

UDK-UDC 05:625; ISSN 0017-2774 • LJUBLJANA, JANUAR-FEBRUAR, 1996 • LETNIK XXXXV • STR.: 1-50

GRADBENI VESTNIK

1-2

1996



NOVI ODSEK AVTOMOBILSKE CESTE DIVAČA-DANE, KI SO GA ZGRADILI
SCT LJUBLJANA, PRIMORJE AJDOVŠČINA IN KRAŠKI ZIDAR SEŽANA

Glavni in odgovorni urednik:

Franc ČAČOVIČ

Lektor:

Alenka RAIČ-BLAŽIČ

Tehnični urednik:

Danijel TUDJINA

Uredniški odbor:

Sergej BUBNOV,
mag. Gojmir ČERNE,
mag. Damijana DIMIC,
dr. Ivan JECELJ,
Andrej KOMEL,
Stane PAVLIN,
dr. Franci STEINMAN,

Tisk:

TISKARNA TONE TOMŠIČ
v LJUBLJANI

Revijo izdaja Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije, Ljubljana, Karlovška 3, telefon: 061/221-587. Žiro račun pri Agenciji za plačilni promet, Enota Ljubljana, številka: 50101-678-47602. Tiska Tiskarna Tone Tomšič v Ljubljani. Letno izide 12 števil. Letna naročnina za individualne člane društev znaša 2.310 SIT, za študente in upokojenke velja polovična cena. Naročnina za gospodarske naročnike znaša 26.250 SIT, za inozemske naročnike 100 US \$. V ceni je vključen 5% prometni davek.

Revija izhaja ob finančni pomoči Ministrstva za znanost in tehnologijo, Gradbenega inštituta ZRMK, Zavoda za gradbeništvo ZRMK, Fakultete za gradbeništvo in geodezijo, Univerze v Ljubljani in Fakultete za gradbeništvo, Univerze v Mariboru.

GRADBENI VESTNIK

GLASILO ZVEZE DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE
ŠT. 1-2 • LETNIK 45 • 1996 • ISSN 0017-2774

VSEBINA-CONTENTS

| | | |
|---|---|----|
| Članki, študije, razprave Articles studies, proceedings | Matjaž Skrinar, Andrej Umek: RAVNINSKI LINIJSKI KONČNI ELEMENT NOSILCA Z RAZPOKO | 2 |
| | PLAIN LINE FINITE ELEMENT OF BEAM WITH CRACK | |
| | Viktor Markelj: PROJEKT VZDRŽEVANJA KOT DEL GOSPODARJENJA S PREMOSTITVENIMI OBJEKTI | 7 |
| | THE MAINTENANCE PLAN AS A PART OF THE BRIDGE MANAGEMENT SYSTEM | |
| | Svetko Lapajne: PRISPEVEK STATIČNI ANALIZI OBTEŽBE S PAROM ENAKIH SIL | 14 |
| | A CONTRIBUTION TO THE STATICAL ANALYSIS OF THE LOADING WITH A COUPLE OF EQUAL FORCES | |
| | Milenko Pržulj: MOSTOVI: KONCEPTI IN ZANESLJIVOST | 16 |
| | BRIDGES: CONCEPTS AND RELIABILITY | |
| Poročila – Informacije Reports – Information | Marko Breznik: PRVE POBUDE ZA PROTIPOTRESNO GRADNJO IN PREDPISE V SLOVENIJI . FIRST INITIATIVES FOR ASEISMIC CONSTRUCTION AND AN ASEISMIC CODE IN SLOVENIA | 21 |
| | Svetko Lapajne: POZDRAVNE BESEDE UPOKOJENEGA PROFESORJA INŽENIRJA SVETKA LAPAJNETA KONGRESU KONSTRUKTERJEV NA BLEDU, DNE 10. OKTOBRA 1995 | 25 |
| | PROFESOR SVETKO LAPAJNE GREETING WORDS TO THE ATTENDANTS OF CONSTRUCTORS'S CONGRESS AT BLED | |
| In memoriam | Ivan Jecelj, Anka Holobar: ADOLF DERGANČ (1919–1995) | 26 |
| Poročila Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani Proceedings of the Department of Civil Engineering at the University, Ljubljana | Darko Beg, Leon Hladnik: EKSPERIMENTALNA ANALIZA LOKALNE STABILNOSTI VARJENIH »I« NOSIL- CEV NAREJENIH IZ JEKEL VISOKE TRDNOSTI | 27 |
| | EXPERIMENTAL ANALYSIS OF LOCAL STABILITY OF WELDED "I" BEAMS MADE OF HIGH STRENGTH STEEL | |
| Novosti Fakultete za gradbeništvo Univerze v Mariboru News of the Civil Engineering Department at the University Maribor | Boris Lutar: UPORABA SODOBNIH PROGRAMSKIH PAKETOV ZA RAČUNANJE KON- STRUKCIJ V PEDAGOŠKEM PROCESU | 35 |
| | THE USE OF ADVANCED SOFTWARE PACKAGES FOR TEACHING STRUCTU- RAL ANALYSIS | |
| Informacije Zavoda za raziskavo materiala in konstrukcij Ljubljana Institute for testing and research in materials and structures Ljubljana | Jana Šelih: GIBANJE VLAGE MED SUŠENJEM NASIČENEGA BETONA | 41 |
| | MOISTURE TRANSPORT IN FULLY SATURATED CONCRETE DURING DRYING | |

RAVNINSKI LINIJSKI KONČNI ELEMENT NOSILCA Z RAZPOKO

UDK 624.072.2:624.04:531.01

MATJAŽ SKRINAR, ANDREJ UMEK

POVZETEK

Pri analiziranju obnašanja konstrukcij je zaradi varnosti smotno upoštevati tudi obnašanje razpokane konstrukcije. Uspešna analiza mora biti hkrati inženirsko dovolj natančna in enostavna. Primeren kompromis med obema zahtevama predstavlja metoda končnih elementov. Simbolični zapis togostne matrike ravninskega linijskega elementa s prečno razpoko, podan v prispevku, predstavlja enostaven pristop k uvajanju razpok v proces analize, saj je matriko možno enostavno vgraditi v že obstoječe programske pakete za analizo konstrukcij. Prikazani računski primer potrjuje natančnost in uspešnost predstavljenega elementa, kar spodbuja uporabo elementa za račun mnogo kompleksnejših konstrukcij, kot je prikazana v primeru. Simbolični zapis matrike odpira hkrati tudi nove možnosti na področju inverzne identifikacije razpok na podlagi sprememb lastnih frekvenc zaradi sprememb konstrukcije.

SUMMARY

PLAIN LINE FINITE ELEMENT OF BEAM WITH CRACK

For reasons of safety the analysis of behaviour of the structures with cracks plays very important role. Efficient analysis must be both accurate from engineering point of view and simple to use. The finite element method with stiffness matrix of the bending beam with a transverse crack represents an optimal solution. This paper presents such matrix, written in the full symbolic for the first time. This matrix can be easily incorporated in existing software for the structural analysis via finite elements. Presented numerical example states the accuracy and efficiency of proposed element thus encouraging the usage of the element also for more complex structures as shown in the example. The symbolic written form also offers new options in the inverse identification of the crack depth and location via eigenfrequency changes.

UVOD

Razpoke v konstrukcijskih elementih se odražajo kot spremembe v obnašanju konstrukcije in morajo biti zato dovolj hitro zaznane in nato skrbno opazovane. Pri tem je potrebno razpokanost konstrukcije v računu primerno modelirati. Vpliv razpoke na togost konstrukcije je predmet raziskav mnogih avtorjev. Najenostavnejši pristop k modeliranju razpoke uvaja zmanjšanje elastičnega modula v območju, kjer razpoka nastopi. V študiji obnašanja tlačno obremenjenih razpokanih stebrov [1] je togost konstrukcije na razpokanem mestu predstavljena z rotacijsko vzmetjo, ki povezuje nerazpokana dela. Čeprav gre za enostaven model, je ideja privzeta tudi v novejših delih [2], [3]. Ker

je enačbo nihanja razpokane konstrukcije v splošnem možno rešiti le za zelo enostavne primere, so numerične aproksimacije nujne [3]. Žal je uporaba numeričnih rešitev, ki neposredno iščejo rešitve enačbe nihanja oz. karakteristične enačbe, prav tako omejena, zato je za kompleksnejše konstrukcije nujna uporaba zmogljivejših numeričnih pristopov, npr. metode končnih elementov. Numerični postopek za izračun končnega elementa z razpoko je podan v [4]. Slabost tega postopka je, da je potreben dodaten računski napor za izračun vsakega posameznega elementa z razpoko. Simbolični zapis končnega elementa z razpoko, ki je podan v tem prispevku, odpravlja to slabost, saj je tak končni element možno vpeljati v obstoječo programsko opremo z uvedbo dveh parametrov

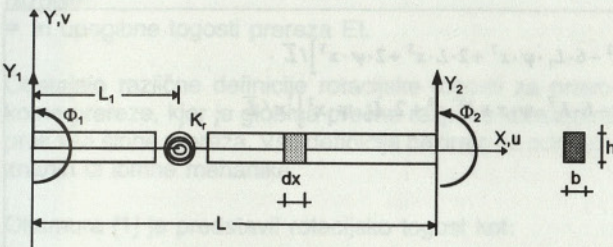
Avtorja:

mag. Matjaž Skrinar, dipl. ing., Fakulteta za gradbeništvo Univerze v Mariboru
prof. dr. Andrej Umek, Fakulteta za gradbeništvo Univerze v Mariboru

razpoke: njene lokacije in globine. Uporaba takega elementa ponuja tudi nove možnosti pri problemih inverzne identifikacije lokacije razpok, kjer na podlagi spremembe dinamičnih parametrov iščemo lokacijo in globino razpoke.

TEORETIČNE OSNOVE

Slika 1 prikazuje model razpokanega nosilca. Prostostni stopnji predstavljata pomik in zasuk v vsakem vozlišču. Lokalna togost razpokanega dela je predstavljena z brezmasno rotacijsko vzmetjo z vzmetno konstanto K_r . Lokacija razpoke je definirana s parametrom L_1 , ki predstavlja oddaljenost razpoke od levega vozlišča.



Slika 1. Končni element linijskega nosilca z razpoko

Tehnična teorija upogiba predpostavlja $\sigma_y = \sigma_z = \tau_{yz} = \tau_{xz} = 0$. Ravnina, normalna na nedeformirano nevtralno os, ostane ravnina, normalna na os tudi po deformaciji. Predpostavka, da je razmerje h/L majhno, vodi do

$$u(x, y) = -y \frac{\partial v}{\partial x}$$

Deformacijska energija v elementu je

$$U = \frac{1}{2} \int_V \sigma_x \cdot \epsilon_x \cdot dV + \frac{1}{2} \cdot K_r \cdot \Delta\varphi^2 \tag{1}$$

kjer je

$$\Delta\varphi = (\varphi_1 - \varphi_2) \Big|_{x=L_1} \tag{2}$$

razlika rotacij prerezov levega in desnega dela ob razpoki.

Normalne napetosti so dane kot

$$\sigma_x = \epsilon_x \cdot E = \frac{du}{dx} \cdot E \tag{3}$$

kjer je E elastični modul.

Enačba (2) tako postane

$$U = \frac{1}{2} \int_x E \cdot I_z \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} \right)^2 \cdot dx + \frac{1}{2} \cdot K_r \cdot \Delta\varphi^2 \tag{4}$$

kjer

$$I_z = \int_A y^2 \cdot dA \tag{5}$$

Funkciji pomikov v_1 in v_2 za del levo oz. desno od razpoke sta predpostavljeni kot polinoma četrtega reda

$$v_1 = \alpha_1 + \alpha_2 \cdot x + \alpha_3 \cdot x^2 + \alpha_4 \cdot x^3 \text{ in } v_2 = \beta_1 + \beta_2 \cdot x + \beta_3 \cdot x^2 + \beta_4 \cdot x^3 \tag{6}$$



ZVEZA DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE, LJUBLJANA, KARLOVŠKA 3

STROKOVNI IZPITI ZA GRADBENIŠTVO IN ARHITEKTURO TER PRIPRAVLJALNI SEMINARJI ZA STROKOVNE IZPITE V LETU 1996

| A. | | | |
|-------|------|-----------|-------------------|
| Rok | Leto | Mesec | SEMINAR |
| IV. | 1996 | April | 15.–19. april |
| V. | 1996 | Maj | 20.–24. maj |
| VI. | 1996 | September | 16.–20. september |
| VII. | 1996 | Oktober | 14.–18. oktober |
| VIII. | 1996 | November | 18.–22. november |
| IX. | 1996 | December | 16.–20. december |

| B. IZPIT | |
|--------------|----------------|
| pisni | ustni |
| 23. marec | 8.–12. april |
| 20. april | 6.–10. maj |
| 25. maj | 10.–14. junij |
| 19. oktober | 4.–8. november |
| 16. november | 2.–6. december |

- A. Pripravljalni seminar za strokovne izpite organizira **ZVEZA DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE, LJUBLJANA, KARLOVŠKA 3, telefon (061) 221-587**. Prijavo, v obliki dopisa, pošlje organizatorju plačnik seminarja za prijavljeno osebo. Če je plačnik seminarja podjetje (pravna oseba), priobči v prijavi izjavo, kdo je plačnik. Samoplačnik pošlje organizatorju prijavo v obliki dopisa, skupaj s kopijo dokazila o plačilu seminarja. Cena seminarja za eno osebo znaša 50.400,00 SIT (znesku je že prištet 5% prometni davek). Številka žiro računa je 50101-678-47602. Prijave za seminar v določenem roku je potrebno poslati najmanj 14 dni prej.
- B. Strokovni izpit organizira **GRADBENI INŠTITUT ZRMK, Dimičeva 12, Ljubljana, Gradbeni center (Dimičeva 9)**, telefon (061) 342-671. Prijave, v obliki obrazca, z vsemi prilogami, ki so razvidne iz obrazca, sprejema organizator 20 dni pred pisnim delom izpita. Obrazce je mogoče dobiti pri organizatorju, vse informacije pri inž. Jakobu Grošlju od 8.00 do 12.00 ure.

Prečni premiki v_1 za območje $0 \leq x \leq L_1$ in v_2 za območje $L_1 \leq x \leq L$ v polju elementa se izrazijo z vektorjem neznanih vozliščnih pomikov $\mathbf{q} = \{Y_1, \Phi_1, Y_2, \Phi_2\}^T$ elementa kot

$$v_1 = [N_{11}, N_{12}, N_{13}, N_{14}] \cdot \mathbf{q} \quad \text{oz.} \quad v_2 = [N_{21}, N_{22}, N_{23}, N_{24}] \cdot \mathbf{q} \quad (7)$$

Koeficiente $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ in $\beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4$ določimo iz 8 robnih pogojev in pogojev zveznosti ob razpoki:

$$v_1(0) = Y_1, \quad \varphi_1(0) = \Phi_1, \quad v_2(L) = Y_2, \quad \varphi_2(L) = \Phi_2$$

$$v_1(L_1) = v_2(L_1), \quad \varphi_1(L_1) + \left(\frac{EI}{K_r}\right) \cdot v_1'(L_1) = \varphi_2(L_1) \quad (8)$$

$$v_1''(L_1) = v_2''(L_1), \quad v_1'''(L_1) = v_2'''(L_1)$$

Interpolacijske funkcije, ki ustrezajo pogojem (8), so:

Togostna matrika se izračuna kot

$$\mathbf{K} = \int_{x=0}^L E \cdot I_z \cdot N_i'(x)^T \cdot N_i'(x) \cdot dx + k_r \cdot \left(N_1'(x)|_{x=L_1} - N_2'(x)|_{x=L_1} \right)^T \cdot \left(N_1'(x)|_{x=L_1} - N_2'(x)|_{x=L_1} \right) \quad (13)$$

in se zapiše kot vsota treh matrik:

$$\mathbf{K} = \mathbf{k}_e + 24 \cdot \psi \cdot L \cdot \mathbf{k}_\psi + K_r \cdot \psi^2 \cdot \left(\frac{L}{L}\right)^2 \cdot \mathbf{k}_\varphi \quad (14)$$

$$N_{11} = [L^4 + 4 \cdot L^3 \cdot \psi - 12 \cdot L^2 \cdot L_1 \cdot \psi + 12 \cdot L \cdot L_1^2 \cdot \psi - 3 \cdot L^2 \cdot x^2 - 6 \cdot L_1 \cdot \psi \cdot x^2 + 2 \cdot L \cdot x^3 + 2 \cdot \psi \cdot x^3] / \bar{L}$$

$$N_{12} = [L^4 + 4 \cdot L^3 \cdot \psi - 12 \cdot L^2 \cdot L_1 \cdot \psi + 12 \cdot L \cdot L_1^2 \cdot \psi - 2 \cdot L^3 \cdot x - 6 \cdot L_1^2 \cdot \psi \cdot x + L^2 \cdot x^2 + 2 \cdot L_1 \cdot \psi \cdot x^2] \cdot x / \bar{L}$$

$$N_{13} = [3 \cdot L^2 + 6 \cdot L_1 \cdot \psi - 2 \cdot L \cdot x - 2 \cdot \psi \cdot x] \cdot x^2 / \bar{L}$$

$$N_{14} = [-L^3 - 6 \cdot L \cdot L_1 \cdot \psi + 6 \cdot L_1^2 \cdot \psi + L^2 \cdot x + 2 \cdot L \cdot \psi \cdot x - 2 \cdot L_1 \cdot \psi \cdot x] \cdot x^2 / \bar{L}$$

$$N_{21} = [L^2 + 4 \cdot L \cdot \psi - 6 \cdot L_1 \cdot \psi + 2 \cdot L \cdot x + 2 \cdot \psi \cdot x] \cdot (x - L)^2 / \bar{L}$$

$$N_{22} = [4 \cdot L \cdot L_1 \cdot \psi - 6 \cdot L_1^2 \cdot \psi + L^2 \cdot x + 2 \cdot L_1 \cdot \psi \cdot x] \cdot (x - L)^2 / \bar{L} \quad (9)$$

$$N_{23} = [-6 \cdot L^2 \cdot L_1 \cdot \psi + 12 \cdot L \cdot L_1^2 \cdot \psi + 6 \cdot L^2 \cdot \psi \cdot x - 12 \cdot L \cdot L_1 \cdot \psi \cdot x + 3 \cdot L^2 \cdot x^2 + 6 \cdot L_1 \cdot \psi \cdot x^2 - 2 \cdot L \cdot \psi \cdot x^2 - 2 \cdot \psi \cdot x^3] / \bar{L}$$

$$N_{24} = [-2 \cdot L^2 \cdot L_1 \cdot \psi + 6 \cdot L \cdot L_1^2 \cdot \psi + 2 \cdot L^2 \cdot \psi \cdot x - 8 \cdot L \cdot L_1 \cdot \psi \cdot x + 6 \cdot L_1^2 \cdot \psi \cdot x + L^2 \cdot x^2 + 2 \cdot L \cdot \psi \cdot x^2 - 2 \cdot L_1 \cdot \psi \cdot x^2] \cdot (x - L) / \bar{L}$$

kjer sta

$$\bar{L} = L^4 + 4 \cdot L^3 \cdot \psi - 12 \cdot L^2 \cdot L_1 \cdot \psi + 12 \cdot L \cdot L_1^2 \cdot \psi \quad \text{in} \quad \psi = \frac{EI}{K_r} \quad (10)$$

Podane interpolacijske funkcije preidejo v znane interpolacijske funkcije za nerazpokani element z upoštevanjem $\psi = 0$.

Ker se izkaže, da velja $N_1''(x) \equiv N_2''(x)$, postane deformacijska energija elementa

$$U = \frac{1}{2} \mathbf{q}^T \left[\int_{x=0}^L E \cdot I_z \cdot N_i'(x)^T \cdot N_i'(x) \cdot dx + k_r \cdot \left(N_1'(x)|_{x=L_1} - N_2'(x)|_{x=L_1} \right)^T \cdot \left(N_1'(x)|_{x=L_1} - N_2'(x)|_{x=L_1} \right) \right] \cdot \mathbf{q} \quad (12)$$

kjer so

$$\mathbf{k}_e = \frac{EI}{L^2} \begin{bmatrix} 12 \cdot L^5 & 6 \cdot L^6 & -12 \cdot L^5 & 6 \cdot L^6 \\ 6 \cdot L^6 & 4 \cdot L^7 & -6 \cdot L^6 & 2 \cdot L^7 \\ -12 \cdot L^5 & -6 \cdot L^6 & 12 \cdot L^5 & -6 \cdot L^6 \\ 6 \cdot L^6 & 2 \cdot L^7 & -6 \cdot L^6 & 4 \cdot L^7 \end{bmatrix} \quad (15)$$

$$\mathbf{k}_\psi = \frac{EI}{L^2} \cdot \zeta \cdot \begin{bmatrix} 1 & L_1 & -1 & (L - L_1) \\ L_1 & L_1^2 & -L_1 & (L - L_1) \cdot L_1 \\ -1 & -L_1 & 1 & (L_1 - L) \\ (L - L_1) & (L - L_1) \cdot L_1 & (L_1 - L) & (L_1 - L)^2 \end{bmatrix} \quad (16)$$

in

$$\mathbf{k}_\varphi = \begin{bmatrix} 36 \cdot (2 \cdot L_1 - L)^2 & 12 \cdot L \cdot (2 \cdot L^2 - 7 \cdot L \cdot L_1 + 6 \cdot L_1^2) & -36 \cdot (2 \cdot L_1 - L)^2 & 12 \cdot L \cdot (L^2 - 5 \cdot L \cdot L_1 + 6 \cdot L_1^2) \\ 2 \cdot L \cdot (2 \cdot L^2 - 7 \cdot L \cdot L_1 + 6 \cdot L_1^2) & 4 \cdot L^2 \cdot (3 \cdot L_1 - 2 \cdot L)^2 & -12 \cdot L \cdot (2 \cdot L^2 - 7 \cdot L \cdot L_1 + 6 \cdot L_1^2) & 4 \cdot L^2 \cdot (2 \cdot L^2 - 9 \cdot L \cdot L_1 + 9 \cdot L_1^2) \\ -36 \cdot (2 \cdot L_1 - L)^2 & -12 \cdot L \cdot (2 \cdot L^2 - 7 \cdot L \cdot L_1 + 6 \cdot L_1^2) & 36 \cdot (2 \cdot L_1 - L)^2 & 12 \cdot L \cdot (-L^2 + 5 \cdot L \cdot L_1 - 6 \cdot L_1^2) \\ 12 \cdot L \cdot (L^2 - 5 \cdot L \cdot L_1 + 6 \cdot L_1^2) & 4 \cdot L^2 \cdot (2 \cdot L^2 - 9 \cdot L \cdot L_1 + 9 \cdot L_1^2) & -12 \cdot L \cdot (-L^2 + 5 \cdot L \cdot L_1 - 6 \cdot L_1^2) & 4 \cdot L^2 \cdot (3 \cdot L_1 - L)^2 \end{bmatrix} \quad (17)$$

kjer

$$\zeta = L^3 + 2 \cdot L^2 \cdot \psi - 6 \cdot L \cdot L_1 \cdot \psi + 6 \cdot L_1^2 \cdot \psi \quad (18)$$

V nerazpokanem primeru ($\psi = 0$) je dobljena togostna matrika enaka znani togostni matriki nerazpokanega elementa.

