano dla trzech schematów statycznych podparcia całej konstrukcji. Były to :

- podparcie wszystkich węzłów na obwodzie siatki dolnej,
- podparcie czterech narożnych węzłów siatki dolnej
- podparcie na przeciwległych krawędziach / rys.2./.



Rys.2.

Przed przystąpieniem do badań dokonano pomiarów inwentaryzacyjnych dla określenia wielkości odchyłek usytuowania poszczególnych węzłów w stosunku do teoretycznych położenia w założonym układzie współrzędnych  $/X, Y, Z./$ . Pomiary inwentaryzacyjne dotyczyły również deformacji płyty betonowej powstałych podczas jej wykonywania.

W ramach przeprowadzanych badań dokonywano pomiarów pionowych przemieszczeń węzłów położonych na obwodzie i strefie środkowej. Wielkość pomierzonego ugięcia w zestawieniu z wartością siły obciążającej pozwalała na globalną ocenę sztywności ustrojów; dla etapu I-go struktury prętowej, dla etapu II-go konstrukcji zespolonej. Jednocześnie dokonywano pomiarów odkształceń prętów siatki górnej w obszarze środkowym. Do tego celu użyto ośmiu tensometrów elektrooporowych, których wskazania pozwalały wnioskować o zmianie wyteżenia prętów w efekcie:

- obciążania struktury prętowej,
- wykonania płyty betonowej /efekt skurczu/;
- obciążania ustroju zespolonego.

Konstrukcje zespolone przekryć w praktyce były dość często realizowane nie zawsze w sposób zamierzony. Jako świadomie i celowo zaprojektowane konstrukcje zespolone wykonano na terenie Lublina m.in. przekrycia kościołów : jeden w dzielnicy Czuby , drugi przy Al. Warszawskiej. W pierwszym przypadku ustrój nośny stanowi przestrzenny ruszt ze stalowych belek o przekroju skrzyniowym i współpracującą płytą żelbetową. W drugim obiekcie na przestrzennym układzie kratownic wykonano płytę żelbetową tworząc tym samym ustrój zespolony. Bliższe informacje o konstrukcji tych przekryć podano w publikacjach [5] i [6]. Aktualnie trwają prace przy wnoszeniu kolejnych obiektów sakralnych, w przypadku dwu kościołów przewidziano rozwiązanie konstrukcyjne przekryć w formie analogicznej jak model laboratoryjny opisany w niniejszym referacie. Przewiduje się przeprowadzenie ba-

dań tych konstrukcji w skali naturalnej, aby zweryfikować wyniki uzyskane w warunkach laboratoryjnych.

#### Bibliografia

- [1] W. Gutkowski, J. Obrębski, J. Bauer, J. Gierliński, J. Rączka, K. Zmiewski, - Obliczenia statyczne przekryć strukturalnych, Warszawa, Arkady 1980.
- [2] W. Nurek, - Analiza pracy płyty żelbetowej połączonej ze stalową strukturą, V Konferencja PL i BIP, Lublin-Mazowiec, 1982.
- [3] A. Niemierko, - Rzecz o kratownicach, Wydawnictwa Kon. i Łączności, Warszawa 1987.
- [4] Prętowe konstrukcje stalowe zespolone z płytą żelbetową - sprawozdanie z pracy DNS-E/04/19/90-2, maszynopis.
- [5] W. Nurek, - Stalowe konstrukcje przekryć dachowych w nowych obiektach sakralnych w Lublinie, Inżynieria i Budownictwo 8/1987
- [6] W. Nurek, - O konstrukcji nowych kościołów w diecezji lubelskiej, Inżynieria i Budownictwo 4-5/1991.

Kazimierz Dąbrowski  
Tadeusz Ciężak  
Politechnika Lubelska

WYZNACZANIE SZEROKOŚCI ROZWARCIA RYS PRZY  
RÓWNOCZESNYM WYSTĘPOWANIU  $M_t$ ,  $M$  I  $Q$ , NA PODSTAWIE BADAŃ

1. Wprowadzenie

Stany graniczne nośności i użytkowania sprawdza się zwykle za pomocą wzorów obliczeniowych, wyprowadzonych na podstawie przesłanek teoretycznych i zweryfikowanych doświadczalnie. Z zasady wyniki uzyskane na podstawie wzorów obliczeniowych  $Y_d$  nie pokrywają się z wynikami badań  $Y_{obs,m}$ , lecz są przesunięte w stronę bezpieczną w celu uwzględnienia niepewności modelu, na podstawie którego dokonane ustaleń teoretycznych.

Przy wyznaczaniu współczynnika niepewności modelu przyjmuje się zwykle założenie

$$Y_d / X_k / \approx X_{obs,k} \quad /1/$$

z którego wynika, że jeżeli do wzoru obliczeniowego  $Y_d$  podstawimy charakterystyczną wartość  $X=X_k$  to otrzymujemy się charakterystyczną wartość badanej wielkości  $Y_{obs}$ . We wzorze /1/  $X_k$  jest parametrem, który w konkretnych warunkach decyduje o wystąpieniu stanu granicznego.

Przy rozważaniach dotyczących stanu granicznego rozwarcia rys można również wykorzystać średnie wartości wyników badań oraz uwzględnić niedoskonałość modelu teoretycznego w postaci zależności

$$U_d / \bar{\sigma}_m / \approx T_d U_m / \bar{\sigma}_m / \quad /2/$$

gdzie

$U_d / \bar{\sigma}_m /$  - wzór obliczeniowy jako funkcja średnich naprężeń występujących w materiale decydującym o wystąpieniu stanu granicznego,

$U_m / \bar{\sigma}_m /$  - funkcja aproksymująca średnie wartości wyników badań

$T_d$  - współczynnik uwzględniający niepewność modelu obliczeniowego.

Wydaje się, że przedstawione wyżej podejście może znaleźć uzasadnienie w przypadkach, gdzie normy projektowania konstrukcji nie podają wzorów obliczeniowych, co m.in. ma miejsce przy obliczaniu szerokości rozwarcia rys w elementach skręcanych z równoczesnym występowaniem momentu zginającego  $M$  i siły poprzecznej  $Q$ .

## 2. Propozycja metody obliczania szerokości rozwarcia rys

Ogólną postać wzoru obliczeniowego, podaną m.in. przez Lewickiego [1], na podstawie którego można wyznaczyć szerokość rozwarcia rys przedstawia wyrażenie

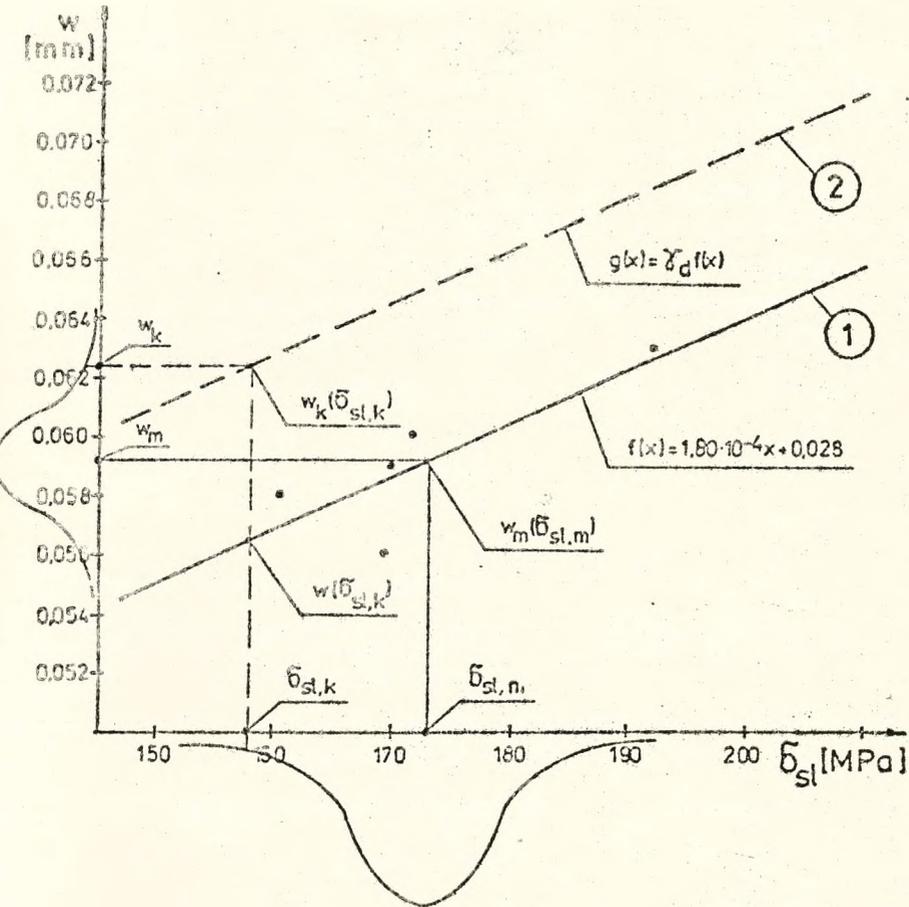
$$w_d = \eta w_k / F_k / \sigma_d \sigma_n, \quad /3/$$

w którym

- $w_k / F_k$  - charakterystyczna wartość najszerszej z rys występujących w elemencie pod obciążeniem charakterystycznym  $F_k$ ,
- $\eta$  - współczynnik konwersji, uwzględniający różnice o charakterze systemowym między warunkami badań i warunkami pracy konstrukcji /czas obciążenia, warunki brzegowe, różnice w geometrii, itp./,
- $\sigma_d$  - współczynnik niepewności modelu, uwzględniający wpływy czynników nie ujętych współczynnikiem  $\eta$ ,
- $\sigma_n$  - współczynnik uwzględniający znaczenie budowli i konsekwencje wystąpienia rozważanego stanu granicznego.

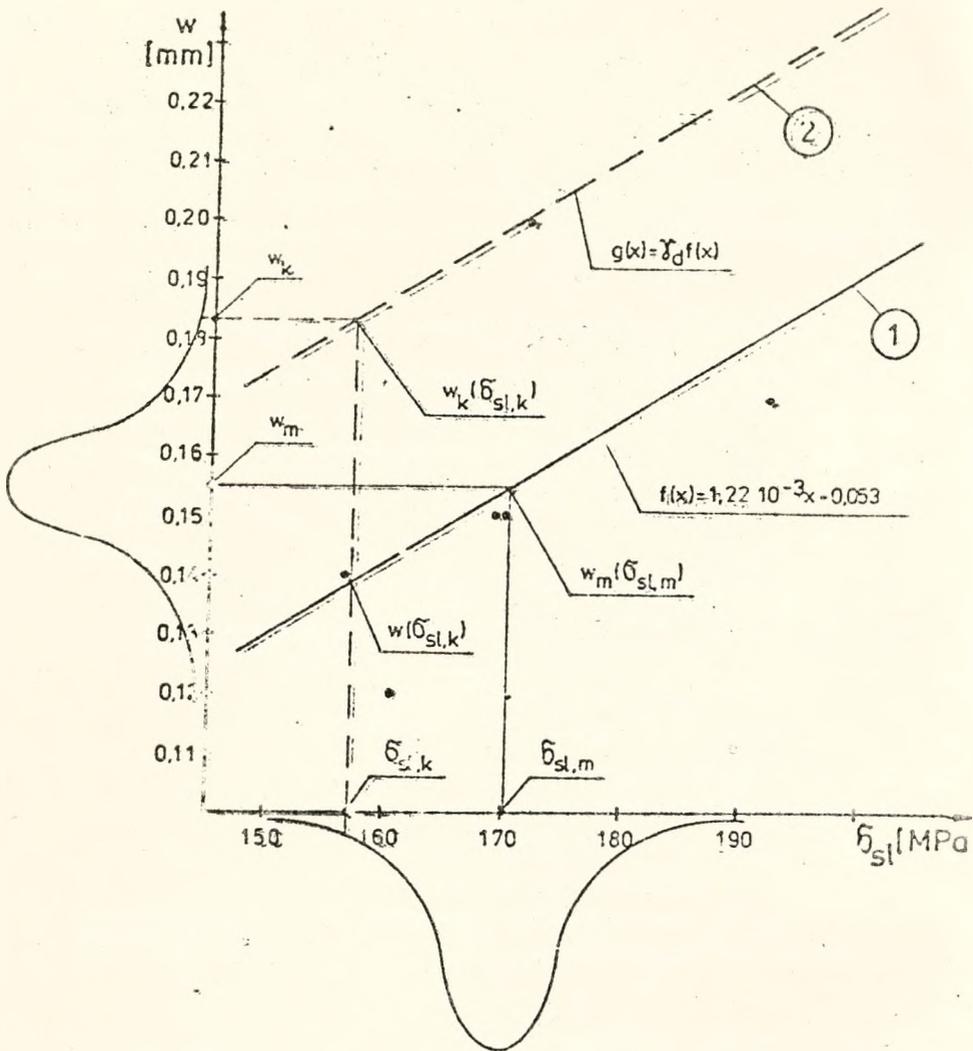
W rozważaniach własnych zaproponowano dwa warianty obliczeń szerokości rozwarcia rys przy równoczesnym występowaniu  $M$ ,  $M$  i  $Q$ . W pierwszym przypadku charakterystyczną wartość najszerszej z rys określono na podstawie szerokości średniej, sprowadzając tę szerokość do charakterystycznej wartości szerokości maksymalnej poprzez uwzględnienie wcześniejszych badań przeprowadzonych przez Leonhardta i Schellinga [2] oraz badań własnych [3], otrzymując wzór

$$w_{d1} = 2 \eta w_{k,m} \sigma_{d1} \sigma_n \quad /4/$$



Rys.1 Zależność średnich szerokości rozwarcia rys od naprężeń w prętach podłużnych,

- 1 - prosta aproksymująca wyniki badań,
- 2 - prosta opisująca wartości charakterystyczne rozwarcia rys ( przy  $\gamma_d = 1,11$  ).



Rys. 2 Zależność maksymalnej szerokości rozwarcia rys od naprężeń w zbrojeniu podłużnym.

- 1 - prosta aproksymująca wyniki badań,
- 2 - prosta opisująca charakterystyczne wartości rozwarcia rys ( przy  $\gamma_d = 1,32$  ).

W drugim przypadku wzór opisuje szerokość obliczeniową przez charakterystyczną wartość najszerszej z rys,

$$w_{d2} = w_{k,max} \gamma_{d2} \gamma_n \quad /5/$$

We wzorach /4/ i /5/ wartości współczynników  $\eta$  i  $\gamma_n$  przyjęto równe jedności. W czasie badań podparcie belek stanowiły przeguby kuliste, co przyczyniło się do stworzenia wyidealizowanych warunków pracy elementu. W rzeczywistych konstrukcjach więzy elementu skręcane wywołują korzystniejsze warunki pracy, w związku z czym współczynnik  $\eta$  nie przekroczy wartości 1. Wartość współczynnika konsekwencji wystąpienia rozważanego stanu granicznego z uwagi na stan graniczny użytkowania jakim jest rozwarcie rys przyjęto 1.

Współczynnik niepewności modelu obliczone ze wzoru

$$\gamma_d = \frac{w_k / \sqrt{6} \cdot s_{l,k} / \sqrt{6}}{w / \sqrt{6} \cdot s_{l,k} / \sqrt{6}} \quad /6/$$

otrzymują następujące wartości

$\gamma_d = 1,11$  - jeżeli w rozważaniach wykorzystuje się średnie szerokości rozwarcia rys,

$\gamma_d = 1,32$  - jeżeli we wzorze obliczeniowym występuje charakterystyczna wartość najszerszej z rys.

Interpretację graficzną analizy przedstawiono na rys. 1 i 2.

#### L I T E R A T U R A

- [1] Levicki B.: Wymiarowanie na podstawie badań, Inżynieria i Budownictwo, Nr 6/1991
- [2] Leonhardt F., Schelling G.: Torsionsversuche an Stahlbetonbalken, DAFStb, Heft 239, W. Ernst u. Sohn, 1974
- [3] Ciężak T.: Rozwarcie rys w skręcanych elementach żelbetowych, Prace Naukowe Politechniki Lubelskiej 218, Budownictwo 40, Lublin 1990.

Anna Halicka  
 Politechnika Lubelska

## RUCH POMPOWANEJ MIESZANKI BETONOWEJ W PRZEWODZIE RUROWYM

### 1. Wprowadzenie.

Transport pompowy mieszanki betonowej jest coraz częściej spotykany na budowach w kraju i za granicą. Powszechnie stosuje się pompy stacjonarne i przewoźne, które przetłaczają mieszankę betonową pod ciśnieniem, w celu ułożenia jej w deskowaniu.

Przetłaczanie mieszanki betonowej stało się też przedmiotem zainteresowania technologii prefabrykacji. Podejmowane są prace badawcze mające na celu wykorzystanie ciśnienia czynnego tłoczony mieszanki betonowej do tzw. ekstruzyjnego formowania prefabrykatów.

Pomimo powszechnego stosowania transportu pompowego mieszanki betonowej, praktyka w tej dziedzinie znacznie wyprzedziła teorię. Do chwili obecnej nie wyjaśniono jednoznacznie, jakie zjawiska zachodzą w rurociągu tłocznym.

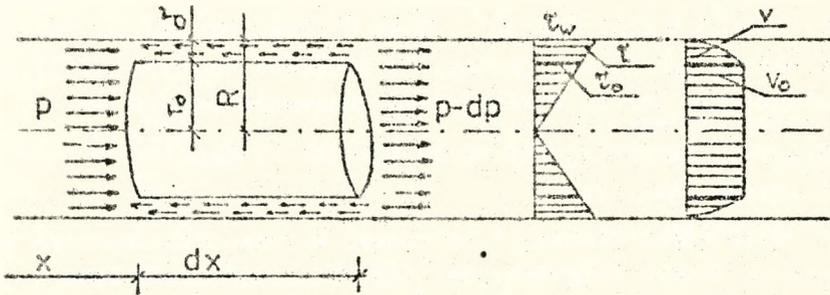
### 2. Stan rozpoznania zagadnienia przepływu mieszanki betonowej w przewodzie rurowym.

Powszechnie przyjmuje się, że zjawiska zachodzące podczas transportu mieszanki betonowej można rozpatrywać jako procesy płynięcia nieściśliwego, lepko-plastycznego materiału opisywanego równaniem Bingham'a:

$$\tau = \tau_0 + \eta \cdot \frac{dv}{dr} \quad (1)$$

w którym poszczególne symbole oznaczają:  $\tau$  - naprężenie ścinające w odległości  $r$  od osi rurociągu,  $\tau_0$  - granica ścinania ciała Bingham'a,  $\eta$  - jego lepkość,  $\frac{dv}{dr}$  - gradient prędkości wzdłuż promienia rurociągu.

Model ten jest opisem ciała, które przemieszcza się wykształcając rdzeń poruszający się ze stałą prędkością  $V_0$  oraz warstwę rozmytą wokół rdzenia poruszającą się z prędkością zmieniającą się od  $V_0$  do zera tuż przy ścianie (rys.1.).



Rys.1. Model i parametry ruchu mieszanki betonowej tłoczonej w przewodzie rurociągu o promieniu  $R$ :

$r_0$  - promień rdzenia,  $\delta$  - grubość warstwy rozmytej,  $\tau$  - naprężenia ścinające,  $\tau_0$  - graniczne naprężenie ścinające,  $v$  - prędkość przepływu mieszanki,  $v_0$  - prędkość przepływu rdzenia,  $x$  - odległość rozpatrywanego przekroju rurociągu od pompy,  $p$  - ciśnienie panujące w rozpatrywanym przekroju rurociągu,  $dp$  - strata ciśnienia na odcinku  $dx$ .

Opcy ruchu przejawiające się stratą ciśnienia na długości rurociągu wynikają według tego modelu ze ścinania w warstwie rozmytej (pokonanie granicy ścinania i lepkości). Wielkość tych oporów wyznacza się z równania:

$$\left(\frac{dp}{dx}\right)^4 - 32 \cdot \left(-\frac{dp}{dx}\right)^3 \left(\frac{v_0^2}{D^2} + \frac{1}{6} \cdot \frac{\tau_0}{D}\right) + \frac{256}{5} \frac{\tau_0^4}{D^4} = 0 \quad /2/$$

Niektórzy badacze zwracają również uwagę na fakt występowania w praktyce tarcia między mieszanką betonową a materiałem przewodu, czego dowodem może być znany fakt zniszczenia przewodu tłocznego podczas przetłaczania mieszanki na kruszywie kwarcowym. Analizując ilościowo zjawisko w pracy [3] dokonano próby oszacowania wielkości naprężeń wynikających z tarcia, które określono przemieszczając w rurze słup mieszanki betonowej o długości 30 - 70 cm umieszczony między dwoma tłokami. Wydaje się jednak, że zachodzą tu inne zjawiska, a mianowicie tarcie w klasycznym znaczeniu tego słowa.

3. Próba kompleksowego opisu zjawisk występujących podczas ruchu mieszanki.

Opis ruchu mieszanki betonowej w przewodzie rurowym za pomocą modelu Binghamana jest niewystarczający. Z literatury wiadomo, że w rdzeniu grupują się większe ziarna kruszywa, zaś warstwa rozmyta składa się głównie z zaprawy a nawet zaczynu. Przemieszczająca się w kierunku rdzenia ziarna muszą pokonać dodatkowo opór trąc o siebie wzajemnie. Również między stykającymi się ze sobą ziarnami podczas ścinania w warstwie rozmytej występuje tarcie wewnętrzne.

Efekt ten proponuję uwzględnić korzystając z modelu Bleszczika [1], rozszerzając równanie Binghamana:

$$\tau = \tau_0 + \mu \cdot \sigma_{ef} + \frac{dv}{dr} \quad /3/$$

gdzie  $\mu$  jest współczynnikiem tarcia ziarn kruszywa o siebie ( $\mu \approx 0,38$ ),  $\sigma_{ef}$  jest wartością efektywnego nacisku jednego ziarna o drugie.

Naprężenia efektywne  $\sigma_{ef}$  opisuje wg [1] wzór:

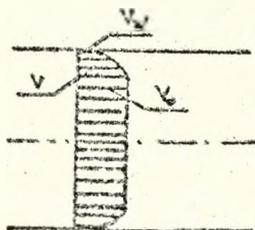
$$\sigma_{ef} = p_0 - m \cdot \sigma_0 \quad /4/$$

w którym  $p_0$  jest ciśnieniem panującym w danym obszarze,  $\sigma_0$  - ciśnieniem porowym wody i powietrza,  $m$  - wielkością wyrażającą procentowy udział powierzchni wody i powietrza w danej płaszczyźnie ścięcia.

Drugi efekt - tarcie o ściankę przewodu proponuję uwzględnić jako warunek brzegowy całkowania wykresu prędkości, przyjmując, że prędkość  $v_w$  przy ścianie nie jest jak w idealnym modelu Bingham'a równa zero (rys.2), a związana jest z naprężeniami przy ścianie wzorem:

$$v_w = \frac{1}{\beta} \cdot \tau_w$$

15/



Rys.2 Rzeczywisty wykres prędkości przepływu mieszanki betonowej w przewodzie rurowym.

Współczynnik  $\beta$  jest współczynnikiem efektywnego poślizgu i według [4] może w zależności od własności poruszającego się ciała i materiału rurociągu przyjmować wartości od  $-\infty$  do  $+\infty$ . Wydaje się, że wartość współczynnika  $\beta$  jest zależna od wielkości adhezji mieszanki do materiału rurociągu oraz tarcia składników mieszanki o materiał rurociągu. Naprężenia tarcia określić można w zależności od współczynnika tarcia i ciśnienia panującego w rurociągu.

Uwzględniając powyższe efekty, przy założeniu, że w przekroju rurowym odległym o  $x$  od jego początku panuje ciśnienie  $p_0 + p(x)$ , ciśnienie porowe jest częścią ciśnienia  $p(x)$  przjmowaną przez wodę i powietrze według uproszczonej zależności  $\sigma_0 = k \cdot p(x)$ , zaś  $m$  jest równa porowatości mieszanki, otrzymujemy równanie ciśnienia  $p(x)$  na długości rurociągu o średnicy  $D$  wyrażone w postaci równania różniczkowego:

$$a \left( \frac{dp}{dx} \right)^4 + b \left( \frac{dp}{dx} \right)^3 + c \left( \frac{dp}{dx} \right)^2 \cdot p(x) + d \left[ \tau_0 + \sigma \cdot p(x) \right]^4 = 0 \quad /6/$$

Wartości współczynników wynoszą:

$$a = 1 + \frac{8 \cdot \eta}{D \cdot \beta}$$

$$b = -32 \left( -\frac{v \cdot \eta}{D} + \frac{\tau_0}{6D} \right),$$

$$c = \frac{-32 \cdot \mu \cdot (1 - k \cdot m)}{6D},$$

$$d = \frac{256}{3} - \frac{1}{D},$$

$$e = \mu (1 - m \cdot k).$$

#### 4. Uwagi końcowe.

Zaproponowany model przepływu mieszanki betonowej przez przewód rurowy uwzględnia efekty tarcia wewnętrznego i efekty przyścienne. Na obecnym etapie brak jest jednak jawnego przedstawienia funkcji  $p(x)$ . Następnym etapem pracy będzie więc rozwiązanie równania różniczkowego w celu jawnego określenia wielkości oporów ruchu  $-\frac{\partial p}{\partial x}$ . Ważnym zagadnieniem wymagającym również rozwiązania jest oszacowanie wartości współczynnika  $\beta$ .

#### 5. Literatura.

- [1] Bleszczik N.P.: Strukturalno-mechaniczskie svojstwa i reologia betonowej mieszanki i priesswakuumbetona. Mińsk 1977.
- [2] Halicka A., Król M.: Czynniki wpływające na wielkość oporów ruchu pompowanej mieszanki betonowej. Przegląd Budowlany nr 10/1990.
- [3] Małasiewicz A.: Wybrane parametry pompowalności mieszanki betonowej określone laboratoryjnie. Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej nr 64. Seria Konferencje nr 20. Wrocław 1991.
- [4] Pohorecki R., Wroński S.: Kinematyka i termodynamika procesów inżynierii chemicznej. Warszawa 1977.

Jan JARGIEŁŁO

Politechnika Lubelska

OBRAZ POLA ODKSZTAŁCENIŃ BETONU ROZCIĄGANEGO  
W PRZEKROJACH ZARYSOWANIA

1. Wstęp

Wśród publikacji, odnoszących się do betonu rozciąganego, znaczna ich część dotyczy zdefiniowania zależności  $\sigma - \xi$  w funkcji narastającego obciążenia. Zależność ta, ważna do momentu zarysowania, dalej podawana jest najczęściej w postaci związku  $\sigma - w$  ( $w$  - szerokość rozwarcia rysy) - [1]. Uważa się, że w elemencie rozciągany odkształcenia koncentrują się w ograniczonym obszarze, zwanym przez Glücklich'a [2] strefą "licznych mikrorys" (multitude of microcraks), gdzie w końcowej fazie, po utworzeniu się rysy głównej, następuje zniszczenie (zerwanie) elementu badawczego. Podobny mechanizm zniszczenia betonu rozciąganego przyjmowany jest przez liczne grono badaczy - np. [3], [4] i [5].

