

z. 1-B/2008 ISSN 0011-4561 ISSN 1897-628X

WYDAWNICTWO POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

SZYMON KAŹMIERCZAK*

NIEZBROJONE ZŁĄCZA PŁYTOWYCH ELEMENTÓW SPREŻONYCH POD OBCIĄŻENIEM TERMICZNYM. BADANIA I NIELINIOWA ANALIZA MES

NON-REINFORCED CONNECTIONS OF COMPRESSED SLAB ELEMENTS UNDER THERMAL LOADS. TESTS AND NON-LINEAR FEM ANALYSIS

Streszczenie

W niniejszym artykule przedstawiono wybrane wyniki badań i analizy MES niezbrojonego złącza płytowych elementów sprężonych cięgnami bezprzyczepnościowymi pod obciążeniem termicznym. Przeanalizowano zależność szerokości rysy w złączu od różnicy temperatury na zewnętrznych powierzchniach płyt.

Słowa kluczowe: konstrukcje sprężone, zbiorniki prefabrykowane z betonu, obciążenie termiczne, praca niezbrojonych złączy

Abstract

In the paper the selected results of tests and FE analysis on thermally loaded concrete slab with unreinforced joint prestressed with unbonded tendons are presented. The width of crack in joint due to thermal gradient through the concrete slab was analyzed.

Keywords: prestressed structures, precast concrete tanks, thermall loading, behaviour of unreinforced joints



^{*} Mgr inż. Szymon Kaźmierczak, Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska.

1. Wstęp

Prefabrykowane zbiorniki cylindryczne sprężone wewnętrznymi pojedynczymi cięgnami bezprzyczepnościowymi produkowane są w Polsce od 1997 r. W rozwiązaniach systemowych, np. zbiorniki wykonywane przez firmę Polnord (dawniej Hydrosspol) na podstawie licencji szwajcarskiej firmy Brun z Emmen, nie stosuje się obwodowego zbrojenia uciąglającego w pionowym złączu konstrukcyjnym między sąsiednimi elementami płytowymi (fot. 1). Jednym z wymagań polskiej normy [1] jest analiza konstrukcji pod działaniem obciążenia termicznego związanego z temperaturą przechowywanego materiału bądź wpływem środowiska oraz spełnienie warunku szczelności konstrukcji. Problematyka szczelności złączy zbiorników prefabrykowanych poruszana była m.in. w pracach [2–4], wpływ obciążenia termicznego na pracę statyczną zbiorników opisano w [5–7]. W niniejszym artykule przedstawiono badania doświadczalne, których celem było określenie wpływu niezbrojonego złącza na pracę sprężonych elementów płytowych pod obciążeniem termicznym. Analizowano szerokość rysy w złączu wywołanej działaniem momentu zginającego, który jest efektem różnicy temperatur na zewnętrznych powierzchniach elementów płytowych, utwierdzonych wzdłuż dwóch krawędzi.



Fot. 1. Widok prefabrykowanej ściany zbiornika podczas montażu Photo 1. The view of precast concrete tank wall under construction

2. Zakres badań

W trakcie eksperymentu przebadano cztery płyty o wymiarach 3,6 m \times 1,0 m \times 0,18 m. Każdy zestaw składał się z dwóch elementów: płyty bez złącza, obrazującej poziomy wycinek powłoki ciągłej, oraz dwóch elementów płytowych połączonych złączem o szerokości 10 mm. Płyty umieszczono na stanowisku badawczym (fot. 2.) tak zaprojektowanym, aby uniemożliwić obrót płyt na podporze. Zablokowanie swobody odkształceń płyt na podporach generowało w ich przekroju naprężenia od momentu zginającego wywołanego różnicą temperatur na powierzchniach zewnętrznych. Przeprowadzenie eksperymentu na



Fot. 2. Widok stanowiska badawczego Photo 2. The view of experiment setup



Rys. 1. Przekrój: a) rzeczywisty, b) płyta ciągła PC, c) płyta połówkowa (ze złączem) PP Fig. 1. The cross section: a) real, b) continous slab PC, c) slab with joint PP

dwóch elementach płytowych jednocześnie miało na celu zapewnienie takich samych statycznych i kinematycznych warunków brzegowych w trakcie jego przebiegu.