TOGOST ROTACIJSKE VZMETI

V splošnem je togost rotacijske vzmeti K_r odvisna od

- višine nerazpokanega prereza h ,
- relativne globine razpoke $\gamma = d/h$, kjer je d globina razpoke
- in upogibne togosti prereza EI .

Obstajajo različne definicije rotacijske togosti za pravokotne prereze, kjer je globina prečne razpoke konstantna prek vse širine prereza. Vse definicije bazirajo na odnosih, znanih iz lomne mehanike.

Okamura [1] je predstavil rotacijsko togost kot:

$$K_r = \frac{EI}{6 \cdot h \cdot (1 - \nu^2) \cdot F(\gamma)} \quad (19)$$

kjer

$$F(\gamma) = 1.98 \cdot \gamma^2 - 3.277 \cdot \gamma^3 + 14.43 \cdot \gamma^4 - 31.26 \cdot \gamma^5 + 63.56 \cdot \gamma^6 - 103.36 \cdot \gamma^7 + 147.52 \cdot \gamma^8 - 127.69 \cdot \gamma^9 + 61.50 \cdot \gamma^{10} \quad (20)$$

Krawczuk [2] je podal enostaven izraz za rotacijsko togost:

$$K_r = \frac{EI}{h \cdot \bar{\theta}_0(\gamma)} \quad (21)$$

kjer

$$\bar{\theta}_0(\gamma) = 6 \cdot \pi \cdot \gamma^2 \cdot (0.638 - 1.035 \cdot \gamma + 3.715 \cdot \gamma^2 - 3.16 \cdot \gamma^3 + 5.508 \cdot \gamma^4) \quad (22)$$

Liang [3] je definiral rotacijsko togost vzmeti kot:

$$K_r = \frac{EI}{5.346 \cdot h \cdot I(\gamma)} \quad (23)$$

kjer

$$I(\gamma) = 1.8624 \cdot \gamma^2 - 3.95 \cdot \gamma^3 + 16.375 \cdot \gamma^4 - 37.226 \cdot \gamma^5 + 76.81 \cdot \gamma^6 - 126.9 \cdot \gamma^7 + 172 \cdot \gamma^8 - 143.97 \cdot \gamma^9 + 66.56 \cdot \gamma^{10} \quad (24)$$

Vse tri funkcije se v matematičnem smislu razlikujejo po koeficientih v imenovalcu uporabljenih polinomov.

Slika 2 prikazuje numerično primerjavo izrazov

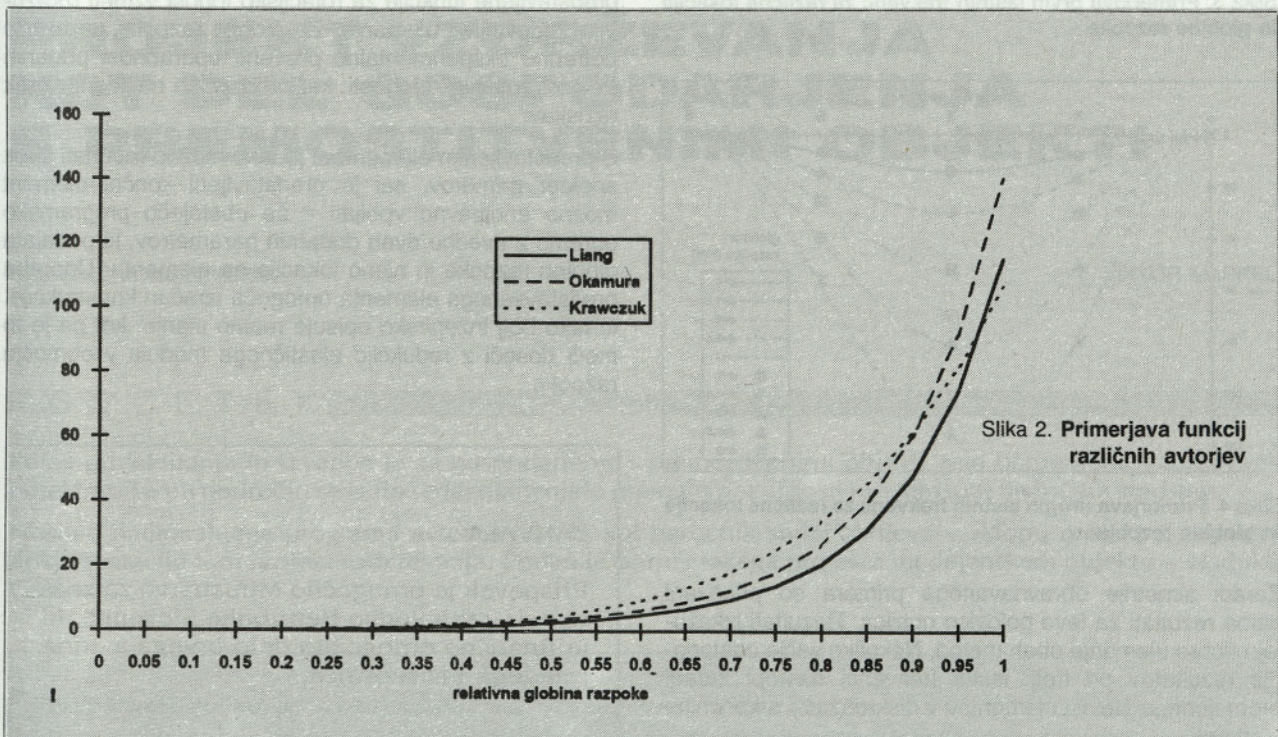
$$6 \cdot F(\gamma), \bar{\theta}_0(\gamma) \text{ (za } \nu = 0) \text{ in } 5.346 \cdot I(\gamma).$$

Funkcije izkazujejo zadovoljivo ujemanje, še posebej za vrednosti γ manjše od 0.5.

RAČUNSKI PRIMER UPORABE ELEMENTA

Geometrija primera je privzeta iz literature [3], primer obravnava spremembe lastnih frekvenc prosto ležečega nosilca glede na lokacijo in globino razpoke ob predpostavki, da se globina razpoke med nihanjem ne spreminja. Jekleni nosilec pravokotnega prereza ($b/h = 10/60$ mm) ima naslednje geometrijske in mehanske lastnosti:

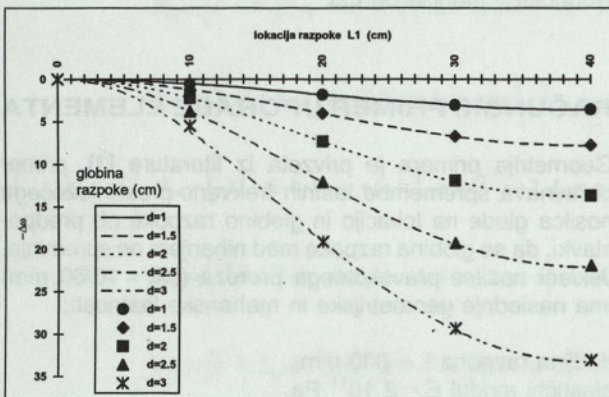
dolžina razpona $L = 800$ mm,
elastični modul $E = 2 \cdot 10^{11}$ Pa,



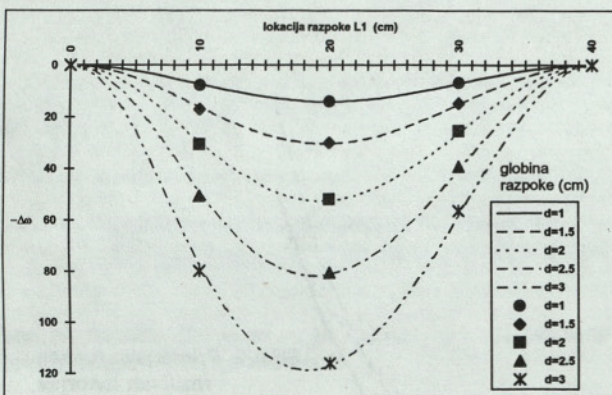
gostota $\rho = 7800 \text{ kg/m}^3$.

Kljub enostavnosti je izbrani primer zelo instruktiven, saj je enačbo nihanja možno direktno rešiti tudi z drugimi numeričnimi postopki ter tako dobljene rezultate uporabiti za verifikacijo uspešnosti predstavljenega elementa. Diskretizacija konstrukcije je izvedena z 10 elementi (9 standardnih in en predstavljeni element) enakih dolžin, za račun togostne konstante vzmeti pa je privzeta enačba (23). V izračunih je za vse elemente uporabljena masna matrika za nerazpokan element.

Slike 3, 4 in 5 prikazujejo primerjavo sprememb lastnih frekvenc za različne lokacije razpok ($L_1 = 0.1, 0.2, 0.3$ in 0.4 m) in globine ($d = 1.0, 2.5, 2.0, 3.5$ in 3.0 cm). S polno linijo so označene numerične rešitve enačbe gibanja (po literaturi), rešitve z metodo končnih elementov pa so predstavljene kot diskretne vrednosti.

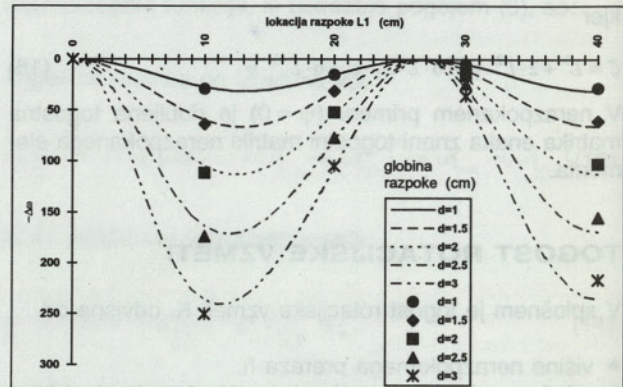


Slika 3. Primerjava prvih lastnih frekvenc za različne lokacije in globine razpoke



Slika 4. Primerjava drugih lastnih frekvenc za različne lokacije in globine razpoke

Zaradi simetrije obravnavanega primera so prikazani samo rezultati za levo polovico nosilca. Rezultati izkazujejo dobro ujemanje obeh metod. Nekoliko večje odstopanje rezultatov pri tretji lastni frekvenci nastopi zaradi premajhnega števila elementov v diskretizaciji s končnimi elementi.



Slika 5. Primerjava tretjih lastnih frekvenc za različne lokacije in globine razpoke

ZAKLJUČKI

Prispevek podaja v simbolični obliki zapisano togostno matriko za ravninski linijski končni element s prečno razpoko, kjer je razpoka modelirana z rotacijsko vzmetjo, katere togost je odvisna od globine razpoke. Numerični rezultati, dobljeni s predstavljenim modelom, potrjujejo pravilnost koncepta za razpoke do globine $\gamma \leq 0.5$. Omejitev uporabe predstavljenega modela nastopi pri popolnoma razpokanem prerezu ($\gamma \leq 1$). Popolnoma razpokani prerez namreč pomeni fizično delitev elementa na dva dela, podana togostna matrika pa razpoko v takem primeru obravnava kot idealni členek na mestu razpoke. Element je torej zagotovo smotno uporabljati za plitvejšje razpoke, npr. za $\gamma \leq 0.5$. V tem območju tudi vse tri predstavljene funkcije za rotacijsko togost vzmeti izkazujejo zadovoljivo ujemanje. Za globlje razpoke pa bi bilo potrebno eksperimentalno preveriti uporabnost podanih definicij rotacijske togosti, kar predstavlja naslednji korak raziskav.

S predstavljenim elementom je tako možno računati širok spekter primerov, saj je predstavljeni končni element možno enostavno vpeljati v že obstoječo programsko opremo z uvedbo dveh dodatnih parametrov, ki podajata globino razpoke in njeno lokacijo na elementu. Uporaba predstavljenega elementa omogoča izračun konstrukcije, ki tako bolj inženirsko opisuje realno stanje, kot pa je to moči doseči z redukcijo elastičnega modula v območju razpoke.

ZAHVALA

Prispevek je omogočilo Ministrstvo za znanost in tehnologijo Republike Slovenije, ki je finančno omogočilo delo prvega avtorja mladega raziskovalca.

L I T E R A T U R A

1. OKAMURA H., LIU H. W., CHORNG-SHIN C., A cracked column under compression, Engineering Fracture Mechanics, 1969, Vol. 1., pp.547–564.
2. KRAWCZUK, M., OSTACHOWICZ W. M., Influence of a crack on the dynamic stability of a column, Journal of Sound and Vibration 919–930 167(3), 541–555.
3. LIANG R. Y., JIALOU H., CHOY F., Theoretical Study of Crack-Induced Eigenfrequency Changes on Beam Structures, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 118, No. 2, Feb. 1992.
4. GOUNARIS G., DIMAROGONAS A.D., A finite element of a cracked prismatic beam for structural analysis 28, Computer & Structures vol. 28, No. 3, 301–313 (1988).
5. ANTIFANTIS N., DIMAROGONAS A., Stability of columns with a single crack subjected to follower and vertical loads, Int. J. Solids, Vol. 19, No. 4, pp. 281–291, 1983.
6. BATHE K. J., Finite Element Procedures in Engineering Analysis, Prentice-Hall, Inc. 1982.
7. SEKULOVIĆ M., Metod konačnih elemenata, Beograd: Građevinska knjiga, 1988.
8. PETYT M., Introduction to Finite Element Vibration Analysis, Cambridge: Cambridge University Press, 1990.
9. WOLFRAN, S., MATHEMATICA – A system for doing mathematics by computer, Addison-Wesley Publishing Company, 1992.

PROJEKT VZDRŽEVANJA KOT DEL GOSPODARJENJA S PREMOSTITVENIMI OBJEKTI

UDK 624.2/8:658.58:69.059

VIKTOR MARKELJ

P O V Z E T E K

Poleg projektiranja in izvedbe je za gospodarjenje s premostitvenimi objekti zelo pomembno vzdrževanje objektov. Temu področju se je do sedaj namenjal premalo pozornosti in s tem tudi finančnih sredstev.

Nosilec nacionalnega programa avtocest DARS kot naročnik sedaj zahteva v sklopu projektne tehnične dokumentacije tudi projekt vzdrževanja. Podan je primer takega projekta na dejanskem objektu – viaduktu Goli vrh.

Avtor:
Viktor Markelj, dipl. inž. gr., vodilni projektant, Inženirski biro PONTING d.o.o., Maribor

S U M M A R Y

THE MAINTENANCE PLAN AS A PART OF THE BRIDGE MANAGEMENT SYSTEM

For the bridge management system is beside design and construction very important sphere also the maintenance of the bridges. Not enough attention was devoted on this domain, with lack of financial sources as a consequence.

DARS – Company responsible for implementing the National Freeway Construction Programme is now demanding from bridge designers the maintenance plan as part of the technical design documentation. The sample of such plan in case of Viadukt Goli vrh is presented.

UVOD

V zadnjem času je opazen porast števila potrebnih sanacij premostitvenih objektov, ki dosegajo za velike objekte astronomske stroške. Vzrok za to je stanje stroke v času izgradnje teh objektov kakor tudi neredno ali nezadostno vzdrževanje objektov.

Tudi pri nas bo potrebno v sklopu gospodarjenja s cestami nameniti vzdrževanju objektov delež, ki mu gre. Ta delež znaša v razvitih deželah od 1.2–1.5 % investicijske vrednosti v povprečju na posamezno leto, kar pomeni, da v predvideni življenjski dobi vsaj 70 let investiramo v povprečju še za en objekt.

Sistem gospodarjenja s premostitvenimi objekti (Bridge Management System) zajema v širšem pomenu vse faze nastanka in ohranjanja teh objektov, to so raziskovanje, projektiranje, izgradnja, kontrola kvalitete materialov in postopkov ter vzdrževanje objektov. Tukaj ne bi polemizirali o dejanski ali potrebni razdelitvi stroškov med posamezne faze, dejstvo pa je, da je bila pri nas do sedaj praktično večina odločilnih stroškov skoncentrirana na samo izgradnjo objektov. Stroški vzdrževanj so se dozirali posebej, v glavnem samo po najbolj nujnih potrebah že kot sanacije kritičnega stanja.

Krivda pa ni v strokovnosti, saj je znano, da so bile izkazane potrebe po vzdrževanju in sanacijah vedno mnogo večje, kot pa jih je država bila pripravljena finančno podpreti. Problem je torej v družbenem priznavanju naše stroke, ki jo je potrebno postaviti na mesto, ki ji pripada. Cestna stroka se skozi nacionalni program uspešno premika proti sredini, "mostiščarstvo" pa znotraj "cestarije" ostaja vztrajno na robu.

In kako lahko pride mostiščarska stroka do mesta, ki ji gre?

1. Z večjim delovanjem strokovnjakov v javnosti (predvsem pa priključek k cestni stroki znotraj nacionalnega programa), kar je najcenejša, pa tudi najdalgotrajnejša in najmanj verjetna inačica.

2. Z anormalno velikim naraščanjem stroškov za sanacijo objektov, tudi kot posledico pomanjkanja vzdrževanja (viadukti Ravbarkomanda, Unec, Žepina /desni pas Slovenike/, most Podvelka itd.), ki na žalost že postaja realna varianta.

3. S katastrofo – rušitvijo premostitvenega objekta, kot na primer v Koreji in drugod, z mnogimi žrtvami ter odstopi ministrov. Seveda stroki ne privoščim pridobivanja veljave na tak način in upam, da se pri nas to ne bo nikdar zgodilo.

Da pa je pri nas zavela pozitivna klima, kaže tudi odločitev oz. zahteva naročnika AC programa DARSa, da je potrebno projektne tehnične dokumentacije za objekte priložiti tudi projekt vzdrževanja.

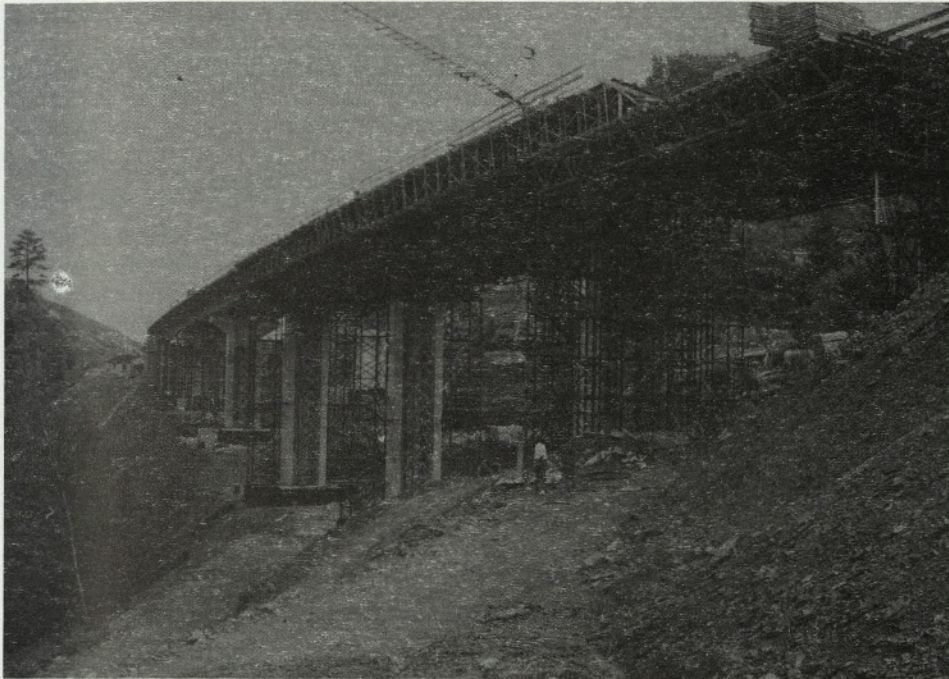
PRIMER PROJEKTA VZDRŽEVANJA

Podan je primer projekta vzdrževanja za dejanski betonski prednapeti premostitveni objekt – viadukt Goli vrh, ki ga je zgradilo podjetje SCT na AC Razdrto–Čebulovica. Za viadukt je zahtevana 10-letna garancijska doba izvajalca, kar je tudi upoštevano v tem projektu.

Pilotni projekt vzdrževanja vsebuje še precej splošnih formulacij, o pregledih in pomembnosti pregledov in vzdrževanja. To je narejeno namerno, da še dodatno poudarimo problematiko. Ko bo investitor (država kot lasnik infrastrukture) oz. njen zastopnik (za AC DARS Vzdrževaje) imel izdelane ustrezne izvedbene programe za vzdrževanje objektov, bodo splošne zahteve odpadle, ostale pa bodo samo posebnosti objekta in njihovo konkretno vzdrževanje (odvodnjavanje, oprema, dostopi itd.). Vsekakor mora biti osnova sistemska in ne more biti prepuščena subjektivnim zahtevam projektanta za vsak posamezni objekt.

V prikazanem primeru gre za betonski objekt, kjer je poudarek na ohranjanju betonske površine. Pri jeklenih ali sovprežnih objektih pa bi bil videti tak projekt nekoliko drugače, ker so tudi problemi vzdrževanja drugačni, z mnogo več poudarka na ohranjanju antikorozijske zaščite nosilne konstrukcije, na kontroli stikov in zvarov, na kontroli lokalne izbočitve, na kontroli razpok zaradi utrujanja, specifičnosti ležišč ter dilatacij in drugo.

Verjetno bo prihodnost pokazala, da bo tudi pri betonskih objektih potrebno razmišljati o zaščitnih premazih betonske površine, o zaščiti vgrajene armature, o postopkih za večjo trajnost prednapetih kablov (zunanjih kablov v masti, kompozitni kablov itd.). Vendar bo to postalo aktualno šele, ko investitor ne bo več primerjal samo stroške izgradnje, ampak stroške v celotni življenjski dobi objekta.



Slika 1. Gradnja viadukta Goli vrh

PROJEKT VZDRŽEVANJA

| | |
|---------------------------|---|
| cesta: | AC Razdrto-Čebulovica |
| objekt: | Viadukt Goli vrh (6-1) |
| naročnik objektov: | DARS dd |
| izvajalec: | SCT Ljubljana |
| projektant: | Viktor MARKELJ dig, PONTING Maribor |
| faza projekta: | projekt vzdrževanja |
| revidenti: | Ivan Sečkar, dig, DDC Ljubljana prof. dr. Milenko Pržulj, dig, DDC Ljubljana Andrej Vovk, dig, DDC Ljubljana Marjan Zavec, ig, Podjetje za vzdrževanje AC Postojna |

Vsebina:

- A. Revizijska dokumentacija**
- B. Tehnično poročilo**
- C. Literatura**
- D. Priloge**
 - D.1. Skice objekta**
 - D.2. Reperji in nulti nivelman**
 - D.3. Seznam poškodb na mostovih (iz lit./3/)**
 - D.4. Potrebna oprema za kontrolni pregled (iz lit./3/)**

V članku je iz prikazane vsebine podano samó tehnično poročilo.