Ponieważ w miarę wzrostu obciążenia może się pojawić kilka "stref mikropęknięć" a w nich więcej niż jedna rysa wiodąca - możliwość wyselekcjonowania do obserwacji przekroju w którym, w ostatniej chwili, nastąpi zerwanie - jest całkowicie przypadkowa. Stąd przedmiotem badań niektórych autorów [6], [7] . [8] są doświadczenia wymuszające powstanie, w założonym z góry

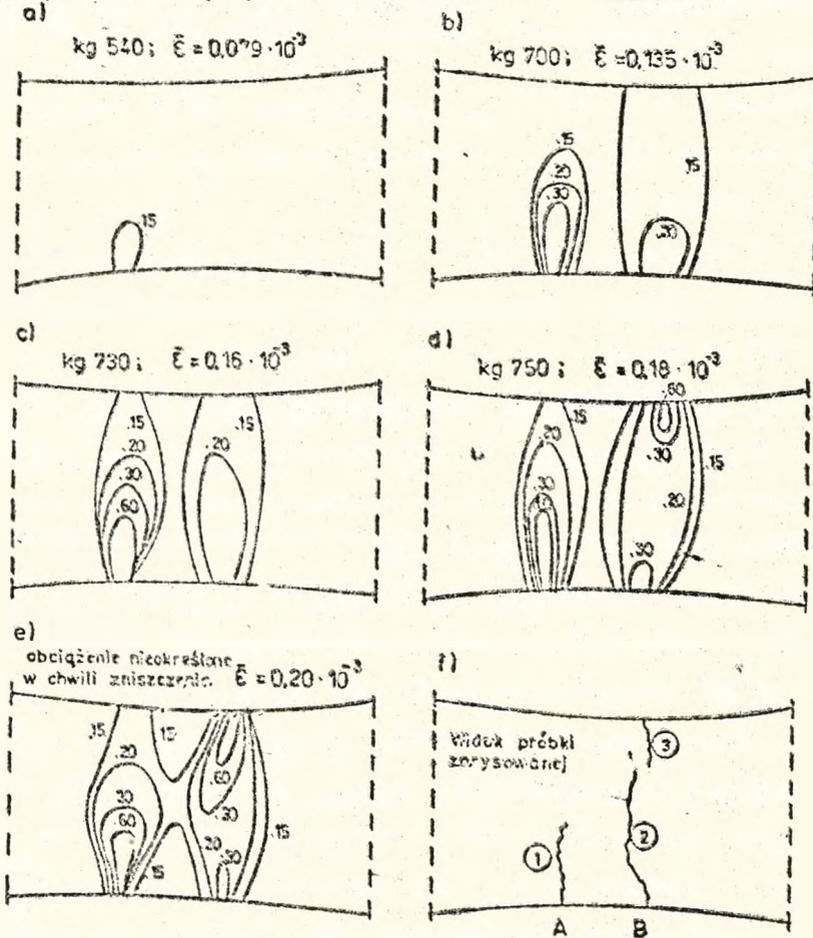
przekroju, jednej rysy - rysy dyskretnej - możliwej do wnikliwej oceny. Obserwacja rozwoju rys w "strefie mikropęknięć" oraz rysy dyskretnej - na podstawie badań [8], są przedmiotem tego artykułu.

## 2. Mechanizm zniszczenia próbek rozciąganych o stałym przekroju

W badaniach betonu rozciąganego przy pomocy różnego rodzaju tensometrów otrzymuje się uśrednione wartości odkształceń z określonego obszaru próbki a rejestracja wydłużenia jest praktycznie możliwa do chwili zarysowania betonu. Możliwość orientacji w którym przekroju nastąpi zniszczenie próbki - jak to już wyżej powiedziano - jest zupełnie przypadkowa. Uniemożliwia to dokładniejszą obserwację przekroju krytycznego z obszarem do niego przyległym. Studia pola odkształceń na bocznych powierzchniach rozciąganych próbek pryzmatycznych, prowadzone techniką interferometryczną w świetle laserowym wykazały, że pole to - przed zniszczeniem - staje się nieregularne i zmienne. Po pojawieniu się pierwszej strefy koncentracji odkształceń możliwe jest pojawienie się drugiej i więcej takich stref - w bliskiej lub dalszej odległości od pierwszej. Problem przedstawiono, w oparciu o badania [8], na rys 1. Próbka betonowa o przekroju ca 80/80 mm osiowo rozciągana. Brak informacji o klasie betonu.

Kolejno powstające strefy koncentracji odkształceń A i B oraz rysy 1, 2 i 3 przyporządkowano określonym wielkościom siły rozciągającej. Rozwój pola odkształceń obserwowany techniką interferometryczną w świetle laserowym przedstawiono przy pomocy charakterystycznych linii, tworzących linie jednakowych od-

kształceń (izodeformacji) w przedziałach  $\bar{\epsilon} = 0,15 \cdot 10^{-3}$ ;  $0,2 \cdot 10^{-3}$ ;  $0,3 \cdot 10^{-3}$  i  $0,6 \cdot 10^{-3}$ . Wyboru początkowej charakterystycznej wartości odkształcenia  $\bar{\epsilon} = 0,15 \cdot 10^{-3}$  dokonano w oparciu o badania [9] gdzie stwierdzono, że odkształcenie odpowiadające pierwszej zauważonej rysie miało wartość  $\bar{\epsilon} \geq 0,135 \cdot 10^{-3}$ .



Rys.1. Różwój odkształceń i zniszczenia w próbce betonowej o stałym przekroju.

Również Kaplan [10] podaje, że odchylenie od prostej na wykre-

sie  $\epsilon - \xi$ , będące początkiem zarysowania, objawia się przy  $\xi \gg 0,12 \cdot 10^{-3}$ .

Wg autorów [8] odkształcenie odpowiadające wartości  $\xi \leq 0,15 \cdot 10^{-3}$  po odciążeniu próbki - wskazuje na tendencję regresji nawet do wartości zerowej. Pozostałe linie izodeformacji charakterystycznych o podanych na rys.1 wartościach dobrano tak by czytelnie przedstawić rozwój i wielkość odkształceń w przekrojach krytycznych. Linia izodeformacji  $0,6 \cdot 10^{-3}$  jest, wg autorów [8], potwierdzeniem wyników uzyskanych wcześniej w badaniach [9].

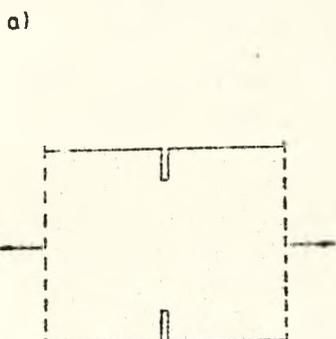
Z rys.1a wynika, że w strefie A, przy obciążeniu  $\sim 540$  kg, pojawia się pole odkształceń które przy kolejnym obciążeniu  $\sim 700$  kg obejmuje już  $3/4$  wysokości próbki - osiągając wartość charakterystyczną izodeformacji  $0,3 \cdot 10^{-3}$  - przy średnim odkształceniu obszaru  $\xi = 0,135 \cdot 10^{-3}$ . Przy tym obciążeniu pojawiła się druga strefa koncentracji odkształceń - B, obejmująca całą wysokość przekroju.

Kolejne obciążenia, odpowiadające im linie izodeformacji a przy tym odkształcenia średnie, zarejestrowane na tensometrach elektrooporowych podano na rys.1c+1e. Rys.1f informuje o kolejności pojawiania się rys w obu strefach. Ostatecznie zerwanie próbki nastąpiło w strefie B, w przekrojach przez rysy 2 i 3.

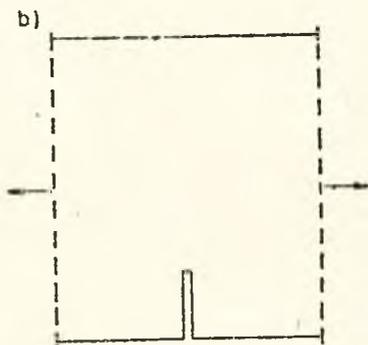
### 3. Rozwój zarysowania w próbkach z przekrojem naciętym

Przez próbki z przekrojem naciętym, omawiane w nin. pracy, należy rozumieć próbki betonowe rozciągane z dwustronnym sy-

metrycznym nacięciem (rys.2a) lub nacięciem jednostronnym (rys.2b). Badania zależności  $\sigma - \varepsilon$  na próbkach z symetrycznym nacięciem dwustronnym prowadził Reinhardt [6] oraz Gopalaraman i Shah [7]. W obu przypadkach pomiar odkształceń betonu przeprowadzono przy pomocy tensometrów elektrooporowych.



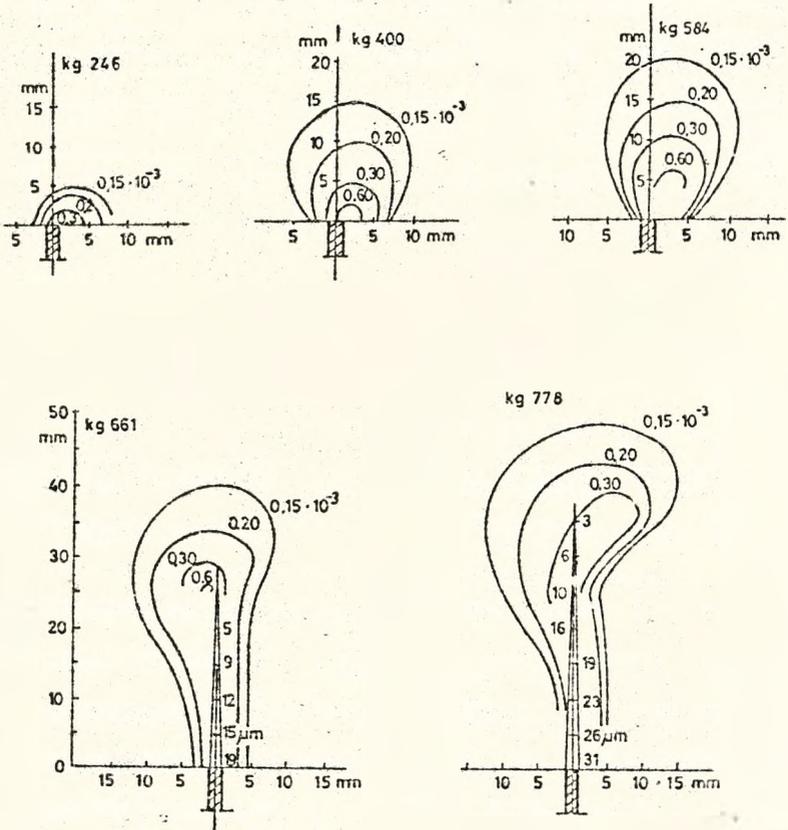
Rys.2a. Próbką z nacięciem dwustronnym [7].



Rys.2b. Próbką z nacięciem jednostronnym [8].

Badania na próbkach betonowych, z nacięciem jednostronnym, rozciąganych prowadzili autorzy [8], których pewne spostrzeżenia w tym zakresie omówiono w dalszej części opracowania. Nacięcie przekroju - jak to na wstępie stwierdzono - ma na celu "wymuszenie" powstania rysy dyskretnej (pojedynczej). Obserwacje pola odkształceń w przekroju naciętym, pod obciążeniem narastającym, prowadzono przy pomocy tensometrów elektrooporowych oraz techniką laserową - otrzymując średnie wartości odkształceń (tensometry) oraz rozkład pola odkształceń w sąsiedztwie przekroju zarysowanego w postaci linii jednakowych odkształceń (izodeformacji) - uzyskane techniką laserową. Obraz rozwoju pola odkształceń, obserwowany techniką interferometryczną w świetle laserowym, pod narastającym obciążeniem - przedstawiono na rys.3 na przykładzie jednej próbki badaw-

część z betonu o przekroju 80/80 mm, naciętej jednostronnie na głębokość  $a=18$  mm i szerokości nacięcia  $w=2$  mm (rys 2b).



Rys.3. Linie odkształceń (izodeformacji) i szerokości rozwarcia rys przy różnych stopniach obciążenia.

#### 4. Podsumowanie

Prezentowany wyżej materiał można uzupełnić dodatkowymi, wynikającymi z badań, uwagami:

a. rozwój rys w betonie rozciągany następuje przy odkształ-

- eniach betonu  $\epsilon \geq 0,12 \cdot 10^{-3}$ , przy czym w badaniach autotrów [8] odkształcenie na poziomie  $0,15 \cdot 10^{-3}$  charakteryzuje już strefę mikropęknięć od obciążeń zewnętrznych,
- b. sposób badania pola odkształceń nie ujawnia mikrozarysowań w betonie powstałych wcześniej, np. w wyniku skurczu,
- c. największe naprężenie - odkształcenie obserwuje się w wierzchołku rysy - przy szerokości rozwarcia  $w=0$ .

#### Literatura

- [1]. Fehling E., König G., Scheidler D.: Use of tensile strength of concrete in design. CEB.Bulletin d'Information N° 178/179 - 1987.
- [2]. Glücklich J.: Fracture of plain concrete. Proc. ASCE, Eng. Mech. Div. - 1963.
- [3]. Lott J.L., Kesler C.E.: Crack propagation in plain concrete. T.A.A.M. Report N° 648. University of Illinois - 1964.
- [4]. Welch G.B., Haisman B.: The application of fracture mechanics to concrete. Materiaux e. Constructions. - 1969.
- [5]. Kochanow L.M.: Time of the rupture process under creep conditions. Izd.Akd.Nauk SSSR - 1958.
- [6]. Reinhardt H.W.: Verhalten des Betons im verformungsgesteuerten axialen Zugversuch. Fortschritte im konstruktiven Ingenieurbau. Rehm - Festschrift. Okt/1984.
- [7]. Gopalaratnam V.S., Shah S.P.: Softening response of plain concrete in direct tension. Forschungsbericht des Technological Institute, Northwestern University, Illinois 60201 June - 1984.

- [8]. Dei Poli S., Iori I.: Osservazione e rilievi sul comportamento a trazione del calcestruzzi, analisi di risultante sperimentali. Studi Ricerche - Vol.8, 1986. Politecnica di Milano.
- [9]. Evans R.H., Marathe M.S.: Microcracking a. stress-strain curves for concrete in tension. Materiaux e. constructions - 1968.
- [10]. Kaplan M.F.: Strains a. stresses of concrete at initiation of cracking a. near failure. ACI Journal - 1963.

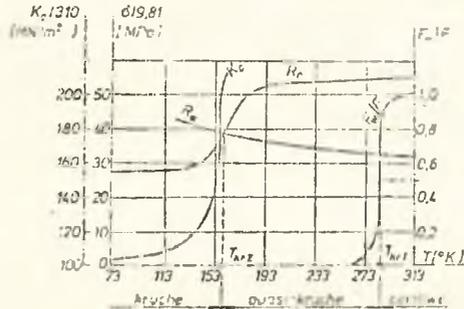
Sławomir Matyaszewski  
 Politechnika Lubelska

WYZNACZANIE KRYTYCZNYCH TEMPERATUR PĘKANIA  
 STALOWEGO ELEMENTU KONSTRUKCYJNEGO, PROGNO-  
 ZOWANIE TYPU PĘKNIĘCIA W ZAŁOŻONEJ TEMPERA-  
 TURZE EKSPLOATACJI ELEMENTU.

Zależność charakteru pęknięcia stali od temperatury stosunkowo łatwo jest określić w oparciu o badania próbki gładkiej. Za miarodajną przyjmuje się próbę rozciągania (a: do zrywania) gładkiej próbki znormalizowanej, dokonywaną w różnych temperaturach, a ściślej - charakteryzującą ją parametry, takie jak:  $R_e$  - granica plastyczności stali,  $R_r$  - wytrzymałość rozdzielcza stali (w danej temperaturze badania),  $F_w$  - pole powierzchni strefy włóknistej w złomie [4][5]. Na podstawie tych wielkości określa się tzw. krytyczne temperatury pęknięcia zwane też inaczej krytycznymi temperaturami kruchości, tj. temperatury rozgraniczające podstawowe rodzaje pęknięcia stali. Temperaturę, w której powstały słom charakteryzuje 50 procentowy udział strefy włóknistej w całkowitym polu powierzchni przekroju, tj. gdy  $F_w/F = 0,5$ , definiuje się jako pierwszą temperaturę krytyczną pęknięcia  $T_{1,2}$ . Natomiast drugą temperaturę krytyczną pęknięcia  $T_{1,2}$  stanowi temperatura, w której granica plastyczności osiąga wartość równą wytrzymałości rozdzielczej, tj. gdy  $R_e = R_r$ , natomiast wydłużenie materiału spada do zera [3], [4]. W zależności od temperatury, w której nastąpi pęknięcie, nazywamy je kruchym, quasi-kruchym lub ciągliwym.

Na podstawie badań próbki gładkiej można przyjąć, że niebezpieczeństwo kruchego pęknięcia materiału, z którego jest ona wykonana, istnieje w temperaturze eksploatacji  $T_e \leq T_{kr2}$ , zaś quasi-kruchego w  $T_e \leq T_{kr1}$ . Zależność typu pęknięcia od temperatury eksploatacji, dla stali niskowęglowej, przedstawia rys. 1.

Biorąc pod uwagę tylko realne temperatury, w jakich



Rys. 1. Wykres charakteryzujący pierwszą i drugą temperaturę krytyczną dla stali niskowęglowej

mogą pracować budowlane konstrukcje stalowe można przyjąć, że będą one pękać jedynie w sposób quasi-kruchy. Nie jest to oczywiście prawdą, bowiem przypadki pęknięć kruchych w konstrukcjach stalowych, nawet w temperaturach dodatnich (powyżej  $0^{\circ}\text{C}$ ), są powszechnie znane. Przyczyną tego jest przesunięcie temperatur krytycznych w kierunku dodatnim, wywołane oddziaływaniem na materiał różnych czynników, determinujących jego pracę w elemencie konstrukcyjnym lub też w całej konstrukcji.

Do najważniejszych czynników wywołujących przesunięcie temperatur krytycznych pękania stali, określających rzeczywiste zachowanie się materiału w konstrukcji, należy zaliczyć:

#### 1. Czynniki konstrukcyjne:

- wielosiłowy stan naprężenia (związany głównie z działaniem korbów)
- efekt skali (wpływ rozmiarów elementu konstr.)

#### 2. Czynniki technologiczne:

- obecność koncentratorów naprężeń (wady spawalnicze oraz wady w materiale rdzinyz)
- naprężenia pozostające (naprężenia spawalnicze, walcownicze oraz powstałe w wyniku procesów obróbki cieplnej)
- starzenie stali (wywołane procesami technologicznymi: zgniot na zimno, spawanie)

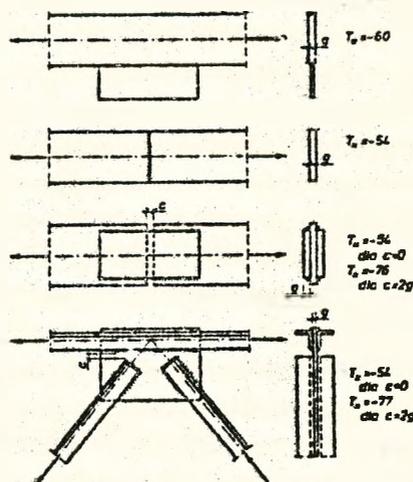
### 3. Czynniki eksploatacyjne:

- szybkość odkształcania (dynamiczny charakter obciążenia).
- poziom naprężeń nominalnych (w powiązaniu ze stopniem objętościowego stanu naprężenia)

Prognozowanie typu pęknięcia stalowego elementu konstrukcyjnego, staje się zatem możliwe dopiero po rozpoznaniu w/w czynników oraz ilościowym uwzględnieniu ich wpływu na przesunięcie temperatur krytycznych pracującego materiału.

#### I Badania wybranych elementów konstrukcyjnych:

Najbardziej miarodajne wyniki pomiarów krytycznych temperatur pęknięcia elementów konstrukcji stalowych można uzyskać w oparciu o badania prowadzone bezpośrednio na wybranych elementach. Wyniki badań teoretycznych i doświadczalnych stają się szczególnie użyteczne wówczas, jeżeli odnoszą się do szeregu elementów konstrukcyjnych określonego typu. Pozwala to bowiem na ustalenie metody obliczeniowego oszacowania temperatur krytycznych, wspólnej dla pewnego typu elementów bądź też całych konstrukcji. Próbę taką podjął Silwestrow[7], badając drugie temperatury krytyczne  $T_{kr2}$  wybranych 12 węzłów spawanych, dla różnych grubości blach ulegających pękaniu.



Rys. 2. Wybrane węzły spawane oraz ich temperatury charakterystyczne

Na podstawie wyników badań ustalił on następujący wzór temperatury krytycznej:

$$T_{kr2} = \frac{T_x + (20^\circ + 1/\psi)(K_g - 1)}{K_g} \quad [^\circ\text{C}]$$

gdzie:  $T_x$  - temperatura charakterystyczna, wyznaczona dla danego typu węgla  $[^\circ\text{C}]$

$K_g = 1 + 0,1g \leq 1,40$  ,  $g$  - grubość elementu  $[\text{cm}]$

$\psi$  - współczynnik przyjmowany w granicach od 0,0047 do 0,0054  $[1/^\circ\text{C}]$  (wartości mniejsze odnoszą się do stali uspokojonej i półuspokojonej, a większe - do nieuspokojonej)

Na rys. 2 pokazano kilka ważnych praktycznie węzłów, podając odpowiadające im wartości temperatur charakterystycznych  $T_x$ .

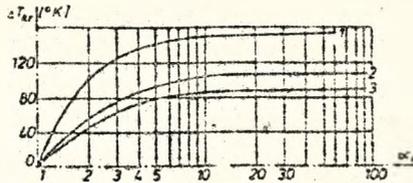
#### II Wykorzystanie pomiarów temperatur krytycznych próbki gładkiej znormalizowanej (zasada addytywności):

Temperatury krytyczne dla dowolnego elementu konstrukcyjnego ze stali, o wiele praktyczniej jest określać wykorzystując pomiary temperatur krytycznych próbki standardowej. Znając bowiem temperatury krytyczne próbki gładkiej znormalizowanej oraz przesunięcia tych temperatur od poszczególnych wpływów o  $\Delta T_{kr}$ , temperatury krytyczne elementu konstrukcyjnego można wyznaczyć korzystając z zasady addytywności [3], [4]. W pierwszej kolejności zakłada się, że poszczególne czynniki wpływają na przesunięcie temperatur krytycznych niezależnie od siebie. Dzięki temu można przyjąć, że ich łączny wpływ na przesunięcie temperatur krytycznych, odzwierciedlający rzeczywistą pracę materiału w konstrukcji, będzie sumą przesunięć tych temperatur od poszczególnych czynników. Zatem:

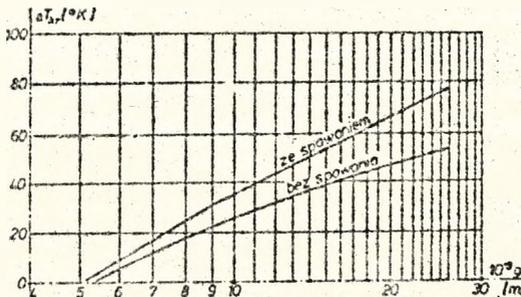
$$T_{kr1}^a = T_{kr1}^p + \sum \Delta T_{kr1} \quad , \quad T_{kr2}^a = T_{kr2}^p + \sum \Delta T_{kr2}$$

Do praktycznego oszacowania przesunięć  $\Delta T_{kr}$  od poszczególnych czynników, mogą być wykorzystane wyniki badań doświadczalnych Machutowa i Serensena [3], [5], [6], przeprowadzonych na próbkach gładkich i udarnościowych ze stali niskowęglowych oraz niskostopowych.

Na rys. 3-4 przedstawiono wpływ podstawowych czynników na przesunięcie krytycznych temperatur pęknięcia, pracującej w konstrukcji stali.



Rys. 3 Wpływ współczynnika koncentracji naprężeń na przesunięcie temperatur krytycznych: 1 - podczas zginania udarowego, 2 - podczas osiowego i mimośrodowego statycznego rozciągania, 3 - podczas zginania statycznego



Rys. 4 Wpływ pozostających naprężeń spawalniczych (zależnych od grubości elementu) na przesunięcie temperatur krytycznych: dla elementu płaskiego z podłużną spoiną czołową, rozciąganego osiowo

### III Badania dużych próbek (szeroka próbka Wellsa):

Próg kruchości oraz poziom naprężeń inicjujących kruche pękanie w danym elemencie konstrukcyjnym, w sposób przybliżony, określić można na podstawie badań dużych próbek. Do tej grupy badań zaliczyć można m.in. próbę Robertsona, ESSO oraz szeroką próbkę Wellsa, w których badane próbki odzwierciedlają pracę określonych konstrukcji [1].

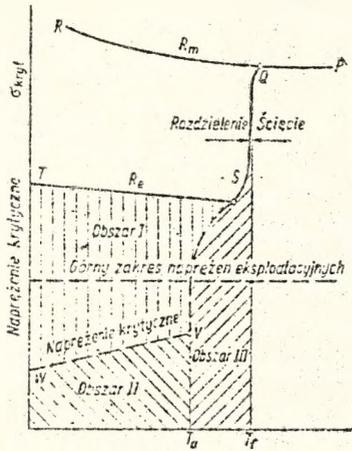
Próbka Wellsa, o szerokości 1m, przy rozciąganiu stwarza warunki odkształcenia materiału zbliżone do tych, jakie występują w elementach konstrukcyjnych przy statycznym obciążeniu. Właściwość ta pozwoliła Kiharze i Masobushi'emu [2] na wykorzystanie próbek Wellsa do oceny zachowania się stalowych konstrukcji spawanych (ze stali niskowęglowych) w obniżonych temperaturach. Ocena ta, przedstawiona w formie tabelarycznej na rys. 5, dokonana została na podstawie badań Wellsa i Kihary [1], dla trzech serii rozciąganych szerokich próbek. Serię I

stanowiły próbki materiału bez karbu, II serię - próbki z materiału z wewnętrznym karbem, III serię - próbki ze wzdłużną spoiną i z wewnętrznym ostrym karbem. Wyniki badań, przedstawione na rys. 6, pozwoliły określić dwie charakterystyczne temperatury kruchości stali, w warunkach zdeterminowanych przez pracę konstrukcji spawanej. Pierwsza z nich ( $T_f$ ), odnosząca się do próbek z karbem, jest temperaturą, w której następuje gwałtowny spadek obciążenia niszczącego materiał ( $\sigma_{kr} = R_e$ ). Drugą temperaturą graniczną ( $T_a$ ) jest temperatura, w której próbki spawane z wewnętrznym karbem w strefie wpływu ciepła, pękają w sposób kruchy przy naprężeniach niższych od  $R_e$  i od naprężeń dopuszczalnych dla danego typu konstrukcji.

Temperatury  $T_f$  i  $T_a$  uznano za graniczne temperatury eksploatacji konstrukcji spawanych [2].

Temperatura eksploatacji konstrukcji	Karby	Naprężenia wewnętrzne	Naprężenia robocze	Naprężenia wywołujące pęknięcie	Zachowanie się konstrukcji podczas eksploatacji	Charakter przełomu
dowolna	brak	ustąpiłe przez wyżarzanie	—	powyżej $P_0R$	pęknięcie nie występuje	włóknisty
$t_s > T_f$	występują	ustąpiłe przez wyżarzanie	—	powyżej $P_0R$	pęknięcie nie występuje	włóknisty
$t_s > T_f$	występują	ustąpiłe przez wyżarzanie	—	powyżej krzywej $ST$	pęknięcie nie występuje	ziarnisty
$t_s > T_f$	występują	występują	—	powyżej krzywej $P_0$	pęknięcie nie występuje	włóknisty
$T_f > t_s > T_a$	występują	występują	—	obszar III	pęknięcie cząstkowe	ziarnisty
$t_s < T_a$	występują	występują	krytyczne	obszar II	pęknięcie cząstkowe	ziarnisty
$t_s < T_a$	występują	występują	krytyczne	obszar I	pęknięcie cząstkowe	ziarnisty

Rys. 5 Zachowanie się konstrukcji spawanych w zależności od stanu naprężeń oraz temperatury eksploatacji



Rys. 6 Obszary naprężeń zrywających próbkę Wellsa (schematycznie) w sposób plastyczny lub kruchy: obszar I — pęknięcie przebiega przez całą szerokość próbki bez zatrzymania się, obszar II — pęknięcie jest zapoczątkowane, lecz nie rozwija się, obszar III — pęknięcie częściowe zostaje zapoczątkowane, lecz nie rozwija się;  $T_f$  — graniczna temperatura pracy bez ryzyka kruchych pęknięć o ograniczonym zasięgu,  $T_c$  — graniczna temperatura kruchego pęknięcia przy małych obciążeniach

#### Literatura:

- [1] Butnicki S. - Spawalność i kruchość stali, Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa, 1979
- [2] Kihara H., Masobushi K. - "Effect of residual stress on brittle fracture.", Brit. Weld. J., 1959, No 4
- [3] Machutow N.A. - Soprotiwlenie elementow konstrukcij chрупkomu razruszeniju, Maszynostroenie, Moskwa, 1973
- [4] Rykaluk K. - Pozostające naprężenia spawalnicze w wybranych stanach granicznych nośności, Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, Nr 29, seria: Monografie, Nr 11, Wrocław, 1984
- [5] Serensen S.W., Machutow N.A. - "Mecchaniczieskije zakonomiernosti chрупkogo razruszenia", Awtomatizieskaja swarka, 1967, No 8
- [6] Serensen S.W., Machutow N.A. - "Opredelenie kriticzieskich temperatur chрупkosti izdelij iz malouglerodistoj stali", Problemy procznosti, 1969, No 4, s. 29-39
- [7] Silwestrow A.W. - "O rasczietnoj ocenke kriticzieskich temperatur chłodnołcmkosti elementow stalnych konstrukcij Referaty V Konferenciji Naukowo-Techniczieszej "Konstrukcije metalowe" - "Nowoczesne konstrukcje metalowe w budownictwie", t. III, s. 281-291, Warszawa, maj 1974

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.