Konstrukcja zbiorników prefabrykowanych sprężonych wewnętrznymi cięgnami bezprzyczepnościowymi wymaga, w celu zapewnienia szczelności, wykonania niewielkiego żeberka w pionowym złączu między sąsiednimi elementami płytowymi. Lokalne pogrubienie powłoki oraz zastosowanie neoprenowych uszczelek przy jej zewnętrznych krawędziach powoduje zmiane mimośrodu działania siły spreżającej w przekroju przez złącze. Sposób sprężenia badanych elementów uwzględnia rzeczywiste położenie siły sprężającej w przekroju przez prefabrykat i złącze (rys. 1).

Podstawowym obciążeniem była różnica temperatury na zewnętrznych powierzchniach elementów badawczych. Układ do wytworzenia obciążenia termicznego składał się ze stalowej wanny o wymiarach 2,0 m \times 2,0 m \times 0,20 m napełnionej wodą i umieszczonej pod badanymi elementami. Do podgrzewania wody zastosowano zestaw czterech grzałek elektrycznych, każda o mocy 2000 W, sterowanych za pomocą termostatu z termoparą zanurzoną w wodzie. Stalowa wanna została w sposób szczelny termicznie odizolowana od otoczenia za pomocą 0,20 m warstwy styropianu. Do chłodzenia górnej powierzchni płyt zastosowano zimne powietrze atmosferyczne wtłaczane przez przewody transportowe o średnicy 0,30 m. W celu zwiększenia efektywności układu chłodzącego badania przeprowadzono w okresie zimowym (marzec 2006). Czas badania zaprogramowano tak, aby maksymalną temperaturę wody otrzymać w godzinach nocnych przy temperaturze powietrza atmosferycznego dochodzącej do -15°C. Na rysunkach 2 i 3 przedstawiono - odpowiednio – przebieg temperatury w trakcie eksperymentu przy badaniu nr 1 (B-1) i badaniu nr 2 (B-2). Temperaturę mierzono termoparami PT-100 umieszczonymi na górnej powierzchni płyty oraz wewnątrz stalowej wanny grzewczej, w strefie powietrza między spodem płyt i wodą.



Fig. 2. Thermal loading during the experiment number 1

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. 3. Przebieg obciążenia termicznego w czasie badania nr 2 Fig. 3. Thermal loading during the experiment number 2

W badaniach zastosowano 59 czujników oraz aparaturę pomiarową do ciągłego zapisu danych podczas eksperymentu. Układ rejestrujący (fot. 3) składał się z trzech wzmacniaczy pomiarowych firmy HBM typu Spider obsługujących 20 kanałów (8 + 8 + 4), wzmacniacza pomiarowego typu UPM-100 z możliwością obsługi do 30 kanałów oraz 16-kanałowego rejestratora MPI-L firmy Metronic.



Fot. 3. Widok stanowiska badawczego Photo 3. The view of experiment setup

Mierzone wielkości: odkształcenia na dolnej i górnej powierzchni płyt (18 punktów tensometry foliowe TFs-60/120), przemieszczenia pionowe (11 punktów - przetworniki





drogi (przemieszczenia) HBM WA-L o zakresie 50 mm), siła w spłotach sprężających (2 punkty – przetworniki siły HBM – C6A), przemieszczenia poziome (2 punkty – przetworniki drogi (przemieszczenia) HBM WA-L o zakresie 10 mm), temperatura (14 punktów – 2 termopary Pt-100 + 12 termistorów zatopionych w każdej płycie). Rozmieszczenie czujników na górnej i dolnej powierzchni płyt przedstawiono na rys. 4.

Przeprowadzono także podstawowe badania wytrzymałościowe w celu określenia mechanicznych właściwości materiału, z jakiego wykonano elementy płytowe (tab. 1). Na podstawie uzyskanych wyników beton z badania nr 1 – B1 można zaliczyć do klasy C 30/37, beton B2 do klasy C 55/67. Wartość siły sprężającej w pojedynczym splocie wynosiła w przypadku badania nr 1: $P_0 = 180$ kN, w przypadku badania nr 2: $P_0 = 90$ kN.