TEHNIČNO POROČILO K PROJEKTU VZDRŽEVANJA VIADUKTA GOLI VRH

1.0 SPLOŠNO

Projekt vzdrževanja objekta se šteje kot sestavni del tehnične dokumentacije za ta objekt. V skladu z 286. in 287. členom pravilnika BAB 87 je potrebno betonske konstrukcije vzdrževati tako, da so varne in funkcionalne. Zato je potrebno zagotoviti redno vzdrževanje in nadzorovanje, ki omogoča pravočasno ugotovitev poškodb, ki bi lahko povzročile večjo škodo na objektu, ogrozilo prometno varnost ali stabilnost objekta.

Premostitveni objekti so izpostavljeni atmosferijam (dež, vlaga, vročina, mraz, veter, UV žarki) kakor tudi vplivom obratovanja (promet, dinamika, utrujanje, soljenje, posipavanje, pluzenje, udarci itd.). Praviloma relativno veliki razponi ter lastne napetosti še multiplicirajo vse našete vplive, zato spadajo taki objekti v kategorijo najbolj izpostavljenih konstrukcij. Pogoj za dolgo življenjsko dobo oz. trajnost takih konstrukcij in objektov je redno in pravilno vzdrževanje.

V vzdrževanje objekta štejemo nadzorovanje stanja, čiščenje ter vzdrževalna dela v ožjem pomenu besede.

2.0 KRATEK OPIS OBJEKTA

Viadukt je sestavljen iz dveh ločenih objektov, z naslednjimi statičnimi razpetinami in dolžinami:

$$\text{desni objekt: } 20.0+24.0+3\times 26.0+ \\ +24.0+20.0 = 166.0 \text{ m}$$

levi objekt: $22.0+3 \times 26.0+22.0 = 122.0$ m.

Prekladna konstrukcija je kontinuirana prednapeta plošča z dvema rebroma, višine 1.60 m ter skupne širine 13.70 m. Vmesne podpore so AB stebri H prereza, temeljeni preko pilotne blazine na štirih pilotih $\varnothing 125$ cm. Krajni oporniki so zaradi izredno strmo padajočega terena oblikovani nesimetrično v obliki črke L.

Detaljni opis je razviden v tehničnem poročilu, vsi ostali podatki pa iz ostale tehnične dokumentacije. V prilogi so podane karakteristične skice objekta.

Projektna dokumentacija obsega naslednje mape:

| | |
|----------------|---|
| mapa I | – PGD splošno, TP, popis del, rev. dok., splošni načrti |
| mapa II | – PGD statični izračun |
| mapa III | – PZI podporne konstrukcije |
| mapa IV in IVa | – PZI prekladne konstrukcije |
| mapa V | – PZI opreme |
| mapa VI | – projekt vzdrževanja |

in vse gradbiščne priloge (rojstni listi pilotov, vpis morebitnih sprememb v gradbeni dnevnik itd.), kakor tudi morebitni dodatni ali spremenjeni načrti (PID).

2.1 Posebnosti objekta

Glavne značilnosti oz. posebnosti, ki so pri vzdrževanju bolj izpostavljeni in jih je potrebno poznati za lažje razumevanje ter boljše vzdrževanje ter pregledovanje objekta, so:

- dilatacije so neprepustne za vodo, izdelane iz jeklenih profilov ter vmesnega neoprenskega dilatacijskega traka, in sicer na desnem viaduktu D160B ter na levem D100B. Proizvajalec dilatacije je nemška firma MAURER SOHNE;
- ležišča so na vseh podporah iz armiranega elastomera, nesidrana, nemškega proizvajalca GUMBA;
- delovni stiki (takti) izdelave prekladne konstrukcije so označeni na skicah;
- značilen je izredno velik prečni padec terena.

2.2 Predvidene obremenitve v uporabi objekta

Poleg stalnih obtežb (LT, krov, reologija) je upoštevana naslednja koristna obtežba, v okviru katere je predvidena normalna uporaba objekta:

Promet: Obtežna shema po DIN 1072 razred vozila 60/30 ton (najtežje vozilo 60 ton) Vsa težja vozila se štejejo kot izredni prevoz in so predmet vsakokratne posebne obravnave. Posebne prevoze odobri lastnik oz. vzdrževalec objekta (po strokovni pismeni oceni projektanta ali ustrezne strokovne organizacije), v garancijskem roku pa tudi z vednostjo in soglasjem dajalca garancije. V soglasju je potrebno predvideti vse morebitne pogoje in posledice posebnega prevoza, kot so omejitve prometa, omejitve vožnje v prečni

smeri, hitrost vožnje, preglede in meritve pred, med in po prehodu vozila itd.

Veter: upoštevana je shema po DIN 1072 v vrednosti 1.10 kN/m^2 (most obremenjen) ter 2.1 kN/m^2 (most neobremenjen)

Potres: upoštevana je VII. potresna cona na karti s 500-letno povratno periodo

3.0 NADZOROVANJE OBJEKTA

Nadzorovanje objekta ima cilj zagotoviti prometno varnost, uporabnost in trajnost premostitvene konstrukcije in njene opreme. Omogoča določanje nivoja rednega vzdrževanja ter ugotavljanje in odstranitev pomanjkljivosti, ki bi lahko povzročile večjo škodo.

Nadzorovanje tvorijo naslednje aktivnosti:

- izvedba pregledov
- izdelava poročila s
- programiranjem vzdrževalnih ali sanacijskih ukrepov.

Preglede razdelimo časovno in funkcionalno na:

- tehnični pregled (ob predaji objekta)
- tekoči pregledi (ob obhodu trase)
- redni pregledi na 2 leti
- glavni pregledi na 6 let, z začetkom v 4. letu
- izredni pregledi (ob izrednih dogodkih)
- detajlni pregledi (s posebnim namenom).

V garancijski dobi se pregledi (razen tekočih) opravljajo v prisotnosti dajalca garancije, kar se potrdi tudi s podpisom na zapisniku. O datumu pregleda v garancijski dobi vzdrževalec obvesti dajalca garancije – podpisnika pogodbe vsaj 1 teden pred predvidenim pregledom. Prav tako je v garancijski dobi vzdrževalec dolžan takoj po nastopu izrednih dogodkov (poškodbe na vozišču, na dilatacijah, BVO in drugo) organizirati izredni pregled.

3.1 Tehnični pregled (nulti pregled)

Tehnični pregled ob predaji objekta, imenovan tudi nulti pregled poteka v skladu z veljavnim zakonom o graditvi objektov. Opravi ga upravni organ, ki je izdal gradbeno dovoljenje, v tem primeru RS, Ministrstvo za gospodarske dejavnosti. Ugotavlja se predvsem:

- ali je objekt izveden v skladu s tehnično dokumentacijo ter predpisi in standardi za gradnjo takih objektov
- kontrola dokazil kvalitete vseh vgrajenih materialov (atesti, kontrolne meritve, superkontrole, ...)
- za dokazilo splošne varnosti objekta in prometa (uporaba objekta).

Ena izmed osnov za pozitivno oceno je tudi poskusna obremenitev objekta, katere rezultati morajo ustrezati s projektom predvidenim vrednostim. Opraviti se mora tudi nulti nivelman zapisnik o odčitavanju reperskih točk, ki naj se priloži projektu vzdrževanja.

Na podlagi pozitivnega pregleda izda upravni organ uporabno dovoljenje za objekt.

3.2 Tekoči pregledi

Tekoče preglede opravljajo cestni pregledniki ob rednem obhodu trase najmanj enkrat mesečno.

Termin: vsaj 1x mesečno v okviru obhoda trase

Namen: ugotoviti in odstraniti predvsem tiste napake, ki zagotavljajo varnost prometa

Obseg in način: vizualno ugotavljanje napak na vozišču in opremi objekta (ograja, prometna signalizacija, vozišče na objektu in dostopih, dilatacije, odvodnjavanje) ter odstranjevanje manjših napak (predvsem v smislu čiščenja)

Dokumentacija: vodi se evidenca opravljenih pregledov v knjigi vzdrževanja objekta, ob ugotovitvi večje napake preglednik pismeno obvesti upravljalca ceste

Izvajalec pregleda: cestni preglednik – srednja izobrazba in dopolnilni tečaj za preglednike

3.3 Redni pregledi

Termin: Vsaki 2 leti, razen če je v istem letu na vrsti glavni pregled.

Namen: Pregledati vse dele opreme, vozišča in nosilnega sklopa, ki so dostopni brez posebnih naprav za dostop. Cilj je odkriti poleg pojavov, ki ogrožajo varnost prometa tudi poškodbe ali škodljive pojave na konstrukciji, ki lahko ogrozijo varnost, uporabnost in trajnost objekta.

Obseg:

- ugotoviti vse spremembe na celotnem objektu od zadnjega pregleda
- ugotoviti stanje objekta in posameznih sklopov ter odstopanja od začetne kvalitete
- opraviti meritve morebitnih opaznih večjih deformacij na prekladni ali podporni konstrukciji
- ob prvem rednem pregledu (2. leto) opraviti nivelman reperskih točk ter rezultate vnesti v pripravljen reperski obrazec
- predlagati ukrepe za dodatne preiskave
- predlagati vzdrževalne ukrepe

Način: Stanje se ugotavlja v omenjenem obsegu predvsem vizualno ter z enostavnejšimi preiskavami (pretrkavanjem, skerometriranjem, niveliranjem...)

Dokumentacija: Obvezno se vodi zapisnik o pregledu. Beležijo se splošni podatki, stanje objekta ter njegovih sklopov (opreme in nosilne konstrukcije) ter se predvidijo ustrezni ukrepi.

Uporabi se lahko tipski zapisnik (ki se uporablja na RUC ali ZRMK) ali pa kakšen noveliran obrazec (npr.: bodoči obrazec DARS-vzdrževanje).

Izvajalec pregleda: Ekipa pod vodstvom strokovnjaka z visokošolsko izobrazbo gradbene smeri z opravljenim strokovnim izpitom ter ustrezno prakso. V garancijski dobi mora biti prisoten predstavnik dajalca garancije.

3.4 Glavni pregled

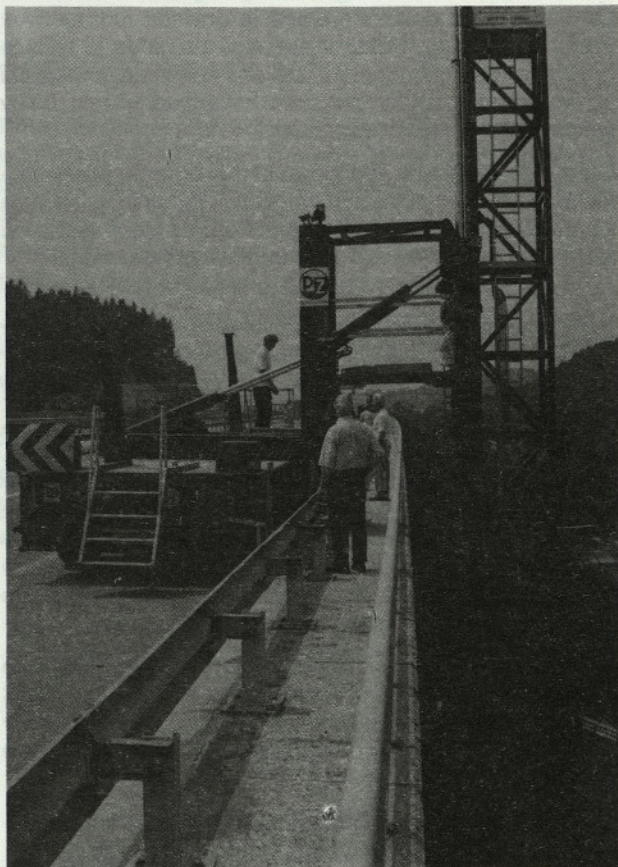
Termin: prvič 4. leto, nato vsakih 6 let

(kar pomeni, da je 2. glavni pregled ob izteku garancijske dobe)

Namen: Cilji in vsebina glavnega pregleda so enaki kot pri rednem pregledu, vendar je potrebno pri tem pregledu zajeti tudi težje dostopna in prekrita mesta (spodnja stran konstrukcije, stebri, ležišča, hidroizolacija). V ta namen je potrebno uporabiti ustrezne dostopne naprave (stoječi ali viseči oder ali posebno vozilo). Odpiranje površinske prevleke se izvaja samo v primeru suma poškodbe, na kar nakazujejo zamakanja, deformacije, razpoke ali podobno.

Pri vsakem glavnem pregledu opraviti nivelman reperskih točk, kar se vnese v reperski obrazec.

Izvajalec pregleda: Ekipa pod vodstvom strokovnjaka z visokošolsko izobrazbo gradbene smeri, z opravljenim strokovnim izpitom, ki je posebej usposobljen za pregledovanje in ocenjevanje stanja mostov. Po potrebi sodeluje



Slika 2. Posebno vozilo za pregled objektov

tudi strokovna institucija, ki opravlja posebne meritve in preiskave.

3.5 Izredni pregledi

Izredne preglede je treba opraviti po izrednih dogodkih, kot so:

- elementarni dogodki (potres, izredni nalivi, plazovi,

izredne temperature, požar v neposredni bližini)
 – težke prometne nezgode in udarci vozil v objekt
 – prekoračitev obtežb ali pojav nenadnih poškodb

Obseg in cilj pregleda je odvisen od vrste in obsega poškodbe oz. razloga za pregled.

3.6 Detajlni pregledi

Detajlni pregled rabi kot osnova za oceno dejanske kakovosti in varnosti celotne konstrukcije ali kot osnova za diagnosticiranje in princip sanacije. Izvesti ga je potrebno v naslednjih primerih:

- če obstoji sum o ustrezni kakovosti, nosilnosti ali varnosti
- ob povečanju obtežb ali izrednem tovoru
- če je zaključek rednih ali glavnih pregledov potreba po sanaciji
- ob sodnih sporih ali drugih podobnih primerih.

Od vzrokov za detajlni pregled je odvisna tudi njegova vsebina in obseg. Poleg vizualnega pregleda je težišče predvsem na konkretnem preizkusu konstrukcije (statični in dinamični test) ter preiskavah karakterističnih delov konstrukcije in njenih materialov.

Opravi ga strokovna institucija, ki ima opremo in strokovnjake za izvedbo potrebnih preiskav ter znanje in izkušnje za pravilno tolmačenje rezultatov. Poročilo mora vsebovati rezultate vseh izvedenih meritev ter ustrezne sklepe.

4.0 VZDRŽEVALNA DELA

Konkretni viadukt leži na geografsko izredno izpostavljenem območju na trasi AC Razdrto–Čebulovica na nadmorski višini prek 600 m, v izrazito vetrovnem območju. Parametri trase, predvsem izraziti vzdolžni padec 5 % ter prečni padec in radij bodo pogojevali izredno močne obremenitve zaradi prometa ter izredno močno soljenje v zimskem času, kar uvršča objekt v kategorijo maksimalno obremenjenih. Zato je za dolgo življenjsko dobo potrebno dati izredno velik poudarek vzdrževalnim delom.

K vzdrževalnim delom sodijo poleg čiščenja objekta in opreme, nadomestitve obrabnih delov opreme (glej DOC za ležišča in dilatacije) tudi vsa dela, ki ne posegajo v konstrukcijsko zasnovo objekta ali njegove konstrukcijske dele.

Doziranje potrebnih vzdrževalnih del (razen rednega čiščenja) se določa s sklepi prej naštetih pregledov.

Vzdrževalec mora za objekt voditi knjigo vzdrževanja, kjer so evidentirani vsi dogodki na objektu (opravljena vzdrževalna dela, pregledi, posebni prevozi in drugi pomembni dogodki). Knjiga vzdrževanja je v času garancijske dobe vsak trenutek dostopna dajalcu garancije.

4.1 Redno čiščenje objekta

Redno čiščenje objekta zajema letno dvakratno (pomladansko ter jesensko) generalno čiščenje ter dodatno čiščenje na poziv cestnega preglednika, ko le-to presega

njegove lastne možnosti. Datum in obseg rednega čiščenja se vneseta v kartoteko objekta.

4.11 Pomladansko čiščenje

se opravi po končani zimski sezoni pluženja in posipavanja oz. soljenja proti zmrzovanju.

Zajema predvsem naslednje:

- pranje betonske odbojne ograje (spiranje soli) z notranje izpostavljene strani
- čiščenje voziščne površine ter odstranitev peska
- čiščenje izlivnikov ter kanalizacije skozi izlivnike
- čiščenje dilatacij, ki so takrat skoraj maksimalno odprte.

4.12 Jesensko čiščenje

se opravi pred zimsko sezono ter predstavlja odstranitev onesnaženja zaradi prometa ter vegetacije. Zajema predvsem:

- čiščenje vozne površine (olja in odpadki vozil, listje in ostala vegetacija)
- čiščenje izlivnikov
- čiščenje dilatacij
- čiščenje ležiščne police opornika.

4.13 Dodatno čiščenje

se izvaja na poziv cestnega preglednika in odpravlja vzroke poziva (promet, naravna ujma in podobno).

4.2 Ostala vzdrževalna dela in posebnosti

se določajo na podlagi sklepov pregledov objektov. Zajemajo predvsem:

- obnovo protikorozijske zaščite jeklenih delov (ležišča, cevovodi)
- popravilo ograd ob naletih vozil
- zamenjavo obrabnih delov opreme (gumijaste dele dilatacij, zaščitne pločevine na dilataciji NJ, tefloni itd. – glej DOC za ležišča in dilatacije)
- izvedbo zaščitnih premazov ali slojev na izpostavljenih betonskih površinah
- vzdrževanje elektronske vremenske postaje in klica v sili.

4.21 Dilatacija

Zelo pomembno je redno čiščenje dilatacijske odprtine nad gumi trakovi, kot je opisano v točki čiščenje. Če kljub vsemu pride do mehanične poškodbe tesnilnega dilatacijskega traku, kar opazimo po zamakanju ležiščne police ali vizualno od zgoraj, je potrebno trak v okviru vzdrževanja zamenjati v celoti ali delno s pomočjo vročega vulkaniziranja. Pričakovana življenjska doba traku, če ne pride prej do mehanske poškodbe, je vsaj 20 let, ko je treba trak v vsakem primeru (starost→krhkost) zamenjati, kar se opazi tudi po razpokanosti neoprena.

Pri dilataciji z dvema trakovima je potrebno pregledati tudi višinski položaj vmesnega jeklenega nosilca pri prehodu težjega vozila glede na oba krajna nosilca. Tudi po

po večanem hrupu pri prehodu vozil se lahko sklepa na poškodbo ali dotrajanost podpornih elementov vmesnega jeklenega nosilca.

Za izvajanje zimske službe je potrebno položaj dilatacije na objektu označiti, kar se mora pri pluzenju tudi ustrezno upoštevati.

4.22 Ležišča

Armirana elastomerna ležišča ne potrebujejo posebnega vzdrževanja. S pregledi se spremljajo in beležijo morebitne spremembe na ležiščih. Ob pojavu nepravilnosti, kot so:

- horizontalna deformacija več kot 0.70 debeline
- razpokanost gume po slojih (zaradi preobremenitve)
- nepravilna razpokanost gume (zaradi starosti ali drugo)
- druge deformacije (zasuki, zdrsi, vihanje, enostranski dvigi in drugo), je potrebno predvideti ustrezne ukrepe (sprostitvev ležišča, popravilo ležiščne blazine ali zamenjavo z novim ležiščem). Ukrepe predvidi usposobljeni preglednik ali projektant.

4.23 Priključni nasipi

se morajo zaradi izredno strmega terena posebej skrbno opazovati. Morebitne nepravilnosti, kot so začetki plazanja, posedki in deformacije ter spiranje zemljine zaradi površinske ali druge vode, je potrebno takoj zabeležiti ter odpraviti njihove vzroke.

5.0 REKAPITULACIJA VZDRŽEVANJA (pregledov in vzdrževalnih del)

Rekapitulacija vseh predvidenih aktivnosti:

- tehnični pregled ob predaji objekta
- tekoči mesečni pregledi cestnega preglednika

- redna letna čiščenja (pomladi, jeseni ter dodatno na poziv preglednika)
- redni pregled 2. leto → doziranje morebitnih vzdrževalnih del
- glavni pregled 4. leto → doziranje morebitnih vzdrževalnih del
- redni pregled 6. leto → doziranje morebitnih vzdrževalnih del
- redni pregled 8. leto → doziranje morebitnih vzdrževalnih del
- glavni pregled 10. leto (konec garancije) → po potrebi izvršiti dela v smislu garancije.

V tem času so ob izrednih dogodkih mogoči tudi izredni posegi, kot je opisano v tekstu.

Po poteku garancije ostane vzdrževanje objekta (pregledi, čiščenje in vzdrževalna dela) v principu enako, lahko pa ga detajlno predpiše in izvaja investitor po lastni presoji, vendar ne v zmanjšanem obsegu.

SKLEPNE UGOTOVITVE

Prikazani primer pilotnega projekta vzdrževanja je osnova, predstavljena strokovni javnosti, ki se bo še ustrezno dopolnjevala v skladu s sugestijami ter pozitivnimi in seveda tudi negativnimi izkušnjami.

Revizija je navrgla tudi nekaj zanimivih dilem, ki pa niso toliko predmet projekta vzdrževanja, in sicer:

- strokovno izobraževanje preglednikov in vzdrževalcev
- opremljenost vzdrževalcev (dostopni odri in specialna vozila za dostop, čiščenje kanalizacije itd.)
- potreba po sistemskih rešitvah splošnih in organizacijskih problemih na nivoju države.

Predvsem pa, kot je že omenjeno v uvodu, dati gospodarjenju s premostitvenimi objekti tisto mesto, ki mu gre ter zagotoviti vzdrževanju potrebno finančno osnovo.

L I T E R A T U R A

1. Pravilnik o tehničnih normativih za beton in armirani beton s prevodi pripadajočih JUS-ov, izdala Zveza gr.inženirjev in tehnikov Slovenije, 1987.
2. DIN 1045, DIN 4227, DIN 1072, DIN 1075.
3. dr. Franc Cafnik: RN Kontrola in zagotovitev kvalitete v procesih graditve objektov, Tehniška fakulteta Maribor, 1990.
4. Viktor Markelj: Prispevek k zasnovi in oblikovanju mostov, Zbornik 15. zborovanja konstruktorjev Slovenije, 1993.
5. Viktor Markelj: Viadukta na AC Razdrto—Čebulovica, Zbornik 16. zborovanja konstruktorjev Slovenije, 1994.

PRISPEVEK STATIČNI ANALIZI OBTEŽBE S PAROM ENAKIH SIL

UDK 624.046

SVETKO LAPAJNE

P O V Z E T E K

Avtor objavlja ugotovitve svoje študije upogibnih momentov na nosilcih, obremenjenih s parom enakih sil v razdalji αL . Rezultate, ki so za prosto ležeči nosilec splošno znani, dopolnjuje z rezultati za obojestransko in enostransko upeti nosilec. Prikazani so v preglednici in v diagramih.