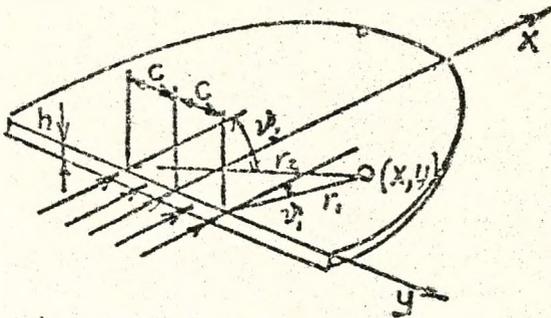
Każda z tych koncepcji charakteryzuje się pozytywnymi jak również negatywnymi cechami wynikającymi z :

- 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 wywoła-  
ne tą siłą.



Rys. 1.

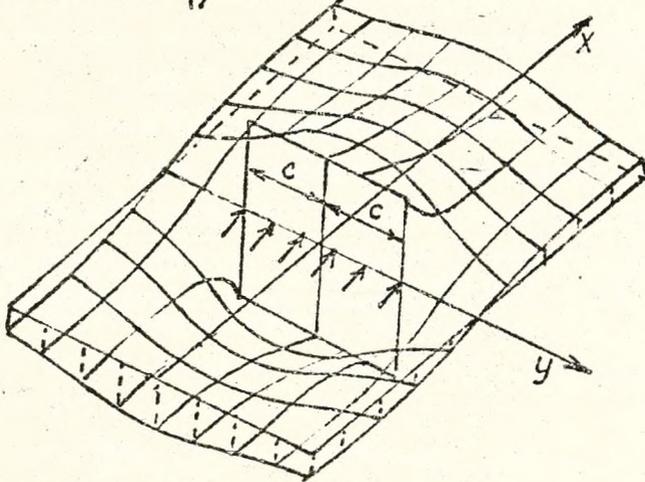
Wzory te mają postać :

$$\sigma_{xx} = - \frac{T}{4\pi hc} \left[ (\alpha_2 - \alpha_1) + \frac{1+\nu}{4} (\sin 2\alpha_2 - \sin 2\alpha_1) \right]$$

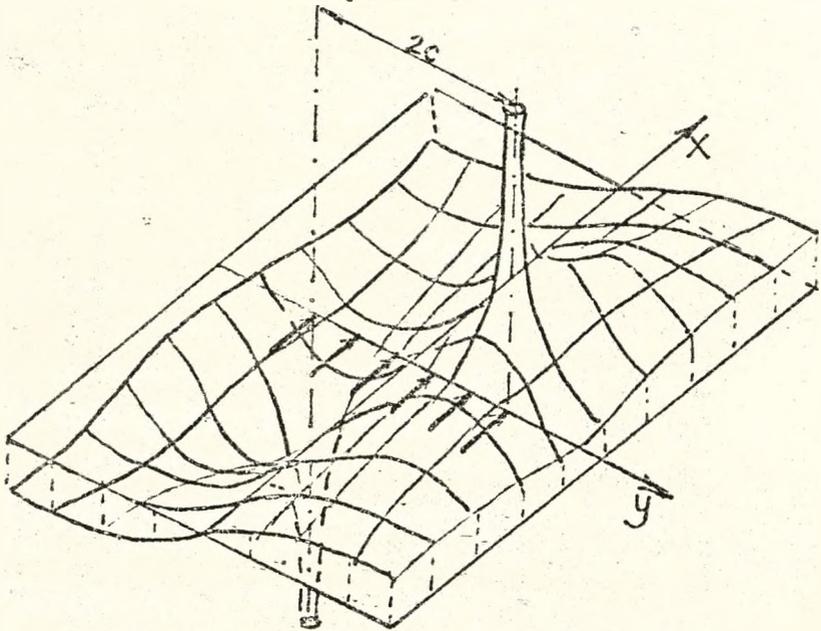
$$\sigma_{yy} = - \frac{T}{4\pi hc} \left[ \nu(\alpha_2 - \alpha_1) - \frac{1+\nu}{4} (\sin 2\alpha_2 - \sin 2\alpha_1) \right]$$

$$\tau_{xy} = - \frac{T}{4\pi hc} \left[ \frac{1-\nu}{2} \ln \frac{r_2}{r_1} - \frac{1+\nu}{4} (\cos 2\alpha_2 - \cos 2\alpha_1) \right]$$

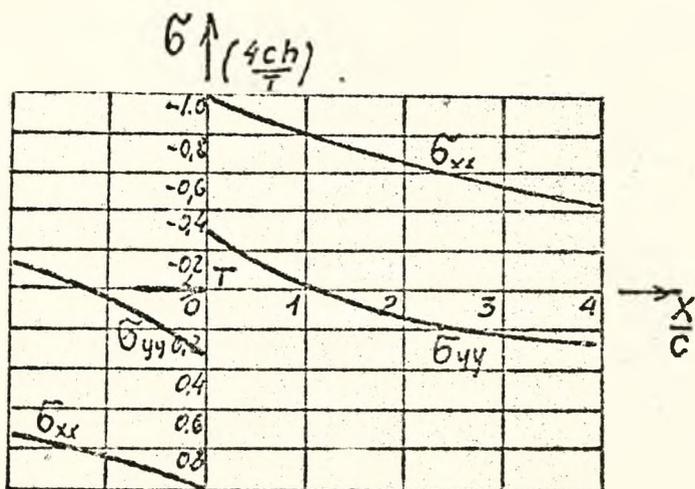
Na podstawie powyższych wzorów można otrzymać obraz rozkładu naprężeń w obszarze otoczenia łączenia, ilustrują to rysunki Nr 2 dla  $\sigma_{xx}$  i Nr 3 dla  $\tau_{xy}$ . Natomiast wzdłuż osi  $X / y=0$  i dla  $y=0,3$  zmianę  $\sigma_{xx}$  i  $\sigma_{yy}$  przedstawiają wykresy na rys.4.



Rys.2.



Rys.3.



Rys.4.

Z wykresów na rys.4. wynika m.in., że wartość naprężeń normalnych  $\bar{\sigma}_{xx}$  występujących na osi symetrii, w odległości równej dwu szerokościom łącznika stanowi 50% naprężeń występujących bezpośrednio za łącznikiem. Maksymalne naprężenia  $\bar{\sigma}_{xx}$  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  $T_1$  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  $\bar{\sigma}_{yy}$ /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  $\tau_{xy}$  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 M. Nurek W., Teoreticzeskoje issledowanije raboty uzłow pri krieplenija swiaziej stalnych trubczatych konstrukcji pokrytij. ,Prace Naukowe Politechniki Lubelskiej 195, Budownictwo 33, Wydawnictwa Uczelniane 1990.

Mieczysław KRÓL  
 Jerzy SZERAFIN  
 Politechnika Lubelska

### NOSNOŚĆ BELEK ZELBETOWYCH W MŁODYM WIEKU

#### 1. Uwagi wprowadzające

Pod określeniem "beton w młodym wieku" przyjęto uważać taki beton, którego czas normalnego dojrzewania nie przekroczył jeszcze 28 dni, \* od chwili zaformowania. W okresie tym kształtują się wszystkie podstawowe cechy wytrzymałościowe i konstrukcyjne betonu. W tym okresie poprzez rozmaite zabiegi technologiczne można wpływać na rozwój w czasie właściwości betonu.

Do najważniejszych przesłanek, dla których niezbędna jest znajomość właściwości młodego betonu należą [3]:

- wymogi normy PN-68/B-03264, która nakazuje sprawdzanie konstrukcji w stadium realizacji,
- konieczność znajomości wytrzymałości międzyoperacyjnych w procesie prefabrykacji,
- zespół działań organizacyjnych na budowie, zdeterminowany szybkością nabywania cech wytrzymałościowych przez beton w toku wznoszenia konstrukcji.

#### 2. Ocena dotychczasowego rozpoznania właściwości konstrukcyjnych młodego betonu

W wyniku przemian fizyko-chemicznych składników mieszanki betonowej dochodzi do narastania wytrzymałości i sztywności betonu, a w konsekwencji do spadku jego zdolności do odkształceń plastycznych. Na podstawie danych literaturowych można przyjąć, że w najważniejszym okresie, w wieku od 2 do 24 godzin świeży betor przechodzi fazę krytyczną, kiedy to jego wytrzymałość na rozciąganie jest jeszcze znikomo mała, zaś podatność na plastyczne odkształcenia już jest znacznie obniżona. Ta niekorzystna sytuacja powstaje na skutek szybszego narastania sztywności betonu, niż jego wytrzymałości [4]. W wyniku tych relacji występuje w młodym betonie zwiększona podatność na zarysowania, mogące powstać wskutek lokalnie występujących naprężeń wywołanych zjawiskami reologicznymi lub zewnętrznymi obciążeniami. W rezultacie powstają mikrorysy, które łączą się ze sobą i tworząc się obniżają znacznie wytrzymałość chwilową betonu.

Istnieje stosunkowo niewielka liczba danych doświadczalnych dotyczących zachowania się betonu w młodym wieku. Jednym z przykładów były badania na próbkach z zaprawy cementowej, przedstawione w pracy [2]. Wynika z nich, że we wczesnej fazie dojrzewania, do 11 godzin, zasadnicze znaczenie dla oceny próbek ma względny przyrost modułu sprężystości i wytrzymałości na ściskanie. Początkowo moduł sprężystości rośnie szybciej niż wytrzymałość, po czym po upływie ok. 5 godzin, następuje stosunkowo szybszy przyrost wytrzymałości. Oznacza to, że początkowa odporność belki na zarysowanie pod obciążeniem zewnętrznym jest znikomo mała, zaś po upływie 5 godzin wzrasta.

\* ) najwcześniejszym

Nie istnieje jak dotąd spójna teoria, pozwalająca przewidywać charakter zniszczenia belek żelbetonowych w zależności od czasu ich dojrzewania. Belki takie mogą ulec zniszczeniu w przypadku wyczerpania się ich nośności na ścinanie lub nośności na zginanie. Z opisanych w pracy [4] badań na belkach żelbetonowych, zbrojonych prętami podłużnymi i strzemionami wynika, że początkowo belka niszczy się przez ścinanie, zaś w późniejszym okresie przez zginanie. Ze względu na niewielką liczbę badanych belek, autorzy nie przedstawili metody przewidywania charakteru zniszczenia belki. Wyniki badań pochodzące z tej pracy sugerują, że nośność belek żelbetonowych na zginanie w młodym wieku uzależniona jest głównie od charakterystyki stali, tj. od takich jej cech jak: powierzchnia rozwinięcia, przyczepność, przekrój i ilość prętów. Mniejsze znaczenie ma wytrzymałość betonu na ściskanie. Autorzy pracy [4] proponują, aby wzory normowe do oceny nośności belek w młodym wieku na zginanie uzależnić od granicznego odkształcenia w skrajnym włóknie. Dochodzą do wniosku, że strzemiona wykazują w belkach z młodego betonu niską efektywność na ścinanie.

Czynnikiem zapewniającym prawidłową współpracę pomiędzy betonem a stalą zbrojeniową jest przyczepność między tymi dwoma materiałami. Według autorów pracy [1], wytrzymałość na przyczepność betonu w wieku do 5-u dni jest znacznie przeceniana, a przyczepność betonu do prętów gładkich, w przeciwieństwie do prętów żebrowanych, jest tylko w niewielkim stopniu skorelowana z jego wytrzymałością na ściskanie.

### 3. Przedmiot, zakres i wyniki badań własnych

Zasadniczym celem badań na belkach badawczych była ocena nośności i odkształcalności belek żelbetonowych pod obciążeniem doraźnym w funkcji czasu ich dojrzewania.

O nośności i odkształcalności elementów żelbetonowych decydują:

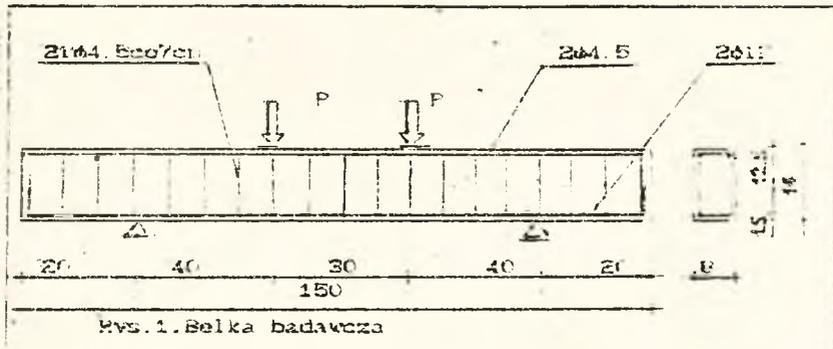
- charakterystyka geometryczna i wytrzymałościowa przekroju betonowego,
- przekrój zbrojenia i jego rozmieszczenie,
- schemat badawczy i charakter obciążenia elementu.

Badania przeprowadzane były na żelbetonowych belkach badawczych, wykonanych z betonu o tej samej recepturze. Badania realizowano na seriach belek B1, B3, B7, B14 i B28 po 1, 3, 7, 14 i 28 dniach dojrzewania naturalnego betonu.

W każdym z tych terminów badano serię składającą się z trzech elementów badawczych. Łącznie dla pięciu serii wykonano badania na piętnastu belkach. Ponadto każdej serii towarzyszyły badania uzupełniające na próbkach kostkowych o boku 15 cm. Wszystkie belki i próbki wykonano z jednego składu betonu.

Zbrojenie zostało dobrane zgodnie z wymaganiami normowymi przy założeniu, że beton w belkach osiągnie wytrzymałość umowną po 28 dniach dojrzewania naturalnego  $R_b^u = 25 \text{ MPa}$

Wymiary geometryczne przekroju betonowego, rozmieszczenie zbrojenia oraz schemat statyczny belki przedstawiono na rys.1



Wszystkie czynności i prace obejmujące: zafundowanie belek, pomiary ugięć czujnikami zegarowymi, pomiary przecięcia i szerokości rozwarścia rys oraz rejestrację siły niszczącej zostały zrealizowane w laboratorium Wydziału Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej w Politechnice Lubuskiej. Obciążenie realizowano w postaci dwóch sił skupionych (rys.1), przekazywanych poprzez stalowe podkładki na belkę, za pomocą układu dźwigniowego. Obciążanie belki zachodziło w kolejnych fazach, droga zwiększania siły obciążającej, aż do zniszczenia elementu. Przy obciążeniu siłą 1kN następowała stabilizacja układu badawczego i zerowanie tensometrów zegarowych. Następnie zwiększano fazami obciążenie i dokonywano pomiarów. Dla belek serii B1 i B3 kolejne etapy obciążenia wzrastały co 500kN każdorazowo, aż do zniszczenia. Belki z serii B7, B14 i B28 były obciążane etapami co 1000kN. Podstawowe wielkości badawcze zestawiono w tabelicy 1.

Lp	Oznaczenie belki	Wart. siły niszczy [kN]	Wart. średn. [kN]	Wytrzymał. próba kostkowych [MPa]	
1	B1/I	28.50		7.3	
2	B1/II	28.70	28.63	7.38	7.84
3	B1/III	28.40		7.6	
4	B3/I	44.00		18.81	
5	B3/II	44.70	44.90	19.11	19.07
6	B3/III	46.00		19.42	
7	B7/I	49.60		18.69	
8	B7/II	50.00	49.94	27.76	20.22
9	B7/III	50.00		20.00	
10	B14/I	48.50		28.04	
11	B14/II	49.25	49.22	27.56	27.64
12	B14/III	49.90		27.33	
13	B28/I	48.50		29.84	
14	B28/II	48.50	48.33	32.31	31.02
15	B28/III	48.00		31.11	

TAB.1. Podstawowe wielkości badawcze

## 4. Analiza wyników badań

Analizując wyniki badań belek żelbetonowych pod obciążeniem doraźnym, należy wziąć pod uwagę stochastyczny charakter młodego tworzywa betonowego, mającego istotny wpływ na stosunkowo duży rozrzut wyników, zwłaszcza opisujących stany graniczne użytkowania. Jako przykładowe czynniki wpływające losowo na rezultaty pomiarów w toku samych badań można wymienić w szczególności:

- nierówność płaszczyzn docisku,
- przypadkowe, duże ziarna kruszywa w pobliżu miejsc przyłożenia siły,
- nieosiłowe ustawienie próbek i elementów pod prasą,
- różnice w szybkości przyrostu siły nacisku itp.

Ze schematu obciążenia i podparcia belki wynika, że w strefie środkowej, leżącej między punktami przyłożenia sił zachodzi czyste zginanie. Ścinanie zachodzi w strefach przypodporowych tzn. między punktem przyłożenia siły a punktem podparcia. Dla założonego schematu i wymiarów belki wskaźnik ścinania  $D = a/h_0 = 4.0/12.5 = 3.2$ .

Na podstawie wyników badań wytrzymałości próbek kostkowych na ściskanie określono średnie wytrzymałości obliczeniowe betonu na ściskanie i na rozciąganie w belkach, posługując się wzorami [1] i [2]:

$$\bar{R}_b = (0.77 - 0.001 \bar{R}_{\phi 15}) \bar{R}_{\phi 15} \quad [1]$$

$$\bar{R}_{bz} = (0.33 - 0.0005 \bar{R}_b) \sqrt[3]{\bar{R}_b^2} \quad [2]$$

Odpowiednie wartości obliczeniowe dla belek serii B1 do B28 zestawiono w tabeli 2.

W strefie czystego zginania, powinna zachodzić równość (w stanie granicznym) momentu zginającego zewnętrznego i wewnętrznego, czyli  $M_z = M_w$ , zaś:

$$M_z = P_n \cdot a; \quad M_w = \bar{R}_b \cdot b \cdot x_0 (h_0 - x/2) \quad [3]$$

Zakładając dalej, że zasięg strefy ściśniętej  $x_{max}$  w chwili zniszczenia osiąga wartość stałą we wszystkich belkach, bez względu na czas dojrzewania, można ustalić zależności proporcjonalne

$$P_{t,n} / P_{28,n} = \bar{R}_{b,t} / \bar{R}_{b,28} \quad \text{lub} \quad P_{t,n} = (\bar{R}_{b,t} / \bar{R}_{b,28}) P_{28,n} \quad [4]$$

W tej zależności siła niszcząca belkę w strefie czystego zginania jest proporcjonalna do wytrzymałości tego betonu na ściskanie.

Ponieważ część belek niszczyła się ze względu na ścinanie, w analizie wyników badań ujęto także zależność siły niszczącej występującej na skutek działania sił poprzecznych, od parametrów wytrzymałościowych belki. Z analizy nośności belki w przekroju ukośnym można uznać, że względna zmiana granicznej nośności na ścinanie jest wprost proporcjonalna do pierwiastka kwadratowego z wytrzymałości względnej betonu na ściskanie, co obrazuje zależność [5]

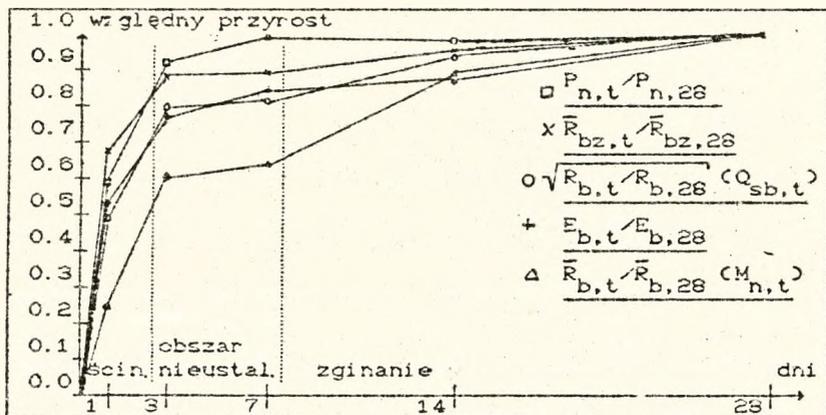
$$P_{n,t}/P_{n,28} = \sqrt{\frac{R_{b,t}}{R_{b,28}}} \quad [5]$$

Zależności opisane wyrażeniami [4] i [5] zestawiono w tabeli 2

Wiek betonu [dni]	$P_{n,t}$	$\bar{R}_{b,t}$	$\bar{R}_{0,15,t}$	$\bar{R}_{bz,t}$	$E_{b,t}$	$\sqrt{\frac{R_{b,t}}{R_{b,28}}}$
	$P_{n,28}$	$\bar{R}_{b,28}$	$\bar{R}_{0,15,28}$	$\bar{R}_{bz,28}$	$E_{b,28}$	$\sqrt{\frac{R_{b,28}}{R_{b,28}}}$
1	2	3	4	5	6	7
1	0.59	0.25	0.24	0.66	0.53	0.50
3	0.93	0.62	0.62	0.87	0.77	0.79
7	1.03	0.65	0.65	0.89	0.84	0.81
14	1.02	0.90	0.89	0.97	0.89	0.95
28	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

TAB. 2. Względne zmiany param. wytrż. i nośn. belek

Rezultaty badań wytrzymałości i nośności badanych belek przedstawiono na rys. 2. Ogólny przebieg wykresów jest zgodny z oczekiwaniami, z wyjątkiem wyników badań na belkach i kostkach 7 dniowych. Mianowicie nośność belek 7 dniowych osiąga wartości porównywalne z nośnością belek 28 dniowych, natomiast narastanie wytrzymałości betonu w tym okresie zostało spowolnione. Niezbędna jest dalsza weryfikacja doświadczalna tej serii belek. Dodatkowe badania pozwoliłyby stwierdzić, czy te relacje to prawidłowość, czy też przypadek losowy możliwy do wystąpienia ze względu na czynniki wymienione powyżej. Natomiast ogólną zgodność rozwoju w czasie posiadają krzywe nośności belek oraz krzywe rozwoju modułu sprężystości, pochodzące z badań opisanych w [6].



Rys. 2. Zmiana wzgl. wart. wytrż., mod. spręż. i sił niszc.

### 5. Wnioski końcowe

W oparciu o dostępne dane literaturowe z problematyki właściwości młodego betonu oraz rezultaty badań własnych uzyskanych na belkach żelbetowych, można sformułować następujące wnioski:

1. Posługując się wzorami normowymi dla betonu dojrzałego do określenia nośności na zginanie i ścinanie belek żelbetowych w młodym wieku, uzyskuje się rezultaty odbiegające od nośności ustalonej doświadczalnie na belkach z młodego betonu. Do wzorów normowych należałoby wprowadzić korekty uwzględniające relacje właściwości wytrzymałościowych młodego betonu. Przeprowadzone badania nie dają jeszcze podstaw do zaproponowania odpowiednich uzupełnień, lecz potwierdzają potrzebę przeprowadzenia dalszych badań w tym zakresie.

2. Wykorzystując wzory normowe do określenia nośności belek żelbetowych z uwzględnieniem współczynników korekcyjnych ze względu na wiek betonu, uzyskuje się niższe obliczeniowe nośności w porównaniu do nośności doświadczalnych, uzyskanych na belkach z betonu o różnym stopniu dojrzałości.

3. Stwierdzono doświadczalnie różny charakter zniszczenia belek żelbetowych w zależności od wieku betonu. Spostrzeżenia te można uogólnić następująco:

- belki o dojrzałości do 3 dni niszczą się w strefie przypodporowej na ścinanie,
- belki w wieku ponad 7 dni niszczą się w strefie ściskanej betonu ze względu na zginanie,
- belki w okresie od 3 do 7 dni mogą ulec zniszczeniu zarówno ze względu na zginanie, jak i ścinanie.

4. Pomimo, że wytrzymałości betonu w belkach 7, 14 i 28 dniowych różnią się, to jednak nośności belek żelbetowych wykonanych z tego betonu są bardzo zbliżone, różnica ta nie przekracza 3%. Fakt ten można wytłumaczyć osiągnięciem przez stal w prętach zbrojeniowych granicy plastyczności zanim nastąpiło zniszczenie betonu w strefie ściskanej. Wskutek uplastycznienia się stali strefa ściskana w balce zmniejszyła się, na tyle, że niewielkie w istocie różnice wytrzymałości betonu nie miały znaczenia dla nośności belki, o której zdecydowało osiągnięcie granicy plastyczności w stali.

### 6. Literatura

- [1] Chapman R.A., Shah S.P.: Early-Age Bond Strength in Reinforced Concrete ACI 1987
- [2] Fount F.R., Fuhr H.L.: Behavior of Portland Cement Mortar in Flexure at Early Ages. Properties of Concrete at Early Ages. ACI 1988
- [3] Król M.: Struktura i właściwości wytrzymałościowe młodego betonu. 1990
- [4] Shah S.P., Miller R.A., Virding T.E.: Early-Age Shear Strength of Reinforced Concrete Beams. ACI 1988
- [5] Weigler A., Karl G.: Beton-Arten, Herstellungen, Eigenschaften. Ernst and Son 1989
- [6] Wojtowicz K., Żuraw J.: Badania charakterystyk wytrzymałościowych młodego betonu. WIBiS PL 1991

Marta Zdunek  
 Politechnika Lubelska

## MINIMUM ZBROJENIA W ŚWIETLE WYBRANYCH NORM

### 1. Wprowadzenie.

Obecność zbrojenia posiadającego przyczepność do betonu niezbędna jest w konstrukcjach ze względu na:

- zapewnienie odpowiedniej nośności elementu, lub też
- zwiększenie podatności odkształcającego się betonu, rozłożenie ewentualnych rys oraz ograniczenie ich rozwarcia do zadanych wartości.

Jako minimum zbrojenia rozciąganego w żelbetowych elementach zginanych określa się przekrój stali, zapewniający nośność przekroju żelbetowego, obliczonego w fazie II równą co najmniej nośności przekroju betonowego niezbrojonego. Warunek ten ma na celu zabezpieczenie belki przed nagłym zniszczeniem, jakie mogłoby nastąpić po zarysowaniu betonu. Wyłączenie betonu ze współpracy spowodowałoby gwałtowny wzrost naprężeń w stali prowadzący w przypadku zbyt małego jej przekroju do zerwania włókien i złamania belki.

Konieczność stosowania minimalnego zbrojenia uzasadniona jest również potrzebą ograniczenia szerokości rozwarcia rys skurczowych i termicznych.

Ustalenie wielkości minimum zbrojenia jest bardzo istotne, gdyż stanowi ono granicę rozdzielającą elementy betonowe i żelbetowe. Ma to podstawowe znaczenie przy wymiarowaniu przekrojów. Elementy, w których przekrój zbrojenia jest mniejszy od minimalnego wymiarowane są według zasad jak dla przekrojów betonowych niezbrojonych. Jako przekroje betonowe zbrojone (żelbetowe) wymiarowane mogą być elementy o powierzchni przekroju zastosowanego zbrojenia nie mniejszej od minimalnej.

W normach podawany jest przeważnie minimalny stopień zbrojenia pedłużnego -  $\mu_{min}$ , określane jako stosunek powierzchni zbrojenia do użytecznego przekroju betonu.

$$\mu_{\min} = A_{sl, \min} / (bh_0) \quad (1)$$

gdzie:  $A_{sl}$  - powierzchnia przekroju prętów podłużnych,

$b$  - szerokość przekroju,

$h_0$  - wysokość obliczeniowa przekroju.

2. Przepisy normowe dotyczące minimalnego stopnia zbrojenia.

2.1. Norma polska PN-34/B-03264 [1] i PN-76/E-03264 [2].

Wartość  $\mu_{\min}$  zależy od rodzaju i charakteru pracy elementu.

Jako minimum zbrojenia rozciągającego w żelbetowych elementach zginanych określa się przekrój stali, przy którym nośność przekroju żelbetowego obliczona w fazie II jest co najmniej równa momentowi rysującemu ten przekrój w fazie I. Moment rysujący belki słabo zbrojonej, pomijając wpływ zbrojenia wyraża się ogólnym wzorem (2), a dla przekroju prostokątnego (3).

$$M_b^I = R_{bt} W_f(2), M_b^I = 0,292 R_{bt} b h^2 \quad (3)$$

gdzie:  $R_{bt}$  - wytrzymałość obliczeniowa betonu na rozciąganie,

$W_f$  - wskaźnik wytrzymałości przekroju, obliczony z uwzględnieniem uplastycznienia betonu strefy rozciąganej.

Nośność przekroju żelbetowego w fazie II wynosi:

$$M_a^{II} = R_s A_{sl} z \quad (4)$$

gdzie:  $R_s$  - obliczeniowa wytrzymałość stali,

$z$  - ramię sił wewnętrznych.