Т	а	h	e	1	а	1
	u	v	÷		u	-

Materiał	Cecha	Próbka [mm]	Nr badania	Wiek [dni]	Liczba próbek <i>n</i>	f_i, f_m [MPa]	f _{i, min} [MPa]	^{S_n} [MPa]	v [%]
	ściskanie	kostka a = 150	B1	7	1	31,11	-	_	-
				28	4	39,06	36,22	2,62	6,71
				3	1	31,11	-	-	-
			B2	7	1	47,78	-	-	-
				28	3	68,96	67,56	1,26	1,83
Beton	ściskanie	walec 150 × 300	B1	28	1	35,09	-	-	-
			B2	28	1	58,57	Ι	Ι	-
	rozłupanie	kostka $a = 150$	B1	28	5	2,76	2,49	0,20	7,35
			B2	28	4	3,81	3,20	0,51	3,36
	zginanie	belka 150×150×600	B1	28	5	4,25	3,80	0,38	8,83
			B2	28	3	5,0	4,87	0,13	2,67
	moduł sprężystości	walec 150 × 300	B1	28	1	25 700	-	-	_
			B2	28	1	30 930	-	-	-
Zaczyn	ściskanie	kostka $a = 100$	B1	28	3	78,33	72,50	5,53	7,06
			B2	28	3	72,20	67,60	4,26	5,90
cement.	rozhinanie	złupanie kostka $a = 100$	B1	28	1	2,42	-	-	_
	Toziupaille		B2	28	3	2,88	2,48	0,40	13,84

Charakterystyki materiałowe w badaniu 1 i 2

 f_m – średnia wartość wytrzymałości, $f_{i, \min}$ – najniższa wartość wytrzymałości dla pojedynczej próby, s_n – odchylenie standardowe, ν – współczynnik zmienności.

3. Rezultaty badań

Na rysunkach 5 i 6 pokazano przebieg różnicy temperatur: ΔT_p – pomierzonej za pomocą termopar PT-100 w bezpośrednim sąsiedztwie dolnej i górnej powierzchni płyt, ΔT_p – pomierzonej w przekroju betonowym w odległości 0,03 m od dolnej i górnej powierzchni płyty za pomocą termistorów. Na podstawie analizy rys. 5 i 6 można zauważyć spadek



Rys. 5. Przebieg różnicy temperatur w czasie eksperymentu nr 1 Fig. 5. Temperature differences versus time of loading number 1



Rys. 6. Przebieg różnicy temperatur w czasie eksperymentu nr 2 Fig. 6. Temperature differences versus time of loading number 2



różnicy temperatury w przekroju betonowym w trakcie przeprowadzania obu eksperymentów, pomimo przyrostu różnicy temperatury otoczenia. W badaniu nr 1 ekstremum różnicy temperatury w przekroju wystąpiło po ok. 9 h, a w badaniu nr 2 po ok. 6 h. Efekt ten jest związany z akumulacją ciepła w betonowej płycie. Wzrasta średnia temperatura w przekroju i maleje różnica temperatur. Bezpośrednio jest to związane z mniejszą efektywnością sposobu chłodzenia zimnym powietrzem od ogrzewania parą wodną. Bieżąca



Fot. 4. Widok złącza elementów płytowych Photo 4. The view of joint between slab elements



Rys. 7. Przyrost przemieszczenia w przekroju przez złącze (P) i płytę ciągłą (C) Fig. 7. Displacement increase at cross section of joint (P) and continuous slab (C)

obserwacja rozkładu temperatury w trakcie eksperymentu pozwoliła na takie sterowanie obciążeniem termicznym, aby w przypadku zmniejszania się tej różnicy rozpocząć proces odciążenia, czyli stopniowego wychładzania wody.

Na rysunku 7 przedstawiono przyrost poziomego przemieszczenia zarejestrowany przez czujniki drogi zamocowane w przekroju przez złącze (fot. 4) i sztuczną rysę o głębokości 10 mm naciętą w górnej powierzchni płyty ciągłej (zob. rys. 1 i 3 – czujniki H1 i H2). Pozioma oś czujników jest umieszczona 10 mm powyżej górnej powierzchni badanych elementów.

4. Analiza numeryczna MES

W niniejszym rozdziale zaprezentowano podstawowe równania wykorzystane do opisu niesprzężonych pól termiczno-mechanicznych w ujęciu analizy nieliniowej MES. Obliczenia wykonano za pomocą komercyjnej wersji programu DIANA 9.2.