S U M M A R Y

A CONTRIBUTION TO THE STATICAL ANALYSIS OF THE LOADING WITH A COUPLE OF EQUAL FORCES

The author presents the results of his study of bending moments on girders loaded by a couple of equal forces at different distances αL . To the generally known results for a free lying girder the author has added the results for the girder restrained at both or at one end. They are shown in the table and in diagrams.

Zelo veliko sodobnih vozil ima podvozje v obliki vozička, ki spaja dve enaki osi. To podvozje se ponavadi lahko vrtilno okrog vertikalne osi zaradi vožnje ovinkov. Zaradi tečajnih stikov podvozja sta obe osi deležni natanko enake obtežbe, če ni konstrukter predvidel drugačne rešitve. Nekaj primerov: štiriosna železniška vozila (Pulman), nekateri tovornjaki. Tudi žerjavni nosilci teko po žerjavni progji s posredovanjem ročice, na katero je pritrjen par enakih koles.

Znano je, da še pri prostoležečem nosilcu najneugodnejši položaj para enakih obtežb P v medsebojni razdalji αL v oddaljenosti ξL od ležišča, pri čemer mora biti kritični prerez z največjim upogibnim momentom enako daleč od simetrale, kot je oddaljenost težišča obeh sil od simetrale

nosilca na drugo stran. Ta razdalja znaša $1/4 \alpha L$, razdalja kritične točke od ležišča pa $\xi = (1/2 - \alpha/4)L$. Upogibni moment prostega nosilca pri tej obtežbi znaša:

$$M/PL = \xi(2 - \alpha) - 2\xi^2 = 1/2 - \alpha/2 + \alpha^2/8$$

Avtor članka je preštudiral isti problem za polno upeti nosilec, obojestransko in enostransko polno upetost pri predpostavki konstantnega vztrajnostnega momenta nosilca. Račun mu je dal naslednje formule:

Upetostni moment pri obojestranski upetosti v ležišču b :

$$-M_b/PL = \alpha^2(1 - \alpha) + \xi(2\alpha - 3\alpha^2) + \xi^2(2 - 3\alpha) - \xi^3 \cdot 2$$

Upetostni moment pri obojestranski upetosti v ležišču a:

$$-M_a/PL = \alpha(1-\alpha)^2 + \xi(2-4\alpha+3\alpha^2) - \xi^2(4-3\alpha) + \xi^3 \cdot 2$$

Največji pozitivni upogibni moment pod silo v položaju ξL :

$$+M_{max}/PL = -\alpha(1-\alpha)^2 + \xi(4\alpha-6\alpha^2+2\alpha^3) + \xi^2(4-9\alpha+6\alpha^2) - \xi^3(8-6\alpha) + \xi^4 \cdot 4$$

Kriterij za določitev vrednosti ξ je avtorju dal pogoj za ekstremno vrednost upetostnega in pozitivnega upogibnega momenta z odvajanjem funkcije in izenačenjem z 0. Vrednost ξ je drugačna za vsak upetostni moment in drugačna za največji pozitivni upogibni moment.

Za enostranski upetostni moment v ležišču b pri členkastem ležišču a se prej izračunani upetostni moment v b poveča za polovično vrednost izračunanega upetostnega momenta v ležišču a (za obojestransko upetost). Račun je dal naslednje formule:

Upetostni moment v ležišču b:

$$-M_b/PL = \frac{1}{2}\alpha(1-\alpha^2) + \xi(1-\frac{3}{2}\alpha^2) - \xi^2\frac{3}{2}\alpha - \xi^3$$

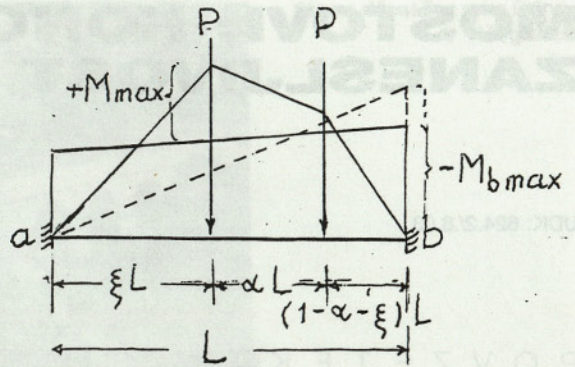
Največji pozitivni moment v polju:

$$+M_{max}/PL = \xi(2-\frac{3}{2}\alpha + \frac{1}{2}\alpha^3) - \xi^2(3-\frac{3}{2}\alpha^2) + \xi^3\frac{3}{2}\alpha + \xi^4$$

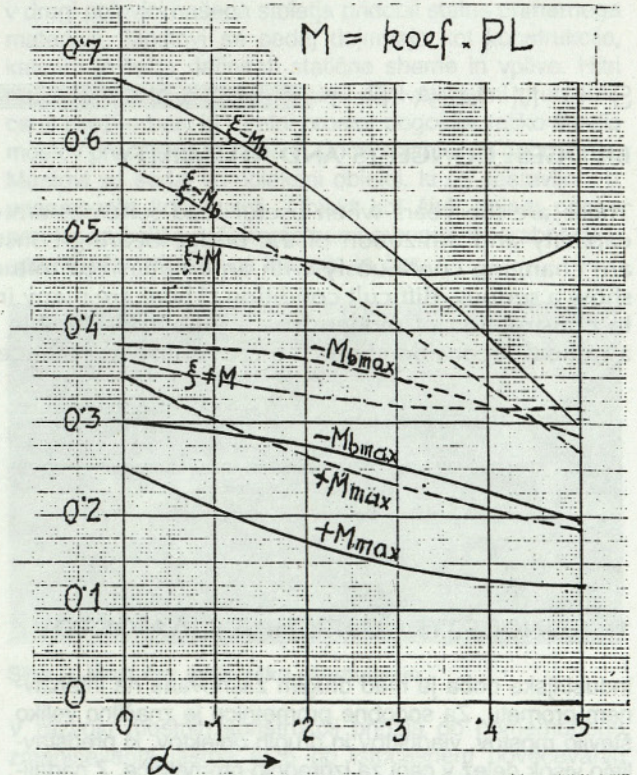
Tudi za enostransko upeti nosilec so bili dobljeni kriteriji za ekstremne upogibne momente s pomočjo odvoda funkcije.

Diagrami omogočajo odčitek vrednosti za ξ in pripadajoči upogibni moment M za poljubne razdalje enakih sil P: αL .

V vsakdanji praksi statika se bodo najpogosteje pojavljale konstrukcije z različno stopnjo elastične upetosti kot kontinuirani nosilci ali kontinuirane plošče prek treh polj, ali kot okvirne konstrukcije z upetostjo v stenah. Polna upetost bo le zelo redek primer. V takih primerih bo moral statik rešitev interpolirati med rezultati za prosto ležeči nosilec in vrednostjo za polnoupeti nosilec po priloženi preglednici.



M ————— Polna črta:
 ξ ————— za polno upetost
 v ležišču a
 M - - - - - Črtkana črta:
 ξ - - - - - za tečajno ležišče a



Preglednica rezultatov številčnega izračuna

| | α | 0 | 1/6 | 1/3 | 0,46 | 1/2 |
|--|------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Obojestransko upeti nosilec | ξ | 0,500 | 0,480 | 0,467 | 0,478 | 0,500 |
| | $+M_{max}$ | 0,250 | 0,181 | 0,140 | 0,126 | 0,125 |
| Enostransko upeti nosilec | ξ | 0,667 | 0,573 | 0,455 | 0,345 | 0,304 |
| | $-M_{max}$ | 0,296 | 0,283 | 0,244 | 0,204 | 0,191 |
| Oddaljenost kritičnega prereza od ležišča a: $\xi \cdot L$ | ξ | 0,366 | 0,336 | 0,317 | 0,315 | 0,318 |
| | $+M_{max}$ | 0,348 | 0,277 | 0,223 | 0,193 | 0,186 |
| Velikost ekstremnega upogibnega momenta: M = koef. P · L | ξ | 0,577 | 0,488 | 0,386 | 0,300 | 0,270 |
| | $+M_{max}$ | 0,385 | 0,373 | 0,338 | 0,297 | 0,282 |

MOSTOVI: KONCEPTI IN ZANESLJIVOST

UDK: 624.2/.8.03

MILENKO PRŽULJ

P O V Z E T E K

V teh letih se povečujejo sheme koristnih obtežb, novelirajo se pristopi k dokazovanju nosilnosti, uporabnosti in utrujanju mostnih konstrukcij. Predpisi za beton se neprestano spreminjajo s poudarjenim vplivom časovnih deformacij. Pregledi mostov opozarjajo na težko stanje. Veliko je podedovanih in novih zablod. Neizogibna je gradnja novih prometnic z velikim številom mostov. Čas je za temeljito analizo vsakodnevne prakse. Avtor skuša razmišljati v tej smeri.

S U M M A R Y

BRIDGES: CONCEPTS AND RELIABILITY

These are the years when useful load schemes are enlarged, and the approaches in proving the bearing capacity and utilization of the bridge bearing construction are being inovated. Regulations for concrete are changing continuously with an emphasized influence of the time deformations. Inspections of bridges show a serious, difficult condition. There are many inherited and new misunderstandings. A further motion in construction of modern roads with considerable number of new bridges, is expected. In is a time for a radical reconsideration of the established practice. An author tries to think in that sense.

1. KONCEPTI PROJEKTIRANJA MOSTOV

Industrijska doba je med drugim zasnovana na intenzivnem prometu. Za sodobne prometnice je značilno veliko število mostov, viaduktov in drugih objektov, ki predstavljajo visok delež v ceni za izgradnjo prometnice. Z nadaljnjim razvojem in modernizacijo prometa se rapidno veča število in velikost mostov kot tudi obtežb, ki jih mostovi prevzemajo. **Neizogibno se izpostavlja vprašanje, ali se naš odnos do mostov spreminja tako hitro, kot se menjajo pogoji in okoliščine, ki so vezane na nastanek, uporabo in trajnost mostov.**

V naši tradiciji, zavesti in izobrazbi se mostovi dojemajo

kot simboli in utilitarne zgradbe. Masivni kamniti mostovi, ki so bili zgrajeni v mestih in naseljih na lokacijah križanj človeških želja in potreb, so postali in tudi stoletja dolgo ostali simboli časa in trajanja.

Kamniti most čez reko Drino v Višegradu, znamenit kot "Na Drini čuprija", je bil grajen v letih 1571 do 1577 na stoletja pomembnem križišču poti. V vseh 415 letih obstoja most ni izgubil pomembnosti in predstavlja prekrasen primer mosta kot utilitarne zgradbe in mosta, ki je simbol časa in trajanja (slika 1). Skladna in močna kamnita ločna masa mosta se popolno ujema z močno reko Drino in njenim okoljem. Kamen kot konstruktivni material je v tem primeru doživel popolno afirmacijo.

Avtor:

Dr. Milenko Pržulj, redni profesor Građevinskega fakulteta v Sarajevu, samostojni svetovalec za objekte pri DDC, d.o.o., Ljubljana



Slika 1. Most čez reko Drino v Višegradu

Ko smo pred desetimi leti pričeli graditi nov most čez reko Drino, 1,5 km dolvodno od kamnitega mosta, smo želeli, da bi most poleg osnovnega namena vseboval še času gradnje primerno tehnično raven in tehnologijo gradnje. Prednapeti armirani beton in gredna konstrukcija sta bila neizogibna za 240 m široko in relativno nizko oviro.

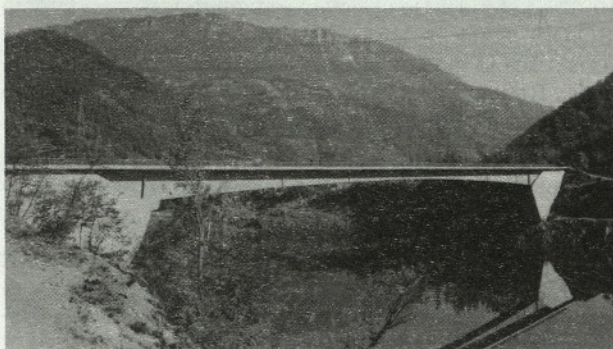
Varianta s tremi večjimi razpetinami 60+120+60 m, s paraboličnim intradosom in z dvema rečnima masivno in skladno oblikovanima stebroma ni mogla konkurirati gredni konstrukciji z razpetinami 7×35,00 m z montažnimi nosilci iz prednapetega betona in z rečnimi stebri iz po dveh uvrtnih kolov – stebrov. Vse manjši sta želja in prizadevanje, da bi prihajajočim rodovom zapustili lepe, trajne in skladne objekte.

V iskanju in izpostavljanju realnega razmerja do mostov je treba upoštevati dejstvo, da na sodobnih prometnicah obstaja veliko število mostov manjših in srednjih razpetin, ki pomembno vplivajo na ceno in hitrost izgradnje prometnic. Posamično projektiranje in gradnja teh mostov po subjektivnih nagnjenjih in nivoju znanja ter izkušenj projektanta je že preseženo in anahronično. Ekonomičnost, hitrost in tehnologija gradnje pogojujejo, da se skupine mostov projektirajo in gradijo kot celota z izkoriščanjem vseh prednosti unificiranosti, serije in industrijskega načina gradnje.

Projektiranje velikih mostov na novih prometnicah in v mestih daje možnost in hkrati obvezuje vse udeležence, da v polni meri upoštevajo specifičnosti lokacij in naravnih ambientov z izkoriščanjem prednosti, ki jih ponujajo novi materiali, nova oprema in tehnologija, in ki dajejo možnost za avtorski prispevek z elementi novosti in originalnosti. Tovrstni mostovi so tudi simboli časa, v katerem so zgrajeni, in morajo ohraniti magični vtis, ki ga pomembni mostovi ustvarjajo s svojo pojavo.

V evoluciji našega videnja o mostovih, ki meji z globalno definicijo, so se mostovi različno dojemali in definirali. V srednjem veku so bili mostovi močne uporabne zgradbe, ki so ostale kot simboli trajnosti. Z uvedbo jekla kot gradbenega materiala pred več kot 200 leti in z razvojem teorije konstrukcij se je pričel most definirati kot statično čista konstrukcija z nedvoumnim prenosom sil in vplivov.

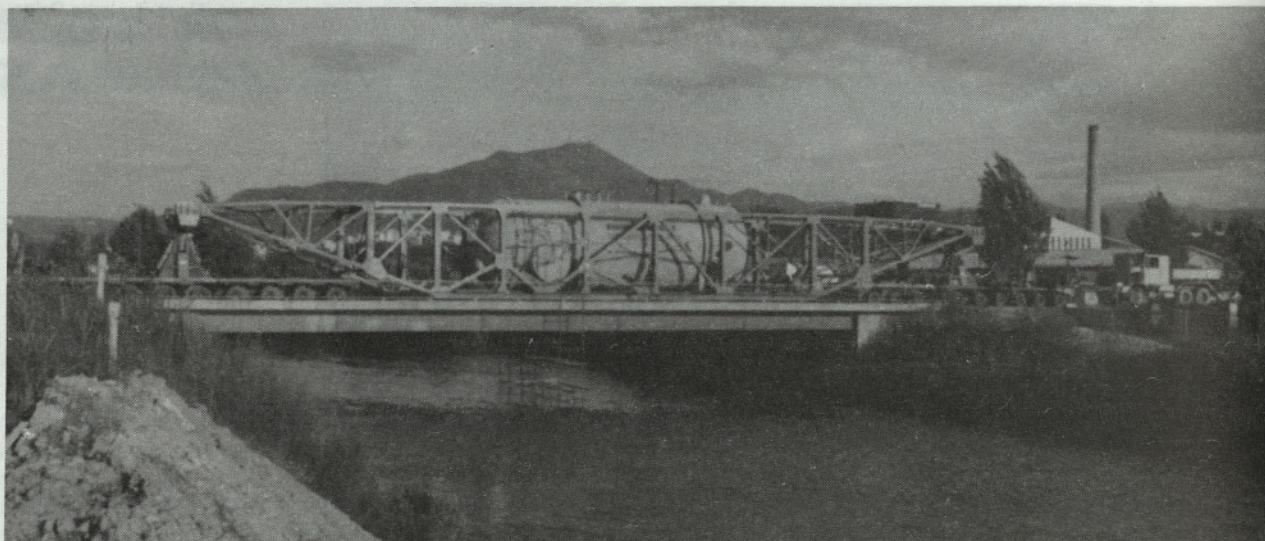
Na začetku dvajsetega stoletja vstopi beton v konkurenco materialov, ki so uporabni za gradnjo mostov, tako da je v drugi polovici našega stoletja pridobil status primarnega materiala. Mostovi se sedaj dojemajo kot konstrukcije, katerim je težje definirati statične sheme in vplive. Hitri razvoj prometa z raztegnjenimi deniveliranimi prometnicami skozi urbani in ruralni prostor pogojuje veliko število mostov precejšnje dolžine in širine z zahtevno geometrijo. Mostovi so sedaj kompleksni objekti, ki so sestavljeni iz posameznih konstrukcij. Objekt kot širši pojem odpira prostor za boljše definiranje namembnosti, uporabnosti in sprememb, vezanih na lokacijo in čas.



Slika 2. Most čez jablaniško akumulacijo

V razvoju mostnih konstrukcij prihaja do pomembnega zmanjševanja lastne teže ob istočasnem povečevanju koristne obtežbe. Razmerje koristne obtežbe glede na lastno težo se spreminja od 1/10 do 1/1. Mostovi postajajo elastični mehanizmi, ki jih intenzivni promet težkih vozil in naravno okolje obremenjujeta, obrabljata in utrujata. Medtem ko imajo težka vozila omejeno dobo trajnosti, izraženo s kilometri in starostjo, ob stalnem servisiranju in zamenjavah dotrajanih delov ohranjajo mostovi status objektov, ki jih je dovolj le zgraditi. Sprememba dolgoletne prakse je dolg proces.

Povratne informacije iz detajlnih pregledov in podatkovnih bank o mostovih, spreminjajo način konstruiranja, izbire materiala in statičnega modeliranja in ponujajo možnost naknadne valorizacije mostov v eksploataciji.



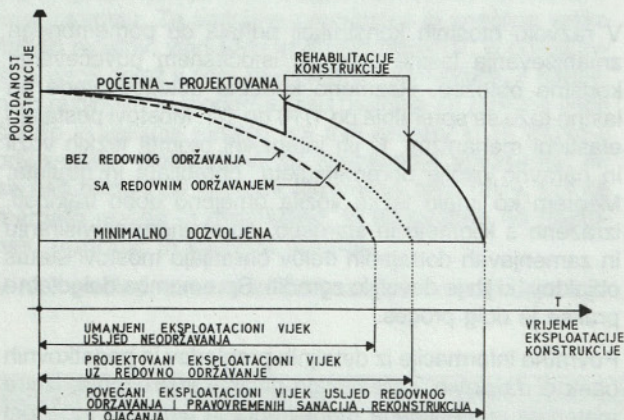
Slika 3. Prevoz specialnih bremen skupne teže 4000 kN preko sodobnega mosta, ki je bil projektiran za vozilo 600 kN in $p = 5 \text{ kN/m}^2$.

2. ZANESLJIVOST – TRAJNOST MOSTOV

Zanesljivost je relativno nov in vseobsegajoč termin, ki istočasno opisuje nosilnost, uporabnost in trajnost. Osnovni principi za kontrolo zanesljivosti konstrukcij so definirani v JUS U.C7.010 z neobvezno uporabo z leta 1987. Ta standard je usklajen z mednarodnim standardom ISO/DIS 2394 iz leta 1984. Nosilnost in uporabnost konstrukcij in mostov sta bolj raziskani in definirani kategoriji. Trenutno je v težišču raziskav in iskanju ustreznih definicij trajnost (zlasti pri mostovih).

Na sliki 4 je prikazan že znani, tukaj nekoliko modificirani grafični prikaz zanesljivosti konstrukcije v eksploatacijskem času v odvisnosti od vzdrževanja in rehabilitacije.

Zanesljivost – trajnost mostov se s časom zmanjšuje kot posledica lastnosti same mostne konstrukcije in kot rezultat niza pričakovanih in stohastičnih pojavov v času eksploatacije.



Slika 4

Trajnost mostov je mogoče definirati kot čas, v katerem most ohranja svoje osnovne lastnosti (varnost in uporabnost) in osnovni namen v dovoljenih mejah.

Trajnost mostov je odvisna od štirih skupin vplivov:

- lastnosti nosilne konstrukcije
- vplivi okolja
- vplivi prometne obtežbe
- vplivi neprimerne vzdrževanja.

2.1 Vpliv lastnosti nosilne konstrukcije mostu na trajnost

Na lastnosti nosilne konstrukcije se vpliva z izbiro osnovnega koncepta nosilne konstrukcije, z rešitvijo konstruktivnih detajlov in zvez, z izbiro kvalitete materialov, s postopki in nivojem gradnje, z izbiro in realizacijo opreme mosta (ležišča, dilatacije, izolacija, vozišče, odvodnjavanje, ograje, rešitev hodnikov za pešce). Vpliv vsake od navedenih lastnosti na trajnost mosta je možno posebej elaborirati vključno z njihovo odvisnostjo.

2.2 Vpliv okolja

Vpliv okolja se najizraziteje kaže z atmosferskimi vplivi, z vetrom, z vlažnostjo, s temperaturnimi spremembami, ki so odvisne od geografskega položaja in nadmorske višine.

Atmosfera, ki obkroža most, je lahko naravno ali umetno agresivna, kar je treba posebej raziskati na vsaki mikrolokaciji mosta in upoštevati pri projektiranju, gradnji in vzdrževanju mosta. Med bistvene vplive okolja se uvršča tudi zaščita mostov pred poledico z uporabo soli. Posebej se opozarja na vpliv temperaturnega gradienta na spremembe napetostnega stanja v nosilnih konstrukcijah, na katerega je možno vplivati med ostalimi tudi s konceptom zasnove nosilne konstrukcije.

2.3 Vpliv prometne obtežbe

Pravilna analiza vpliva normativnih obtežb na nosilnost in uporabnost mostnih konstrukcij je poznana in dovolj obdelana. Problem predstavlja pravilna ocena normativne obtežbe v daljšem času uporabe mostov. To vprašanje ostaja odprto in ga je potrebno posebej preučiti v kontekstu uporabne periode prometnic.

Neravne površine vozišča na mostovih v veliki meri povečujejo dinamične vplive na celotni konstrukciji, same voziščne plošče pa trpijo zaradi direktnih udarcev in nevarnostjo prebojev.