Po przyjęciu:  $z = 0,89 h_0$ ,  $h_0 = 0,923 h$  i porównaniu  $M_b^I$  i  $M_a^{II}$  otrzymuje się wzór na wyznaczenie minimalnego stopnia zbrojenia:  $\mu_{\min} = 0,35 R_{bt} / R_s$  (5)

W obowiązującej normie [1] podane wielkości  $\mu_{\min}$  nie są dokładnie równe wartościom wynikającym ze wzoru (5). W elementach zginanych bez udziału siły podłużnej wg [1] powinny one wynosić:

- 0,15% dla klasy stali A0 i AI,
- 0,10% dla klasy stali AII, AIII, AIIIN.

W normie z 1976 roku [2] określona wartość  $\mu_{\min}$  dla elementów zginanych wynosiła 0,15% dla wszystkich klas stali.

W słupach uzwojonych wg [1] minimalny stopień całego zbrojenia powinien wynosić 0,80%. Natomiast stopień zbrojenia podłużnego usytuowanego przy każdej z dwóch przeciwległych stron przekroju powinien wynosić co najmniej:

a/ w elementach ściskanych bez zbrojenia uzwojonego:

- 0,15% przy  $l_0/i \leq 35$ ,

- 0,20% przy  $35 < l_0/i < 83$ ,

- 0,25% przy  $l_0/i \geq 83$ ,

gdzie  $l_0$  - długość obliczeniowa elementu,

$i$  - promień bezwładności przekroju betonowego,

b/ w elementach rozciąganych - 0,20%.

## 2.2. Norma radziecka SNiP 2.03.01-84 [3].

Wielkości minimalnego przekroju zbrojenia należy określić na podstawie podanych w normie [3] wartości stopnia zbrojenia.

Procent zastosowanego zbrojenia w elementach zginanych i rozciąganych powinien wynosić wg [3] co najmniej 0,05.

Natomiast w elementach ściskanych wartości  $\mu_{\min}$  podane w

[3] wynoszą:

- 0,05% gdy  $l_0/i < 17$ ,

- 0,10% gdy  $17 \leq l_0/i \leq 35$ ,

- 0,20% gdy  $35 < l_0/i \leq 83$ ,

- 0,25% gdy  $l_0/i > 83$ .

## 2.3. Norma angielska BS 8110 : 1985 [4].

W normie angielskiej [4] podane wartości  $\mu_{\min}$  zależą od rodzaju pracy elementu i od charakterystycznej wytrzymałości stali -  $R_{sk}$ .

Poniżej przytoczone są wybrane wielkości:

- Zbrojenie rozciągane,

a/ dla przekrojów poddanych czystemu rozciąganiu:

-0,80% dla  $R_{sk}=250 \text{ N/mm}^2$ ,

-0,45% dla  $R_{sk}=460 \text{ N/mm}^2$ ,

b/ dla przekrojów prostokątnych poddanych zginaniu:

-0,24% dla  $R_{sk}=250 \text{ N/mm}^2$ ,

-0,13% dla  $R_{sk}=460 \text{ N/mm}^2$ .

- Zbrojenie ściskane,

tam gdzie takie zbrojenie jest wymagane przy wymiarowaniu metodą stanów granicznych, minimalny procent tego zbrojenia liczony jako  $-100A_{sc}/A_b$ , gdzie  $A_{sc}$  - przekrój zbrojenia ściskanego, wynosi 0,40% bez względu na wytrzymałość stali.

#### 2.4. Model CODE 1990 [5].

Wymagana minimalna powierzchnia zbrojenia rozciąganego może być wyliczona ze wzoru (6):

$$A_{S,min} = k_c k R_{bt} A_{bt} / R_s \quad (6)$$

gdzie:  $A_{bt}$  - powierzchnia betonu rozciąganego,

$k$  - współczynnik, którego wartość dla przekroju prostokątnego wynosi: -0,8 dla  $h < 0,3m$ ,  
-0,5 dla  $h > 0,8m$ ,

$k_c$  - współczynnik zależny od rozkładu naprężeń w przekroju wynoszący: -1,0 dla czystego rozciągania,  
-0,4 dla zginania bez udziału osiowej siły ściskającej.

W zaleceniach CEB-FIP [5] dla celów praktycznych podane są wartości  $\mu_{min}$  dla różnych konstrukcji żelbetowych.

Dla płyt stopień zbrojenia powinien być nie mniejszy niż:

- 0,0005 dla klasy stali S400 i S500,

- 0,0010 dla klasy stali S220.

Wartości te należy podwoić w przypadku zbrojenia usytuowanego przy krawędzi płyty.

Minimalny stopień zbrojenia w belkach zależy także od klasy stali i wynosi wg [5] : - 0,0015 dla stali S400 i S500,

- 0,0025 dla stali S220.

Natomiast dla słupów powierzchnia zbrojenia podłużnego powinna być nie mniejsza niż 0,008 całkowitej powierzchni przekroju betonu:  $A_s \geq 0,008 A_c$ .

### 2.5. EUROCODE [6]

Zasady obliczania minimalnego przekroju zbrojenia rozciąganego podane w EUROCODE [6] opierają się na takim samym wzorze (wzór 6) jaki jest podany w MODEL CODE [5].

Natomiast w zaleceniach zawartych w [6], dotyczących konstruowania elementów żelbetowych podane wartości minimalnej powierzchni zbrojenia podłużnego wynoszą: -

- dla słupów  $A_{s,min} = 0,003A_b$
- dla belek  $A_{s,min} = 0,0015bh_o$

### 3. Zestawienie wartości minimalnego zbrojenia.

Porównania wielkości minimalnego zbrojenia, wyliczanych wg zasad podanych w [1], [2], [3], [4], [5], [6], dokonano w przypadku zginanej belki żelbetowej. Przyjęto wymiary przekroju poprzecznego belki  $b = 30$  cm,  $h = 60$  cm,  $h_o = 57$  cm, beton klasy B20 ( $R_{bc} = 9,4$  MPa,  $R_{bt} = 0,71$  MPa). Obliczenia wykonane dla zbrojenia ze stali klasy AI ( $R_s = 210$  MPa) i AIII ( $R_s = 350$  MPa).

Tablica 1. Zestawienie wyników obliczeń.

L.p.	Wyszczególnienie	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> ]	
		AI	AII
1	PN-84/B-03264 [1]	2,57	1,71
2	PN-76/B-03264 [2]	2,57	2,57
3	SNiP 2.03.01-84 [3]	0,86	0,86
4	BS 8110:1985 [4]	4,10	2,22
5	MODEL CODE 1990 [5]	4,27	2,57
6	EUROCODE 1988 [6]	2,57	2,57
7	Wzór (6)	1,12	0,67

## 4. Podsumowanie.

Przepisy dotyczące minimum zbrojenia podłużnego zawarte w normach [1] , [2] , [3] , [4] , [5] , [6] nie są ujednolicone. Wyliczone wartości najmniejszego przekroju zbrojenia dla zginanej belki żelbetowej znacznie się różnią, szczególnie w przypadku stali niższej klasy. Na uwagę zasługuje fakt, iż nie we wszystkich normach  $A_{min}$  jest uzależnione od wytrzymałości stali, np. : PN-76/B-03264 [2] , SNiP [3] , EUROCODE [6].

Najmniejszą wartość minimalnego zbrojenia uzyskuje się wg normy radzieckiej [3] a największą wg normy angielskiej [4] i MODEL CODE [5].

## L I T E R A T U R A

- [1] Polska Norma PN-84/B-03264 " Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie",
- [2] PN-76 /B-03264 " Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone ",
- [3] SNiP 2.03.01-84 " Bietonnyje i żelezobietonnyje konstrukcji ",
- [4] British Standard BS 8110:1985 "Structural Use of Concrete" Part 1:"Code of Practice for Design and Construction",
- [5] CEB-FIP Model Code 1990, Bulletin d'information No.196,
- [6] Eurocode No.2 1993 "Design of Concrete Structures", Part 1 "General Rules and Rules for Building".

Владимир Бранцевич  
Владислав Федоров  
Брестский политехнический  
институт

### О ВЛИЯНИИ ПОВТОРЯЮЩИХСЯ НАГРУЖЕНИЙ НИЗКОЙ ЧАСТОТЫ НА РАЗВИТИЕ И ШИРИНУ РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН

Известно, что образование, развитие и ширина раскрытия трещин в изгибаемых железобетонных элементах при действии повторяющихся нагрузок зависит в основном от относительного уровня напряжений в бетоне, процента армирования коэффициента асимметрии переменной нагрузки, длительности её действия и других факторов (1,2,3,4,5). Анализ отдельных данных, приведенных в литературе свидетельствует, что кроме перечисленных факторов на развитие и ширину раскрытия трещин влияет частота приложения повторяющейся нагрузки (5,8).

В связи с этим, для выявления влияния повторяющихся нагрузений низкой частоты на развитие и ширину раскрытия трещин были проанализированы экспериментальные данные, полученные при исследовании обычных и предварительно напряженных железобетонных изгибаемых образцов с частотой приложения нагрузки 1 цикл в минуту при коэффициенте  $\rho = 0$ .

Опыты показали, что количество трещин, образовавшихся в процессе действия повторяющейся нагрузки в обычных образцах было примерно в два раза больше, чем в преднапряженных. Кроме того, развитие и ширина раскрытия трещин в обычных элементах происходили значительно быстрее, чем в балках с предварительным напряжением.

Интенсивность возрастания ширины раскрытия трещины при повторном действии нагрузки увеличивалась с уменьшением преднапряжения и процента армирования. Вместе с тем, испытание образцов с различной степенью обжатия бетона и различным процентом армирования на разных уровнях повторяющейся нагрузки показали, что при более высоких уровнях нагрузки, равных 0,5-0,6 от разрушающей, развитие трещин происходило более интенсивно, чем на низких уровнях равных 0,35-0,4  $M_u$ . Кроме того, сравнение опытных данных показало, что под действием постоянной нагрузки

ширина раскрытия трещин за один и тот же промежуток времени была меньше, чем при повторяющихся нагружениях.

При испытаниях опытных балок в них, помимо трещин, нормальных к продольной оси и развивавшихся, главным образом, в зоне действия постоянного момента возникали наклонные трещины на приопорных участках. Следует отметить, что эти трещины возникли в основном в обычных балках с малым обжатием напрягаемой арматурой. В балках с увеличенным обжатием приопорные зоны были практически без наклонных трещин.

При действии повторяющейся нагрузки наклонные трещины развивались по высоте сечений и увеличивали ширину раскрытия, при этом, как и нормальные трещины, наклонные наиболее интенсивно развивались в начальный период на протяжении первых трех дней испытаний, после чего процесс их развития и раскрытия замедлялся и практически стабилизировался.

По высоте сечения наибольшая ширина раскрытия наклонных трещин наблюдалась на расстоянии от нижней грани, составляющей 0,3-0,45 высоты балки и в обычных балках была значительно больше, чем в преднапряженных. Кроме того, в балках с большим процентом армирования наклонные трещины развивались не так интенсивно как в балках с малым процентом армирования. Во всех балках при действии повторяющейся нагрузки наклонные трещины увеличили свое раскрытие в 1,7-2,2 раза по сравнению со значениями зарегистрированными при первом кратковременном нагружении.

Вместе с тем, результаты исследований (1,2,3,4,5,6,7,8) показывают, что воздействие на балку повторяющихся нагрузок с частотой приложения 3-5 Гц и 30-50 Гц вызывает в них ускоренное развитие деформаций в арматуре и бетоне, увеличивает развитие трещин и прогибов. Сравнение данных полученных в наших опытах при низкочастотных нагружениях показывает, что при таком нагружении все процессы деформирования происходят более ускоренно, чем при испытаниях на пульсаторах при более высоких частотах. Отмеченная особенность, видимо, связана с влиянием частоты приложения нагрузки.

При сопоставлении результатов наших опытов и исследований ряда авторов (1,2,3,4,5,6,7,8) выявлено, что частота приложения повторяющейся нагрузки влияет не только на развитие деформаций бетона, но также и на ширину раскрытия трещин в бетоне изгибаемых элементов. Оказывается, что, если значения

ширины раскрытия трещин, измеренные в опытах различных авторов, расположить в зависимости от частоты действия испытательной нагрузки, то получается приведенная на рисунке графическая зависимость, подобная по форме зависимостям для деформаций бетона, арматуры и прогибов.

Следует при этом отметить, что данные при построении показанной зависимости были взяты из результатов испытаний опытных балок, характеристики сечений и пролеты которых были близки к характеристикам наших образцов.

На приведенном рисунке видно, что с уменьшением частоты нагружения в балках происходит более интенсивное приращение ширины раскрытия трещин в бетоне, чем при нагружении с высокой частотой. Эта закономерность связано, как и в случае увеличения деформаций при уменьшении частоты, с более длительным действием максимальной нагрузки в течение цикла нагружения и большим её перепадом ( $\rho = 0$ ). Очевидно, при медленных попеременных нагружениях и разгрузках снижается в большей степени, чем при нагружениях с высокой частотой, сцепление арматуры с бетоном в трещине и в примыкающей области и при этом интенсивнее выключается из работы растянутый бетон над трещиной, о чем свидетельствовало в опытах более интенсивное развитие трещин по высоте сечения.

Отмеченная подобность графиков накопления деформаций бетона и арматуры, а также развитие прогибов и прироста ширины раскрытия трещин в бетоне железобетонных балок в зависимости от частоты действия переменных нагрузок свидетельствует, что эти процессы взаимосвязаны. Это позволяет применить для оценки ширины раскрытия трещин в бетоне изгибаемых элементов, подвергавшихся действию переменной многократно повторяющейся нагрузки такую же методику, какая была рекомендована при расчете деформаций и прогибов.

Суть предлагаемого подхода в этом случае состоит в том, что обобщенному графику  $\varphi_{ср, \omega} = \Phi(\omega)$ , представленному на рисунке было подобрано эмпирическое выражение для определения коэффициента, учитывающего влияние частоты переменной нагрузки на среднее значение ширины раскрытия трещин. Эта зависимость имеет следующий вид:

$$\varphi_{ср, \omega} = 0,66 e^{-0,18 \omega} + 0,36 \quad (I)$$

Подсчитанное в зависимости от частоты действия нагрузки значение коэффициента  $\varphi_{\sigma, \tau, \omega}$  умножается на значение ширины раскрытия трещин, определяемое по методике СНиП 2.03.02-84 при кратковременном действии нагрузки с учетом влияния её повторяемости. На основании указанного предлагается следующее общее выражение для определения ширины раскрытия трещин в изгибаемых железобетонных элементах с учетом влияния повторяемости и частоты действия нагрузки:

$$a_{\sigma, \tau, \omega} = [\delta \varphi_{\sigma, \tau} \frac{\sigma_{s2}}{f_s} 20(3,5 - 100M\sqrt{d}) (1 + 0,15 \lg N) / 0,66 e^{-0,18\omega} + 0,36] (2)$$

Результаты расчетов, сделанных по выражению (2) показывают достаточно удовлетворительно их согласование с результатами наших и других опытов при расхождении между ними в пределах 9-14%.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Богушевский Л.А. Исследование предварительно напряженных железобетонных балок при длительном воздействии постоянной и многократно повторяющейся нагрузок: - Автореф., дис... канд. техн. наук. - Свердловск, 1974. - 21 с.
2. Козанков А.П. Влияние режимов нагружения на развитие деформаций железобетонных балок: - Автореф., дис... канд. техн. наук. - М., 1977- 21с.
3. Кавледзе Л.И. Исследование жесткости и деформативности железобетонных балок при длительном воздействии статических и динамических нагрузок: - Автореф., дис... канд. техн. наук. - М., 1983 -20с.
4. Камайтыс З.А. Трещиностойкость предварительно напряженных изгибаемых железобетонных элементов при действии многократно повторяющихся нагрузок: - Автореф., дис... канд. техн. наук. - Каунас, 1965.- 21 с.
5. Кудягин Ю.С., Белобров И.К. Экспериментальное исследование ползучести бетона при многократно повторяющихся циклических нагрузках// Прочность и жесткость железобетонных конструкций. - М.: Стройиздат, 1968.
6. Пиневич С.С. Исследование выносливости стабилизированных и отпущенных канатов и работы армированных ими железобетонных предварительно напряженных изгибаемых элементов при многократно

повторном нагружении: - Автореф., дис... канд. техн. наук. - Ростов-на-Дону, 1981.

7. Самбор Ю.В. Исследование работы изгибаемых железобетонных элементов при действии многократно повторяющихся нагрузок: - Автореф., дис... канд. техн. наук. - Киев, 1970.

8. Смолянинов Р.М. Применение рациональных строительных конструкций и материалов. - Харьков: Харьковский институт инженеров коммунального строительства, 1986.

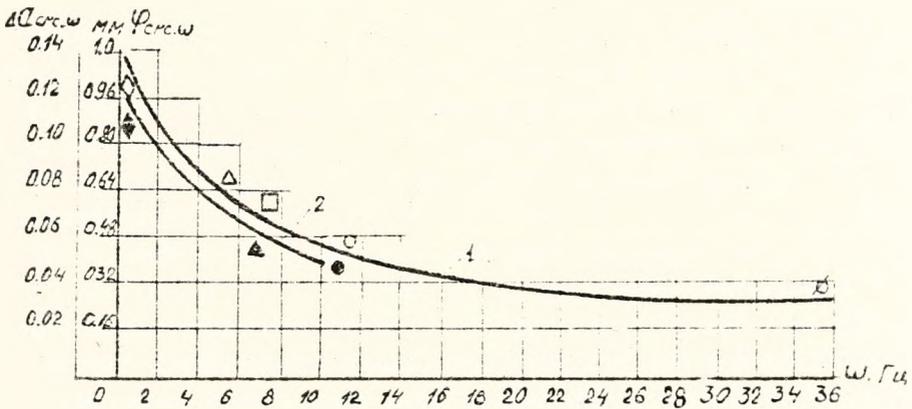


Рис. Зависимость ширины раскрытия трещин в балках от частоты нагружения

- I - обычные балки:  $\diamond$  - авторы;  $\triangle$  - Казанков А.П.;  
 $\circ$  - Самбор Ю.В.;  $\square$  - Левич В.В.;  $\oslash$  - Ковладзе Л.П.;  
 II - преднапряженные балки:  $\blacklozenge$  - авторы;  $\blacktriangle$  - Богумовский Л.А.;  
 $\blacksquare$  - Пиневич С.С.;  $\bullet$  - Камытис В.А.

Надежда Довнар  
Владимир Плосконосов  
Грестский политехнический институт

## ИССЛЕДОВАНИЕ МЕХАНИЗМА МОДИФИКАЦИИ СТРУКТУРЫ ЦЕМЕНТНЫХ КОМПОЗИЦИИ ДОБАВКАМИ ЭЛЕКТРОЛИТОВ

Вводимые в бетон электролиты, обладая полифункциональным действием, способны решить ряд важнейших технологических задач, однако их применение ограничивается из-за отсутствия стабильного положительного эффекта и, следовательно, надежного управления процессами трансформирования цементного теста в камневидное состояние. Это свидетельствует о неполном знании механизма действия добавок и факторов, влияющих на эти процессы в реальных условиях.

Учитывая, что наиболее полно механизм действия электролитов в процессах структурообразования изучен с точки зрения чисто химической кинетики, нами предпринята попытка дополнить эти представления физико-химическим аспектом, который в настоящее время разработан недостаточно.

С этой целью выполнен комплекс исследований поверхностных свойств цементных суспензий в растворах электролитов — солей щелочных и щелочноземельных металлов разной степени концентрации.

Изучение электроповерхностных свойств дисперсных систем, основанное на измерении величины электрокинетического потенциала, представляло особый интерес, поскольку величина и знак  $\xi$ -потенциала является единственно возможной количественной и качественной характеристикой распределения ионов на поверхности частиц и прилегающем слое раствора, по изменению которой можно судить об характере адсорбционных процессов и их роли в формировании структуры камня.

Параллельно с изучением влияния добавок на изменение  $\xi$ -потенциала проводились исследования их влияния на седиментационную устойчивость цементных суспензий, а также смачиваемость цементных порошков растворами добавок. Одновременно исследовались реологические характеристики цементных паст, затворенных электролитами, а также объемные изменения цементного теста в процессе формирования коагуляционной структуры, прочностные и структурные характеристики затвердевшего камня.

Цементные пасты и суспензии в опытах приготавливали на портландцементе и шлакопортландцементе.

Исследования показали, что в дистиллированной воде и слабых

растворах вводимых добавок частицы цемента имеют отрицательный заряд ( $\xi$ -потенциал для разных цементов равнялся  $\approx -18$  мВ...-22 мВ). Влияние электролитов с ростом их концентраций на знак и величину  $\xi$ -потенциала обуславливалось способностью ионов добавки к сверхэквивалентной адсорбции на границе раздела фаз и появлению зон устойчивости суспензий /электролитной пептизации/ при определенной концентрации добавки.

Из исследовательских электролитов явление перезарядки поверхности частиц наблюдалось лишь в растворах солей кальция. Введение же калиевых солей сопровождалось общей тенденцией падения величины  $\xi$ -потенциала до критических значений, соответствующих порогу коагуляции дисперсных частиц. Соли натрия менее ощутимо сказывались на величине и знаке заряда поверхности частиц цемента, что очевидно объясняется как малым размером одновалентного катиона  $Na^+$ , неспособным сильно экранировать заряд поверхности при адсорбции, так и неспособностью солей натрия образовывать нерастворимые структурообразующие соединения, нейтрализующие заряд поверхности цементных частиц.

Анализ результатов седиментационной устойчивости суспензий и пенетрометрические исследования цементных паст с добавками выявили взаимосвязь наблюдаемых изменений свойств с изменениями  $\xi$ -потенциала под воздействием добавок. Значительное снижение скорости оседания цементных частиц, также как и пластификация цементного теста, имели место преимущественно в присутствии солей кальция. Это свидетельствует о том, что пептизирующее действие электролита и временная пластификация дисперсной системы являются следствием начальных поверхностных реакции ионного обмена в пределах двойного электрического слоя и проявления сил отталкивания между контактирующими частицами. Разобленные частицы после оседания образовывали осадки повышенной плотности. Так например, плотность осадка в растворе  $CaCl_2$  в концентрации составила 46,9 %, в дистиллированной воде -40,2 %, в то время как в растворе  $K_2CO_3$  -36,1 %.

Наблюдаемое разжижающее действие электролитов при пенетрометрических испытаниях являлось непродолжительным и, в зависимости от водосодержания теста, сохранялось в течение 10...30 мин, после чего наблюдался ускоренный рост пластической прочности.

Абсолютная величина эффекта пластификации зависела от количества воды в цементном тесте. Наибольшее значение она имела при мень-

ших значениях водосодержания, близких к нижнему пределу связности теста  $\approx 0,5$  водоцементного отношения нормальной густоты/ и практически исчезала при верхнем пределе связности теста, равном 1,65 В/Ц нормальной густоты.

Пептизация флокулированных частиц цемента электролитами увеличивает площадь контакта жидкой и твердой фаз суспензии, что подтверждают и результаты исследований по кинетике смачиваемости цементных порошков растворами электролитов. Влагоемкость исследуемых систем (уплотненного столбика цементного порошка) при пропитке растворами электролитов-пептизаторов увеличивалась в 1,2 раза, в то время как скорость этого процесса определялась в большей степени положительной или отрицательной гидратацией составляющих добавку ионов, оказывавших влияние на подвижность молекул воды.

Повышение влагоемкости пропитываемых порошков, а также результаты исследований объемных изменений цементного теста сразу после затворения и к началу схватывания показали, что добавки, вызывающие пептизацию цемента, способствуют тем самым высвобождению зацементированного внутри агрегатов и адсорбированного на поверхности частиц воздуха и других газовых включений, проявлению за счет этого контракции теста, что приводит к увеличению его средней плотности. Увеличение средней плотности цементного теста при этом происходило до определенной степени, не превышающей 4,4...4,7 % от объема теста без добавки, после чего увеличение концентрации добавки не вызвало изменений средней плотности теста.

Опыты по определению средней плотности цементного теста с добавками и без них выявили снижение эффективности влияния добавок на прирост средней плотности цементного теста при повышении в нем содержания воды, вплоть до полного исчезновения этого эффекта при водосодержании, соответствующем верхнему пределу связности теста. Одновременно с этим уменьшалось и количество добавки, обеспечивающее максимальное уплотнение теста.

Выявленные особенности указывают на то, что при большом содержании воды в цементном тесте возможен самопроизвольный распад агрегированных частиц цемента и роль электролитов в этих процессах снижается.

Способность флокулированных частиц к самопроизвольному распаду /без участия электролитов/ при адсорбционном связывании воды поверхностью твердой фазы при больших значениях водосодержания в тесте обусловлена наличием в системе свободной и слабосвязанной

воды, стремящейся за счет разности в полярности и подвижности молекул перераспределиться, т.е. перейти с участков с более подвижными молекулами /толстых пленок/ в менее подвижные /тонкие пленки [1]. Проникновение свободной воды в места контакта частиц цемента способствует раздвижке последних и смачиванию внутренних поверхностей.

При малых же значениях В/Ц почти вся вода находится под влиянием поля активных центров поверхности и ее подвижность ограничена. Введение в этих условиях электролита, ионы которого способны к преимущественной адсорбции (в нашем случае ионы  $Ca^{+2}$ ), приводит к концентрации в местах контактов ионов одного знака и образованию ДЭС в стесненных условиях. В результате сил электростатического отталкивания начинают преобладать над силами межмолекулярного притяжения и частицы цемента разобщаются.

Перераспределение жидкой фазы в тесте, удаление из него воздуха под влиянием добавок способствовало формированию более совершенной коагуляционной структуры и, как следствие, активизировало дальнейшие процессы твердения цемента. Результаты исследования структурной пористости и прочности затвердевшего цементного камня подтвердили это положение. Увеличение плотности коагуляционной структуры цементного теста под влиянием электролитов способствовало повышению плотности и прочности цементного камня. При исследовании этих характеристик полностью подтвердилась установленная в предыдущих опытах зависимость величины наблюдаемого эффекта от количества воды затворения, равно как и зависимость от этого же фактора необходимой дозировки добавки.

Выявление в исследованиях зависимости позволяют еще на стадии затворения смесей контролировать действие добавок-электролитов, осуществлять их выбор с помощью несложных и непродолжительных испытаний и более надежно прогнозировать получение заданных свойств бетона с добавками.

### Литература

1. Связанная вода в дисперсных системах: Сборник трудов МГУ/ Под редакцией Киселева В.Ф. и Квилице В.И. 1970, вып. I. -165 с.

Вячеслав Драган  
Сергей Семенюк  
Сергей Дяликов  
Брестский политехнический  
институт

### НАКОПЛЕНИЕ УСТАЛОСТНЫХ ПОВРЕЖДЕНИЙ ПРИ НЕСТАЦИОНАРНОМ НАГРУЖЕНИИ В КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТАХ С КОНЦЕНТРАТОРАМИ НАПРЯЖЕНИЙ

Процесс разрушения в основном состоит из двух этапов: накопление собственно усталостных повреждений и рост усталостных трещин до опасных размеров. В соответствии с этим расчет элементов конструкций при переменных нагрузках подразделяют на получение оценок усталостной долговечности по моменту появления заметных усталостных трещин и оценок живучести конструкций, уже имеющих начальные трещины.

Особое значение имеют расчеты конструкций при случайных воздействиях, поскольку модели таких воздействий наиболее полно отражают их реальную нагруженность в эксплуатации. Вопрос о влиянии концентрации напряжений на процесс накопления усталостных повреждений при нестационарных режимах циклического нагружения слабо освещен в литературе, причем результаты опубликованных работ не всегда согласуются между собой. Поэтому целью настоящей работы было исследование особенностей, вносимых концентрацией напряжений в процесс накопления повреждений по сравнению с накоплением повреждений в гладких образцах.

Усталостные испытания проводились на плоских образцах из сплавов Д16АТ, АМг6, ВТ14 при циклическом растяжении-сжатии с частотой 43 Гц. Концентратором напряжений служило круглое отверстие, расположенное по оси рабочей части образца. Программное нагружение реализовывалось в виде двухступенчатых блоков с постоянным коэффициентом асимметрии цикла. Характеристики ступеней блока программного нагружения, а именно: максимальные напряжения цикла  $(\sigma_{max}^I \text{ и } \sigma_{max}^{II})$ , отношение этих напряжений к пределу выносливости  $\sigma_c$ , а также количество циклов на ступенях блока  $(n_1 \text{ и } n_2)$ , представлены в табл. I.