4.1. Opis transportu ciepła w betonie

Zjawisko przewodzenia ciepła opisano z użyciem równania Fouriera-Kirchoffa [8]

$$\operatorname{div}(-\overline{q}_{T}) + \frac{\partial Q_{c}}{\partial t} = \rho_{B} \cdot c_{B} \cdot \frac{\partial T}{\partial t}$$
(1)

gdzie:

 λ – współczynnik przewodzenia ciepła [J/(mm · °K · min)] lub [W/(m · K)], T = T(x, y, t) – temperatura [°C],

 $\frac{\partial Q_c}{\partial t} = M - \text{gęstość źródła ciepła hydratacji cementu (w trakcie obliczeń założono,$

że beton jest materiałem dojrzałym:
$$\frac{\partial Q_c}{\partial t} = 0$$
),

$$\rho_B$$

 c_B

– gęstość betonu [kg/m³],
– ciepło właściwe [J/(kg · °K)].



Rys. 8. Wpływ wilgotności na współczynnik przewodzenia ciepła [9] Fig. 8. Influence of water content on heat conductivity [9]



Wpływ wilgoci na przebieg badania uwzględniono dzięki zastosowaniu efektywnego współczynnika przewodzenia ciepła (rys. 8) wg zależności zaproponowanej dla betonu o w/c = 0.5 w programie WUFI-2D [9]. Przyjęto stałą wartość efektywnego współczynnika przewodzenia ciepła $\lambda_{\text{eff}} = 2,20$ W/mK przy założeniu średniej wilgotności w przekroju płyty na poziomie 70%.

Poniżej zestawiono wybrane zakresy podstawowych parametrów fizycznych potrzebnych do opisu przepływu strumienia ciepła przez materiały wykonane na bazie spoiwa cementowego.

Tabela 2

Lp.	Nazwa materiału	Ciepło właściwe C_{wt}/c	Gęstość p	Współczynnik przewodności termicznej λ _{eff} /k	
		$[kJ/(kg \cdot K)]$	[kg/m ³]	$[W/(m \cdot K)]$	$[kJ/(m \cdot K \cdot d)]$
1	Beton hydrotechniczny	1,13	2400	2,33-2,50	201,312-216,000
2	Beton zwykły z kruszywa kamiennego	0,84	2400 2200 1900	1,70–1,80 1,30–1,50 1,00–1,10	146,880–155,520 112,320–129,600 86,400–95,040

Parametry termiczne materiałów wg [8]

Tabela 3

Parametry termiczne materiałów wg [10]

Lp.	Nazwa materiału	Gęstość pozorna szkieletu ρ _s	Porowatość n	Ciepło właściwe C _{ef}	Współczynnik przewodzenia ciepła λ _{eff}	
		$[kg/m^3]$	[-]	$[J/(kg \cdot K)]$	$[W/(m \cdot K)]$	
1	Beton zwykły $w/c = 0.5$	2300	0,18	850-950	1,60	
2	Zaprawa cementowa	2000	0,30	840-850	0,85-1,20	

Tabela 4

Parametry termiczne materiałów według [11]

Lp.	Nazwa materiału	Ciepło właściwe $C_{\rm ef}$	Współczynnik przewodzenia ciepła λ _{eff}	
		$[J/(kg \cdot K)]$	$[W/(m \cdot K)]$	
1	Zaczyn cementowy	$900 + 30 u^*$	1,6	
2	Zaprawa cementowa	850 + 30 u	1,2+0,12 u	
3	Beton na kruszywie krzemionkowym	800 +32 <i>u</i>	1,5+0,1 u	
4	Beton na kruszywie wapiennym	780 + 35 <i>u</i>	2,2 + 0,16 <i>u</i>	

*u – wilgotność względna [% kg/kg].

W obliczeniach przyjęto stałą wartość ciepła właściwego równą 950 J/(kg · K). Jako warunek początkowy dla zagadnienia przepływu temperatur przyjęto $T_0 = 10^{\circ}$ C dla całego obszaru przekroju poprzecznego płyty, natomiast warunki brzegowe przyjęto w postaci zmiennych w czasie warunków typu Dirichleta wg rys. 2 i 3.

4.2. Model konstytutywny betonu

Model konstytutywny betonu został podzielony na dwie części opisujące niezależnie ściskanie i rozciąganie materiału w płaskim stanie naprężenia. Zachowanie się betonu w zakresie obciążeń ściskających opisano za pomocą modelu sprężysto-plastycznego wykorzystującego teorię Druckera–Pragera. Na rysunku 9 pokazano dopasowanie powierzchni Druckera–Pragera do badań betonu w płaskim stanie naprężenia wykonanych przez zespół Kupfer–Gerstle.