2.4 Vplivi neprimerne vzdrževanja

S permanentnim, pravočasnim in primernim vzdrževanjem mostov je mogoče, da se v normalnih pogojih uporabe in ob predpostavki, da so optimalno izpolnjeni pogoji iz točk 2.1, 2.2 in 2.3, ohrani varnost in uporabnost mostov nad minimalnim dovoljenim nivojem v celotnem času uporabe. Da bi se lahko organizirala ustrežna služba za vzdrževanje, morajo investitorji planirati z letnimi sredstvi v višini 1,5–2% od investicijske vrednosti mostov. Mostove je treba družbeno ovrednotiti kot tudi ostalo investicijsko opremo, vse ostalo pa je seveda samoumevno.

2.5 Nekaj razmišljanj o dobi trajnosti mostov in o konstrukcijskih predpostavkah

Normativno definiranje dobe trajanja mostov je postalo neizogibno. Do sedaj je bilo to storjeno le v predpisih Velike Britanije. Doba trajanja mostov mora biti različna, vendar ne po materialih, iz katerih je zgrajena nosilna konstrukcija, ampak po namebnosti, lokaciji v prometni mreži in v odvisnosti od eksploatacijske dobe prometnice.

Preseženo je mnenje, da se jeklenim mostovom doba trajanja omejuje na 80 let, betonskim pa na 100 let. Na prometnicah je mnogo večje število jeklenih mostov, starih prek 80 let, in betonskih mostov, mlajših od 50 let, ki jih je treba rekonstruirati in ojačiti.

V definiranju osnovnih lastnosti jekla in betona sta sedaj realnejši naslednji trditvi:

- jeklo je dober material za mostove, ker ga je možno, poleg ostalega, zanesljivo in varno zaščititi pred korozijo in vremenskimi vplivi;
- beton je dober material za mostove, vendar še vedno ni mogoče zagotoviti njegove trajne zaščite pred korozijo in vremenskimi vplivi.

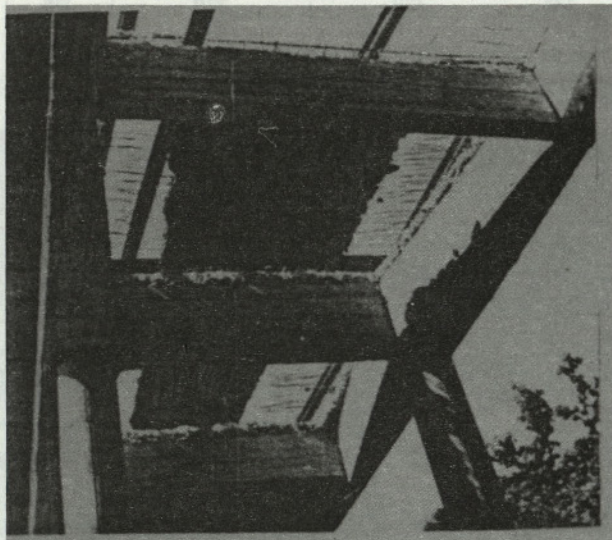
Doba trajanja mostov je nujno treba selektivno definirati po posameznih sestavnih elementih:

- oprema mosta (ležišča, dilatacije, oprema za odvodnjanje, ograje, izolacija, vozišče), 15–25 let;
- voziščna plošča mosta, 30–50 let;
- nosilna konstrukcija mosta (brez voziščne plošče), 80–100 let;
- stebri in temelji, 130–150 let.

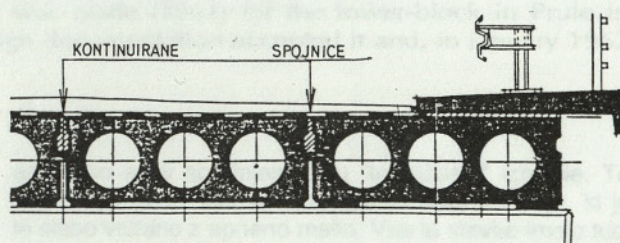
Da bi se omogočila zamenljivost mostnih elementov, so

nujno potrebne spremembe v konceptu sestavnih elementov in v konstrukciji mosta kot celote. V projektu mosta je treba nakazati dobo trajanja vseh elementov in opozoriti na način servisiranja in na zamenjave.

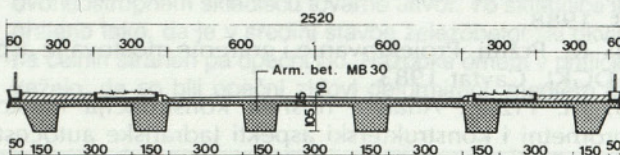
Prečni prerezi grednih mostov bi morali biti konstruirani tako, da bi ohranili stabilnost v času gradbenih del pri zamenjavi voziščne plošče. Pri armiranobetonskih grednih kontinuirnih nosilcih je potrebna posebna skrb in analiza pri zamenjavi plošče v coni nad vmesnimi podporami.



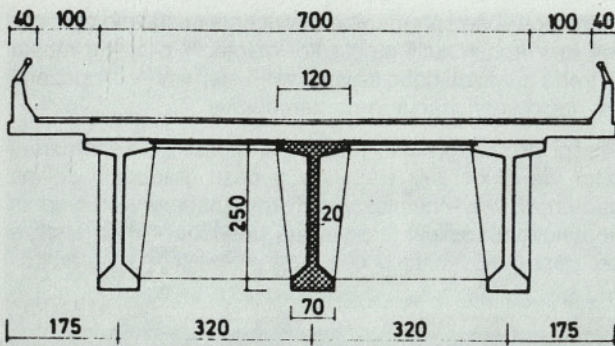
Slika 5. Zamenjava voziščne plošče na armiranobetonskem grednem mostu po 15 letih uporabe.



Slika 6. Koncept prečnega prereza mostu, ki je težek za kontrolo in vzdrževanje. Manjše poškodbe ogrožajo nosilno konstrukcijo.



Slika 7. Z vidika kontrole, vzdrževanja in trajnosti boljši koncept lažje betonske nosilne konstrukcije.



Slika 8. Možna zamenjava voziščne plošče brez ogrožanja stabilnosti "pokritih" glavnih nosilcev.

S temi slikami je prikazano, da je voziščna plošča najbolj ogrožen element nosilnih konstrukcij in da je potrebno opraviti resno študijo za nujno spremembo načina konstruiranja, statične analize, materiala in načina vzdrževanja.

Pri starih mostovih so bili temelji najbolj ogrožen element, ker niso obstajale tehnične možnosti za povezavo temeljne blazine s skalnato podlago, kadar je bila slednja v večji globini.

Pri sodobnih mostovih so zaradi vse pogostejše uporabe uvrtenih kolov velikega premera postali temelji zanesljiv element konstrukcije, precej pa so še nezavarovani stebri, še zlasti visoki rečni stebri.



Slika 9. Zamenjava poškodovane voziščne plošče na sovprežnih cestnih mostovih.

LITERATURA

1. K. Tonković, Vrijeme u građevinarstvu, Naše građevinarstvo, br. 6, Beograd 1986.
2. V. Čandrić, Prvaci razvoja betonskih konstrukcija, Ceste i mostovi, Zagreb, Vol. 34, br. 6 i 7, 1988.
3. B. Zakić, Problemi određivanja veka trajanja betonskih mostova. Ceste i mostovi, Zagreb, Vel. 34, br. 3, 1988.
4. M. Pržulj, Projektovanje i građenje mostova iz aspekta vijeka trajanja i troškova održavanja, VII. kongres SDGKJ, Cavtat 1983.
5. M. Pržulj, Analiza nosivih konstrukcija mostova nakon šire primjene prednaprezanja. Simpozij, prometni i konstruktorski aspekti Jadranske autoceste, Dubrovnik 89.
6. J. Radić, Prosudba utjecaja na trajnost mostova u Hrvatskoj, Znanstveni kolokvij Mostovi, Brijuni VI/91.
7. R. Folić, Trajnost, procena stanja, sanacije i pojačanje betonskih konstrukcija. DGKM, Simpozij, Ohrid IX/91.

PRVE POBUDE ZA PROTIPOTRESNO GRADNJO IN PREDPISE V SLOVENIJI

UDK 624.131.55:340.13

MARKO BREZNIK

POVZETEK

Sodelavci Geološkega zavoda LRS smo v poznih petdesetih letih opozarjali na premajhne potresne sile pri projektiranju in gradnji stavb. Opisali smo posledice potresa VI.–VII. MCS stopnje v Ilirski Bistrici v januarju 1956 in poudarili potrebo po močnih horizontalnih vencih in vezeh.

Povečanja potresnih sil iz študije za stolpnice Pražakova – Streliška (1959) okrajna revizijska komisija ni sprejela. Podoben predlog za stolpnico na Prulah v Ljubljani (1961) je republiška revizijska komisija sprejela in v januarju 1962 naročila spremembo potresnih predpisov.

SUMMARY

FIRST INITIATIVES FOR ASEISMIC CONSTRUCTION AND AN ASEISMIC CODE IN SLOVENIA

In the late 1950s the experts of the Geological Survey of Slovenia pointed out that the seismic forces prescribed by the Yugoslav code for the Design and Construction of Buildings of 1948 were too small for proper seismic safety calculations. The consequences of the earthquake which occurred in January 1956 in the Ilirska Bistrica Region, reaching an intensity of VI to VII on the MCS scale, were investigated and reported on, and the importance of providing strong horizontal tie-beams or tie-bars was emphasised.

When it was proposed (1959) that the calculated seismic loads for tower-blocks to be built on Pražakova and Streliška streets be increased, the district board for the revision of design documentation rejected this proposal. However, when, later, a similar proposal was made (1961) for the tower-block in Prule in Ljubljana, the Republics Board for the revision of design documentation accepted it and, in January 1962 ordered the preparation of a changed seismic code.

POTRES IN PREDLOG PROTIPOTRESNE GRADNJE V 1956. LETU

Prvi večji potres po vojni je bil 31. januarja 1956 v Ilirski Bistrici. Z geologom Mariom Pleničarjem, sedaj akademikom SAZU, sva za nedeljsko številko Ljudske pravice 5. 2. 1956 napisala "pomiritevni" članek z nasveti za protipotresno gradnjo: "... Najmočnejši je bil prvi sunek... tako močan se ne bo več ponovil... Najbolj prizadete Ilirska Bistrica in okoliške vasi Topolec, Jasen in Koseze... solidno grajene stavbe niso bile poškodovane, samo v ometu so na nekaterih mestih nastale tanke razpoke. Pri nekaterih starejših stavbah so poškodbe hude, čelni zidovi so se nagnili navzven, v zgornjem delu do 15 cm,

ali pa so se v spodnjem delu "trebušasto" izbočile. Te stare hiše imajo zidove iz neobdelanega kamenja, ki je le slabo vezano z apneno malto. Vse te stavbe imajo tudi slabo horizontalno povezavo na vrhu zidov... Tudi poškodbe v cerkvi v Ilirski Bistrici in v kapeli v Jasenu so nastale zaradi preslabih horizontalnih vezí. Hude poškodbe so nastale na tistih novih stavbah, ki nimajo armanobetonkega venca ali zidne vezi pod ostrejšem. Pri takih stavbah so se nagnili čelni zidovi do 15 cm navzven. Resne poškodbe so nastale tudi v novem dvonadstropnem skladišču tovarne Javor. To skladišče je grajeno tako, da je v sredini stavbe železobetonski okvir, na čelnih straneh pa opečni zid. Razpoke ometa v pritličju kažejo, da so bili opečni zidovi deformirani, medtem ko

Avtor:

Dr. Marko Breznik, dipl. inž. gradb., dipl. inž. geol., upok. prof., Hidrotehnična smer FGG, Univerza v Ljubljani

je železobetonski okvir nepoškodovan. Na podlagi poškodb stavb lahko ugotovimo, da so pri vseh stavbah, vključno pritličnih, armiranobetonski venci ali železne zidne vezi odločilnega pomena za odpornost stavb proti potresu... kombinirane armiranobetonske opečne konstrukcije niso primerne... Epicenter v Snežniškem pogorju... potres med šesto in sedmo stopnjo... Geološki zavod se bo s tem problemom še nadalje ukvarjal..."

PREDLOG PROTIPOTRESNE GRADNJE IN PREDPISOV V LETU 1959

Raziskovali smo pogoje temeljenja mnogih visokih stavb v Ljubljani. Na revizijski komisiji za temeljenje leta 1958, za stolpnico v Kidričevi ulici za Narodnim domom, sem menil, da so potresne sile v jugoslovanskih predpisih iz leta 1948 premajhne. Predlagali so, da naj to obdelamo v elaboratu, kar je bila zelo težavna naloga, ker nismo imeli literature. Pri zbiranju literature mi je največ pomagal prijazen sosed inž. Leon Skaberne.

Elaborat smo priložili poročilu o fundaciji stolpnic v Pražakovi ulici (Geološki – Breznik, 28. 4. 1959) citiram: "...vprašanje potresne varnosti pri nas premalo upošteva... vprašanje sil, dimenzioniranje stavb in poškodb na stavbah podrobnejše obdelati... po podatkih literature horizontalni pospešek potresa za potres VI stopenj MCS 0,5–1,0%, za VII MCS 1,0–2,5, za VIII 2,5–5,0, za IX 5–10 in X MCS 10–25% pospeška prostega pada... se inteziteta poveča za 1 stopnjo MCS v premočenem pesku in slabo nosilnih tleh do 1,5 kg/cm²..."

Dimenzioniranje stavb... "Klasičen" način dimenzioniranja stavb na potres je obremenitev stavb s horizontalnimi silami, ki so podane s koeficientom udarca v % od vertikalnih sil... teoretično ni neoporečen, ker ne upošteva pojavov nihanja. Izkušnje... stavbe porušijo večinoma pri prvem udarcu in ne zaradi nihanja... Nihanje lahko postane nevarno pri visokih vitkih gradnjah Račun nihanja je kompliciran in... še ni zadovoljivo rešen... Nemški predpisi predvidevajo npr. 100% povišanje koeficienta udarca za stavbe s 6 ali več nadstropij in za zgradbe v obliki stolpa..."

Jugoslovanski predpisi iz leta 1948 so upoštevali za VIII potresno cono 1,5–2,25% ter za IX in X 2 do 3% horizontalne sile ne glede na temeljna tla... so bili rušilni potresi v Ljubljani: 29. 3. 1000, 25. 1. 1348, potres, ki je porušil Beljak, 12. 7. 1509, 14. 9. 1509, ? 1510, 6. 3. 1511, močnejši kakor 14. 4. 1895, 24. 3. 1511, 21. 2. 1615, 4. 12. 1690, 6. 2. 1794, 14. 4. 1895... Sklepi: Sodimo, da so horizontalne sile za obremenitev stavb v potresnih ozemljih, po Privremenih tehničnih predpisih premajhne... naj bodo horizontalne sile za statični preizkus stavb v Ljubljani 5–10% oziroma 10–15% vertikalnih sil, pri čemer naj se dopustne napetosti materiala povečajo za 100%. Odstotek horizontalnih sil naj se spreminja glede na sestavo temeljnih tal in višino stavbe. Posebno pozornost je treba posvetiti konstruktivnemu izoblikovanju stavbe, predvsem togosti v horizontalni smeri in pravilni izbiri gradbenega materiala. Konstrukcija stolpnic po se-

danjem konceptu, z nearmiranimi betonskimi stenami v žilindrih zidkih in s stenami, ki so z visokimi vrati in visokimi okni razrezane v posamezne ozke elemente, verjetno ne bo mogla prevzeti povečanih horizontalnih sil. V tem primeru sedanja konstrukcija stolpnice po našem mnenju ni primerna.«

Na to kritiko se je odzval investitor stolpnic Okrajni ljudski odbor Ljubljana 13. 5. 1959 z vabilom Komisije za revizijo projektov dne 15. 5. 1959. Citiram: "predmet razprave: 1. Splošna problematika varnosti stolpnic v Ljubljani ob potresih. 2. Konkretni konstrukcijski ukrepi za potresno varnost predvidenih novih stanovanjskih stolpnic ob Streliški ulici v Ljubljani. Pripomba: ... Geotehničnega poročila o fundaciji stolpnic v Pražakovi ulici, ki ga je napravil Geološki zavod v Ljubljani... Eksperti: inženirji Breznik, Geol. zav., dr. Šuklje, dr. Kuščer, dr. Ribarič, Ferjan, ZRMK, Smrekar, Slovenija proj., Kregar, rep. gradb. inšp., Sekr. za urb., stan. izgr. LRS, Uršič, pom. dir. Gradisa. Revizijska komisija inženirji Černivec, OLO predsednik, Prezelj, Sekt. za urb., stan. izgr. LRS, Čadež, Sek. za ind. LRS, Čepon, Göstl, Erbežnik, Derganc, Lenarčič, vsi OLO, Assejev, Tajn. za gradb. in ind."

Na razpravi so bila mnenja deljena, eni smo sodili, da so potresne sile premalo upošteevane, drugi so se bali povečanja stroškov gradnje ali celo prepovedi takšne gradnje, stolpnice v Streliški ulici so npr. opečne zgradbe. Projektant inž. Vodopivec je povedal, da bi zdržale 10% horizontalno potresno silo. Inž. Turnšek, direktor ZRMK, je nasprotoval našemu predlogu, ki ga komisija potem ni sprejela. Zato sem študijo dopolnil in Gradbeni vestnik je objavil moj članek Varnost stavb ob potresih 1960, str. 69–76. V sredi junija 1959 sem že odpotoval za nad tri leta v Sirijo, kjer je Geološki zavod skupno z zagrebško Geotehniko izvrtal za sirijsko vlado 80 vodnjakov za pitno vodo, globokih od 100 do 350 m, in Geotehnika 40 raziskovalnih vodnjakov za Združene narode.

PREDLOG PROTIPOTRESNE GRADNJE IN PREDPISOV V 1961 LETU

V letu 1961 je želel Državni arhiv LRS zgraditi 45 m visoko stolpnico poleg njihove zgradbe na Prulah. Geološki zavod je izvrtal sondažne vrtnice in izdelal »Poročilo o pogojih temeljenja stolpnice« 13. 4. 1961, katerega del sta študiji inž. Drnovška in dr. Ribariča. Inž. Drnovšek piše... »da je bila predvidena stolpnica Državnega arhiva (ni bila izgrajena, op. Breznik) dimenzionirana glede na potres po klasični statični metodi ob upoštevanju 2% potresne stopnje, kot to zahtevajo jugoslovanski začasni tehnični predpisi-statika prof. inž. Lapajne... v Ljubljani za računati potresne stopnje 10% in celo več. Te vrednosti so pa mnogo višje od onih, ki jih navajajo jug. PTP predpisi... rezonančnih pojavov... Na Japonskem se za določitev lastne periode nihanja konstrukcij uporablja enostavna Briskejeva enačba... Sklepi:

1. Vse nižje objekte je treba še nadalje dimenzionirati po klasični statični metodi... v odvisnosti od poteka potresnih con naj se upoštevajo v Sloveniji stopnje potresa od 5 do 10% in v Ljubljani 10% g.

2. Za vse gradbene objekte, ki so višji od 10 nadstropij, je treba s posebno dinamično analizo dokazati, da perioda lastnega nihanja stavbe ne leži v resonančni legi s potresnim nihanjem.

3. Republiška komisija za revizijo projektov naj po odločitvi o zgornjem problemu sklepa o dopolnitvi jugoslovanških PTP predpisov ter sproži ustrezen postopek.«

Kratek povzetek priložene študije dr. Ribariča je naslednji: »... Maksimalna intenziteta potresa... 9° po MCS skali približno 10 % g potres 14. 4. 1895: intenziteta v epicentru 9° MCS, maksimalni pospeški 10 % g, polmer isoseiste (9°) 5,1 km in (8°) 10,4 km, magnituda $M = 5,7$, perioda prevalentnih seizmičnih valov 0,34 sek, trajanje 2,6 sek maksimalne faze, maksimalna amplituda »idealiziranega« terena okoli 0,3 cm,

Sklepi: 1. opuščati gradnje visokih stavb, ki niso potresno varno grajene v Ljubljani in okolici, 2. opustiti temeljenje v bližini aktivnega preloma, 3. gradnja stolpnic od 10 nadstropij navzgor je v Ljubljani neprimerna in nevarna.«

Drnovšek je objavil članek »Dimenzioniranje visokih stavb na potres«, Geologija 1961, 6 knj. (1960) 296–302.

Potres leta 1961 v Agadirju v Maroku je povsem porušil večnadstropni hotel armiranobetonske konstrukcije. Od hotela so ostale medetažne plošče, z žrtvami med njimi, montažni stebri so se zdrobili v spojih. Fotografije so pretresle svet.

Prof. dr. inž. M. Marinček je 20. 10. 1961 pisal na Izvršni svet LRS: »... štipendist UNESCO na študiju v ZDA... v Kaliforniji... potresno območje... problem vpliva na masivne zgradbe... slike iz Mexico City po potresu 1957... članek Breznika o varnosti zgradb ob potresih v Gradbenem vestniku... nujno dolžnost... opozorim naslov na važnost problematike varnosti zgradb proti potresu... in urediti predpise.«

Na vse te predloge in pritiske se je morala odzvati tudi »oblast«. Republiška komisija za revizijo projektov je sklicala 12. 1. 1962 obravnavo problematike varnosti visokih stavb glede na potres zaradi študije Geološkega zavoda o temeljenju stolpnice Državnega arhiva. Udeleženci so bili inženirji: Čadež, pom. sekr. IS za ind. in obrt, Pajk, predsednik rep. rev. kom., Čepon, Čepon, rep. gradb. inšp., Jeran, rep. urb. inšp. Poročevalci: prof. Lapajne, prof. Šuklje in prof. Kuhelj. Strokovni svetovalci: Bubnov, Vodopivec, prof. Prelog, prof. Marinček in Smrekar. Vabljeni so bili še prof. Dominko in dr. Ribarič za Astr.-geof. observ. Univerze, Maček in Kolarič za Drž. arhiv, Vidic, Geol. zav., Puh, ZRMK in Petrovčič, Zbor. za ind., rud., gradb. Mnenja in sklepov poročevalcev nisem videl, iz razprave pa so zanimivi naslednji povzetki: »... prof. Prelog... primer stolpnice za izvršni svet na Trgu revolucije, kjer je vzeta 8 % mera za izračun potresnih vplivov glede na togo konstruktivno izvedbo armirane stene – in glede na ugodne rezultate resonance (mišljena je bila verjetno prvotno načrtovana 26-nadstropna stolpnica izvršnega sveta, za katero je bila izračunana nihalna doba za osnovni ton $T_1 = 1,67$ sek, opom. Breznik) odstotek horizontalne sile izračuna pri stolpnica na

Hrvatskem trgu in Kidričevi ulici pa je vzeta ca. 6 % ... preizkus na 10 % ne daje zagotovila, da ne bodo opečne stene že pri 4. stopnji potresa vržene iz svojih ležišč... dr. Ribarič... polagati veliko važnost vrsti tal... inž. Vodopivec poroča iz svoje prakse, da so bile stolpnice v Roški ulici (enake kakor v Streliški, op. Breznik)... računane sicer le na 2 % vertikalne obtežbe po PTP predpisih, vendar pa je izvršen dodatni preizkus tudi za obremenitev 10 %. Razen tega so podzvati pri teh stolpnica konstruktivni ukrepi za konsolidiranje stavbe, tj. toge stene, močne vezi itd.«... inž. Bubnov... »konstruktivne ukrepe, ki se uporabljajo v Franciji za ublažitev sunkov – amortizerji«, prof. Kuhelj... »tudi v Rusiji, kjer so uporabili nihalne stene na tečajih...« inž. Čadež... »dalj časa potreba po reviziji zastarelih PTP predpisov glede potresnih vplivov... prof. Marinček... pozdravlja čimprejšnjo izdelavo predpisov... Po končani debati so soglasno sprejeli sklepe: obstoječi PTP predpisi so glede potresov pomanjkljivi... problem naj se obravnava v zveznem okviru... nujnost, čimpreje v okviru LR Slovenije začasno korigirati obstoječe tehnične predpise z upoštevanjem analognih predpisov v tujini... skladu Borisa Kidriča... potrebna sredstva za študij seizmičnih pojavov.«

V tem obdobju je bilo pomembno tudi raziskovalno in publicistično delo dr. V. Ribariča z Astronomsko-geofizikalnega observatorija Univerze, s katerim smo tesno sodelovali.