Прогнозирование долговечности образцов при программном нагружении осуществлялось на использовании кривых усталости при регулярном нагружении [1]. Для определения суммы относительной

долговечности применялась модифицированная гипотеза накопления повреждений

$$\sum_{i=1}^K \frac{n_i}{N_i} = a, \quad (1)$$

где  $n_i$  - количество циклов нагружения на  $i$ -й ступени программного нагружения;

$N_i$  - долговечность при регулярном нагружении при напряжении, равном напряжению на  $i$ -й ступени;

$K$  - количество ступеней до образования усталостной трещины размером 0,05-0,15мм или до окончательного разрушения.

Характеристики блоков и результаты испытаний гладких образцов при программном испытании представлены в табл. I.

Исследовалось влияние уровня напряжений на ступенях блока программного нагружения на величину сумм относительных долговечностей  $a$  как по образованию усталостной трещины размером 0,05-0,15мм, так и по окончательному разрушению. Величина  $a$  для гладких образцов, практически, не зависит от изменения уровней напряжений на ступенях блока программного нагружения. Интервалы изменения сумм относительных долговечностей  $a$  по образованию трещины и по разрушению, практически, совпадают. Не зависят значения  $a$  от количества блоков до разрушения, если  $K > 8$ , а также от соотношения относительных долговечностей на высокой и низкой ступенях программного нагружения  $n_i/N_i$  и  $n_{i-1}/N_{i-1}$ .

Влияние концентрации напряжений на накопление усталостных повреждений исследованных сплавов в зависимости от вида блока нагружения может быть обусловлено наличием или отсутствием остаточных напряжений. Что бы выявить роль остаточных напряжений, образующихся у концентратора, было проведено их исследование при регулярном нагружении. Методика определения остаточных напряжений и экспериментальные результаты представлены в [2]. Установлено, что при отнулевом растяжении образцов с концентратором из сплава АМгб с увеличением номинальных напряжений от 120 до 140МПа остаточные сжимающие напряжения увеличиваются от 30 до 50 МПа.

В результате исследования кинетики остаточных напряжений у концентратора в условиях программного нагружения отнулевым растяжением установлено, что величина остаточных сжимающих напряжений определяется нагружением на ступени с максимальным напряжением в блоке и равна по величине остаточным напряжениям, которые

Накопление повреждений при программном нагружении

Табл. I.

№ п/п	Материал, тип образца	Коэффициент асимметрии цикла R	Характеристики блоков программного нагружения				Экспериментальные интервалы изменения $\alpha$	
			$\sigma_{max}^I$ , МПа	$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_c}$	$\sigma_{max}^II$ , МПа	$\frac{\sigma_{max}^II}{\sigma_c}$	по образцам трещины	по разрушению
1	Л16АТ, гладкие образцы	-1	130	1,2	175	1,6	-	0,81...1,61
2		0	170	1,0	226	1,4	0,61...1,20	0,64...1,37
3			192	1,2	256	1,6	0,72...1,25	0,62...1,27
4			215	1,3	283	1,8	0,63...1,56	0,59...1,40
5			240	1,5	315	2,0	0,64...1,33	0,80...1,42
6	ВТ14, гладкие образцы	0	510	1,1	560	1,2	-	0,71...1,72
7			640	1,4	700	1,5	-	0,81...1,42
8			820	1,7	900	1,9	-	0,76...1,39
9	АМГ6, гладкие образцы	0	200	1,2	230	1,4	-	0,32...0,71
10	Л16АТ, образцы с концентратором напряжений	-1	100	1,3	120	1,6	0,81...1,88	0,63...1,73
11		0	120	1,2	160	1,6	1,38...2,49	1,26...2,69
12			130	1,3	180	1,8	1,46...3,15	1,34...2,98
13			0,5	160	1,2	210	1,6	-
14	АМГ6, образцы с концентратором напряжений	0	110	1,1	140	1,3	0,64...1,38	0,55...1,45
15			140	1,3	170	1,5	0,70...1,35	0,59...1,50

образуются при регулярном нагружении с тем же уровнем нагрузки. Уровень остаточных напряжений, образовавшихся на высокой ступени блока, в процессе программного нагружения остается, практически, постоянным, так как периодически восстанавливается нагружением высокой ступенью. Таким образом, при программном нагружении постоянно действующие сжимающие остаточные напряжения изменяют коэффициент асимметрии цикла действительных напряжений у концентратора на низкой ступени блока по сравнению с его изменением при регулярном нагружении.

Схема изменения асимметрии цикла действительных напряжений у концентратора при программном нагружении отнулевыми циклами представлена на рис. 1. Если блок программного нагружения начинается с низкой ступени, то при нагружении первым блоком на этой ступени возникают остаточные напряжения  $\sigma_{ocm}^I$ , а на второй ступени  $\sigma_{ocm}^II$ , равные по величине остаточным напряжениям, возникающим при регулярном нагружении с соответствующими уровнями напряжений. Остаточные напряжения у концентратора при дальнейшем нагружении стабилизируются на уровне  $\sigma_{ocm}^II$ .

Долговечности при регулярном нагружении, используемые в расчетах по линейной гипотезе, определяются по кривой усталости образцов с концентраторами напряжений, построенной в номинальных напряжениях. Зная параметры цикла действительных напряжений у концентратора можно определить соответствующие параметры цикла номинальных напряжений. Коэффициент асимметрии цикла номинальных напряжений на низкой ступени программного нагружения будет:

$$R_n^2 = \frac{(\sigma_{ocm}^{II} - \sigma_{ocm}^I) / \alpha_s}{\sigma_{max,n}^I + (\sigma_{ocm}^{II} - \sigma_{ocm}^I) / \alpha_s}, \quad (2)$$

где  $\alpha_s$  — теоретический коэффициент концентрации напряжений;  $\sigma_{max,n}^I$  — максимальное номинальное напряжение при регулярном нагружении, соответствующее напряжению на низкой ступени программного нагружения.

Таким образом, влияние кинетики остаточных напряжений при программном нагружении заключается в том, что для низкой ступени второго и последующего блоков при расчетах с использованием линейной гипотезы долговечность при регулярном нагружении необходимо определять не по исходной кривой усталости с  $R = 0$ , а по другой кривой со значением  $R$ , вычисленным по приведенному выражению 2.

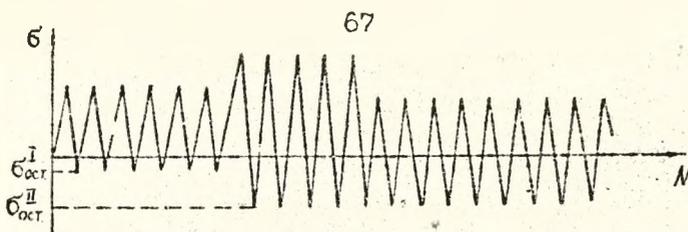


Рис. 1. Изменение асимметрии цикла действительных напряжений у концентратора при программном нагружении отнулевыми циклами.

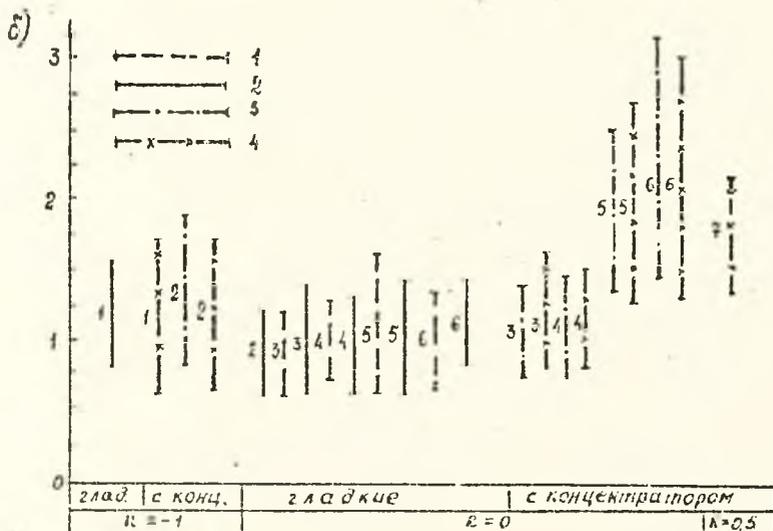
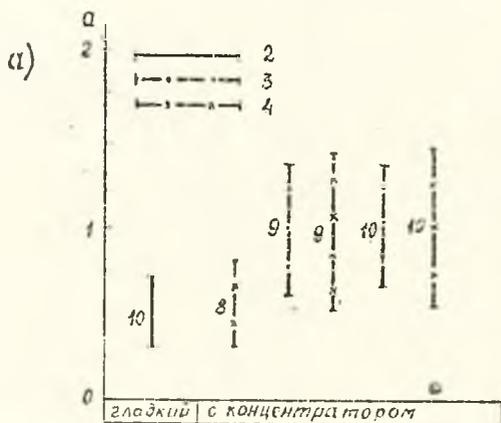


Рис. 2. Влияние концентрации напряжений на накопление повреждений при программном нагружении сплавов AMg6 (а) и Li6Al (б): 1, 3 - по образованию трещины; 2, 4 - по разрушению (цифрами показаны номера блоков в табл. I).

В таблице I и на рис.2 показано влияние концентрации напряжений на накопление повреждений в исследуемых сплавах при различных асимметриях цикла. При симметричных циклах нагружения интервалы изменения сумм относительных долговечностей  $\alpha$  по линейной гипотезе для образцов с концентраторами напряжений и для гладких образцов совпадают. Это объясняется тем, что величина остаточных напряжений, возникающих при симметричных циклах нагружения, незначительна. При отнулевом нагружении наблюдается резкое увеличение значений  $\alpha$  по сравнению с гладкими образцами. Это связано с уменьшением интенсивности накопления повреждений на низкой ступени блока, которое связано с кинетикой остаточных напряжений у концентратора при программном нагружении. Определение значений  $\alpha$  с учетом влияния кинетики остаточных напряжений приводит к равенству значений сумм относительных долговечностей для гладких образцов и образцов с концентраторами напряжений.

#### Список литературы

1. Драган В.И., Семенюк С.М., Митченко Е.И., Меркулов В.О. Влияние асимметрии цикла нагружения, концентрации напряжений и фреттинг-коррозии на сопротивление усталости сплава Д16АТ // Проблемы прочности.- 1990.- №5.-С.47 - 51.
2. Драган В.И., Семенюк С.М. Определение остаточных напряжений в образцах с концентраторами напряжений при циклических нагрузках // Известия ВУЗов. Машиностроение.- 1989.- №12.- С.22 - 26.
3. Драган В.И., Семенюк С.М. Накопление усталостных повреждений в элементах с концентраторами напряжений при программном нагружении // Механическая усталость металлов: Тез.докл. XI Международного коллоквиума. - Киев: Наук. думка, 1991. - С.47-48.

Лиция Лаврега

Белорусская Государственная политехническая академия

### О НЕКОТОРЫХ ОСОБЕННОСТЯХ МОДИФИКАЦИИ ЦЕМЕНТНЫХ КОМПОЗИЦИИ ПОЛИМЕРНЫМИ ДОБАВКАМИ

Модификация цементных композиций различными полимерными добавками с целью придания ряда ценных свойств материалам и конструкциям на их основе стала довольно распространенным явлением в практике строительства. Например, при устройстве покрытий полов и дорог, введение в цементные композиции полимерных эмульсий повышает их износостойкость и ударную прочность в 1,5-20 раз по сравнению с бетонными полами, увеличивает водо- и коррозионную стойкость, практически устраняет пыляемость и т.д. Не менее эффективно использование полимерцементных композиций в гидроизоляционных растворах, при устройстве кровель, отделки и штукатурке фасадов.

Успешное применение того или иного модификатора зависит от множества факторов, пренебрежение хотя бы одним из которых может свести к нулю ожидаемый эффект. К числу указанных факторов следует отнести количество вводимого модификатора, технологическую процедуру модификации /форма введения, последовательность, активизационные процессы/, наличие различных стабилизирующих и поверхностно-активных сопровождающих добавок, технологию производства /прессование, центрифугирование, шпатель, вибрирование, торкретирование/, технологические режимы твердения и послеобразные условия эксплуатации. Например, поливинилацетатные цементные штукатурки и покрытия эффективны при эксплуатации во внутренних сухих помещениях, при применении аналогичных покрытий в наружных конструкциях уже через 0,5-1 год наблюдаются полсеместные коррозия и разрушения.

Изучение природы взаимодействия двух разнородных по своей природе материалов - минерального связующего и полимерного модификатора в сложной многокомпонентной системе - проблема, не потерявшая своей актуальности. И это вполне понятно, ведь установление истинных протекающих процессов в этих системах и результирующими параметрами затвердевших композиций позволяет найти тот оптим,м составляющих компонентов и технологии, который обеспечивает максимальные и, главное, требуемые свойства полимерцементных композиций в проектируемых условиях эксплуатации.

Нами изучалось формирование структуры и свойства полимерцементных композиций, включающих бутадиенстирольные ластики в сочетании с поверхностно-активными веществами неионогенного типа и солями-электролитами. В качестве последних применялись углекислые соли. Минеральным компонентом служили среднеалюминатные цементы заводов Беларуси. Одним из важнейших показателей затвердевших композиций является характер их пористости, первая структура, изучение которых производилось в комплексе с рентгенострук-

турным, термографическим и электронномикроскопическим анализом. Исследования проводились по методике д-ра Ямбора Н. /Словацкая академия наук /13/ при его непосредственном участии. При этом количество вводимых полимерных добавок изменялось от 0 до max. Исследования проводились с применением ртутного порометра высокого давления фирмы Карло Эора, Милан, типа 70 Н.

Количество воды в образцах изменялось таким образом, чтобы подвижность системы цемент-полимер-вода соответствовала нормальной густоте,  $(K_{гг} = const)$ .

Анализ результатов показывает, что по мере возрастания количества полимерной добавки увеличивается обшая пористость системы и соответственно уменьшается ее прочность /Рис. 1/. При этом объемная масса образцов уменьшается с 2,364 до 1,921 г/см<sup>3</sup>. Исследование пористой структуры показало наличие следующих основных размерностей пор:

- а/. микропоры радиусом от 3,7 до 7000 нм;
- б/. макропоры радиусом от 7,5 до 60 мкм;
- в/. макропоры радиусом свыше 0,6 мм.

Поры группы а/. и б/. определялись непосредственно ртутным порометром, а поры группы в/. - расчетным путем.

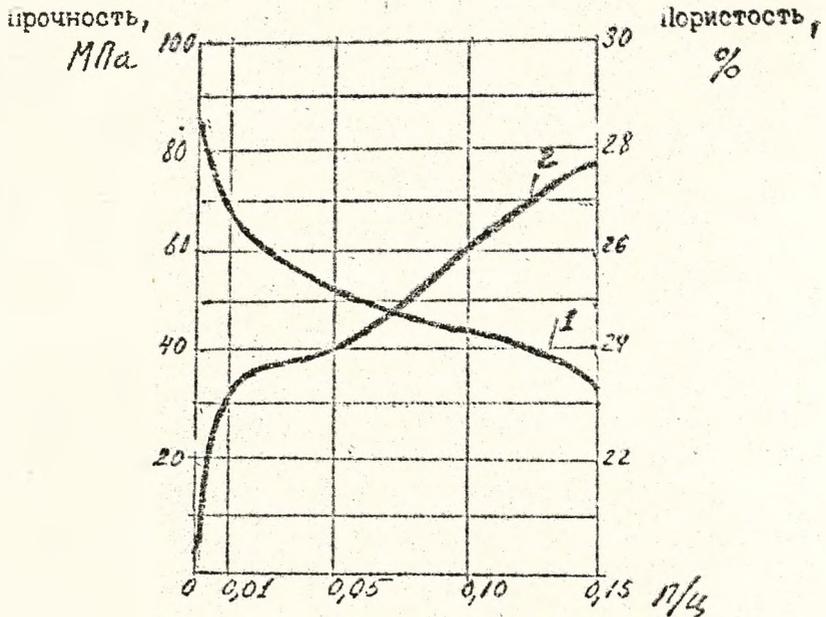


Рис. 1. Изменение прочности /1/ и пористости /2/ полимерцементных систем в зависимости от П/д

Согласно /3/ поры радиусом до 1 микрометра относятся к категории гидратационных и зависят от вида и общего объема гидратационных новообразований в системе, остальные поры - радиусом свыше 1 микрометра образуют группу технологических пор, отражающих технологические факторы формирования структур. Объем микропор радиусом до 7500 нм изменяется от 9,4 до 14,7%, причем характерно, что минимальное их количество имеют образцы без добавки, а максимальное - образцы, содержащие небольшое количество добавки  $\Pi/\text{Ц}=0,01$ /. В системах, где количество добавки изменяется от  $\Pi/\text{Ц}=0,05$  до  $\Pi/\text{Ц}=0,15$ , объем этих пор сохраняется практически стабильным. И еще одна весьма интересная закономерность: если в системах "цемент-вода" медиана радиуса микропор по мере возрастания прочности уменьшается, что свидетельствует об интенсификации структурообразования, в исследуемых системах "цемент-полимер-вода" медиана радиуса микропор уменьшается по мере увеличения  $\Pi/\text{Ц}$  и закономерно снижается прочности. Следовательно, в данном случае характер пор подвергается сильной корректировке полимерной составляющей.

Объем микропор радиусом от 7,5 до 600 нм и особенно макропор радиусом 650 нм имеют тенденцию к возрастанию /от 11,1 до 15,1%/ по мере увеличения  $\Pi/\text{Ц}$ . Однако, как и в других случаях, величина этих пор при минимальном  $\Pi/\text{Ц}$  значительно ниже, чем во всех других образцах, в том числе, и без модификаторов.

Величина пористости и поровая структура находятся в известной взаимосвязи с характером и объемом гидратных новообразований. Комплексный термический анализ /Табл.1/ исследуемых образцов позволяет судить /при некоторой погрешности показателей/, связанной с выгоранием полимерной составляющей/, что потери при сжигании в интервалах температур 100-450°C соответствуют относительному объему образующихся продуктов гидратации.

Рентгено-дифракционный фазовый анализ показал во всех образцах повышение количества клинкерных минералов,  $\text{Ca}/\text{OH}_{1/2}$  и кристаллизационно-несовершенных продуктов гидратации типа  $\text{C}_2\text{S} \cdot \text{H}_2\text{O}$  -  $\text{C}_3\text{H}$  /7/.

Эксперименты показали, что наибольшей степенью гидратации характеризуется состав 3, в котором содержание  $\text{C}_2\text{S}$  равно примерно 25%. В остальных образцах она примерно одинакова и содержание  $\text{C}_2\text{S}$  равно 20%. После пересчета этих результатов на полученную объемную массу нетрудно убедиться, что по мере повышения пористости и  $\Pi/\text{Ц}$  - отношения композиций снижается объем связующей фазы.

Таким образом, с увеличением количества полимерного модификатора в композициях общая пористость их увеличивается главным образом за счет макропористости, уменьшается доля связующего в единице объема композиции и снижается прочность. Однако, характер микропористости позволяет сделать вывод о благоприятном воздействии полимерного

модификатора на свойства композиции при оптимальном количестве добавки.

Таблица 1.  
Результаты комплексного термического анализа

Наименование показателей	Величина при П/Ц				
	0 сост.1	0,01 сост.2	0,05 с. 3	0,10 с. 4	0,15 с. 5
Влажность до 100°C, %	1,1	1,1	0,8	1,0	1,2
Потери при прокаливании в интервалах температур 100-450°C, %	6,1	5,7	5,9	7,3	9,1
Потери при прокаливании в интервалах температур 450-600°C, %	0,5	0,4	1,8	1,9	3,2
Потери при прокаливании в интервалах температур 600-1000°C, %	6,0	6,8	7,8	8,4	3,7
Общие потери при прокаливании до температуры 1000°C, %	13,7	14,0	16,4	18,6	22,2

Наблюдающиеся явления тесно взаимосвязаны не только с количеством полимерного модификатора, но и технологией приготовления полимерцементного связующего. Как показали наши исследования и работы других авторов /1/, применение двухстадийной технологии приготовления смеси позволяет устранить основной недостаток композиций с водной дисперсией полимера - замедление процессов гидратации цемента и снижение прочности композиции.

Замедление гидратации цемента в присутствии полимерного модификатора /при П/Ц=0,05/ в суточном возрасте составляет 28%, при применении отдельной технологии приготовления - она снижается до 8%. Это подтверждается рентгено-структурным и дифференциально-термическим анализами.

Композиционная долговечность приведенных в таблице 2 полимерцементных композиций, модифицированных бутадиен-стирольным латексом, совместно с ПАВ определялась на образцах-балочках 4x4x16 см состава 1:3 по изменению массы, прочности при сжатии и изгибе при выдерживании в питьевой воде и в агрессивной среде, соответствующей концентрации ионов  $SO_4^{2-}$  и  $Cl^-$  соответственно 322, 1024 и 1470 мг/л.

Составы изготавливались по обычной и отдельной технологии при различных П/Ц. Некоторые показатели свойств представлены в таблице 2. Проведенные исследования позволили углубить понимание сущности и положительного воздействия на бетоны полимерного модификатора; осложнения же, связанные с применением полимерных модификаторов /замед-

ление гидратационных процессов, снижение прочности, снижение во времени коррозионной стойкости и др./ могут быть успешно преодолены путем уменьшения количества полимерной добавки до базового минимума и применения эффективной технологии изготовления.

Таблица 2.  
Коррозионная стойкость полимерцементных бетонов

Свойства	Величина		
	контр.	1/4% С.С.	1/2% С.С.
1. Прочность по изгибу, МПа			
- после полимеризации	5,7	5,0	4,0
- 28 суток	4,7	5,0	3,4
- после высушивания в агрегатном состоянии			
7 суток	5,4	4,9	3,8
	5,5	5,5	4,2
28 суток	5,0	4,9	3,7
	4,57	5,5	4,6
60 суток	5,0	5,1	3,6
	4,7	5,57	4,4
90 суток	5,0	5,8	3,2
	5,5	5,8	3,2
2. Потребление, агрегатное состояние			
2 суток	6,4	4,1	5,5
	5,5	4,5	5,4
7 суток	6,8	5,5	5,8
	7,5	4,5	5,5
28 суток	6,3	4,8	6,1
	5,2	4,2	5,6
60 суток	6,6	4,7	7,5
	11,3	4,5	7,5
90 суток	7,5	4,6	6,1
	5,5	5,5	7,5

Литература.

1. Полимеры и цементы в строительстве, под общей ред. И.С. Черкинского, М.: Стройиздат, 1990 г., с.202
2. И.С. Черкинский, Полимерцементы бетоны, М.: Стройиздат, 1981 г., с.203
3. Журнал "Спецтех". Коррозия бетона в строительстве и ремонт цементных конструкций в агрессивной среде. № 33 с. 9. 1988г. № 1198. с. 443-463

Владислав Марцинкевич

Белорусская Государственная политехническая академия

### СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ТЕХНОЛОГИИ ТЕПЛОВЛАЖНОСТНОГО ТВЕРДЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗДЕЛИЙ В ЗАВОДСКОМ ПРОИЗВОДСТВЕ

Промышленность сборного железобетона относится к числу наиболее энергоемких отраслей производства строительных материалов. На его производство ежегодно расходуется порядка 12 млн. т условного топлива. Несмотря на многочисленные исследования в области ускоренного твердения железобетонных изделий, создание новых установок, разработки новых методов тепловой обработки (ТВО) и внедрение этих разработок в практику, расход энергии за последние 10 лет практически не изменился и составляет чуть больше 90 кг условного топлива на 1 м<sup>3</sup> бетона, что в 1,8 раза превышает расчетные затраты.

В настоящее время режимы ТВО назначаются согласно различным рекомендациям по ТВО и нормам технологического проектирования, которые, как показала практика, не обеспечивают оптимальных условий формирования кристаллогидратной и капиллярнопористой структур материала. Для оптимизации режимов ТВО проводятся многочисленные исследования, затрачиваются огромные средства и время. Стоимость таких исследований достигает 20% стоимости продукции. Наибольшая сложность отыскания оптимальных периодов и параметров ТВО изделий связана с использованием различных химических добавок. Существующие методики мало приемлемы для производственных условий, так как расчетные формулы сложны, изобилуют множеством эмпирических коэффициентов и не учитывают изменение технологических характеристик бетонной смеси / 1 /.

Для облегчения расчетов режимов ТВО изделий в производственных условиях автором разработаны методики обработки экспериментальных данных с помощью эмпирических номограмм и назначения режимов ТВО. Ценными свойствами номограмм является их доступность, простота пользования, наглядность и быстрота получения ответов. Номограммы позволяют, не производя никаких промежуточных вычислений, сразу получить ответ; при этом любой из параметров может быть искомым.

Проведенные эксперименты / 2 / показали, что функциональную зависимость прочности бетона при ТВО в температурно-влажностной среде при подводе тепла с поверхности бетона

$$R = f(\tau_{\delta}^T, B/C, Y, l, \tau_{пв}, V_t, \bar{t}_{\delta}, \tau_{из}) \quad (1)$$

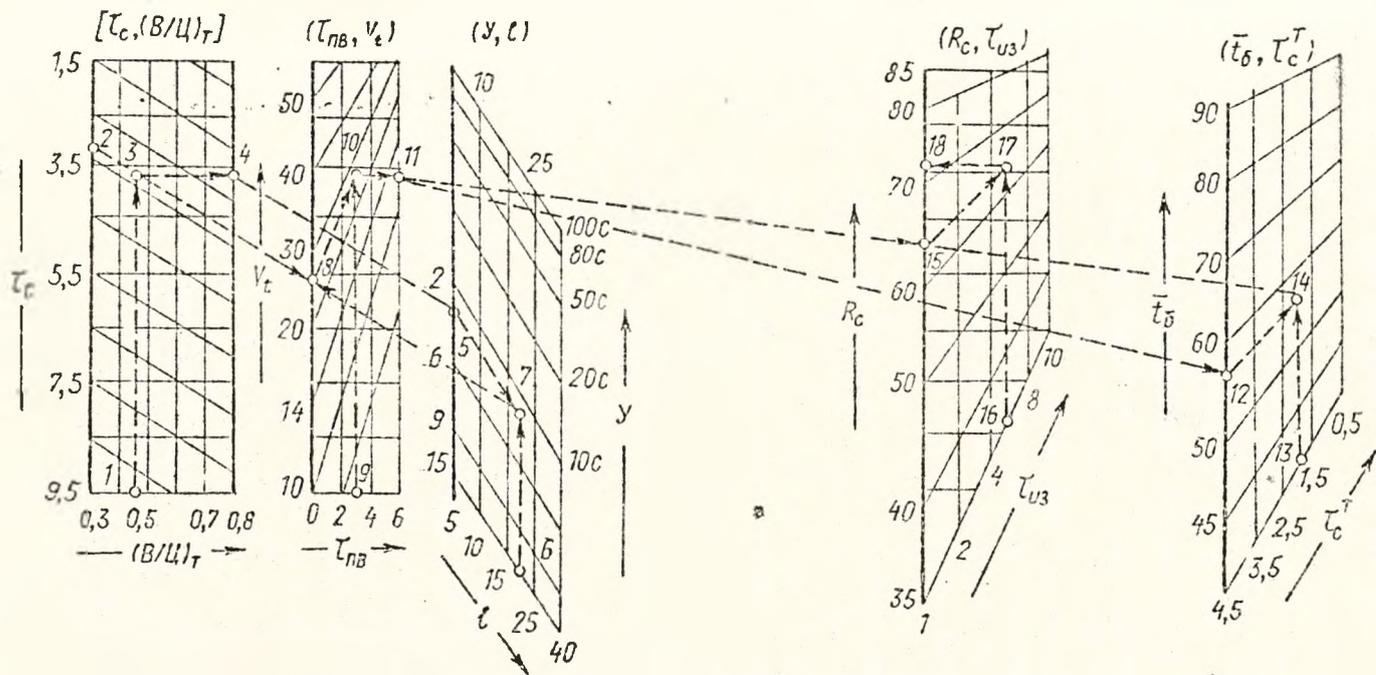


Рис. Номограмма для назначения режимов ТВО при конвективно-кондуктивном подводе тепла.  
 $\tau_c$  - сроки схватывания бетонной смеси, ч;  $(B/Ц)_\tau$  - водоцементное отношение цементного теста в бетонной смеси;  $V$  - формующесть смеси;  $l$  - толщина изделия, см;  $\tau_{пв}$  - время предварительной выдержки, ч;  $V_t$  - скорость нагрева бетона  $^{\circ}C/ч$ ;  $t_\delta$  - средняя (расчетная) температура бетона,  $^{\circ}C$ ;  $\tau_c^T$  - сроки схватывания бетонной смеси при температуре равной  $t_\delta$ ;  $\tau_{u3}$  - время изотермического прогрева, ч;  $R_c$  - относительная прочность бетона, от марочной.