Powierzchnia plastyczności jest opisana równaniem

$$f(\sigma,\kappa) = \sqrt{\frac{1}{2}} \cdot \sigma^{T} \cdot P \cdot \sigma + \alpha_{f} \cdot \pi \cdot \sigma - \beta \cdot \overline{c}(\kappa)$$
(2)

gdzie:

$$P = \begin{bmatrix} 2 & -1 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 2 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & -1 & 2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 6 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 6 \end{bmatrix}, \quad \pi = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}, \quad \alpha_f = \frac{2 \cdot \sin \phi_0}{3 - \sin \phi_0}, \quad \beta = \frac{6 \cdot \cos \phi_0}{3 - \sin \phi_0}$$



Rys. 9. Wytrzymałość betonu w płaskim stanie naprężenia, Kupfer i Gerstle [12] Fig. 9. Biaxial strength of plain concrete, Kupfer and Gerstle [12]



Założono kąt tarcia wewnętrznego $\phi_0 = 10^\circ$, Kohezję opisano zależnością $\overline{c} = f_c \cdot \frac{1 - \sin \phi_0}{2 \cos \phi_0}$.

Beton po osiągnięciu maksymalnej wytrzymałości na rozciąganie nie traci gwałtownie zdolności do przenoszenia naprężeń, lecz wykazuje pewną ciągliwość, objawiającą się opadającą krzywą σ - ϵ przy dalszym przyroście odkształceń [13]. W obliczeniach przyjęto model osłabienia odkształceniowego zaproponowany przez Hordijka, Cornelissena i Reinharda [12].



Rys. 10. Model osłabienia odkształceniowego przy rozciąganiu betonu wg Hordijka i in. [12] Fig. 10. Nonlinear model of tension softening by Hordijk et al. [12]

$$\sigma_{nn}^{cr}(\varepsilon_{nn}^{cr}) = ((1 + (c_1 \frac{\varepsilon_{nn}^{cr}}{\varepsilon_{nn,ult}^{cr}})^3) \exp(-c_2 \frac{\varepsilon_{nn}^{cr}}{\varepsilon_{nn,ult}^{cr}}) - \frac{\varepsilon_{nn}^{cr}}{\varepsilon_{nn,ult}^{cr}} (1 + c_1^3) \exp(-c_2)) f_t$$
(3)

Stałe w równaniu mają wartość: $c_1 = 3$, $c_2 = 6,93$.

Po osiągnięciu odkształceń granicznych $\varepsilon_{nn.ult}^{cr}$ naprężenia przenoszone przez beton są równe zeru. Wartość odkształceń granicznych jest wyrażona wzorem

$$\varepsilon_{\text{nn.ult}}^{\text{cr}} = 5,136 \cdot \frac{G_f^l}{h \cdot f_t}$$
(4)

gdzie:

 G_{f}^{I} – energia pękania,

h - charakterystyczny wymiar elementu skończonego,

 f_t – wytrzymałość na rozciąganie.

4.3. Model styku dwóch materiałów

Model połączenia dwóch materiałów osiągnięto przez wprowadzenie dodatkowych elementów kontaktowych z odrębnym opisem osłabienia materiałowego w zakresie naprężeń rozciągających (model osłabienia wg Hordijka i in. [12]). Rysy dyskretne zamodelowano w miejscu obu styków między materiałem wypełniającym złącze – zaczynem cementowym i otaczającym go betonem (rys. 11).

$$f_n(\Delta u_n) = \left(\left(1 + \left(c_1 \frac{\Delta u_n}{\Delta u_{\text{n,ult}}}\right)^3\right) \exp\left(-c_2 \frac{\Delta u_n}{\Delta u_{\text{n,ult}}}\right) - \frac{\Delta u_n}{\Delta u_{\text{n,ult}}} \left(1 + c_1^3\right) \exp\left(-c_2\right)\right) f_t$$
(5)

gdzie graniczne przemieszczenia zostały wyrażone wzorem

$$\Delta u_{\text{n.ult}} = 5,136 \cdot \frac{G_f^I}{f_t} \tag{6}$$

Energię pękania dla betonu i zaczynu cementowego określono, opierając się na formule zaproponowanej przez Baźanta [14] na podstawie statystycznej analizy danych z badań prowadzonych nad tą cechą materiału przez wielu badaczy

$$G_f^I = 2, 5 \cdot \alpha_0 \cdot \left(\frac{f_c'}{0,051}\right)^{0.46} \cdot \left(1 + \frac{d_a}{11,27}\right)^{0.22} \cdot \left(\frac{w}{c}\right)^{-0.30}$$
(7)

gdzie:

- α_0 parametr zależny od rodzaju kruszywa,
- f_c wytrzymałość na ściskanie w jednoosiowym stanie naprężenia określona na próbce walcowej,
- d_a maksymalny wymiar ziarna kruszywa,
- w/c stosunek wodno-cementowy.

W przypadku parametrów mechanicznych styku dwóch materiałów beton–zaczyn cementowy założono na podstawie badań Kuniedy i in. [15], że wytrzymałość na rozciąganie jest rzędu 50% niższej wartości wytrzymałości obu łączonych materiałów. Natomiast energia pękania jest na poziomie 40% energii pękania zaczynu cementowego. Wytrzymałość styku na ściskanie przyjęto jako równą niższej z wytrzymałości na ściskanie obu łączonych materiałów. Również badania nad przyczepnością betonu narzutowego do betonu podstawowego [16, 17] potwierdzają założenie o redukcji wytrzymałości styku na rozciąganie o 50% do wartości w przedziale 1,0–1,5 MPa.

Tabela 5

Materiał		α_0	f_c'	f_t	d_{a}	w/c	$G_{\scriptscriptstyle F}$
		[-]	[MPa]	[MPa]	[mm]	[-]	[N/m]
Beton	B1	1,44	35,09	2,72	16	0,4	116
	B2	1,44	58,57	3,81	16	0,4	147
Zaczyn cementowy	B1	1,0	56,40	2,42	0	0,4	83
	B2	1,0	52,00	2,88	0	0,4	80
Styk beton– zaczyn cementowy	B1	1,0	56,40	$1,21$ (50% min $f_{\rm ctm}$)	0	0,4	33,2
	B2	1,0	52,00	$1,44$ (50% min $f_{\rm ctm}$)	0	0,4	32

Parametry mechaniczne materiałów

5. Opis obliczeń i uzyskane wyniki

Analiza fazowa obejmowała trzy etapy obciążania konstrukcji i jednoczesnej zmiany warunków brzegowych:



Etap I – obciążenie ciężarem własnym (schemat statyczny belki wolnopodpartej), Etap II – sprężenie (schemat statyczny belki wolnopodpartej),

Etap III – obciążenie termiczne zmienne w czasie (usunięcie podpór stałych i uaktywnienie podpór sprężystych pokazanych na (rys. 11).

Analiza czasowa zakładała stały krok czasowy $\Delta t = 30$ min.





Ścieżkę idealizacji stanowiska badawczego, przyjęcie modelu fizycznego i dyskretyzację skończenie elementową zaprezentowano na rys. 11. Użyto ośmiowęzłowych czworobocznych elementów izoparametrycznych CQ16M do dyskretyzacji elementów płytowych. Połączenie dwóch materiałów zamodelowano, wykorzystując 6-węzłowe elementy kontaktowe CL12I (2×3 węzły). Dodatkowo zastosowano specjalne elementy SP1TR do wprowadzenia w III fazie obliczeń podpór sprężystych.

Na rysunkach 12–18 pokazano zmianę naprężeń oraz zmianę deformacji płyty w trakcie badania nr 2 powiększoną 1000-krotnie. Podane wartości maksymalne i minimalne naprężeń dotyczą ekstremów występujących w całym przekroju poprzecznym płyty, bez wskazania ich miejsca występowania. Wartości dodatnie oznaczają naprężenia rozciągające, wartości ujemne – naprężenia ściskające. W trakcie zarówno badań, jak i obliczeń doszło do zarysowania płyty na jej górnej powierzchni, nad jedną z podpór.