Kolega inž. Drnovšek in jaz na tej strokovni obravnavi in poznejši izdelavi slovenskih potresnih predpisov nisva sodelovala, ker sva bila v tujini. Žena mi je sicer v Sirijo pisala, da so me s Sekretariata IS iskali, vendar sem se vrnil šele v avgustu 1963.

Po vrnitvi sem med večmesečnim neplačanim dopustom poravnal 12 let star »dolg«, izdelal diplomsko nalogo in diplomiral še iz geologije. Spomladi sem se zaposlil v Projektivnem biroju GP Tehnika, ki mi je omogočil poleti 1964 udeležbo na velikem mednarodnem simpoziju o potresu v Skopju. Vsi jugoslovanski strokovnjaki so tarnali o naravni nesreči, ki je prizadela Skopje, in o škodi, ki jo je povzročila. V diskusiji sem povedal, da ni vsega kriva narava, ampak tudi naši tehnični predpisi, ki so predvideli samo okrog 2 % horizontalno potresno silo. V LR Sloveniji smo na to opozarjali že od leta 1959 in pred skopskim potresom izdali nove protipotresne predpise. Ne vem, ali je moja diskusija prišla v zapisnik.

Japonci so se predvsem zanimali, kakšna je povratna doba potresov v Skopju, ko so slišali par sto let, so rekli enkratni dogodek, ker so navajeni na nekaj desetletne povratne dobe.

14-nadstropni hotel Makedonija je bil nepoškodovan. Statika so po potresu dajali drugim za zgled, pred potresom pa so ga javno kritizirali, da je porabil preveč armature.

Z barvo so bila označena poslopja, ki jih bodo zaradi poškodb porušili, vsa pa so bila odkupljena iz zveznih sredstev. Več udeležencev je vprašalo, zakaj bodo porušili 100 m dolgo 4 nadstropno solidno grajeno upravno ali

šolsko zgradbo z le malo razpokami v središču mesta. Pravega odgovora takrat ni bilo. Čez 12 let sem videl, da je na tem mestu glavna mestna prometnica; tudi cesta do Ohrida je bila takrat mnogo boljša kakor iz Ljubljane do Celja.

Vse popotresne raziskave so bile plačane iz zveznih sredstev. Hipocenter potresa v Skopju je bil v globini

okrog 5 km. Predlagali so izvrtati 6 km globoko vrtino, da »bi videli, kaj je tam doli«. Prof. Šuklje je na revizijski komisiji za raziskave to preprečil, ker je bilo vnaprej jasno, da kakega rezultata ne more biti. Na simpoziju je ruski strokovnjak na vprašanje beograjskega geologa zatrdil, da je bila vrtina nujna. V literaturi pa niso znane takšne raziskave.

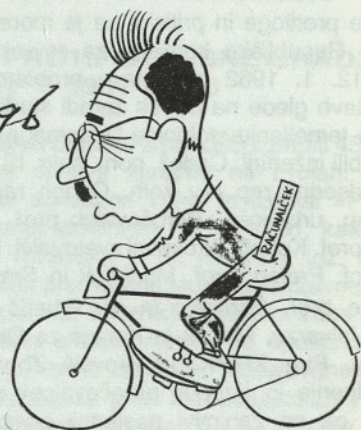
LITERATURA

1. Breznik, M. 1960, Varnost stavb ob potresih, Gradbeni vest. št. 75-76, 69-76.
2. Drnovšek, J., 1961, Dimenzioniranje visokih stavb glede na potres. Geologija 6. knjiga (1960), 296-302.
3. M. B.-M. P., 1956, O potresu v Ilirski Bistrici, Ljudska pravica 5. 2. 1956.
4. Geotehnično poročilo o fundaciji stolpnice v Pražakovi ulici. Vključeno Potresna varnost stavbe. stran 17-31. Geološki zavod (Breznik) 28. 4. 1959.
5. Poročilo o pogojih temeljenja stolpnice Državnega arhiva LRS v Ljubljani na Gruberjevem nabrežju. Vključeno Drnovšek: Varnost konstrukcije napram potresu, 12 str. Ribarič: Možni premiki in periode potresnih valov ob potresih v Ljubljani in njeni neposredni okolici. 8. str. Geološki zavod (Drnovšek, Vidic, Pajek) 13. 4. 1961.

Uredništva 'Gradbenega Vestnika'
 Prijete praznične,
 srečno, uspešno novo leto 1996
 posebej kolegi Čaisnič
 želi vaših starih
 sodelavec
 Svetko

Prof. ing. LAPAJNE SVETKO
 Bogiščičeva ulica 1, Ljubljana (SLO)

14.12.95



NAJBOLJ TIPIČEN PRIMER
 PREMIČNE IN KORISTNE
 SIMETRIČNE OBREHENITVE

POZDRAVNE BESEDE
UPOKOJENEGA PROFESORJA INŽENIRJA
SVETKA LAPAJNETA
KONGRESU KONSTRUKTERJEV NA BLEDU,
DNE 10. 10. 1995

PREDRAGI KOLEGI KONSTRUKTERJI, TOVARIŠI V DELU,
PREDRAGO VODSTVO KONGRESA!

Najprej se Vam iz srca zahvaljujem za častno povabilo na ta kongres. V kratkem bom star 84 let, to pa pomeni starčka. Verjetno sem zadnjikrat na našem zborovanju, saj imam starostne težave s spominom.

V teh letih sem si pripravil bilanco svojega inženirskega dela: Vse življenje sem posvetil dobremu znanju in napredku stroke in tako nudil domovini, naši skupnosti največ, kar sem mogel. Domovina pa te moje pripravljenosti ni izkoriščala, tudi mene ne v polni meri. Nekaj primerov: Kot profesor na arhitekturi sem mogel mlajšemu rodu posredovati komaj polovico svojega temeljnega znanja, posebnih študijskih izsledkov pa sploh ne. Prav v tej potezi se posebno zahvaljujem našemu Društvu gradbenih inženirjev (in konstrukterjev), ker je z objavljanjem mojih člankov v »Gradbenem vestniku« omogočilo poznavanje in uporabo mojih študijskih izsledkov. Moje osnovno delo iz leta 1949 »Krosova metoda« je izšlo v srbohrvaščini z založbo v Beogradu potem, ko mi doma ni uspelo najti založnika za slovenski original. Prečesto sem imel občutek, da sem strokovno na odstavnem tiru.

V konstruktivnem ustvarjanju beležim zaporedje mnogoetažnih skeletnih objektov, obilico industrijskih dvoranskih zgradb. Rezervoarji in nosilci na elastični podlagi so bili moj konjiček. Mostov imam v Sloveniji zgrajenih preko petdeset. Po upokojitvi v letu 1968 sem se angažiral za konstruktivne naloge v inozemstvu, največ v švicarskem Valais-ju. Razume se, da se je tudi njim ta angažma izplačal. V Valais-ju imam poleg raznih objektov na vesti tudi 12 ojačenobetonskih mostov. To gostovanje je meni osebno zelo ustrezalo, ker sem ga kot star planinec izkoristil za obisk zaporedja valiških vrhov.

Ob slovesu si dovoljujem mladim kolegom priporočiti še dve načeli, katerih sem se držal v stroki konstruiranja. Prvo načelo mi je svetoval znani konstrukter prvih letal pri nas, in izumitelj, daljni sorodnik (po materi Lapajne) Stanko Bloudek. To načelo je: Vse tehniške rešitve morajo biti »ajnfah in fajn« po slovensko: »preproste in zelo dobre«. Komplicirane rešitve se odsvetujejo! Drugo je moje načelo v zvezi z estetikom konstrukcij: »Logično oblikovanje konstrukcije samo že vsebuje elemente estetike«. Z besedo »logičnost« razumem simfonijo smotrnosti, varnosti in gospodarnosti. To načelo velja tudi v obratnem smislu, da se nam konstrukcija, oblikovana s čisto estetskega gledišča neoziraje se na logičnost prej ali slej po samem videzu opleta. Osebno sem se odlično ujel z znamenitim umetnikom arhitekture profesorjem Plečnikom pri zasnovi našega rodbinskega nagrobnika. V konstruiranju pa sem se redno posvetoval s pokojnim slikarjem – umetnikom profesorjem Borisom Kobetom.

Vsemu kongresu želim dober uspeh, vsem udeležencem pa dobre uspehe v snovanju, projektiranju in izvajanju konstrukcij.

Vaš zelo stari profesor
Svetko Lapajne

ADOLF DERGANČ (1919–1995)

"Oznanilo k delu najde slehernega, oznanilo k čaščenju pa marsikoga prezre, ker je slovenski gradbinec zaznamovan z delavnostjo in skromnostjo."

Tako se nam je bilo zapisalo opravičilo, ko smo z zamudo želeli zaznamovati 75-letnico Adolfa Derganca in mu voščiti še mnogo srečnih in plodnih let.

Tedaj je odpadalo jesensko listje. Ko nas je zamel sneg in ko smo že zastavljali načrte za novo leto, Adolfa Derganca ni bilo več na sejo Nadzornega odbora ZDGITS, ki mu je predsedoval. Nikoli več ga ni bilo v Ljubljano na sedež Zveze, ki ji je 15 let nepretrgoma aktivno služil, posredno pa že od vsega začetka, z delovanjem v matičnem mariborskem društvu gradbenih inženirjev in tehnikov in kot slovenski gradbinec iz tiste povojne vrste, ki je orala ledino panožnega gospodarstva in šolstva.

Mnogi, ki smo ga imeli radi, ga spoštovali in ga še potrebovali, ga nikoli več nismo videli, ker je začel ugašati in je v času binkoštnih rož dokončno omagal. Našega javnega voščila in zahvale v svojem časopisu, ki ga je bral od prve številke, tako ni nikoli dočakal, kakor da bi hotelo biti ustrezno njegovi skromni naravi in osebnim pokončnosti. Saj Adolf Derganc ni ločeval življenja od dela. Pojmoval ju je za enost in ju krasil z veseljem in z ljubeznijo.

Njegovo bogato, živo in srečno življenje se je začelo leta 1919 v Mariboru. V rojstnem mestu je 1940 z odliko končal klasično gimnazijo in bil nagrajen s srebrno medaljo tedanjega francoskega ministrstva za zunanje zadeve. Do razplamtele druge svetovne vojne je na zagrebškem vseučilišču študiral gradbeništvo, za tem pa bil, kot tedaj številni zavedni slovenski izobraženci, izseljen v Srbijo in v Nemčijo. Po osvoboditvi je opravil državni izpit za višjega gradbenega tehnika. Ministrstvo za gradnje pa mu je dodelilo obnovitvena dela šol v Mariboru, Slovenski Bistrici, Konjicah in v Rogaški Slatini. Leta 1947 je bil ustanovitelj okrajnega gradbenega podjetja v Slovenski Bistrici in njegov upravitelj do leta 1949, ko je bil za dve leti poslan voditi gradbena dela v središču Beograda. Leta 1952 je prevzel direktorsko mesto pri SGP Konstruktor v Mariboru in se iz potrebe po novih znanjih lotil študija ekonomije na Ekonomski fakulteti v Zagrebu ter ga v rednem roku uspešno zaključil. Takoj po potresu v Skopju, 1963, je organiziral prvo skupino slovenskih gradbincev, ki se je odpravila obnavljat porušeno mesto in je za to prejel zlato medaljo dela, sočasno pa je bilo z najvišjim delovnim priznanjem odlikovano tudi njegovo podjetje SGP Konstruktor. Temu svojemu podjetju je bil zvest 30 let, vse do upokojitve, leta 1981. Ves čas službovanja je delal v društvu gradbenih inženirjev in tehnikov v Mariboru in opravljal številne funkcije tudi v tedanjem zveznem merilu. Aktivno je sodeloval pri ustanavljanju Srednje gradbene tehniške šole v Mariboru in bil med pobudniki in aktivnimi snovalci mariborskega visokega tehniškega šolstva, pri čemer je pet let opravljal funkcijo predsednika Sveta Visoke tehniške šole.

Po upokojitvi je še povečal svojo društveno aktivnost, tako v svojem društvu gradbenih inženirjev in tehnikov v Mariboru kot tudi pri Zvezi društev, kjer je bil dolga leta vidni član Izvršnega odbora in nazadnje v funkciji predsednika Nadzornega odbora Zveze slovenskih gradbenikov.

Res, da kot izobraženec ni bil raziskovalec in se ni dokopal do morebitnega usodnega odkritja. Res, da je kot gradbeni strokovnjak in gospodarstvenik pretežno deloval le v našem majhnem slovenskem prostoru. Toda podoba današnjega časa, ki je zaznamovana z brezkompromisnim makievalizmom, brezobzirnim pragmatizmom, povzdigovanim in nagrajevanim egoizmom ter vsestransko površnostjo v medčloveških odnosih, nam vse bolj omogoča, da lahko življenje Adolfa Derganca vseeno ocenimo za poklon človeštvu. Saj človeštva ni brez ljudi; ljudje pa so, kadar ne tajijo svoje človečnosti in se vseskozi zavedajo svojega visokega človeškega imena in poslanstva. Adolfa Derganca, slovenskega gradbenika in gospodarstvenika, pa sta posebej odlikovala prav njegova izjemna človečnost in zaupanje. V glasilu podjetja Konstruktor, ki ga je kot direktor upravljal 24 let, je bilo v čast njegove 75-letnice med drugim zapisano: "Vedno se je trudil, da ljudi okoli sebe ne bi razočaral. Sejal je zaupanje in ga tudi žel, po tej poti pa tudi uspehe podjetja."

Svojo njivo življenja je vselej in povsod spreminjal v vrt, ki je pritegoval prijazen pogled in nudil spokojnost in domačnost vsem, ki smo vanj zašli.

Zdaj ga ni več med nami. Kot častilec narave je 5. junija 1995 sklenil krog z njo, tiho in vdano, kot da bi se odpravljal k novemu prijatelju. Vsi, ki smo ostali, pa ga čedalje bolj pogrešamo.

*Dr. Ivan Jecelj
Anka Holobar*



GV XXXXV • 1-2

POROČILA 40

**EKSPERIMENTALNA ANALIZA
LOKALNE STABILNOSTI VARJENIH
I NOSILCEV, NAREJENIH IZ JEKEL
VISOKE TRDNOSTI**

UDK 624.072.3:624.046:691.714

DARKO BEG, LEON HLADNIK

P O V Z E T E K

V članku so predstavljeni rezultati eksperimentalne analize lokalnega izbočenja upogibno obremenjenih varjenih I nosilcev, narejenih iz jekla visoke trdnosti. Do porušitve smo obremenjevali 10 nosilcev, ki so se med seboj razlikovali le v širini pasnic. Na podlagi dobljenih rezultatov in predhodne numerične analize smo določili natančnejšo razmejitev med vitkimi in semikompaktnimi upogibno obremenjenimi I prerezi, kar omogoča uporabo vitkejših pasnic glede na dosedanjo prakso.

S U M M A R Y

EXPERIMENTAL ANALYSIS OF LOCAL STABILITY OF WELDED I BEAMS MADE OF HIGH STRENGTH STEEL

The paper presents the results of experimental analysis of local stability of welded I beams made of high strength steel. Ten beams which differed only in the flange width were loaded up to the ultimate carrying capacity. On the basis of the test results and previous numerical analysis a very precise slenderness limit between slender and semi-compact cross-sections was established, which enables the use of more slender flanges as semi-compact flanges in comparison to a current praxis.

Avtorja:

Darko Beg, doc. dr., dipl. inž. gradb., FGG, Katedra za metalne konstrukcije, Jamova 2, Ljubljana
Leon Hladnik, mag., dipl. inž. gradb., Inštitut za metalne konstrukcije, Mencingerjeva 7, Ljubljana

1.0. UVOD

V članku [1], že objavljenem v Gradbenem vestniku, so bile predstavljene raziskave, v katerih smo s pomočjo nelinearne numerične analize obdelali lokalno izbočenje upogibno obremenjenih varjenih I nosilcev, narejenih iz jekel visoke trdnosti. Posebna pozornost je bila posvečena razmejitvi med vitkimi in semikomplektnimi prerezi. Povsem jasno je, da numerični pristop ne zadošča in da je za boljši vpogled v dejansko obnašanje jeklenih konstrukcij in za oceno natančnosti numerične analize potrebno opraviti tudi eksperimentalne preiskave.

V zvezi z lokalnim izbočenjem elementov visoke trdnosti je bilo do sedaj opravljenih le nekaj preiskav [2, 3, 4, 5, 6], ki se večinoma nanašajo na tlačne preizkuse kratkih varjenih elementov s prerezom v obliki križa (stub column test). Rezultati teh preiskav [4] kažejo, da je primerjalna mejna vitkost, ki razmejuje vitke in semikomplektno pasnice, enaka za jekla visoke trdnosti in mehka konstrukcijska jekla. Ta vitkost znaša $(c/t)^* = (c/t)/\epsilon = 14-15$, kar je v skladu z ENV 1993-1-1 (Eurocode 3 – EC 3 [7]). Pri upogibnih nosilcih I prereza je pričakovati, da bo razmejitvena vitkost višja, saj nekoliko kompaktnjša stojina lahko nudi oporo pasnici, pri tlačnih križnih presekih pa vsi elementi prereza hkrati izgubijo stabilnost.

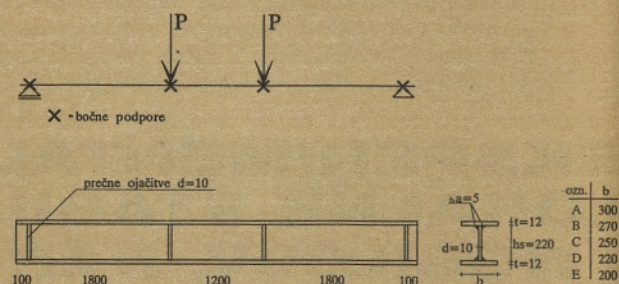
Zaradi tega smo se odločili, da preizkusimo deset upogibno obremenjenih varjenih I nosilcev iz jekla visoke trdnosti. Glavni namen preiskav je bil določiti natančnejšo mejo med vitkimi in semikomplektnimi prerezi.

2.0. EKSPERIMENTALNA ANALIZA VPLIVA VITKOSTI PASNIC NA MEJNO NOSILNOST UPOGIBNO OBREMENJENIH VARJENIH I NOSILCEV IZ JEKEL VISOKE TRDNOSTI

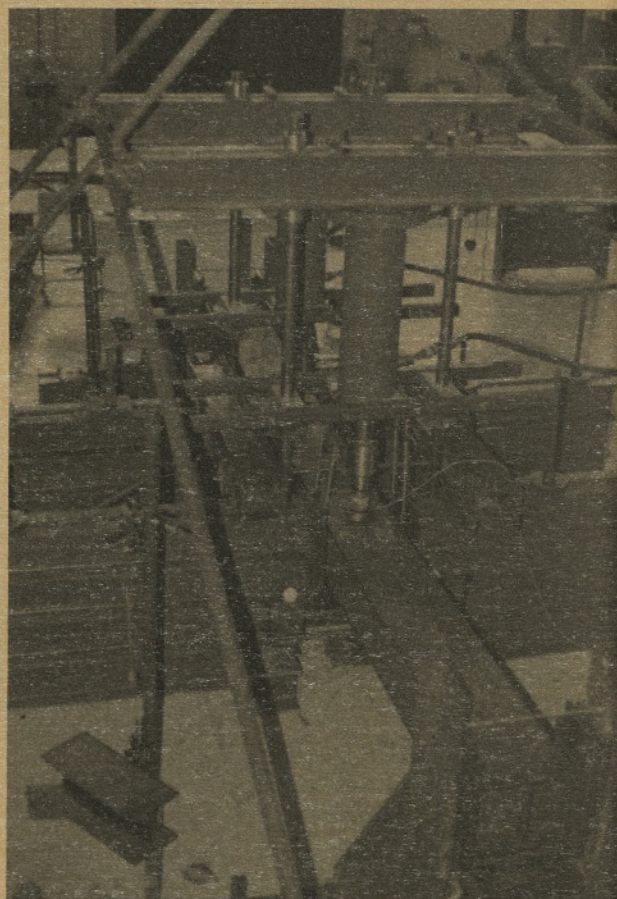
2.1. Opis preizkušancev in preizkuševalne opreme

Preizkusili smo deset nosilcev realnih dimenzij, vendar smo bili pri izbiri dimenzij vezani na zmogljivost preizkuševalne opreme [8, 9]. Statična shema, oblika nosilcev in izbrane nominalne dimenzije so prikazane na sliki 1, na sliki 2 pa je prikazan pogled na nosilec s sistemom bočnih podpor in jarmi za obremenjevanje. Nosilci so prosto ležeči, obremenjeni z dvema točkovnima silama, tako da je v srednjem polju dolžine 120 cm potek upogibnega momenta konstanten. Srednje polje je bilo dovolj dolgo, da smo se izognili vplivu dolžine na lokalno izbočenje I prereza [10]. Zunanji polji sta bili dolgi 180 cm. Nosilci so bili narejeni iz mikrolegiranega jekla visoke trdnosti NIO-NICRAL 70 z nominalno mejo plastičnosti 700 MPa. Po dva nosilca sta bila povsem enakih nominalnih dimenzij. Nosilci z oznakami A, B, C, D, E so enakih dimenzij, razlikujejo se le širine pasnic in s tem njihove vitkosti. Vitkosti pasnic so bile izbrane tako, da so bile nekatere pasnice vitke, druge pa semikomplektno (po EC 3). Debelina stojine je bila izbrana tako, da se uvršča med kompaktno oz. plastično in naj ne bi prišlo do lokalnega izbočenja stojine niti zaradi normalnih napetosti v sred-

njem polju niti zaradi strižnih napetosti v krajnih dveh poljih. Na mestu podpor in na mestu vnosa zunanje obremenitve smo predvideli bočne podpore. Razdalje med bočnimi podporami so izbrane tako, da na mejno nosilnost prerezov oz. nosilca samega ne vpliva nevarnost bočne zvrnitve, temveč le lokalno izbočenje pasnic. Le pri nosilcu z oznako E, kjer je razdalja med bočnimi podporami na meji dopustnega, lahko pride do kombinacije lokalnega izbočenja in bočne zvrnitve. Dejanske dimenzije prečnih prerezov nosilcev so prikazane v preglednici 1 in predstavljajo povprečno vrednost meritev v treh prerezih vzdolž srednjega polja.