для построения эмпирической номограммы разбили на несколько уравнений, каждое из которых содержит не более чем по три переменных. В результате получили уравнение с разделяющимися переменными:

$$f_1(R, \bar{T}_{из}) + f_2(t_{\delta}, \bar{T}_{\delta}^T) = f_3(\bar{T}_{\delta}^T, B/L) + f_4(Y, t) + f_5(\bar{T}_{пв}, V_t) \quad (2)$$

Имея уравнение (2), можно для каждой функциональной зависимости построить сетчатую номограмму с бинарным полем / 2 / (рис). При этом значение  $\bar{T}_{\delta}^T$  зависит от технологических факторов бетонной смеси и ее температуры и определяется по формуле:

$$\bar{T}_{\delta}^T = \left[ \frac{\bar{T}_{нс} + \bar{T}_{кс}}{2} + \beta \left( -\frac{P/L}{K_{нр}} - 1 \right) \left( 1 - \frac{V_3 W_3}{k} \right) \right] / \ln(t_{кс} - 17,3), \quad (3)$$

где  $\bar{T}_{нс}$ ,  $\bar{T}_{кс}$  - начало и конец схватывания цементного теста,  $\beta$  - коэффициент, зависящий от вида цемента;  $K_{нр}$  - коэффициент нормальной густоты;  $V_3$ ,  $W_3$  - объем и водопоглощение заполнителей;  $k$  - коэффициент, зависящий от вида заполнителей;  $t_{кс}$  - температура бетонной смеси.

Длительность предварительной и изотермической выдержки, а также скорость нагрева изделия определяют по номограмме (рис) в зависимости от значений  $t_{\delta}$ ,  $\bar{T}_{\delta}^T$ ,  $t$  и  $Y$ .

Время охлаждения рассчитывают по формуле:

$$\tau_{охл} = 21 t^2 \cdot \lg(1,27 \frac{t_c - t_k}{t_c - t_u}), \quad (4)$$

где  $t_c$  и  $t_u$  - температура среды и центра изделия;  $t_k$  - конечная температура бетона.

Как показали исследования / 2 / удаление влаги из бетона в завершающей стадии ТВО позволяет интенсифицировать процесс упрочнения бетона. Время начала удаления влаги в стадии изотермического прогрева определяется из выражения (3).

При назначении периодов ТВО расчетно-графическим методом следует руководствоваться тем, чтобы общая продолжительность режима ТВО была минимальной. Если полученное значение не удовлетворяет заданным показателям, то изменяя факторы функций - добиваются нужного ответа.

#### Л и т е р а т у р а

1. Марцинкевич В.Л. и др. Оптимизация тепловой обработки бетонов с химическими добавками. БелНИИТИ. Мн. 1988. 51 с.
2. Марцинкевич В.Л. Энергосберегающая технология ускоренного твердения бетона. Мн. 1990. 246 с.

Вадим Никитин  
Брестский политехнический  
институт

## МОДЕЛИРОВАНИЕ В ТЕХНОЛОГИИ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ И КОНСТРУКЦИЙ

Объективные процессы развития общественного производства выдвинули сейчас на первый план задачи совершенствования традиционных и создания новых технологий с целью выпуска более эффективной продукции, повышения производительности труда и изменения его социального содержания. При этом для обоснования того или иного решения используется комплекс средств, обеспечивающих получение, накопление и переработку информации о технологическом процессе, который с позиций системного подхода рассматривается как сложная техническая система. Основным способом получения информации о реальной системе является моделирование.

В силу традиций, сложившихся в технологии строительных материалов и конструкций, образ мышления и тенденции в развитии методов моделирования в значительной мере связаны физическим экспериментом и традиционным теоретическим подходом. Однако при решении постоянно усложняющихся задач, стоящих перед инженерами и учеными в области технологии производства строительных материалов и конструкции, все чаще выясняется ограниченность традиционных методов и подходов. С такой ситуацией обычно сталкиваются при анализе и оптимизации действующих технологических процессов, создании стойких к внешним воздействиям строительных материалов и прогнозировании их долговечности, проектировании новых технологий, когда в сжатые сроки сложно или невозможно сформировать информационные ресурсы необходимые для принятия обоснованных решений из-за трудностей измерения или оценивания показателей, характеризующих процесс и свойства изделий.

При решении отмеченных проблем предлагается руководствоваться принципом множественности методов моделирования и моделей, позволяющим успешно преодолевать ограниченность традиционных теоретических и экспериментальных методов. На основе этой методологии был выполнен анализ и оптимизация технологических процессов производства изделий строительной керамики /1,2 и др./, выбраны цементные растворы для имитации глиняного кирпича и бело-

го камня и технология объемной и поверхностной подготовки реставрируемых каменных конструкций памятников архитектуры /3,4 и др./, осуществлено прогнозирование долговечности защитных и отделочных покрытий строительных конструкций /5,6/, создана методика инженерных расчетов технологических параметров нового способа производства легких многослойных строительных конструкций, базирующаяся на результатах математического моделирования и вычислительного эксперимента /7,8,9 и др./.

Выбор решений требует построения и использования различных математических моделей. Для успешного выполнения этапа построения математической модели действующего технологического процесса необходимо как можно полнее учитывать его особенности, благодаря которым задача оптимизации сложной технической системы становится уникальной. Специфика производства изделий стеновой керамики вынуждает делать ставку на методы одноэтапной оптимизации, связанные с построением адекватных и достаточно информативных моделей в виде полиномов различных классов, в которых оценки коэффициентов определяются по данным натурного эксперимента. Сложность, ответственность, высокая стоимость и трудоемкость опытов на действующей технологической линии диктует такую стратегию экспериментирования, которая направлена на минимизацию числа этих опытов. Поэтому при подготовке промышленного исследования широко использовались возможности богатого арсенала методов теории планирования эксперимента, интуиция и опыт заводских технологов, проводились опыты в условиях заводской лаборатории, анализировались архивные и текущие данные, накапливаемые на объекте в режиме нормальной эксплуатации. Полученная информационная модель позволила экономно и в сжатые сроки провести промышленный эксперимент, обеспечивший данными для достоверной оценки параметров выбранных полиномиальных моделей.

При решении аналогичной задачи на стадии освоения производства керамической плитки с циклом 60...80 мин у заводских технологов отсутствовал опыт эксплуатации конвейерной линии, но зато имелась возможность проведения непрерывного промышленного эксперимента и исключения этапа лабораторных исследований. Все это позволило снять трудности масштабного перехода, сократить сроки решения поставленных задач, добиться желаемой степени детализации математических моделей, реализовать идеи эволюционного планирования эксперимента и процедуры многоэтапной оптимизации.

Результаты натурального моделирования закреплены стандартами предприятия, использованы для оценки перспектив дальнейшего развития, при проведении НИР для создания АСУ ТП, при выработке решения о строительстве новой линии по производству глиняного кирпича.

Промышленные исследования обычно связаны с решением задач, которые, как правило, сводятся к четко поставленным математическим задачам оптимизации. Однако уже при постановке многих реальных задач приходится сталкиваться с различными типами неопределенностей, отражающих недостаточность наших знаний об объекте исследования. Такая ситуация возникла при создании долговечных имитационных материалов для реставрации камня памятников архитектуры. Реставрируемые участки следует рассматривать как двухслойную конструкцию, сочетающую материалы с различными свойствами таким образом, чтобы обеспечить их длительную совместную работу в условиях агрессивного воздействия внешней среды. Здесь нельзя описывать процессы, происходящие в одном слое, не принимая во внимание другой слой. Возникла проблема неопределенности цели и природной неопределенности.

В условиях, когда не удовлетворяется принцип информационной достаточности, когда трудно сразу же принять решение, которое бы при практической реализации обеспечивало успех с минимальным риском, в качестве основного методологического принципа использовался принцип последовательного раскрытия (снятия) неопределенностей. Этим принципом обусловлена необходимость разбиения процесса исследования на несколько последовательных этапов, дающих возможность ввести дополнительную информацию для уточнения стратегии экспериментирования в соответствии с уточняемой неопределенностью задачи. Экономия затрат на получение информации на каждом этапе исследования достигалась нами путем мысленного проигрывания той или иной возможной стратегии на множестве методов теории планирования эксперимента.

В процессе реализации выбранной стратегии было достигнуто такое понимание объекта исследования, при котором появилась возможность выработки практических рекомендаций по всему комплексу работ по консервации каменной кладки. Эти рекомендации доведены до уровня реставрационных нормативов и используются различными организациями.

Трудно удовлетворить принцип информационной достаточности при решении проблемы прогнозирования долговечности строительных материалов и конструкций, когда необходимые данные невозможно получить с помощью физического эксперимента. Поэтому наряду с формализованными процедурами использовались интуитивно-эвристические методы моделирования, позволяющие выбрать более гибкую стратегию решения задачи. Таким путем были построены модели усталостной выносливости и долговечности лакокрасочных трещиностойких покрытий для защиты от коррозии железобетонных строительных конструкций, эксплуатируемых в газовлажных средах.

В доступном эксперименте воспроизводились условия работы покрытий на железобетонных конструкциях с трещинами, которые при циклических воздействиях раскрывались и закрывались. Полученные данные и интуитивно задаваемые гипотетические функции использовались при построении моделей усталостной выносливости. Для перехода от усталостной выносливости покрытия, оцениваемой числом циклов деформирования над трещиной до разрушения, к его долговечности, понимаемой как время безотказной работы, был выбран наиболее подходящий для рассматриваемого случая принцип расходования ресурса по Фрейденталю.

В другом случае было выполнено решение задачи по оценке остаточной долговечности гипсового декора и известково-гипсовой штукатурки памятника архитектуры, эксплуатировавшегося 195 лет. На постановку этой задачи большое влияние оказала методология теории форсированных испытаний. Сложная и комплексная проблема построения методов форсированных испытаний потребовала решения ряда взаимосвязанных задач, которые были конкретизированы с учетом специфики объекта исследования. При оценке долговечности материалов внутренней отделки памятников архитектуры нельзя достаточно полно восстановить историю их изготовления и эксплуатации. Это затрудняло определение израсходованной части общего ресурса материала и момента его отказа. Не ясно в какой мере измеряемые в эксперименте параметры отражали внутреннее состояние материалов и отслеживали деструктивные процессы. Поэтому возникали сомнения при переходе от измеренных данных к долговечности. Для снятия возникших неопределенностей потребовалось сформулировать ряд исходных предпосылок и проверить их в ходе моделирования.

При моделировании технологии производства легких многослойных строительных конструкций практически была исключена возможность физического эксперимента. Поэтому использовался новый подход, реализующий широкие возможности ЭВМ, достоинства аналитического и эмпирического методов, сочетающий формальные и неформальные процедуры. Такой подход объединяет фактически все методы моделирования и в настоящее время представляет собой универсальную научную методологию /10/. Универсальность и эффективность новой методологии, отражающей основные этапы процесса познания в компьютерном воплощении и позволяющей сэкономить время и средства при поиске рациональных решений в условиях неопределенности, доказана при решении разнообразных задач. Однако в технологии строительных материалов и конструкций методологическое обеспечение данного направления как научного инструмента моделирования сложных систем разработано пока недостаточно. Проведенное нами исследование в определенной мере восполняет этот пробел.

Выполненная постановка задачи содержит все компоненты стандартно поставленной задачи обоснования решения в условиях неопределенности: объект выбора, условия выбора и правило выбора. При построении математического описания и моделирующего алгоритма различных переделов процесса был использован ряд основных положений технической гидродинамики, физики, механики твердого тела, закономерности вспенивания реакционноспособных полимерных композиций и принцип особых состояний системы. После создания программной модели (диалоговая система имитации) проводился вычислительный эксперимент и формировались необходимые информационные ресурсы.

Путем вычислительного эксперимента удалось изучить и понять поведение объекта исследования, выяснить границы, в которых возможно его нормальное функционирование, и получить данные для создания методики инженерных расчетов. Эта методика, представленная в виде комплекса приближенных формул и номограмм, использована при проектировании технологического оборудования и выборе технологического регламента, позволяющего равномерно распределять полимерные композиции в закрытых полостях панелей при периодическом и непрерывном способах их производства, снизить расход композиции и неблагоприятное влияние различных факторов на качество изготавливаемых изделий.

## Литература

1. Освоение производства керамических фасадных плиток /И.Д.Кузьмин, Г.Л. Селюк, О.И. Никитина, В.И. Никитин //Стекло и керамика.— 1979.— № 6.— С. 28-29.
2. Никитина О.И., Никитин В.И., Кузьмин И.Д. Использование метода планирования эксперимента для повышения качества керамического кирпича //Строительные материалы. — 1984. — № 6.— С. 15-16.
3. Обьедков В.А., Никитин В.И., Таратута В.Д. Методика создания долговечных имитационных материалов для реставрации камня памятников архитектуры //Методика и технология консервации и реставрации памятников истории и культуры: Сб.научн. тр. НМС МН СССР.—М., 1988.— С. 5-16.
4. Никитин В.И., Аксенова И.В., ПучковЮ.М. Применение комбинаторного плана при определении удельного электрического сопротивления строительных материалов //Вопросы температурно-влажностного режима памятников истории и культуры: Сб.научн. тр. НМС МН СССР.—М., 1990.— С. 5-18.
5. Долговечность лакокрасочных покрытий для защиты железобетонных конструкций /В.И. Никитин, В.А. Езерский, В.В. Шнейдерова, С.Е. Соколова //Вопросы строительства и архитектуры.— Минск, 1985.— Вып. 15.— С. 46-50.
6. Шнейдерова В.В., Соколова С.Е., Никитин В.И. Долговечность конструкций с лакокрасочными покрытиями в агрессивных средах //Бетон и железобетон.— 1985.— № 3.— С. 36-37.
7. Никитин В.И., Гурьев В.В. Разработка математической модели для литья вспениваемых полимеров при производстве слоистых конструкций // *Plaste u. Kautschuk*. — 1989.— № 9.— С. 308-311.
8. Никитин В.И., Гурьев В.В. Расчет геометрических параметров литьевых инжекторов для вспенивающихся полимеров для производства сэндвичевых конструкций // *Plaste u. Kautschuk*. 1991.— № 2. — С. 56-58.
9. Никитин В.И., Гурьев В.В. Разработка математической модели непрерывной технологии литья для производства сэндвичевых плит из вспененных фенольных смол // *Plaste u. Kautschuk*. — 1991.— № 6.— С. 208-210.
10. Самарский А.А. Неизбежность новой технологии //Коммунист.— 1989.— № 1.— С. 82-92.

Роман Орлович  
Брестский политехнический институт

## К ВОПРОСУ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ НОРМАТИВНЫХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Принятый в настоящее время метод нормирования, получивший в СССР название метода предельных состояний, а за рубежом - метода частных коэффициентов, формализован в виде известного условия

$$\gamma_n Q(\gamma_n, \gamma_f, \gamma_d) \leq S(R_n, \gamma_m, \gamma_d),$$

в котором полная система частных коэффициентов состоит из пяти групп:  $\gamma_n$  - коэффициентов надежности по назначению,  $\gamma_f$  - то же по нагрузке,  $\gamma_m$  - то же по материалу,  $\gamma_d$  - коэффициентов условий работы и коэффициентов геометрических размеров.

Как известно нормирование коэффициентов надежности основано на допущении о том, что каждый из них учитывает изменчивость лишь одной исходной величины. Другими словами, если надежность конструкции представить в виде функции многих исходных величин, то каждый коэффициент надежности будет зависеть от частной производной этой функции по соответствующим переменным. Коэффициенты условий работы  $\gamma_d$  отражают факторы, которые для упрощения расчетной модели либо не учитываются прямым путем (влияние физической нелинейности, податливости соединений и др.) либо не имеют приемлимого аналитического описания (температурно-влажностные воздействия, агрессивность среды и т.д.).

Частные коэффициенты представлены в нормах в виде некоторых детерминированных величин, уточняемых по мере накопления теоретических и опытных данных. На эти коэффициенты можно умножать либо делить значения усилий  $Q$  либо несущую способность  $S$  как конструкции в целом, так и ее отдельных элементов. Коэффициенты точности геометрических размеров кроме того могут быть представлены в виде слагаемых к нормативным значениям.

Формализованный в изложенном виде, метод частных коэффициентов на сегодняшний день не только вошел в противоречие с потребностями практики, но и в ряде случаев исчерпал себя с точки зрения его дальнейшего развития традиционным путем. Во-первых, это связано с тем, что при дифференциации расчетных коэффициентов их количество резко возрастает. В результате обций коэффи-

циент, как произведение частных, может стать недопустимо малым, что приводит к большим запасам прочности. В связи с этим, например в СНиП 2.03.01-84 "Бетонные и железобетонные конструкции", минимальное произведение коэффициентов условий работы бетона  $\sum K_{\Sigma}$  ограничивается числом 0,45. Во-вторых, при увеличении числа частных коэффициентов, особенно получаемых эмпирическим путем, усугубляется разрыв между расчетной моделью и ее физической наглядностью.

Существенным недостатком метода частных коэффициентов является и то, что в нем отсутствует в явном виде учет фактора времени. Между тем без этого нельзя решать задачи расчета долговечности конструкций и сооружений, рациональной продолжительности их эксплуатации. Разработка метода расчета строительных конструкций на долговечность неразрывно связана с необходимостью изучения изменчивости их свойств в течении срока службы, что еще в 60-ых годах Н.С.Стрелецкий называл "крайне неотложной задачей". Логическое развитие методов расчета по предельным состояниям рассматривалось им как выход из узких рамок строительной механики и перевод их на комплексную оценку с точки зрения строительной механики и строительной физики.

Для разрешения отмеченных противоречий в первую очередь необходимо пересмотреть общепринятую концепцию формирования частных коэффициентов. Последняя должна базироваться не на дальнейшей их дифференциации, а на построении функциональных зависимостей, обобщающих комплексное и взаимосвязанное влияние разнообразных факторов на предельное состояние конструкций. При этом необходимо учитывать не только взаимосвязь самих факторов, например временную, а и взаимозависимость последствий их влияния на работоспособность конструкций. Речь идет о получении общего решения задачи расчета конструкций на нагрузку, представляющую собой заданный процесс с известным законом изменения ее во времени, с учетом реальных зависимостей между воздействиями и сопротивлениями. Причем основные характеристики сопротивления, входящие в указанные зависимости, также должны рассматриваться как функции времени, учитывающие релогические и анизотропные свойства материалов. Развитие такого подхода к расчету строительных конструкций разных видов является естественным совершенствованием их расчетных моделей / 1 /.

Изложенный подход был впервые реализован автором применительно к конструкциям из различных древесных материалов / 2 /.

Как известно существующие методы их расчета недостаточно достоверно отражают реальные условия эксплуатации, специфику свойств материалов. При оценке совместного влияния эксплуатационных факторов допускается ряд необоснованных упрощений. Основным из них является допущение об отсутствии взаимосвязи во времени сезонных температурно-влажностных и силовых воздействий. Их совместное влияние, учитываемое с помощью частных коэффициентов условий работы, рассматривается независимым от вида напряженного и гидротермического состояния элементов конструкций, сочетания применяемых материалов и степени их анизотропии. Во многих случаях это приводит к несоответствию расчетных моделей реальному поведению конструкций, что способствует ошибочной оценке их прочности и долговечности, а в ряде случаев является причиной их преждевременных отказов.

Построенные автором расчетные модели учитывают комплексное влияние реологии и анизотропии древесных материалов, вида напряженного состояния и условий эксплуатации конструкций. В основу метода реализации моделей положены классические зависимости теории вязкоупругости анизотропных тел и кинетической концепции прочности. Пригодность этих зависимостей для описания поведения древесных материалов при основных эксплуатационных воздействиях и видах напряженного состояния была подтверждена экспериментально. Показано, что совместное влияние эксплуатационных факторов необходимо учитывать во взаимосвязи между собой и с видом напряженного состояния. Причем совокупное влияние указанных факторов по-разному отражается на деформативности и сопротивлении материалов, усугубляя при этом степень их анизотропии.

В построенных моделях фактор времени учитывается в явном виде. Это позволяет решать задачу прогнозирования долговечности конструкций.

Указанные модели, хотя и реализованы на ЭВМ, все же с точки зрения практического использования являются достаточно громоздкими. В связи с этим на их основе в инженерных расчетах вместо частных коэффициентов условий работы впервые предложено использовать комплексные коэффициенты функционального вида. Таким образом в приведенном

выше условия метода предельных состояний вместо произведения частных коэффициентов используются их многофакторные нелинейные функции. В нормативных документах последние могут быть представлены в виде математических зависимостей, номограмм либо табулированы.

В результате численного анализа установлено существенное различие (до 30%) в оценках несущей способности конструкций при основных эксплуатационных режимах и видах напряженного состояния по предлагаемой и существующей (основанной на частных коэффициентах) методикам. Причем в зависимости от характера режима, видов материалов и конструкций это различие может быть как в опасную сторону, так и в сторону необоснованных запасов прочности.

Решение задачи прогнозирования долговечности эксплуатируемых конструкций на основе изложенного подхода сводится к следующему. Сначала определяется напряженно-деформированное состояние конструкций. В качестве исходной информации используются установленные в процессе обследований конструкций данные об их фактических размерах, деформационных характеристиках материалов и соединений, нагрузках и температурно-влажностных воздействиях и др. В результате анализа напряженного состояния и теоретической оценки прочности выявляется местоположение участков, лимитирующих несущую способность конструкций, а также участков, свободных от напряжений или с минимальным уровнем последних.

Из указанных участков отбираются образцы материала, которые после определения влажности и кондиционирования подвергаются биохимическому анализу и механическим испытаниям. При этом предполагается, что образцы, отобранные из свободных от напряжений участков конструкций, характеризуют сопротивление материала  $R_n$  в начальный момент эксплуатации  $t_n$ . Сопротивление образцов  $R_3$  из наиболее напряженных участков характеризует ее механическое состояние с учетом накопленных за время эксплуатации  $t_3$  повреждений. Причем развитие последних, в соответствии с кинетической концепцией прочности, связывается только с действием силовых факторов (напряжений). Степень изменения прочности во времени устанавливается на основе сопостав-

ления значений  $R_H$  и  $R_3$ .

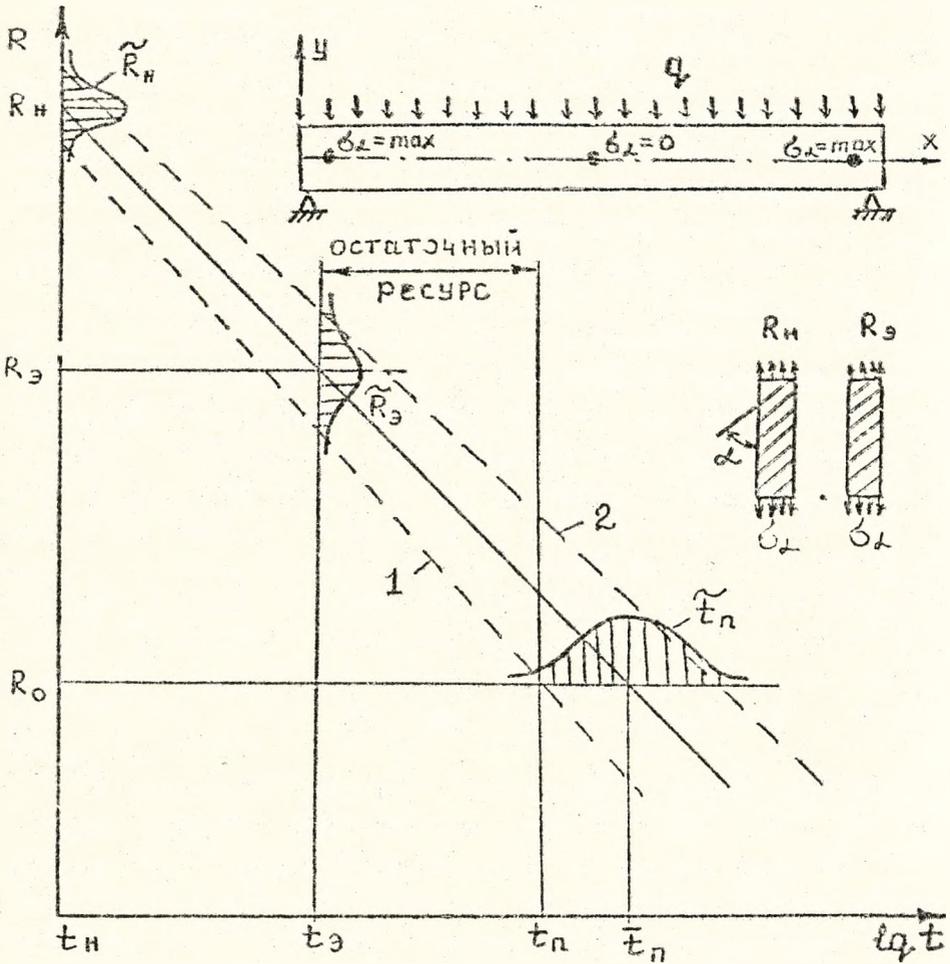
Принципиальным вопросом здесь является методика механических испытаний отобранных из разных участков конструкций образцов. В отличие от существующих методик сопротивление образцов следует определять при тех видах напряженного состояния, которые, по данным предварительной теоретической оценки, оказываются решающими для прочности конструкций. Например, образцы из приокорных зон клеодоцатых белог следует испытывать не на скалывание, как это обычно практикуется, а на растяжение под углом к волокнам - в направлении действия наиболее опасных растягивающих напряжений *бд*.

Необходимость в подобных методах определения сопротивления древесины вызвана тем, что каждая компонента сложного напряженного состояния, которое наиболее характерно для клееных конструкций, оказывает различное влияние на степень изменения сопротивления древесины во времени / 2 /. В связи с этим оценка истинного изменения во времени прочностных свойств древесины в процессе эксплуатации конструкций может быть сделана на основе учета совместного влияния всех компонент напряженного состояния.

На основе статистического анализа результатов испытаний отобранных из конструкций образцов устанавливается закон и параметры распределения сопротивления древесины в моменты времени  $t_H$  и  $t_3$ . Кривые распределения вероятностных величин  $R_H$  и  $R_3$  строятся в системе координат  $R - tqt$  (рисунок). Их квантили соединяются прямыми 1 и 2, между которыми расположена доверительная область изменения сопротивления материала во времени. Экстраполируя прямую 1, характеризующую минимальное сопротивление, до пересечения с горизонтальной прямой  $R_0$ , находится прогнозируемая долговечность конструкции  $t_n$ . Здесь  $R_0$  - сопротивление материала данному виду напряженного состояния, обеспечивающее безотказную работу конструкции. Отметим, что  $t_n$ , так же как и сопротивление материала, является вероятностной величиной.

Изложенный подход был апробирован при оценке прочности и долговечности деревянных конструкций в эксплуатируемых длительное время зданиях и сооружениях / 2 /. Разработанные

на его основе рекомендации о возможности дальнейшей эксплуатации конструкций позволили в ряде случаев продлить их срок службы.



1. Складнев Н.Н. О некоторых перспективных направлениях развития теории сооружений и строительной механики // Строит. механика и расчет сооружений. - 1953. - № 3. - С.1-4.

2. Орлович Р.В. Длительная прочность и деформативность конструкций из современных древесных материалов при основных эксплуатационных воздействиях / автореф. дис. д-ра техн. наук. Л., 1991. - 50 с.

Олег Рочняк  
Брестский политехнический  
институт

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ "РЕКОМЕНДАЦИЙ ПО РАСЧЕТУ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ  
ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ БЕЗ СЦЕПЛЕНИЯ ПРОДОЛЬНОЙ  
АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ" (проект)

Железобетонные конструкции с арматурой, не связанной с бетоном, обладают рядом технико-экономических достоинств. Накоплен некоторый опыт практического применения таких конструкций в современном мостостроении, оболочках защиты ядерных реакторов, емкостных сооружениях, башнях и др.

Пункт 1.30 норм /1/ рекомендует для предварительно напряженных конструкций, в которых предусматривается регулирование напряжений обжатия бетона в процессе их эксплуатации, применение напрягаемой арматуры без сцепления с бетоном; к ним предъявляются требования первой категории трещиностойкости. Однако, нормы /1/ не содержат каких-либо указаний по расчету, учитывающих особенности работы конструкции при отсутствии сцепления арматуры с бетоном. В литературе встречаются отдельные предложения по учету этого фактора; так "Кодекс-образец ЕКБ-ФИП для норм по железобетонным конструкциям. Международная система объединенных технических норм по строительным конструкциям" рекомендует снижать на 30% прочность нормальных сечений, в которых арматура с бетоном не связана.

Проект "Рекомендаций..." составлен\* на основе результатов экспериментально-теоретических исследований в развитие действующих норм.