Rys. 12. Rozkład naprężeń $\sigma_{xx.}$ Krok 5 (150 min) $\sigma_{xx, max} = 1,57$ MPa, $\sigma_{xx, min} = -8,61$ MPa Fig. 12. Stress distribution $\sigma_{xx.}$ Time step 5 (150 min) $\sigma_{xx, max} = 1,57$ MPa, $\sigma_{xx, min} = -8,61$ MPa



Rys. 13. Rozkład naprężeń σ_{xx} . Krok 10 (300 min) $\sigma_{xx, max} = 3,72$ MPa, $\sigma_{xx, min} = -10,80$ MPa Fig. 13. Stress distribution σ_{xx} . Time step 10 (300 min) $\sigma_{xx, max} = 3,72$ MPa, $\sigma_{xx, min} = -10,80$ MPa



Rys. 14. Rozkład naprężeń $\sigma_{xx.}$ Krok 15 (450 min) $\sigma_{xx, max} = 4,11$ MPa, $\sigma_{xx, min} = -11,09$ MPa Fig. 14. Stress distribution $\sigma_{xx.}$ Time step 15 (450 min) $\sigma_{xx, max} = 4,11$ MPa, $\sigma_{xx, min} = -11,09$ MPa



Rys. 15. Rozkład naprężeń $\sigma_{xx.}$ Krok 20 (600 min) $\sigma_{xx, max} = 4,22$ MPa, $\sigma_{xx, min} = -11,60$ MPa Fig. 15. Stress distribution $\sigma_{xx.}$ Time step 20 (600 min) $\sigma_{xx, max} = 4,22$ MPa, $\sigma_{xx, min} = -11,60$ MPa



Rys. 16. Rozkład naprężeń σ_{xx} . Krok 25 (750 min) $\sigma_{xx, max} = 1,90$ MPa, $\sigma_{xx, min} = -7,00$ MPa Fig. 16. Stress distribution σ_{xx} . Time step 25 (750 min) $\sigma_{xx, max} = 1,90$ MPa, $\sigma_{xx, min} = -7,00$ MPa



Rys. 17. Rozkład naprężeń σ_{xx} . Krok 30 (900 min) $\sigma_{xx,max} = 1,46$ MPa, $\sigma_{xx,min} = -4,40$ MPa Fig. 17. Stress distribution σ_{xx} . Time step 30 (900 min) $\sigma_{xx,max} = 1,46$ MPa, $\sigma_{xx,min} = -4,40$ MPa



Rys. 18. Rozkład naprężeń σ_{xx} . Krok 38 (1140 min) $\sigma_{xx, max} = 0,186$ MPa, $\sigma_{xx, min} = -2,40$ MPa Fig. 18. Stress distribution σ_{xx} . Time step 38 (1140 min) $\sigma_{xx, max} = 0,186$ MPa, $\sigma_{xx, min} = -2,40$ MPa

Na rysunkach 19 i 20 pokazano przebieg zmian ugięcia płyty w środku jej rozpiętości – odpowiednio – dla badania nr 1 i 2. Podwójna linia opisana na rysunkach "badania" oznacza pomiar zarejestrowany przez czujniki przemieszczenia V3 i V4 umieszczone w bezpośrednim sąsiedztwie złącza (zob. fot. 4). Wartości ugięcia pomierzone w trakcie badań porównano na ww. rysunkach z przeprowadzonymi obliczeniami MES.







Rys. 20. Ugięcia płyty ze złączem w trakcie badania nr 2 Fig. 20. Deflection of slab with joint during the experiment number 2



Rys. 21. Szerokość rozwarcia styku w trakcie badania nr 1 Fig. 21. The width of joint opening during the experiment number 1

Kolejne dwa rysunki nr 21 i 22 przedstawiają pomierzone i obliczone szerokości rozwarcia wierzchołka rysy na styku dwóch materiałów w złączu, odpowiednio, w badaniu nr 1 i 2.





BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

6. Podsumowanie

- Obecność niezbrojonego złącza ma znaczący wpływ na pracę sprężonych elementów płytowych. Mniejszy poziom wprowadzonych naprężeń ściskających na górnej krawędzi przekroju, mniejsza sztywność przekroju złącza oraz gorsze cechy mechaniczne styku w stosunku do parametrów dwóch materiałów łączonych powodują obniżenie rysoodporności złącza.
- Pomimo sprężenia elementów płytowych naprężenia rozciągające wywołane różnicą temperatury na powierzchniach zewnętrznych są większe niż przyczepność zaczynu cementowego do betonu w styku i powodują zarysowanie złącza.
- 3. W obu eksperymentach badawczych rysa w złączu miała nieregularny przebieg, występowała zarówno na styku prefabrykat-zaczyn iniekcyjny, jak i w samym zaczynie wypełniającym złącze.
- 4. Względnie prosty model betonu i rysy dyskretnej stosunkowo dobrze odwzorowuje zachowanie się złącza po zarysowaniu styków. Mniejsza prędkość przyrastania ugięć i szerokości rozwarcia rysy dyskretnej w modelu MES są związane z pominięciem w analizie wpływu pola wilgotności na przepływ strumienia ciepła i w konsekwencji obciążenie elementów.
- 5. Kolejnym etapem będzie analiza stanu naprężenia i odkształcenia konstrukcji zbiornika prefabrykowanego obciążonego parciem hydrostatycznym cieczy, sprężeniem i obciążeniem termicznym z wykorzystaniem pozytywnie zweryfikowanego modelu złącza.

Literatura

- PN-EN 1992-3:2006 Eurocode 2 Projektowanie konstrukcji betonowych. Część 3: Silosy i zbiorniki, sierpień 2006.
- [2] K a ź m i e r c z a k Sz., Zbiorniki prefabrykowane sprężone cięgnami bezprzyczepnościowymi, Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, seria Budownictwo, z. 104, Gliwice 2005, 155-162.
- [3] S e r u g a A., Analiza stanów naprężenia i odkształcenia w powłokach zbiorników cylindrycznych z betonu sprężonego, Monografia nr 289, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2003.
- [4] Seruga A., Kaźmierczak Sz., Odkształcenia i przemieszczenia powłoki walcowej prefabrykowanego zbiornika sprężonego cięgnami bezprzyczepnościowymi, XIII Konferencja Naukowo-Techniczna "Żelbetowe i sprężone zbiorniki na materiały sypkie i ciecze", Kraków, 19–21 listopada 2003, 183-190.
- [5] Melerski E.S., Numerical analysis for environmental effects in circular tanks, Thin-Walled Structures 40 (2002), 703-727.
- [6] Priestley M.J.N., Vitharana N.D., Dean J.N., Behaviour of reinforced concrete reservoir wall elements under applied and thermally induced loadings, ACI Structural Journal/Vol. 95, No. 6, May–June 1998, 238-248.
- [7] Priestley M.J.N., Vitharana N.D., Significance of temperature-induced loadings on concrete cylindrical reservoir walls, ACI Structural Journal, Sept.–Oct. 1999, 737-747.

- [8] Kordecki Z., Szarliński J., Urbański A., Biliński W., Truty A., Odkształcenia termiczno-wilgotnościowe w masywnych konstrukcjach z betonu. Konstrukcje hydrotechniczne – analiza numeryczna, Grant nr 70698.91.01, Kraków 1993.
- [9] WUFI-2D V.2.1 PC-Program for Analyzing the Two-Dimensional Heat and Moisture Transport Through Building Components, Demo version.
- [10] G a w i n D., Modelowanie sprzężonych zjawisk cieplno-wilgotnościowych w materiałach i elementach budowlanych, Zeszyty Naukowe nr 853, Rozprawy Naukowe, z. 279, Politechnika Łódzka, Łódź 2000.
- [11] Cerny R., Ravnanikova P., Transport Processes in Concrete, London 2002.
- [12] De Witte F.C., Kikstra W.P., Diana 9 users manual, Material library.
- [13] Szarliński J., Winnicki A., Podleś K., Konstrukcje z betonu w plaskich stanach, Komputerowe wspomaganie analizy i projektowania, Kraków 2002.
- [14] Baźant Z.P., Becq-Giraudon E., Statistical prediction of fracture parameters of concrete and implications for choice of testing standard, Cement and Concrete Research 32 (2002), 529-556.
- [15] Kunieda M., Kurihara N., Uchida Y., Rokugo K., Application of tension softening diagrams to evaluation of bond properties at concrete interfaces, Engineering Fracture Mechanics 65 (2000), 299-315.
- [16] S e r u g a A., Beton narzutowy w zastosowaniu do budowy obiektów zbiornikowych, Przegląd Budowlny 10–11/1983.
- [17] Seruga A., Wytrzymałość i odkształcalność betonu do natryskiwania, stosowanego w budownictwie przemysłowym, Cement Wapno Gips 9/1984.