Slika 1. Izbrana statična shema in nominalne dimenzije (mm) nosilcev



Slika 2. Pogled na nosilec s sistemom bočnih podpor in jarmi za obremenjevanje

| nosilec | b (mm) | t | h _s | d | a | σ _v ^{pasnic} (MPa) | (b/t)/ε |
|---------|--------|------|----------------|------|-----|--|---------|
| A1 | 300.2 | 12.5 | 221.7 | 10.4 | 6.5 | 843 | 45.49 |
| A2 | 298.7 | 12.4 | 220.9 | 10.4 | 6.3 | 843 | 45.62 |
| B1 | 271.0 | 12.4 | 222.7 | 10.4 | 5.5 | 817 | 40.75 |
| B2 | 269.3 | 12.5 | 221.0 | 10.4 | 5.0 | 817 | 40.17 |
| C1 | 251.0 | 12.6 | 221.3 | 10.4 | 6.5 | 776 | 36.19 |
| C2 | 250.8 | 12.7 | 222.3 | 10.4 | 5.9 | 776 | 35.89 |
| D1 | 220.8 | 12.4 | 220.9 | 10.4 | 5.6 | 843 | 33.73 |
| D2 | 220.4 | 12.4 | 221.4 | 10.4 | 5.5 | 843 | 33.66 |
| E1 | 198.8 | 12.6 | 220.7 | 10.4 | 5.1 | 817 | 29.42 |
| E2 | 199.0 | 12.6 | 222.6 | 10.4 | 6.0 | 817 | 29.45 |

Preglednica 1. Dejanske dimenzije nosilcev (mm)

Nosilci so bili zvarjeni ročno z elektroobločnim varjenjem v zaščiti CO₂ ob uporabi polnjene varilne žice FILTUB 32B Ø 1.4 mm (kotni zvari med pasnicami in stojino). Varjenje je bilo enovarkovno z debelino zvara 5 mm.

Preizkusi so bili opravljeni v laboratoriju za preizkušanje konstrukcij na FGG. Sili smo vnašali z dvema hidravličnima batoma zmogljivosti do 500 kN na medsebojni razdalji 120 cm (sliki 1 in 2). Vertikalni podpori sta bili v vzdolžni smeri pomični, kar smo dosegli s pomočjo valjčkov, in vrtljivi okoli osi, pravokotni na stojino nosilca. Na mesta vertikalnih podpor in na mesta vnosa koncentriranih sil so bile izvedene bočne vertikalno pomične podpore s pomočjo baterij valjčkov in nastavljivih bočnih plošč, ki so omogočale prilagajanje različnim širinam pasnic. Sile smo merili z merilnimi dozami, postavljenimi med hidravlični bat in nosilec. Pomike smo merili z induktivnimi merilci pomikov s hodom ± 100 mm, deformacije pa z merilnimi lističi z upornostjo 120 Ω in merilno dolžino 6 mm. Tako merilne doze kot induktivni merilci pomikov in merilni lističi so bili priključeni na univerzalni merilni inštrument.

2.2. Mehanske lastnosti materiala, geometrijske nepopolnosti in zaostale napetosti

Osnovne mehanske lastnosti smo določevali s standardnim nateznim preizkusom (proporcionalni preizkušanci) in tlačnim preizkusom (majhni valjasti preizkušanci). Natezne in tlačne meje plastičnosti se med seboj niso bistveno razlikovale [8, 9]. V preglednici 2 so zbrane karakteristične meje plastičnosti po posameznih ploščah, ki so določene pri nepovratni deformaciji 0.2 %.

| št. plošče | pasnice nosilcev t=12 mm | stojine nosilcev t=10 mm | karakteristične meje plastičnosti σ _v (MPa) |
|------------|--------------------------|--------------------------|--|
| 4 | C1,C2 | | 776 |
| 5 | E1,E2,B1,B2 | | 817 |
| 6 | A1,A2,D1,D2 | | 843 |
| 718 | | A1,A2,B1,B2,C1,C2 | 775 |
| 719 | | D1,D2,E1,E2 | 830 |

Preglednica 2. Meje plastičnosti po ploščah (MPa)

Tako globalne kot lokalne geometrijske nepopolnosti so bile manjše od dopustnih po SIA 161 [11].

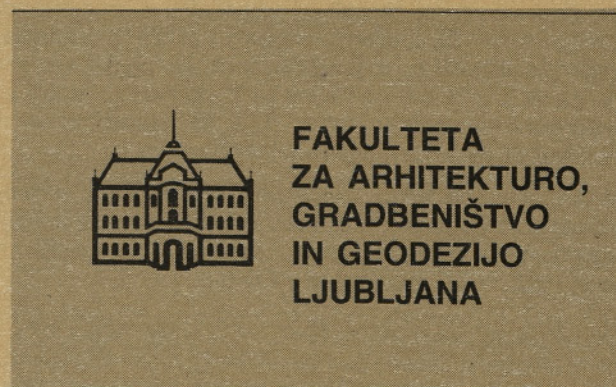
Tlačne zaostale napetosti v pasnicah smo določevali na dveh kratkih nosilcih (L = 1000 mm), katerih prereza sta bila enaka prerezoma nosilcev B in D [8, 9]. Uporabili smo metodo z razrezom, deformacije pa smo merili z električnimi merilnimi lističi. Povprečna vrednost tlačnih zaostalih napetosti v pasnici na srednji črti prereza za nosilec B znaša 73 MPa (0.09 σ_v), za nosilec D pa 123 MPa (0.14 σ_v), kar je v skladu z rezultati naših dosedanjih raziskav [12, 13], kjer je povprečna tlačna zaostala napetost v pasnicah na srednji črti prereza znašala približno 100 MPa (0.1–0.2 σ_v).

2.3. Rezultati meritev

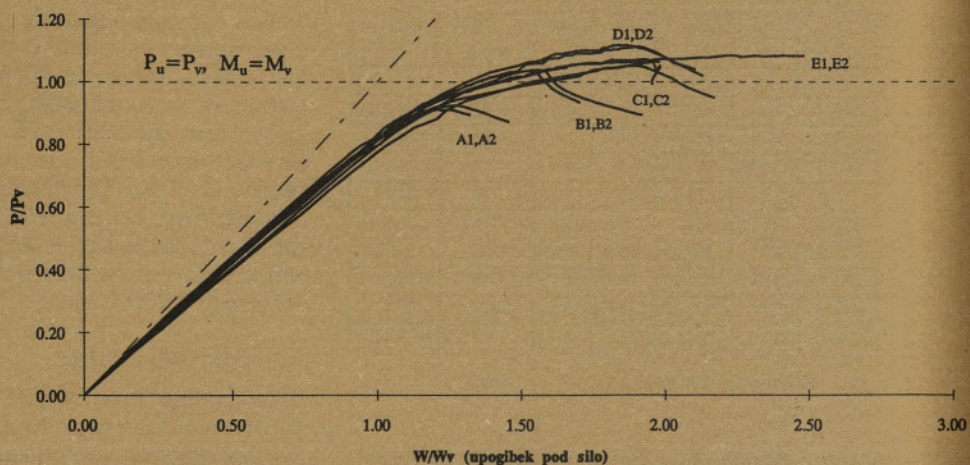
V preglednici 3 so zbrane mejne obtežbe γ_u^{eksp.} vseh desetih preizkušancev. Na sliki 3 je prikazan brezdimenzionalni diagram vertikalnega upogibka nosilca pod mestom vnosa koncentrirane sile v odvisnosti od sile v batih za vseh deset preizkušanih nosilcev. Sila P_v je sila, ki po teoriji linijskih nosilcev povzroči plastifikacijo od težiščne osi najbolj oddaljenega vlakna. Brezdimenzionalni pomik w/w_v = 1 pa je sili P_v pripadajoč pomik. Iz brezdimenzionalnega diagrama je razvidno, kako se z večanjem vitkosti pasnic zaradi lokalnega izbočenja tlačene pasnice (slika 4) manjša brezdimenzionalna mejna nosilnost in duktilnost nosilcev.

| nosilec | P _v (kN) | P _u (kN) | γ _u ^{eksp.=} P _u /P _v | γ _u ^{anali.} enačba /1/ |
|---------|---------------------|---------------------|---|---|
| A1 | 427 | 389 | 0.91 | 0.89 |
| A2 | 420 | 389 | 0.92 | 0.89 |
| B1 | 376 | 391 | 1.04 | 0.95 |
| B2 | 373 | 386 | 1.03 | 0.96 |
| C1 | 335 | 359 | 1.07 | 1.02 |
| C2 | 339 | 356 | 1.05 | 1.02 |
| D1 | 320 | 358 | 1.12 | 1.05 |
| D2 | 320 | 356 | 1.11 | 1.05 |
| E1 | 286 | 311 | 1.08 | 1.11 |
| E2 | 289 | 308 | 1.06 | 1.10 |

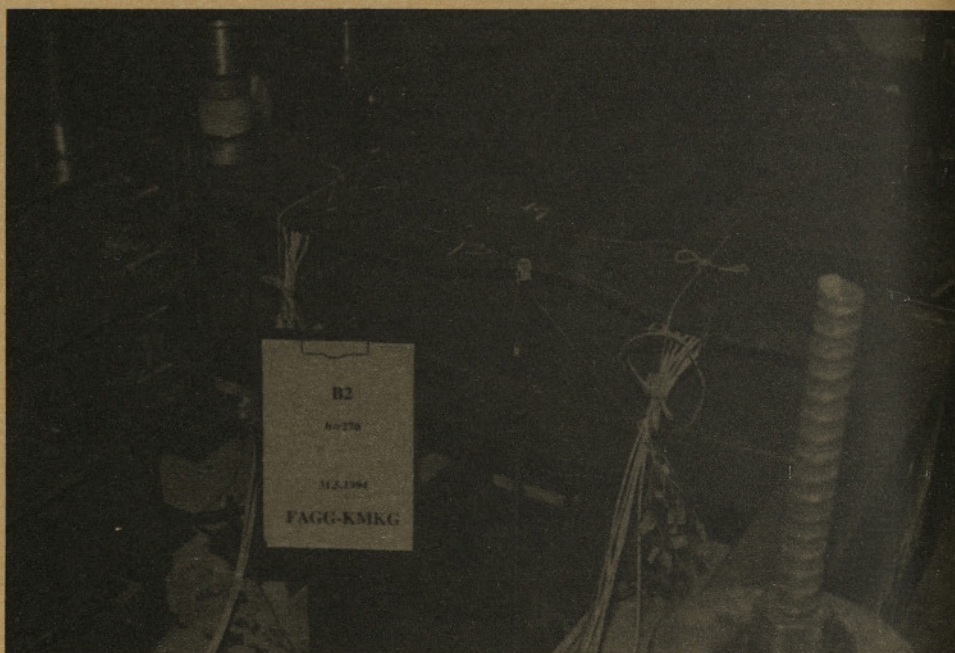
Preglednica 3. Mejna obtežba nosilcev



Slika 3. Izmerjeni upogibki pod mestom vnosa sile



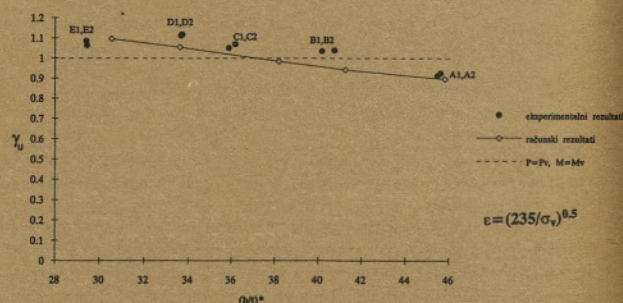
Slika 4. Nosilec B2 po poružitvi – lokalno izbočenje tlačne pasnice



Na sliki 5 je prikazana brezdimenzionalna mejna nosilnost $\gamma_u^{\text{eksp.}} = P_u/P_v = M_u/M_v$ ($M_v = W\sigma_v$) vseh desetih preizkušancev v odvisnosti od primerjalne vitkosti pasnic $(b/t)^* = (b/t)/\epsilon$. Za izračun koeficienta ϵ je bila uporabljena meja plastičnosti σ_v iz preglednice 2. Za primerjavo so narisane tudi mejne nosilnosti $\gamma_u^{\text{rač.}}$, ki smo jih dobili s predhodno numerično analizo [1, 8, 9]. Eksperimentalni rezultati se zelo dobro ujemajo z računskimi.

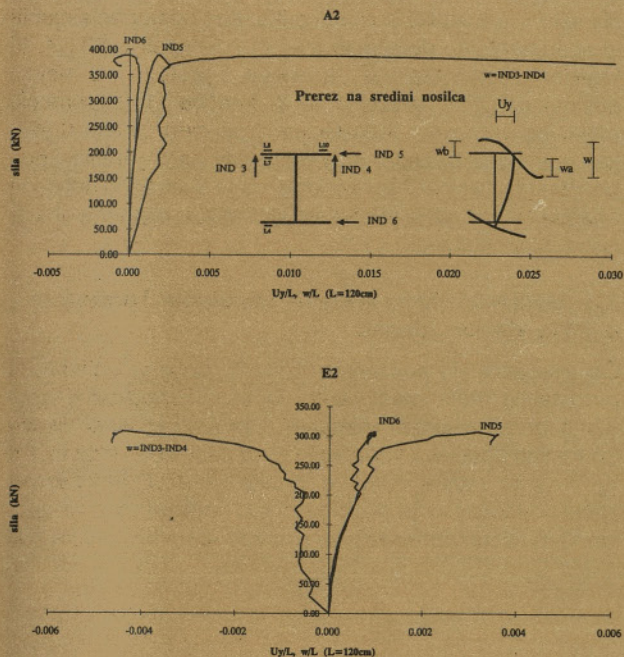
Iz diagrama na sliki 5 lahko približno določimo mejno vitkost pasnice $(b/t)^* \approx 40$. Tako določena meja je precej ugodnejša od meje za pasnice iz mehkih konstrukcijskih jekel $(b/t)^* \approx 30$, predpisane v EC 3.

Do poružitve preizkušanih nosilcev je prišlo zaradi lokalnega izbočenja tlačne pasnice (slika 4), razen pri nosilcih E1 in E2, kjer je na mejno nosilnost poleg lokalnega

Slika 5. Brezdimenzionalna mejna obtežba nosilcev γ_u v odvisnosti od vitkosti pasnice $(b/t)^* = (b/t)/\epsilon$

izbočenja vplivala tudi bočna zvrnitev nosilcev [8, 9]. To so nam potrdili izmerjeni lokalni upogibki tlačne pasnice in bočni pomiki tlačne in natezne pasnice kakor tudi

izmerjene deformacije na sredini nosilca. Na sliki 6 so prikazani izmerjeni lokalni upogibki tlačene pasnice in bočni pomiki tlačene in natezne pasnice preizkušancev A2 in E2.



Slika 6. Lokalni upogibki tlačene pasnice in bočni pomiki tlačene in natezne pasnice nosilcev A2 in E2

3.0. PREDLOG NOVE MEJNE VITKOSTI MED VITKIM IN SEMIKOMPAKTNIM I PREREZOM IZ JEKLA VISOKE TRDNOSTI

3.1. Vpliv interakcije med pasnico in stojino na mejno nosilnost upogibno obremenjenih I prerezov

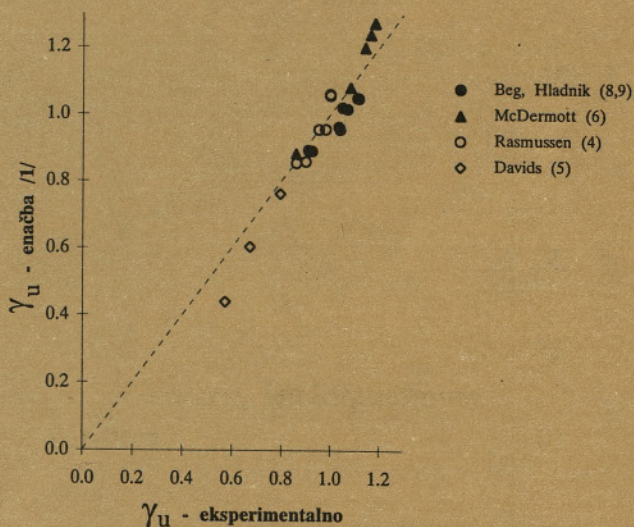
Na podlagi predhodno opravljene numerične analize [1, 8, 9] smo ugotovili, da je interakcija med pasnico in stojino prisotna in ima znaten vpliv na mejno nosilnost I prereza zaradi lokalnega izbočenja tlačanih delov prereza. To pa je v nasprotju z do sedaj razširjenim pristopom, uporabljenim v večini pomembnejših predpisov [7, 14], kjer je vpliv vitkosti pasnice in stojine na mejno nosilnost prereza obravnavan ločeno. Ločeni pristop je konzervativnejši od pristopa, kjer upoštevamo interakcijo med pasnico in stojino in njen vpliv na mejno nosilnost prereza.

Na podlagi rezultatov predhodne numerične analize smo z linearno regresijo določili enačbo (1), s pomočjo katere lahko analitično določimo mejno nosilnost $\gamma_u^{anali.}$ (zaradi lokalnega izbočenja) upogibno obremenjenega varjenega I nosilca iz jekla visoke trdnosti v odvisnosti od togosti pasnice α_p in togosti stojine α_s [1, 8, 9]. Enačbe enake oblike, kot je enačba (1), je predlagal B. Kato [15], vendar se njegove enačbe nanašajo na določitev mejne nosilnosti kratkih tlačanih stebrov valjanega I prereza.

$$\frac{I}{\gamma_u^{anali.}} = 0.7353 + 0.6439 \cdot \left(\frac{I}{\alpha_p}\right) + 0.0072 \cdot \left(\frac{I}{\alpha_s}\right), \quad \gamma_u^{anali.} = \frac{P_u}{P_v} \quad (1)$$

| | |
|---------------------|---|
| $\gamma_u^{anali.}$ | brezdimenzionalna mejna nosilnost prereza po enačbi (1) |
| α_p | togost pasnice |
| α_s | togost stojine |
| P_u | mejna obtežba I nosilca |
| P_v | sila, ki povzroči začetek plastifikacije |

Na sliki 7 je prikazano odstopanje eksperimentalno določenih mejnih nosilnosti $\gamma_u^{eksp.}$ od mejnih nosilnosti $\gamma_u^{anali.}$ izračunanih z enačbo (1). S črnimi krogi so prikazani rezultati naše eksperimentalne analize [8, 9]. Korelacijski koeficient med $\gamma_u^{eksp.}$ in $\gamma_u^{anali.}$ naših preizkušancev (A1, A2, B1, ...) znaša 0.963, kar potrjuje ustreznost enačbe (1). Izpuščeni so rezultati za nosilca E1 in E2, kjer je na mejno nosilnost poleg lokalnega izbočenja tlačene pasnice vplivala tudi bočna zvrnitev nosilcev. S črnimi trikotniki so prikazani McDermottovi [6] eksperimentalni rezultati, ki se nanašajo na ugotavljanje upogibne duktilnosti prerezov. Med drugim je preizkusil tudi pet upogibno obremenjenih nosilcev valjanega I prereza iz jekla visoke trdnosti s povprečno mejo plastičnosti 857 MPa. Do porušitve njegovih nosilcev je prišlo zaradi lokalnega izbočenja tlačene pasnice.



Slika 7. Odstopanje eksperimentalnih mejnih nosilnosti od mejnih nosilnosti po enačbi (1)

3.2. Vpliv interakcije med pasnico in stojino na mejno nosilnost I prerezov, obremenjenih s čistim tlakom

Enačba (1) velja za upogibno obremenjene I prereze, ki

pa jo lahko priredimo, tako da bo veljala tudi za I prereze, obremenjene s čistim tlakom [9]. To dosežemo tako, da pri izračunu togosti stojine α_s namesto višine stojine h_s uporabimo efektivno višino stojine h_s^* . Efektivno višino h_s^* za prereze, obremenjene s čistim tlakom, določimo tako, da tlačno obremenjeni stojini z višino h_s poiščemo ustrezno upogibno obremenjeno stojino z višino h_s^* , ob pogoju, da je elastična kritična napetost lokalnega izbočenja v obeh primerih enaka ($\sigma_{cr}^{tlak} = \sigma_{cr}^{upogib}$). Ob teh predpostavkah določimo h_s^* z izrazom (2). K_σ pomeni koeficient lokalnega izbočenja [7].

$$\sigma_{cr}^{upogib} = \sigma_{cr}^{tlak}$$

$$K_\sigma^{upogib} \left(\frac{d}{h_s^*} \right)^2 = K_\sigma^{tlak} \left(\frac{d}{h_s} \right)^2 \quad (2)$$

$$h_s^* = \sqrt{\frac{K_\sigma^{upogib}}{K_\sigma^{tlak}}} \cdot h_s = \sqrt{\frac{23,9}{4}} \cdot h_s = 2,444 \cdot h_s$$

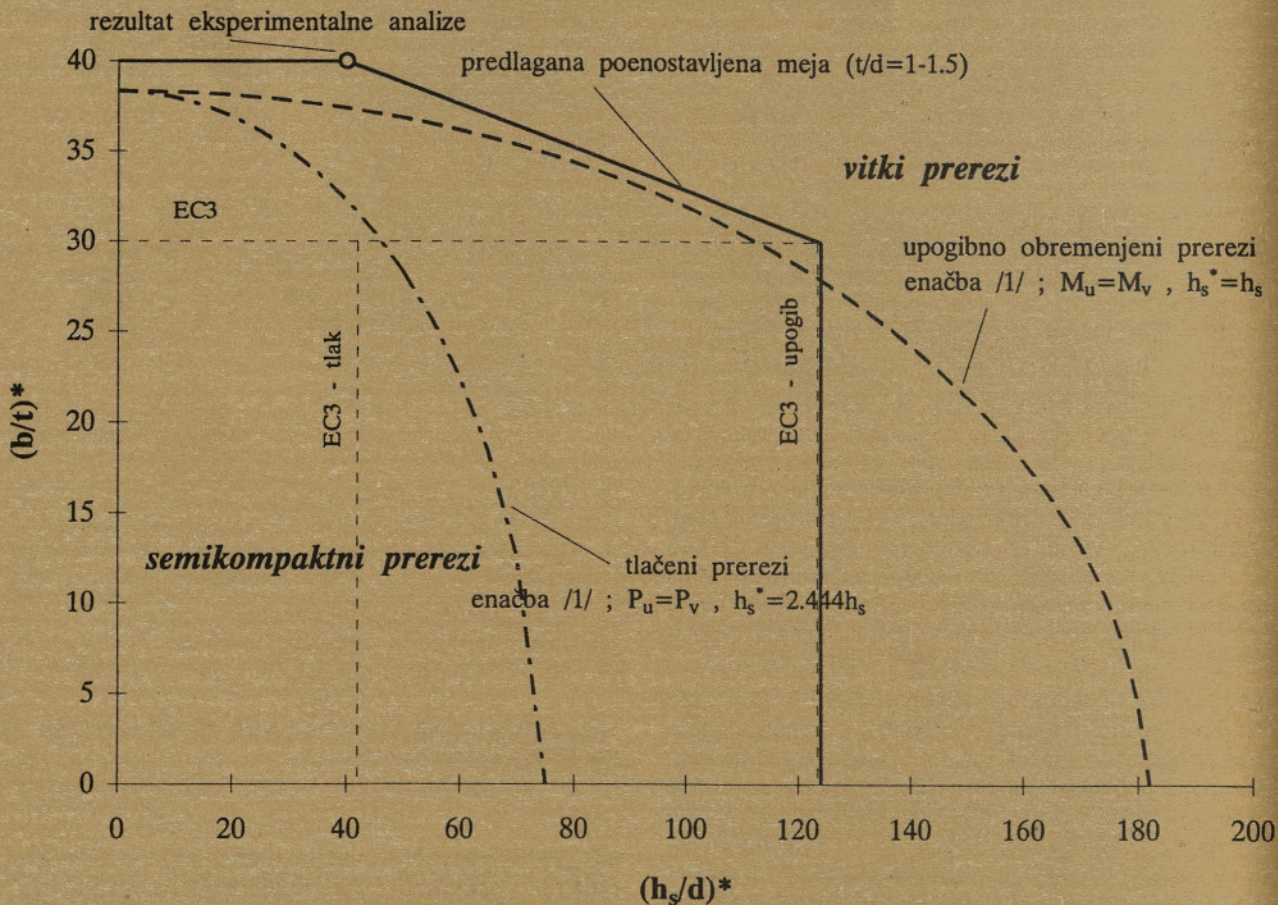
Na opisani način prirejeno enačbo (1), ki tako ob upoštevanju efektivne višine h_s^* velja za I prereze, obremenjene s čistim tlakom, smo preverili na eksperimentalnih rezultatih Rasmussena [4] in Davidsa [5]. Oba avtorja sta

določevala mejno nosilnost (kot posledico lokalnega izbočenja) kratkih tlačnih stebrov (stub column test) varjenega I prereza pri različnih kombinacijah b/t in h_s/d . Pri Rasmussenu je imel material mejo plastičnosti 740 MPa pri Davidsu pa 411 MPa.