Работа состоит из трех разделов: "Общие положения"; "Расчет по первому и второму предельным состояниям"; "Примеры расчета".

\*"Рекомендации по расчету железобетонных предварительно напряженных изгибаемых элементов без сцепления продольной арматуры с бетоном" (проект) разработаны Брестским политехническим институтом, Ленинградским государственным техническим университетом, Научно-исследовательским институтом бетона и железобетона.

В первом разделе рассмотрены основные особенности работы, трещинообразования и разрушения предварительно напряженных балок без сцепления продольной арматуры с бетоном; напряженно-деформированное состояние зоны максимальных изгибающих моментов и пропорной зоны.

После образования нормальных трещин балка превращается в систему блоков, разрушение которой происходит либо вследствие раздавливания сжатого бетона в месте контакта блоков, либо от потери устойчивости отслоившейся сжатой зоны (з балке таврового профиля - сжатой полки). Подчеркивается, что по контакту блоков эпюра нормальных напряжений имеет слабо криволинейный  $S$ -образный характер. Применение линейного закона контактных напряжений вполне приемлемо для практических расчетов; в этом случае равнодействующая усилий в сжатой зоне бетона приложена на расстоянии  $X/3$  от сжатой грани элемента. Представлены графики изменения растягивающих ( $\delta_x$ ) и сжимающих ( $\delta_y$ ) напряжений в блоках прямоугольного и таврового поперечных сечений в зависимости от зоны контакта.

По графикам условий образования и развития продольных трещин отмечается, что в балках таврового поперечного сечения интенсивность растягивающих напряжений  $\delta_y$ , действующих по горизонтальным площадкам при значениях  $X/h \leq 0,6$ , что имеет место в элементах в эксплуатационной стадии, значительно превышает величины  $\delta_y$ , возникающие в элементах прямоугольного сечения. Из графика изменения величины растягивающих напряжений  $\delta_y$  в зависимости от отношения толщины полки ( $h_f$ ) к высоте сечения следует, что  $\delta_y$  достигает своего максимального значения при  $h_f/h = 0,2 \div 0,3$  и уменьшается с увеличением или уменьшением  $h_f/h$ . При высоких уровнях предварительного обжатия несущая способность по моменту увеличивается, что связано с более поздним образованием продольных трещин. Расстояние между поперечными трещинами в этом случае составляет  $l_{\text{тр}} \approx h$ ; при значительном усилии в арматуре  $N_s$  высота зоны контакта между блоками также возрастает (до  $X = 0,5h$ ), что аналогично увеличению процента армирования, величина растягивающих напряжений  $\delta_y$  при этом уменьшается.

Приведены разрешающие уравнения для определения контактных напряжений в прямоугольных регулярных внецентренно сжатых

блоках (без учета работы бетона на растяжение в вершине трещины); граничные условия; графики изменения  $U_{oi}$  - безразмерной функции (перемещение) от  $S/h$  на уровне центра тяжести арматуры для блоков различных соотношений размеров.

Изложен общий подход к оценке напряженно-деформированного состояния. Величина усилий в арматуре и бетоне определяется, решая уравнения равновесия и совместности перемещений арматуры и бетона. Для однопролетной статически определимой балки уравнение совместности представлено в виде

$$\left( \frac{N_p}{A_{sp} E_s} - \frac{\sigma_{po}}{E_s} \right) \ell = \int_0^{\ell} \frac{\sigma_s(h-h_0; X)}{E_b} dx + \sum_{i=1}^n \left[ U_{oi} + d_i (h_0 - X_{i0}) \right] 2$$

$$N_p = \frac{M}{Z}; Z = h_0 - \frac{\bar{X}}{\eta}; d_i = \frac{\bar{U}(h) - \bar{U}(h - \bar{X})}{\bar{X}};$$

где  $N_p$  - усилие в предварительно напряженной арматуре;  $A_{sp}$  - площадь ее сечения;  $\sigma_{po}$  - напряжение при погашении обжатия с учетом потерь;  $\ell$  - длина элемента;  $\bar{\ell}$  - суммарная длина приопорных блоков за вычетом  $2h$ ;  $n = \left( \frac{\bar{\ell} - \bar{\ell}}{2h} + 1 \right)$  - число трещин,  $\eta = 1, 3 \div 2$ ;  $\eta h \approx \log e$ .

Левая часть уравнения представляет удлинение арматуры после погашения обжатия, первое слагаемое справа дает удлинение (укорочение) приопорных блоков на уровне арматуры; последнее слагаемое - удлинение, вызванное взаимным поворотом соседних блоков. Решение выполняется итерационным способом с уточнением  $X$  и  $N_p$  на каждом шаге,  $U_{oi}$  и  $d_i$  определяются в зависимости от  $X$ ,  $N_p$ ,  $E_b$ ,  $\ell_{acc}/h$ ; безразмерные величины  $U_{oi}$  и  $d_i$  табулированы для прямоугольного и таврового поперечных сечений. По значениям  $U_{oi}$  и  $d_i$  определяется раскрытие трещин, а также прогибы. Последние представляют собой сумму перемещений от взаимных углов поворота блоков и изгиба приопорных участков.

Основные особенности работы приопорной зоны следующие. В элементах прямоугольного поперечного сечения при  $a/h_0 \leq 1,5$  имеет место раскалывание приопорного блока; аналогичный характер разрушения балок таврового сечения при  $a/h_0 \gg 2$ . В балках таврового профиля при  $a/h_0 < 1,5$  формируется наклонная полоса (сжатый подкос), в которой сосредотачивается основной поток главных сжимающих напряжений.

Во втором разделе изложен расчет по первому и второму

пределным состояниям.

При расчете го образованию трещин, нормальных к продольной оси, элемент рассматривается как линейно деформируемый сплошной стержень из бетона, усиленный предварительно напряженной арматурой. Последовательность расчета проиллюстрирована на примере однопролетной шарнирно опертой балки при действии двух грузов в пролете.

Если величина растягивающих напряжений в бетоне от действия внешней нагрузки с учетом обжатия не превосходит прочности бетона на растяжение с учетом упруго-пластической работы, трещины не образуются.

Для практических целей усилия образования нормальных трещин можно определять без учета местного повышения напряжений в зоне передачи усилий с арматуры на бетон.

Расчетная оценка напряженно-деформированного состояния балки после образования нормальных трещин, формирования блочной системы, осуществляется методом последовательных приближений. Последовательность решения рассмотрена на примере балки, нагруженной двумя симметрично приложенными силами, при наличии одной трещины.

Продольные трещины в вершине нормальных трещин и новые нормальные трещины в прямоугольном блоке не образуются, если соответственно выполняются условия  $\sigma_y \leq \gamma_{pe} R_{bt}$ ,  $\sigma_{bt} \leq \gamma_{pe} R_{bt}$ , где  $\sigma_y$  - напряжения, действующие по горизонтальным площадкам у вершины нормальной трещины;  $\sigma_{bt}$  - растягивающие напряжения в краевом волокне в сечении по середине блока;  $\gamma_{pe}$  - коэффициент, учитывающий влияние псевдопластичности растянутого бетона ( $\gamma_{pe} = 1,8$ ). В случае же образования продольных трещин несущая способность балки определяется сопротивлением отслоившейся сжатой зоны. Ее расчетная схема - внецентренно сжатый бетонный элемент, нагруженный усилием  $N_g$ , которое приложено на расстоянии  $X/3$  от грани балки. Разрушение происходит от раздавливания бетона. Исчерпание несущей способности возможно от потери устойчивости сжатой зоны, выделенной продольной трещиной; приведена формула А.С.Залесова для определения критической силы.

В балках, не удовлетворяющих условию отсутствия поперечных трещин (раскрытия швов), во избежание развития продольных трещин откола сжатой зоны, рекомендуется предусматривать по-

перечную арматуру. Она должна размещаться в зоне действия наибольших изгибающих моментов; площадь ее ( $A_{sw}$ ) должна быть не менее  $1,3 R_{\text{стп}} b / R_{\text{стк}}$ ; шаг  $s \leq h / 6$ , длина поперечной арматуры  $\sim h / 2$ .

При выполнении расчета ширины раскрытия трещин также рассматривается блочная система.

Величина прогиба в эксплуатационной стадии, в случае образования поперечных трещин, представлена как сумма основного ( $f_{\text{fund}}$ ) и дополнительного ( $f_{\text{fl}}$ ) прогибов. Основной прогиб возникает при переходе от "нулевого" состояния к фактическому нагруженному состоянию; дополнительный прогиб - сумма упругого выгиба при обжатии элемента и прогиба, вызванного взаимным углом поворота опорного сечения. Величина основного прогиба подсчитывается с учетом раскрытия трещин и зависит от их количества (соответственно блоков). На стадии, предшествующей образованию трещин, значение  $f_{\text{fund}}$  можно определить, как в балке с затяжкой.

В "Рекомендациях..." изложен способ, предложенный П.И. Васильевым и А.А. Зайсфельдом, для расчета прочности нормальных сечений на действие изгибающего момента.

При расчете прочности наклонных сечений на действие поперечных сил установлено несколько схем.

Расчет прочности балок прямоугольного поперечного сечения при  $a/h_0 \leq 1 + 1,5$  и балок таврового профиля при  $a/h_0 \geq 2$  рекомендуется выполнять следующим образом. Определяется величина момента образования нормальных трещин  $M_{\text{крс}}(\text{ног})$  из условия  $\sigma_{\text{ст}} = \gamma_{\text{pe}} R_{\text{ст}}, \text{сез}$  и соответствующая поперечная сила  $Q_{\text{крс}}(\text{ног})$ . Если при усилиях  $M_{\text{крс}}(\text{ног})$ ,  $Q_{\text{крс}}(\text{ног})$ ,  $N_s$  на уровне центра тяжести сечения  $\sigma_{\text{ст}} > R_{\text{ст}}, \text{сез}$ , то критическая наклонная трещина образуется ранее нормальных (расчет и конструирование выполняется по общим правилам, как для балок, имеющих сцепление).

При первоочередном появлении нормальных трещин  $\sigma_{\text{ст}} \leq R_{\text{ст}}, \text{сез}$  главные растягивающие напряжения подсчитывают по формуле  $\sigma_{\text{ст}} = k Q (1 + \varphi_f) / \nu h_0$ , где  $k$  - определяется по графикам,  $\varphi_f$  - коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок определяется по  $|I|$ . Постановка поперечной арматуры целесообразна в направлении, перпендикулярном диагонали при опорного блока, площадь ее поперечного сечения подсчитывают в соответствии с

величиной  $\delta_{mt}$ .

Расчетная схема приопорной зоны балок табурного поперечного сечения при  $a/h_0 \leq 1,5$  - бетонная сжатая полоса. Несущая способность определяется из условия  $Q \leq W R_b v_w l_{cal} \sin \alpha (1 + \psi_2)$ , где  $\alpha$  - угол наклона расчетной сжатой полосы к горизонтали;  $v_w$  - ширина ребра сечения,  $l_{cal}$  - расчетная ширина полосы, принимаемая равной высоте сжатой зоны в нормальном сечении под грузом. Армирование "сжатой полосы" при фиксированном положении сосредоточенных сил рекомендуется выполнять хомутами, направленными перпендикулярно линии "опора - груз". Сечение хомутов  $A_{sw}$  должно удовлетворять условию  $A_{sw} = 0,35 Q b \cdot (1 + \psi_2) / h R_{sw}$ , где  $S$  - шаг хомутов. При этом необходимо предусматривать конструктивные мероприятия, обеспечивающие прочность опорного нормального сечения; это достигается постановкой у верхней грани надопорной продольной стержневой арматуры.

В третьем разделе приведены примеры расчета, причем они выполнены для балок, испытанных до разрушения; это дает возможность сравнить теоретические и опытные результаты.

В заключение следует отметить, что содержание "Рекомендаций ..." позволяет понять физическую сущность расчетных зависимостей и применять рассмотренные методы к иным, не описанным случаям.

#### Литература

1. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. - 79 с.

Василий Степанюк

Брестский\* политехнический  
институт

## ОПТИМАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЖИЛЫХ И ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ ДЛЯ ФЕРМЕРСКОГО ХОЗЯЙСТВА

В настоящее время, в период бурного развития фермерского хозяйства, возрастают масштабы индивидуального строительства и это, несомненно, вызовет увеличение удельного веса полносборного строительства в этой области, так как потребуются значительное сокращение сроков строительства и повышение его эффективности и качества.

В статье обобщены исследования, проводившиеся в течение ряда лет в Брестском политехническом институте, а также выполнен анализ разработок общественных и зарубежных исследований. Представленные сборные строительные конструкции, предназначенные для возведения жилых и производственных зданий, пригодны для выпуска в сельских строительных комбинатах, так как отличаются относительно небольшой массой, простой геометрической форм, высокой степенью заводской готовности и запроектированы с учетом особенностей физико-механических свойств строительных материалов.

Применение железобетона в качестве несущей наружной основы конструкций и использование эффективных легких утеплителей из глиноорганических материалов или на древесной основе (арболит, фибролит) с внутренней стороны помещения, позволит улучшить микроклимат в жилых помещениях и обеспечить долговечность зданий и значительно сократить сметную стоимость строительства. Предлагаемые комплексные конструкции предполагается использовать для возведения индивидуальных жилых домов усадебного типа (одноэтажные, двухэтажные, мансардные) и надворных построек фермеров.

Анализ технико-экономических показателей типовых проектов сельских зданий: I84-52-I72с; I84-52-I7Iс; I84-52-I6Iс/I; I8I-25-9/I и I83-I7-2/73 показывает, что наиболее целесообразно проектирование четырехкомнатного жилого дома размерами 7,2xI2,8. Трудоемкость Iм<sup>2</sup> здания составляет 0,84 чел/дня, общая сметная стоимость 8,7 тыс.руб (цены I984г) общая трудоемкость возведения составляет около 250 чел/дня. В проекте предусмотрены фундаменты ленточные бетонные, стены

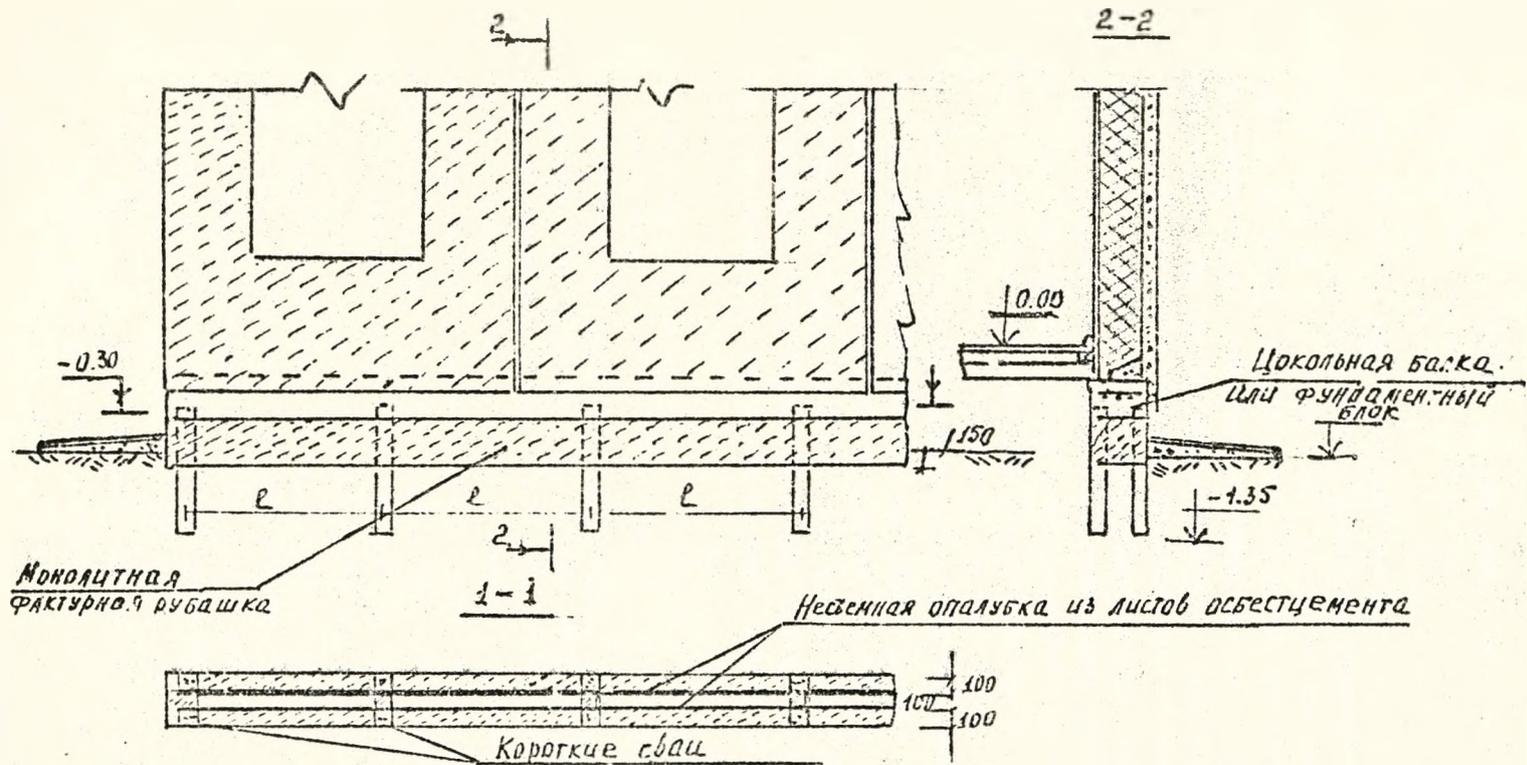
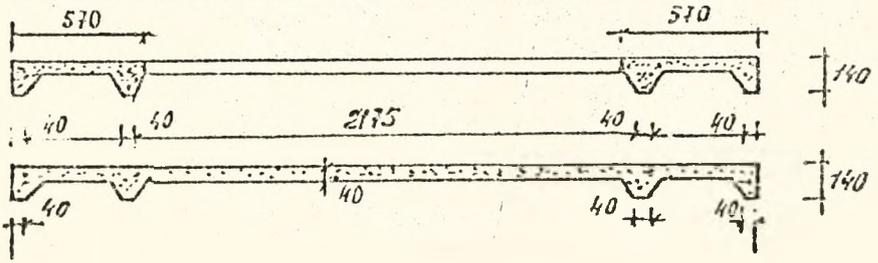
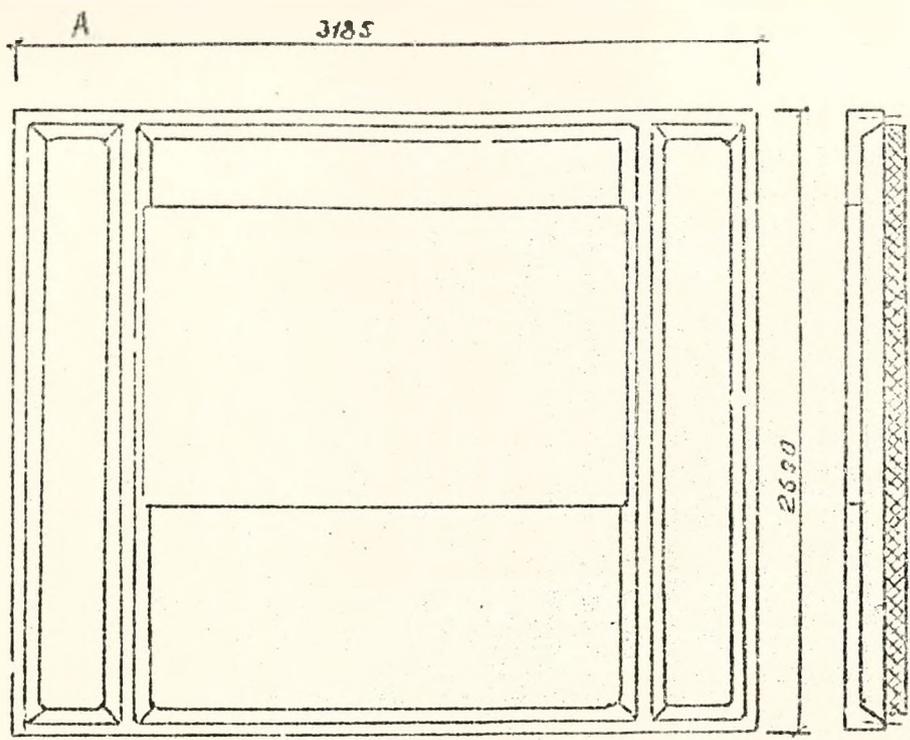
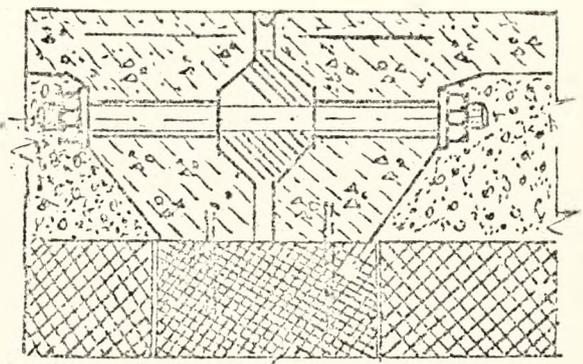


Рис. 1 Свайно-ленточный сборно-монолитный фундамент под малоэтажные здания.



Б.



Утеплитель крепится  
после монтажа панелей

Рис. 2А. Конструкция панели  
Б. Вертикальное соединение  
стеновых панелей.

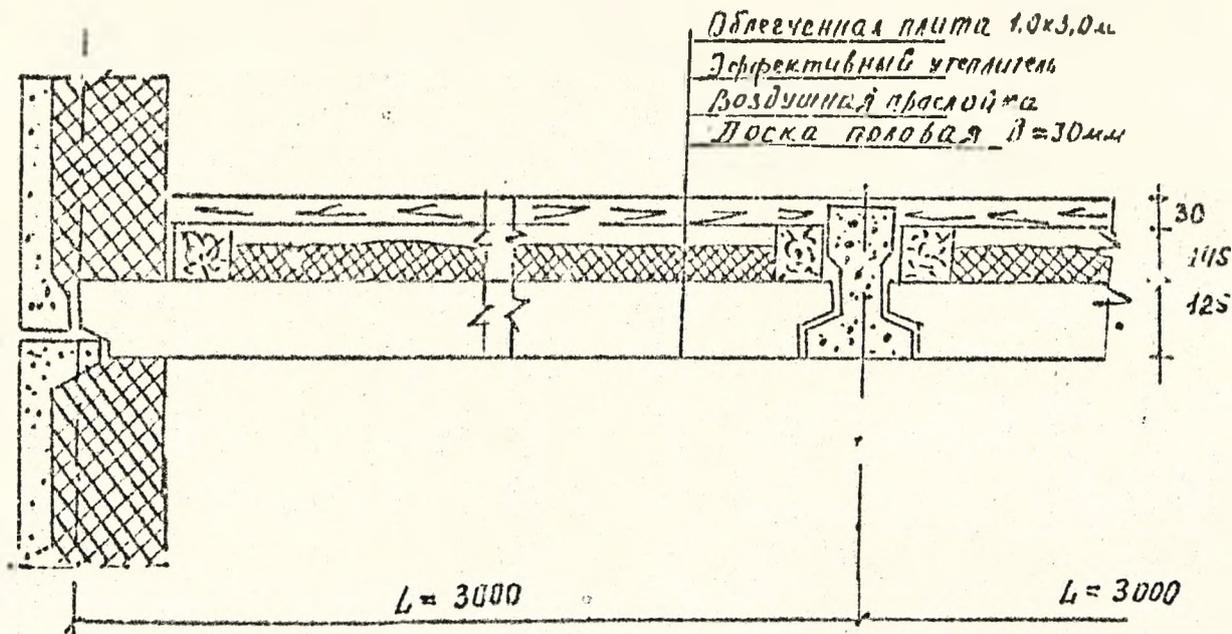


Рис. 3 Сборное облицованное перекрытие из некаштруемых плит

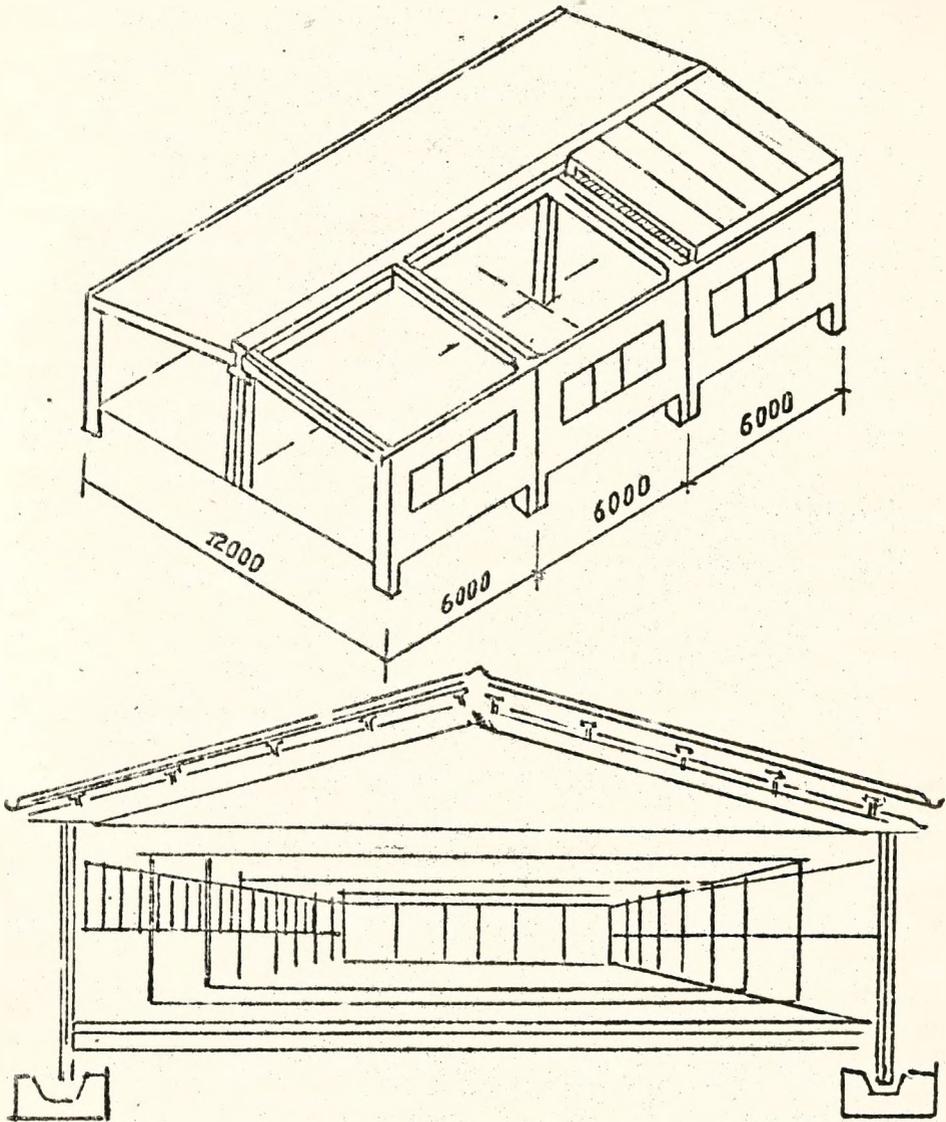


Рис. 4 Производственное здание из эффективных облегченных железобетонных конструкций

панельные однослойные.

На рис.1 представлен сборно-монолитный ленточно-свайный фундамент мелкозаложеня. Особенность его устройства состоит в том, что поковая монолитная плита выполняется двухслойной с воздушной прослойкой внутри фундамента. Экономия бетона составляет 40% на 1 м погонной конструкции, отпадает необходимость в отрывке траншей. Предлагается крупнопанельная ребристая панель размером на комнату или меньше, изготавливаемая по двухэтапной технологии: вначале отформовывается тонкостенная ребристая наружная скорлупа (несущая основа конструкции), а затем укладывается утепление в виде фибролитовых плит, по ГОСТ 8923-70 или арболитовой массы. Внутренняя обшивка помещения выполняется теплым раствором или слоем сухой штукатурки (рис.2). Возможны и другие решения. Существенное повышение звукоизоляции стеновых панелей в сочетании с защитой от влаги можно добиться устройством слоя толщиной 20мм из битумоперлита с последующей защитой утеплителем.

Сборное облегченное перекрытие (рис.3) из мелкоштучных плит и прогона по сравнению с плоскими сплошными перекрытиями на комнату, имеет преимущества, так как примерно в 1,6 раза легче традиционного.

Перегородки предлагаются каркасные с обшивкой гипсоголошкнистыми или арболитовыми плитами, возможно применение арболитовых блоков с последующим оштукатуриванием теплым раствором.

В качестве стропильных конструкций разработаны ометальные плиты со сниженной материалоемкостью или железобетонные тавровые стропила, которые укладывают одним концом на наружную стену, а другим на коньковый железобетонный прогон, расположенный на торцевых стенах.

На рисунке 4 представлены производственные здания для фермерского хозяйства.

Основой каркаса всех зданий служат стеновые панели, совмещающие функции несущих и ограждающих элементов /I/. Технико-экономические показатели приведенных конструктивных решений свидетельствуют о целесообразности их применения для возведения полносборных зданий.

И.Степанюк В.И. Ав.свидетельство № 960402, 21 мая 1982г. "Балка-стенка".

Алексей Тарасевич  
Петр Пойта  
Владислав Федоров  
Брестский политехнический  
институт

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ  
ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПОД ЦЕНТРАЛЬНО  
ЗАГРУЖЕННЫЕ КОЛОНЫ

Одной из важнейших задач в области строительства является снижение материалоемкости фундаментов на основе совершенствования их конструкций.

Совершенствование конструкций фундаментов может осуществляться по разным направлениям и, в частности, за счет изменения характера передачи нагрузки в пределах площади подошвы фундамента. Для этого следует осуществлять трансформацию эпюры контактных напряжений таким образом, чтобы наибольшие их значения были сконцентрированы в центральной части подошвы. При этом происходит разгрузка консольных частей фундамента и снижение в расчетных сечениях изгибающих моментов и поперечных сил, в результате чего можно уменьшить высоту фундамента и расход арматуры /1/. Вместе с тем, в данном случае, важным является изучение совместной работы фундамента с грунтом основания.

С этой целью были проведены экспериментальные исследования совместной работы плитных фундаментов с плоской и криволинейной подошвой основания. Для проведения опытов были изготовлены фундаменты двух типов, имеющие одинаковые размеры в плане (рис.1). Класс бетона В 20.

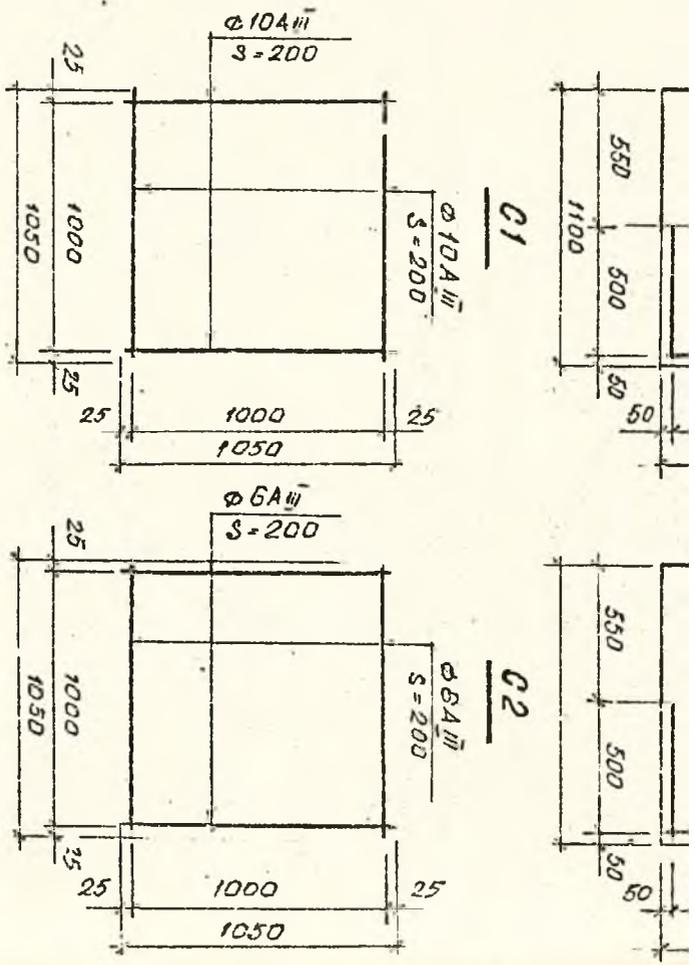


Рис. 1. Фундаменты с плоской и  
 круглой нижней подошвой.



Основанием фундаментов служили песчаные грунты средней плотности, уложенные в железобетонный лоток размером в плане 5х6 м и высотой 5 м. Основание уплотнялось до плотности 1,74–1,75 г/см<sup>3</sup>.

Нагружение фундаментов осуществлялось четырьмя гидравлическими домкратами по 50 тс каждый через специальную траверсу и металлическую плиту размерами в плане 40х40 см.

Пригрузка создавалась песком и металлическими грузами. Передача нагрузки на фундамент производилась ступенями по 0,01 МПа до значения 0,05 МПа, а затем – через 0,05 МПа до разрушения фундамента. На каждой ступени нагрузка выдерживалась до условной стабилизации деформаций, за которую принималась осадка фундаментов, равная 0,1 мм за 30 мин. Величина передаваемой нагрузки контролировалась по манометру и по динамометру. Осадка плиты измерялась по десяти прогибомерам, установленным по двум сторонам фундамента. Напряжение в арматуре определялось по показаниям тензорезисторов. На бетон в 8 точках взаимно перпендикулярно было наклеено 16 тензорезисторов, которые давали показания о возникающих деформациях на поверхности плиты. Визуально и с помощью лупы 2,5-кратного увеличения наблюдалась схема трещинообразования на поверхности плиты и ее боковых гранях.

В процессе загрузки плиты с плоской подошвой первые трещины появились на нижней поверхности при давлении, равном 0,625 МПа. В плите с криволинейной поверхностью подошвы трещины появились при давлении 0,6 МПа.

Таким образом, образование трещин начинается практически при одном и том же давлении. Однако следует иметь в виду, что площадь рабочей арматуры в плите с криволинейной поверхностью

подошвы в 2,8 раза меньше площади арматуры плиты с плоской подошвой. Это свидетельствует о том, что внутренние усилия в плитах с криволинейной подошвой значительно меньше. Интересно заметить, что во всех экспериментах первые трещины образовались в пределах центрального участка фундамента, не выходящего за наружную грань грузовой площади передачи внешней нагрузки. Следовательно, критическим сечением, где действует наибольший изгибающий момент, является сечение, проходящее через центр блока, а не сечение по грани площадки передачи нагрузки, для которого в расчетной практике определяют максимальный момент. Следует отметить, что аналогичные картины трещинообразования получены и другими авторами [1,2].

Таким образом, трансформация эпюры контактных напряжений приводит к улучшению условий работы железобетонного фундамента с криволинейной подошвой. С другой стороны, такая трансформация этой эпюры будет влиять в значительной степени и на работу основания. В табл. I приведены опытные значения соотношения между осадками фундаментов с криволинейной и плоской подошвой.

Таблица I.

Отношения осадок фундаментов с криволинейной  $S_k$  и плоской  $S_n$  подошвой при различных давлениях

Серия опытов	Отношение $S_k / S_n$ при давлении P, МПа					
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
I	4,66	2,60	2,37	2,45	2,37	2,59
2	4,0	2,75	3,75	4,6	4,70	4,90

Из табл. I видно, что осадка фундамента с криволинейной подошвой в 2,3...4,9 раза больше осадки фундамента с плоской подошвой во всем диапазоне давлений. При этом линейная зависимость между давлением и осадкой фундамента с плоской подошвой наблюдается до  $P = 0,52$  МПа.

Для фундаментов с криволинейной подошвой предел несколько меньше и составляет 0,45 МПа. При осадке, равной 35 мм в первой серии опытов, и осадке, равной 50 мм во второй серии, в работу полностью включаются консольные участки фундамента, что приводит к некоторому замедлению роста осадки. Абсолютная осадка фундаментов во всех опытах не превысила 80 мм при давлении 0,675 МПа.

Превышение осадки фундамента с криволинейной подошвой до включения консолей в работу в сравнении с осадкой фундамента с плоской подошвой составило в среднем 100-120 %. После включения консолей в работу это превышение уменьшилось до 40-50%.

Таким образом, выполненные исследования указывают на возможность эффективного регулирования контактных напряжений с целью разработки экономичных конструкций фундаментов.

#### ЛИТЕРАТУРА

- 1 Сорочан Е.А. Фундаменты промышленных зданий. - М.: Стройиздат, 1986. - 303 с.
2. Полипов С.И. О моделировании схемы разрушения железобетонных фундаментов под колонну на песчаном основании. // Исследование напряженно-деформированного состояния оснований и фундаментов. - Новочеркасск, 1977. - с. 36-40.

Виктор Тур

Брестский политехни-  
ческий институт

### Некоторые особенности расчета сборно- монолитных конструкций с набетонкой из напрягаю- щего бетона.

Как показали обширные исследования /1/ на работу традиционных сборно-монолитных конструкций в эксплуатационной стадии существенное влияние оказывает напряженно-деформированное состояние от усадки и ползучести бетонов. Экспериментальные данные свидетельствуют о том, что в ряде случаев напряжения и деформации от усадки приводят к снижению трещиностойкости и возрастанию прогибов конструкций.

При изготовлении монолитной части сборно-монолитной конструкции из напрягающего бетона становится возможным не только избежать неблагоприятного воздействия усадки, но и в ряде случаев получить в построечных условиях предварительно-напряженную конструкцию.

Исследования, выполненные автором /2/ показали, что в сборно-монолитных сечениях, где набетонка расположена поверх сборного элемента на стадии расширения имеет место напряженно-деформированное состояние, показанное на рис.1. При этом, в сечении развиваются значительные по величине внутренние усилия, способные оказать существенное влияние на работу конструкции под нагрузкой.

В настоящей статье приведен краткий анализ влияния дополнительного напряженно-деформированного состояния от расширения в нормальном сечении на различных стадиях работы его под нагрузкой. Анализ выполнен на основании экспериментальных данных, полученных при испытаниях 30-ти сборно-монолитных балок с набетонкой из напрягающего бетона /2/ и теоретического расчета по программе "RREL" в основу которой положена методика /3/. При расчетах использовали исходное деформированное состояние в сборно-монолитном сечении и фактические диаграммы деформирования материалов, полученные при испытаниях натуральных балок.

Коротко рассмотрим основные стадии напряженно-деформированного состояния нормального сечения и их отличие от традиционных.

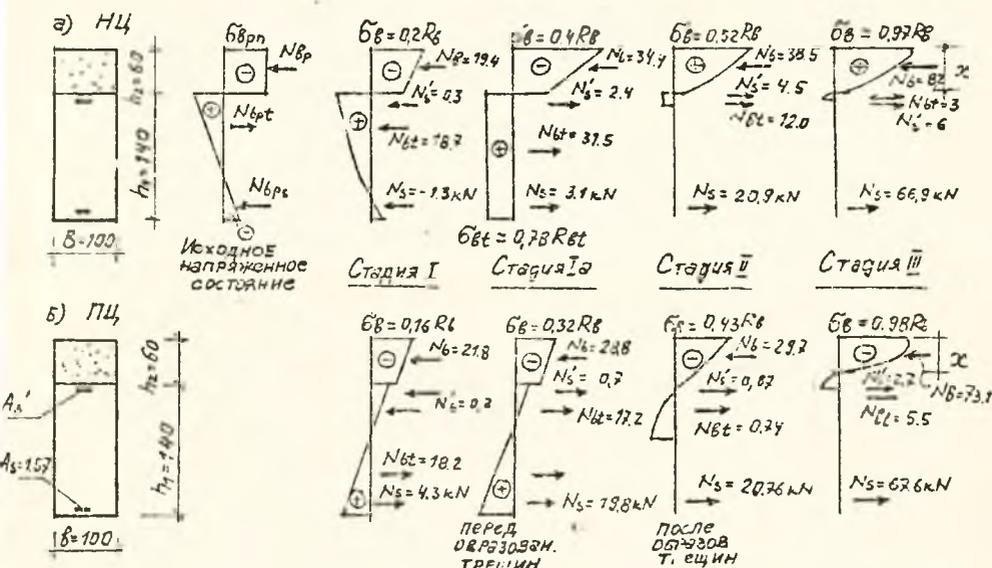


Рис. 1

Стадия I. На ранних этапах нагружения происходит постепенное погашение сжимающих напряжений на нижней грани сборного элемента и прирост растягивающих напряжений на его верхней грани (рис. 1а). При компоновке сечения, когда нейтральная ось располагается в непосредственной близости к границе контакта прирост растягивающих напряжений незначителен. Отличительной особенностью этой стадии является то, что сборно-монолитное сечение имеет две сжатые зоны: в нижней части сборного элемента и в монолитном бетоне.

Стадия Ia. По мере возрастания нагрузки происходит полное погашение сжимающих напряжений в сборном элементе и все его сечение оказывается растянутым. При этом происходит выравнивание растягивающих напряжений по высоте сечение сборной части и к моменту образования трещины все сборное сечение имеет напряжения, приближающиеся к  $R_{bt,ser}$ , нейтральная ось проходит по контакту. Это и является отличительной особенностью этой стадии (рис. 1а).

Стадия II. При образовании трещины, последняя пересекает сразу практически все сечение, доходя до контакта. Ширина раскрытия трещины при этом примерно одинакова по всей ее длине. Это сопровождается мгновенным возрастанием прогиба и напряжений в арматуре по сравнению с аналогом. Однако, при дальнейшем приложении нагрузки развитие трещины в монолитный бетон тормозится за счет имеющегося в нем самонапряжения. При этом, увеличивается количество трещин по длине балки. Несмотря на то, что суммарная ширина раскрытия трещин в самонапряженной балке и аналоге примерно одинакова, максимальная ее ширина в самонапряженной балке меньше.

Стадия III. В предельном состоянии работа самонапряженной балки и аналога практически не отличаются. Это и понятно, ибо положение нейтральной оси при текучести арматуры определяется только из условий равновесия, без использования условий деформаций. Так как равнодействующая внутренних сил, вызванных усадкой, равна нулю, уравнения равновесия не претерпевают никаких изменений. Этого нельзя отметить при расчете конструкции по второй группе предельных состояний. Так, учитывая распределение напряжений по стадии Ia и II, при расчете трещиностойкости нормального сечения предложено  $M_{cr0}$  определять из условия:

$$M_{cr0} = R_{st,ser} W_{pL} + N_{sp} (\epsilon_{sv} - \epsilon_y) \frac{\epsilon_y A_{red}}{W_{t0}} + P_{02} (\epsilon_{0p} + \epsilon_y) \quad (1)$$

где:  $N_{sp}$  - усилие от самонапряжения в монолитном нагружаемом бетоне с учетом потерь от усадки и ползучести;

$$W_{pL} = [b h_1^2 (0,5 + \frac{2h_2}{3h_1}) + (2\alpha - \frac{\sigma_{p20}}{R_{st,ser}}) A_s h_1 (1 - \frac{\alpha}{h_1} - \frac{2h_2}{3h_1}) + 2\alpha A_s'] \quad (2)$$

При расчете прогибов самонапряженных балок предложено учитывать дополнительный выгиб от расширения по формуле:

$$\frac{1}{\beta_{6p}} = \frac{M_{sp}}{k B_{02}}$$

где:  $M_{\beta p}$  - момент усилия самонапряжения сжатия в монолитном слое, определяемый  $M_{\beta p} = N_{\beta p} \cdot e_{0M}$ ;

$B_{02}$  - фактическая изгибная жесткость сборной части сечения при расширении.

Сопоставление опытных значений с теоретическими по формулам (1)-(3) показали хорошее совпадение (5...7%).

Таким образом, при проектировании сборно-монолитных конструкций с набетонкой из напрягающего бетона при расчете по второй группе предельных состояний необходимо учитывать напряженно-деформированное состояние от расширения.

#### Список литературы:

1. Расчет сборно-монолитных конструкций с учетом фактора времени. Под ред. А.Б. Гольшева, К., Еудивельник, 1987.
2. Еудюк В.Д., Тур В.В.. Самонапряженные сборно-монолитные конструкции: Бетон и железобетон, - № I - 1992, стр.7 - 9.
3. Байков В.Н. и др. Расчет сечений железобетонных элементов; Бетон и железобетон., № 5 - 1997, стр.17 - 19.
4. Михайлов В.В., Литвер С.Л. Расширяющиеся и напрягающие цементы и самонапряженные конструкции. - М.: Стройиздат. 1974 - 307 с.
5. Пособие по проектированию самонапряженных железобетонных конструкций (к СНиП 2.01.03-84). - М.: ЦИТП. 1986 - 32 с.

Вячеслав Черноиван,  
Василий Жук, Анатолий Мухин  
Брестский политехнический  
институт

## ЛЕГКИЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ НА ОСНОВЕ ДРЕВЕСНОГО ШПОНА

К настоящему времени около 85% фанеры, производимой в нашей стране, изготавливается из древесины березы и только 15% приходится на фанеру, изготавливаемую из древесины ольхи, ясеня, дуба, липы, сосны и других пород. В текущем году практически все предприятия фанерной промышленности в Республике Беларусь из-за дефицита древесины березы были вынуждены увеличить долю производства фанеры из древесины ольхи и сосны.

Для выявления рациональных областей применения ольховой и разнопородной (из древесины березы и сосны) в строительстве были определены прочностные и деформационные характеристики этих материалов. Испытаниям подвергались образцы семислойной фанеры со строением пакета  $4 // + 3 \perp$  (обычная структура) и  $5 // + 2 \perp$  (целенаправленная структура). Методика испытаний была принята в соответствии с [1]. Результаты механических испытаний обрабатывались методами математической статистики, исходя из нормального закона распределения экспериментальных данных.

Анализ результатов исследований прочностных (табл. 1) и упругих (табл. 2) характеристик показывает, что для фанеры ольховой и разнопородной они не ниже, чем для фанеры березовой, а строение пакета значительно влияет на прочность и деформативность материала.

Данные испытаний позволяют рекомендовать фанеру ольховую и разнопородную для изготовления строительных конструкций в качестве обшивок панелей и плоских стенок клеифанерных балок вместо березовой фанеры.

В [2, 3] обосновано, что наиболее эффективно прочностные и упругие свойства материала фанеры используются в виде гнутоклееных элементов (уголок, швеллер, труба, трапецидальный гофр).

Таблица I

Расчетные сопротивления фанеры, в МПа

Тип фанеры	! Сжатие	! Сжатие	! Растяжение	! Изгиб
	! вдоль	! поперек	! вдоль	! вдоль
	! волокон	! волокон	! волокон	! волокон
Ольховая	11,3	9,0	13,6	16,3
Ольховая целенаправ- ленная	12,7	8,5	13,0	16,6
Разнопородная	11,3	10,5	10,0	24,7
Разнопородная целе- направленная	12,4	7,6	15,5	21,8

Таблица 2

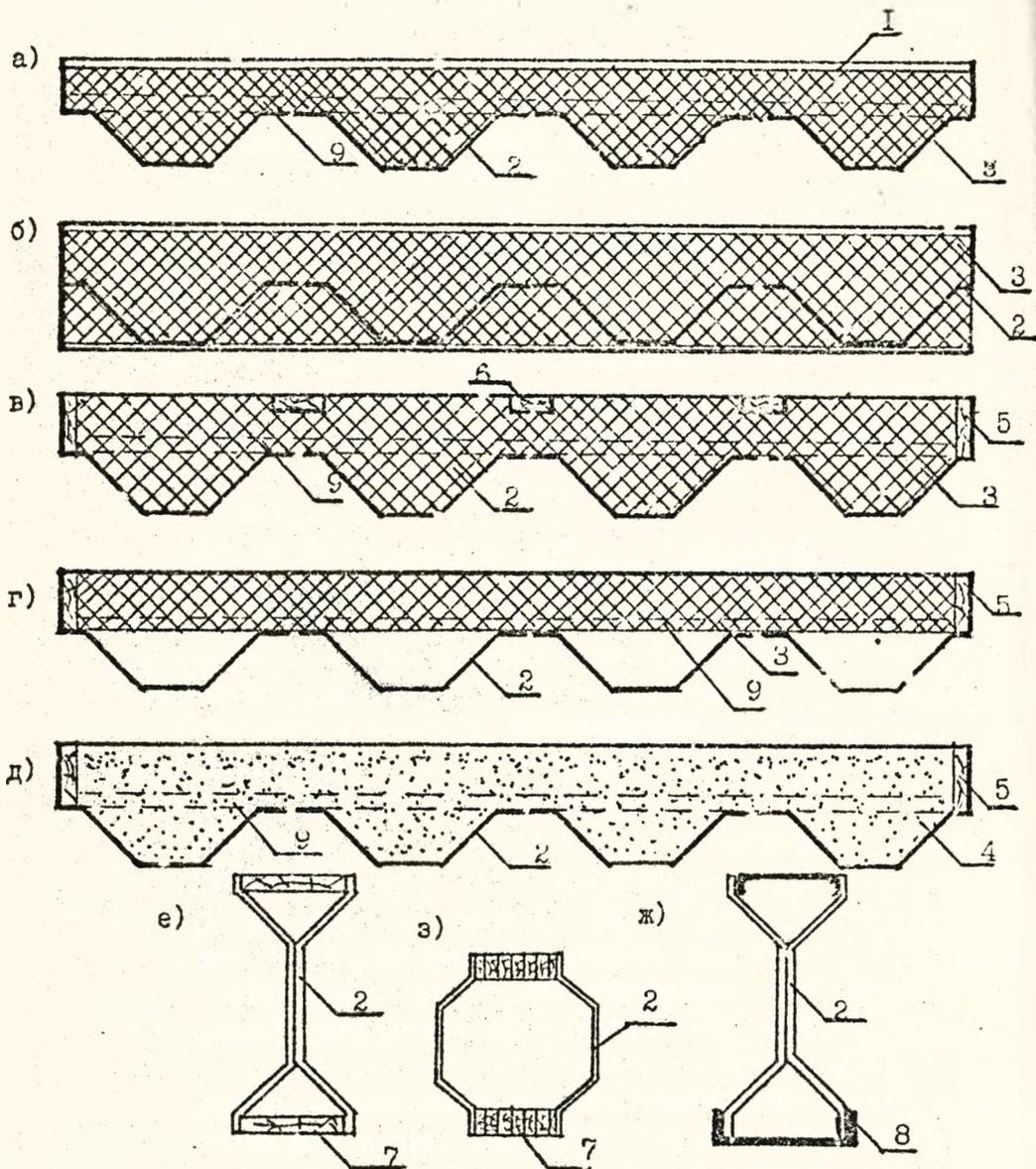
Модуль длительной деформативности, в МПа

Тип фанеры	! Сжатие	! Сжатие	! Растяжение	! Изгиб
	! вдоль	! поперек	! вдоль	! вдоль
	! волокон	! волокон	! волокон	! волокон
Ольховая	4000	2500	3200	4650
Ольховая целенаправ- ленная	4750	2400	4600	5000
Разнопородная	4700	2600	5000	6000
Разнопородная целенаправ- ленная	6040	3560	5040	7630

Выполненные исследования [4] показали, что наиболее эффективным при работе на изгиб является профиль трапецеидального поперечного сечения.

К настоящему времени на кафедре строительных конструкций разработана серия клеёфанерных панелей под рулонную кровлю и кровлю из штучных листовых материалов на основе гнотоклееных фанерных профилей (ГФП) трапецеидального сечения.

Конструкция клеёфанерной панели под рулонную кровлю (рис. а) включает нижнюю обшивку из ГП, верхнюю обшивку из тонкого древесно-плитного материала и средний слой из заливочного пенопласта (А.с. СССР № 626175). Проведенные испытания по оценке долговечности [4] позволили рекомендо-  
вать такие панели в качестве наружного ограждения жилых и



Поперечное сечение ограждающих и несущих конструкций на основе гнотоклееного фанерного профиля трапецидального сечения. I - обшивка из древесноплитного материала; 2 - гнотоклееный фанерный профиль; 3 - заливочный утеплитель; 4 - засыпочный утеплитель; 5 - ребра обрамления; 6 - продольные доски; 7 - пояса из досок; 8 - пояса из гнотоклееного профиля в виде шеллера; 9 - соединительные поперечные ребра

производственных отапливаемых зданий. Применение опытной партии панелей на основе ГП вместо облегченных железобетонных панелей при строительстве экспериментального объекта позволило получить экономический эффект в размере 3,5 руб. на 1 м<sup>2</sup>.

С целью увеличения жесткости поперечного сечения разработана конструкция многослойной клефанерной панели (рис. б), включающей плоские обшивки, средний слой из заливочного пенопласта и дополнительные перфорированные элементы жесткости из ГП (А.с. СССР № 1537777). Введение дополнительного элемента жесткости не влияет на трудоемкость изготовления конструкции. Каждый элемент жесткости выполнен в виде съема с соединением концов с обшивками панели, что позволяет рационально использовать прочностные свойства как обшивок так и элементов из ГП.

При уклонах кровли более 20° рекомендуется в покрытиях использовать клефанерную панель (рис. в), включающую нижнюю обшивку из ГП трапецидального сечения, заливочный пенопласт и продольные элементы в виде брусков или досок на всю длину панели, втисненных заподлицо с наружной поверхностью пенопласта (А.с. СССР № 269858). Наличие продольных деревянных элементов, установленных с определенным шагом, позволяет в качестве кровли использовать любые штучные листовые материалы. Продольные элементы повышают несущую способность и жесткость панели.

При отсутствии технологических линий по заливке пенопласта ГП трапецидального сечения могут использоваться как несущий элемент в панелях с плитным или засыпным утеплителем (рис. г, д) [5]. В качестве утеплителя могут применяться как прессованный полистирольный пенопласт так и опилки и льнокостра, предварительно обработанные антисептиками и антипиренами. Данные конструкции рекомендуются в качестве чердачных панелей в малоэтажном домостроении.

Несущими конструкциями скатных покрытий могут служить легкие клефанерные балки (рис. е, ж). В зданиях с относительной влажностью воздуха до 60% рекомендуется использовать клефанерную балку [6], включающую дощатые пояса и л-образную стенку с отгибами из соединенных между собой ГП. Дощатые пояса соединяются со стенкой на клею с гвоз-

девой запрессовкой. В зданиях с относительной влажностью воздуха более 60% могут быть рекомендованы клеефанерные балки (Положительное решение по заявке 4607094/33), включающие пояса из ГФП в виде швеллера и X-образную стенку с отгибами соединенных между собой на клею.

На основе ГФП разработана конструкция колонны для легких покрытий (рис. 3). Такое конструктивное решение позволяет получать любые геометрические размеры поперечного сечения колонны, используя только один технологический прием - изменение высоты сечения клееного пакета деревянных вставок.

Наряду с несущими функциями ГФП толщиной до 5 мм могут выполнять и ограждающие функции, например, в качестве элементов фронтонов в малоэтажном домостроении.

Исходя из вышесказанного, можно отметить, что предложенный ГФП трапецеидального поперечного сечения, получаемый из древесного шпона, является универсальным конструктивным элементом. Разработанные на его основе несущие и ограждающие конструкции отличаются простотой изготовления и малой массой.

## Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Рекомендации по методам испытаний древесных плит для строительства/ ЦНИИСИ им.Кучеренко. - М.: 1984. - 49 с.
2. Душечкин С.А. Новые конструкции из фанеры и фанерных профилей. - В кн.: Клееные и клеефанерные конструкции с применением пластических масс: Сб.тр. Л.: ЛИСИ, 1961, с. 6 - 45.
3. Душечкин С.А. Прочностные и упругие характеристики фанерных профилей. - В кн.: Повышение надежности строительных конструкций: Межвуз. темат.сб. Л.: ЛИСИ, 1972, вып. 2, с. 114 - 144.
4. Чернсиван В.Н. Разработка слоистых панелей на основе профилированной фанеры и фенольного пенопласта. Автореф. Дис. ... канд. техн. наук. - М.: 1983. - 22 с.
5. Чернсиван В., Кук В., Ницкий Ю. Панели чердачного перекрытия. - Сельское строительство, 1989, № 9, с. 25.
6. А.С. СССР № 897986, Е 04 В 5/12, С 3/14, 1981.

МАТЕРИАЛЫ МЕЖДУНАРОДНОЙ КОНФЕРЕНЦИИ

Люблинский политехнический институт

Брестский политехнический институт

Ответственный за выпуск Орлович Р.В.

Редактор Строкач Т.В.

---

Подписано к печати 19.03.92 г. Печать офсетная. Бумага писчая №1. Формат 60x84/8. Усл.п.л. 13,3. Уч.изд.л. 14,3. Заказ 182. Тираж 75 экз. Бесплатно. Отпечатано на роталпринте Брестского политехнического института. 224017, Брест . ул.Московская, 267.