Na sliki 7 je s krožci in rombi prikazano odstopanje njihovih eksperimentalno določenih mejnih nosilnosti γ_u^{eksp} . [4, 5] kratkih tlačnih stebrov varjenega I prereza od mejnih nosilnosti γ_u^{anali} , izračunanih iz enačbe (1) s pomočjo efektivne višine h_s^* . Korelacijski koeficient znaša 0,991, kar potrjuje ustreznost na predlagani način modificirane enačbe (1). Iz slike 7 je razvidno, da je statistično dobljena enačba (1) ustrežna predvsem v območju mejnega obtežnega faktorja $0,8 < \gamma_u < 1,1$.

3.3. Meja med vitkim in semikompaktnim I prerezom iz jekla visoke trdnosti

Če v enačbi (1) postavimo $\gamma_u = 1$, dobimo enačbo, ki predstavlja mejo med vitkimi in semikompaktnimi upogibno obremenjenimi varjenimi I prerezi iz jekel visoke trdnosti in upošteva interakcijo med pasnico in stojino. Pri $\gamma_u = 1$ je mejna obtežba enaka obtežbi, ki povzroči začetek plastifikacije prereza. Tako dobljeni meji za upogibno in tlačno obremenjene prereze sta prikazani na sliki



Slika 8. Meja med vitkimi in semikompaktnimi varjenimi I prerezi iz jekel visoke trdnosti

8 v primerjavi z mejami po EC 3. Pri tem je potrebno omeniti, da omenjeni meji veljata za razmerje širine pasnic glede na debelino stojine $t/d = 1-1.5$. Pri nosilcih, ki smo jih uporabili v numerični analizi [1], je znašalo razmerje $t/d = 1.2$, pri eksperimentalnih raziskavah [4, 5, 6, 8, 9] pa so se vrednosti t/d gibale med 1 in 1.5. Z belim krožcem je na sliki 8 prikazana eksperimentalno dobljena meja med vitkim in semikompleksnim upogibno obremenjenim I prerezom ($(h_s/d)^* = (h_s/d)/\epsilon \approx 40$, $(b/t)^* = (b/t)/\epsilon \approx 40$, slika 5). Nekoliko konzervativnejša lega naše računsko dobljene meje glede na eksperiment je verjetno posledica minimalne utrditve realnega materiala in ugodnejšega poteka lokalnih geometrijskih nepopolnosti po pasnici preizkušancev v primerjavi s potekom, uporabljenim v predhodni numerični analizi [1]. Za uporabo v projektantski praksi predlagamo poenostavljeno mejo med vitkimi in semikompleksnimi upogibno obremenjenimi varjenimi I prerezi iz jekel visoke trdnosti, ki je tudi narisana na sliki 8. Dokler je stojina plastična $(h_s/d)^* < 40$, primerjalna mejna vitkost med vitko in semikompleksno pasnico znaša $(b/t)^* = 40 > 30$, kar je več kot po EC 3. Z manjšanjem vitkosti stojine se primerjalna mejna vitkost pasnice $(b/t)^*$ manjša in pri stojini, ki je po EC 3 na meji med vitko in semikompleksno stojino, doseže vrednost 30, kar je meja po EC 3. Da bi lahko predlagano poenostavljeno mejo razširili na področje $(h_s/d)^* = (h_s/d)/\epsilon > 124$, bi morali opraviti dodatne eksperimentalne in numerične raziskave.

4.0. SKLEP

Natančnejša razmejitev med vitkimi in semikompleksnimi prerezi je pomembna predvsem pri elementih, ki so narejeni iz jekel visoke trdnosti. Ker ti elementi obratujejo pri zelo visokih specifičnih deformacijah oz. napetostih, zanje glede kompaktnosti prerezov veljajo strožji kriteriji kot pri elementih iz mehkih konstrukcijskih jekel. Natančnejšo razmejitev med vitkimi in semikompleksnimi prerezi smo določili s pomočjo upoštevanja interakcije med vitkostmi pasnic in stojin. Z opravljenimi eksperimentalnimi preiskavami smo potrdili tudi rezultate predhodne numerične analize, saj je ujemanje zelo dobro.

ZAHVALA

Delo, predstavljeno v članku, je bilo narejeno v okviru raziskovalnega projekta B-649 Razvoj in uvažanje visokotrdnostnih drobnozrnatih mikrolegiranih jekel, ki sta ga sofinancirala Železarna Jesenice – Acroni ter Ministrstvo za znanost in tehnologijo Republike Slovenije.

LITERATURA

1. D. Beg, L. Hladnik, Numerična analiza lokalne stabilnosti varjenih I nosilcev, narejenih iz jekel visoke trdnosti. Gradbeni vestnik št. 9-10, 1995, Ljubljana, s. 217–223.
2. McDermott J. F., Local Plastic Buckling of A514 Steel Members, Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 95, No. ST9, September, 1969, p. 1837–1849.
3. Nishino F., Tall L., Okumura T., Residual Stresses and Torsional Buckling Strength of H and Cruciform Columns. Japanese Soc. Civil Eng., Trans., 1968, 160, p. 75–87.
4. K. J. R. Rasmussen, G. J. Hancock, Plate Slenderness Limits for High Strength Steel Sections. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 23, 1992, p. 73–96.
5. A. J. Davids, G. J. Hancock, Compression Tests of Short Welded I-Sections. Journal of Structural Engineering, Vol. 112, No. 5, May 1986, p. 960–975.
6. McDermott, J. F., Plastic Bending of A514 Steel Beams. Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 95, No. ST9, September, 1969, p. 1851–1870.

7. Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992): Design of Steel Structures, Part 1 – General Rules and Rules for Buildings, 1992.
8. D. Beg, L. Hladnik, Poročilo o raziskovalni nalogi št. B-649, Razvoj in uvajanje visokotrdnostnih drobnozrnatih mikrolegiranih jekel, Vpliv vitkosti pasnic na upogibno nosilnost varjenih I prerezov iz mikrolegiranega jekla visoke trdnosti. FAGG, Ljubljana, avgust 1994.
9. L. Hladnik, Stabilnost jeklenih konstrukcij iz mikrolegiranih jekel visoke trdnosti. Magistrska naloga, FAGG-OGG, Ljubljana, oktober 1994.
10. J. L. Dave, G. L. Kulak, Local Buckling of W Shape Columns and Beams. Journal of Structural Engineering, Vol. 110, No. 6, June 1984, p. 1292–1304.
11. SIA 161, Stahlbauten 1979, Schweizerischer Ingenieur und Architekten, Zürich 1979.
12. D. Beg, L. Hladnik, Zaostale napetosti pri mikrolegiranih jeklih visoke trdnosti, Gradbeni vestnik 11-12, november-december 1993, Ljubljana, s. 268–275.
13. D. Beg, L. Hladnik, Eigenspannungen bei geschweißten I-profilen aus hochfesten Stählen. Stahlbau 5 (1994), H.5, s. 134-138.
14. S. Bild, G. L. Kulak, Local Buckling Rules for Structural Steel Members. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 20, 1991, p. 1–52.
15. B. Kato, Deformation Capacity of Steel Structures. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 17, 1990, p. 33–94.

UPORABA SODOBNIH PROGRAMSKIH PAKETOV ZA RAČUNANJE KONSTRUKCIJ V PEDAGOŠKEM PROCESU

UDK 378.148:624.04

BORIS LUTAR

P O V Z E T E K

Študij računanja konstrukcij zahteva utrditev in aplikacijo pridobljenih teoretičnih znanj. Zaradi obsežnosti računskih operacij je potrebno uporabiti računalnik in ustrezne programske pakete. Pestra ponudba programskih paketov za računanje konstrukcij uglednih in manj znanih proizvajalcev predstavlja ob dobrih lastnostih takega trženja za kupca veliko pasti in nevarnosti. Ugledni proizvajalci programskih paketov imajo organizirane izobraževalne tečaje uporabe svojih programskih paketov, ki so v tesni zvezi s komercialnimi interesi. Uvedba sodobnih programskih paketov v pedagoški proces na dodiplomskem študiju je metodološko in strokovno zahtevna ter neodvisna od komercialnih interesov proizvajalcev programskih paketov. V članku je opisan metodološki pristop in način uvajanja izbranega sodobnega programskega paketa za računanje konstrukcij, kriteriji za izbiro in nakup paketa ter spoznanja in izkušnje na podlagi odzivov študentov in pedagoškega osebja, ki programski paket uporabljajo.

S U M M A R Y

THE USE OF ADVANCED SOFTWARE PACKAGES FOR TEACHING STRUCTURAL ANALYSIS

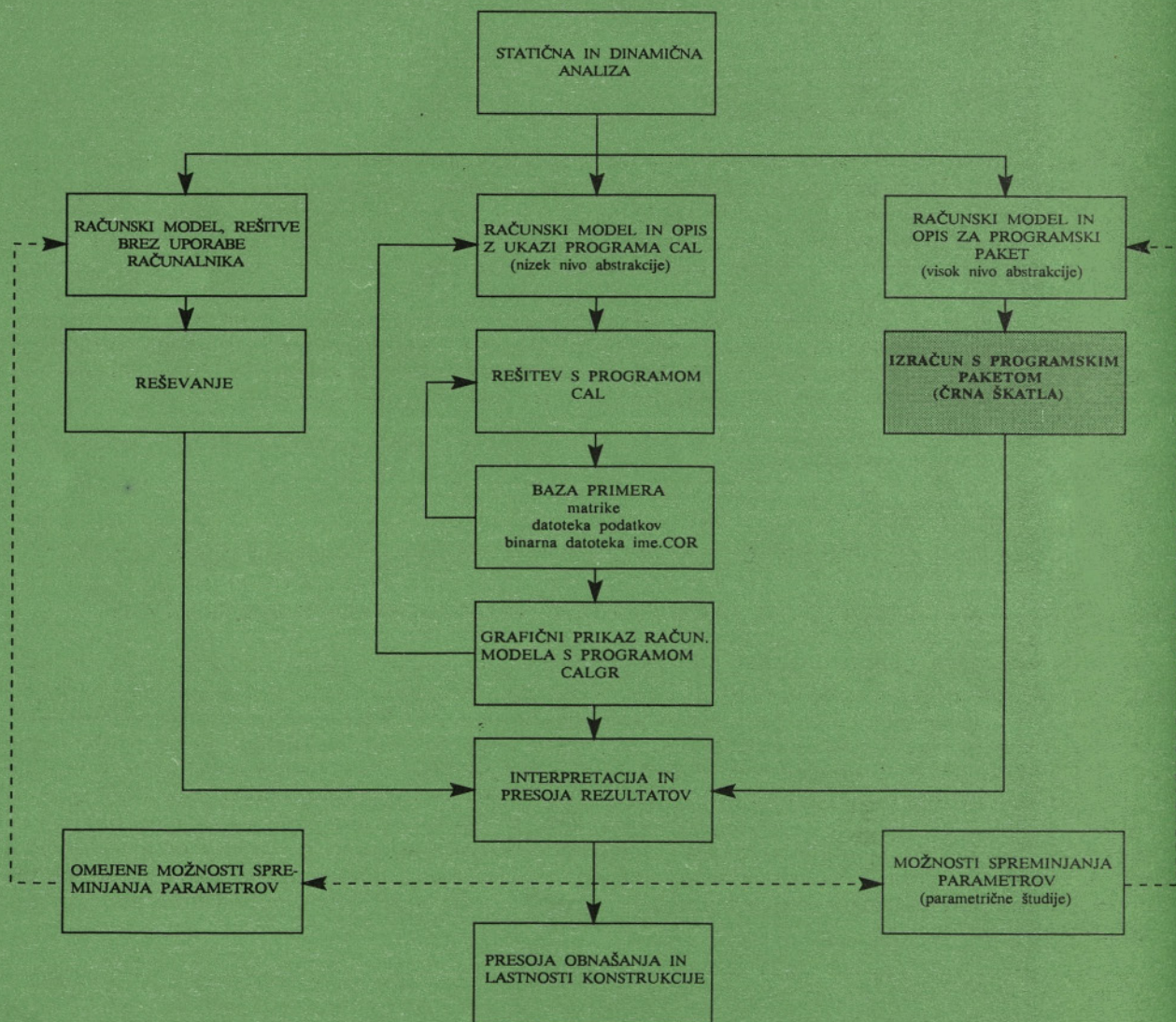
The study of structural analysis requires to consolidate the previously acquired theoretical knowledge. Due to the intensity of computing operations the use of computers and corresponding software packages is inevitable. The market is flooded with software packages produced by known and less known companies, which makes it very hard for the potential user to choose what he really needs and to avoid the traps. Large software companies- producers offer expert training for potential users which are closely connected with the commercial interests. To introduce advanced software packages in graduate courses of study is professionally and methodological a very complex task that is quite independent of the commercial interests of software companies. In our paper a methodological approach and a way of introducing a chosen advanced structural analysis software package is described. Included are the criteria for the selection and the purchase of a software package, as well as our experiences gained from the response of our students and teachers.

Avtor:*Boris Lutar, dr., dipl. inž. gradb., docent**Fakulteta za gradbeništvo Univerze v Mariboru, 62000 Maribor, Smetanova 17*

1.0. UVOD

Pri študiju računanja konstrukcij je potrebno uporabiti ustrezna programska orodja za razumevanje teoretičnih osnov, metod in implementacijo pridobljenih znanj. Praviloma uporabnik med podanimi podatki in izračunanimi rezultati programa nima vpliva, kar za študij ni primerno. V sodobnih programskih paketih je uporabljen visok nivo abstrakcij, ki omogoča uporabo orodja brez ustreznega znanja teoretičnih osnov in omejitev uporabljenih metod. Program je mogoče uporabiti kot "črno škatlo", kar je za učenje slabo, ker ne omogoča kakovostne preveritve in utrditve pridobljenih novih znanj. Uporaba sodobnih programskih paketov za računanje konstrukcij je z razširjenostjo mikroročunalnikov in dostopnostjo programov postal vsakdanji postopek ne glede na zapletenost in zahtevnost problema, metode in numeričnega reševanja. Pogo-

sto so sodobni programski paketi zmotno upoštevani kot popolni in zanesljivi. Zaradi njihove zaprtosti med fazo podanih podatkov in procesom izračuna uporabnik nima možnosti, da bi kreativno posegel v delo paketa, kar ima omejeno vrednost pri učenju in študiju. Rezultate izračuna je mogoče prikazati na najrazličnejše načine in postopek uporabe takih paketov je praktično povsem avtomatiziran. Uporabniku je dana možnost, da brez vedenja o omejitvah uporabnosti upoštevanih poenostavitvev v metodi preračuna uporabi program, kar je lahko usodno, če ni zagotovljena kontrola projektiranja in preračuna konstrukcij. Najusodnejše za nepravilno uporabo programskih paketov za računanje konstrukcij je neustrezno ali pomanjkljivo znanje osnov mehanike in osnovnih principov računanja konstrukcij. Drugi vzrok pa je neizkušenost uporabnikov in nekritična ali celo povsem napačna presoja rezultatov programa.



Slika 1. Metode učenja računanja konstrukcij

2.0. NAČINI ŠTUDIJA RAČUNANJA KONSTRUKCIJ

Študenti lahko napišejo programe za računanje konstrukcij ali samo ustrezne dele, če obstaja ustrezna knjižnica programov.

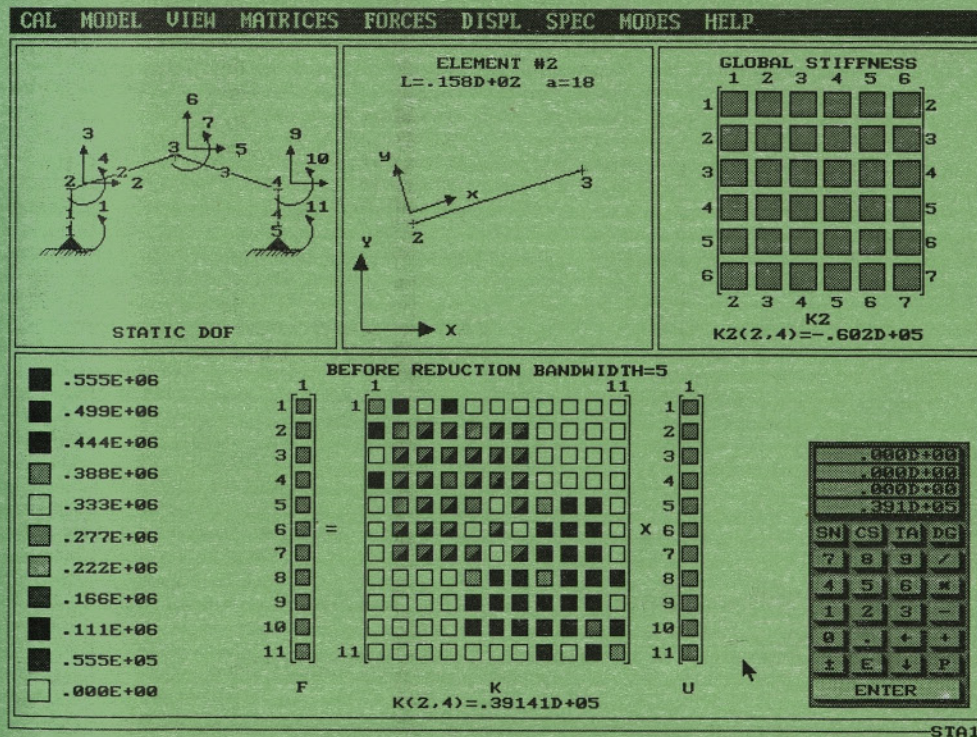
Pristop zahteva dobro znanje programskega jezika in tehnike programiranja, teoretičnih osnov in numeričnih postopkov reševanja problemov. Izkušnje so pokazale, da porabi študent veliko časa za testiranje in odpravljanje napak programa, kar je na škodo poglobljenega študija in razumevanja računanja konstrukcij. Primerna in koristna je uporaba programa, ki reši manjši problem tako, da je pri reševanju kar se da blizu postopkom uporabljene matrične algebre in njenih operacij. Program CAL/CGI [1] in njegov jezik so bili razviti s tem namenom in omogočajo analizo manjših problemov. Uporabnik mora izbrati pravilno zaporedje operacij in jih opisati z ukazi programa. Poznati mora postopek reševanja, njegove faze, teoretično ozadje problema in metodo reševanja, da doseže zastavljen cilj. Preizkusili smo ga v pedagoškem procesu in pokazal se je kot dober učni pripomoček. Zlasti zaradi možnosti grafične predstavitve rezultatov in njihovih animacij s pomočjo programa CALGR [2] kot njegovega dodatka. Programa sta bila dobro sprejeta pri študentih.

je pomembno, da lahko uporabimo pri učenju nekatere lastnosti, ki jih imajo sodobni programski paketi. Tako je prehod na uporabo sodobnih programskih paketov v pedagoškem procesu zvezen in metodološko smiseln.

Kot zadnjo možnost omenimo ročno računanje, ki je sicer dobro za popolno razumevanje, vendar je zaradi obsežnosti računanja omejeno na reševanje majhnih problemov. Ti so praviloma oddaljeni od primerov reševanja problemov v praksi. Najboljša metoda je kombinacija opisanih metod učenja. Zaradi podanih razlogov se uporablja metoda učenja, ki je kombinacija zadnjih dveh metod. Uporabili smo jo sami in glede na odziv študentov sodimo, da je dobra. Pomembno je opazen dvig kakovosti študija in kreativnosti študentov. Opazili pa smo tudi kritično presojo kakovosti uporabljenega programskega paketa.

3.0. SPLOŠNO O PROGRAMSKIH PAKETIH

Razvoj programskih paketov za preračun konstrukcij, ki temelje na metodi končnih elementov, je dinamičen. Na trgu se hitro pojavljajo novi in izboljšane verzije že uveljavljenih programskih paketov. Uporabnik se ob pestri ponudbi težko odloči za najprimernejšega, ki mu ustreza



Slika 2. Togostna matrika konstrukcije, element konstrukcije in njegova togostna matrika ter kalkulator v programu CALGR

Navodila programov smo prevedli, dopolnili in obogatili z ustreznimi primeri [3], [4]. Mogoče je uporabiti parametrične študije za preverjanje alternativnih metod preračuna konstrukcij in vpliva sprememb posameznih parametrov računskega modela na njegovo obnašanje. Zaradi omejitve zmogljivosti programa le v omejenem obsegu vendar

po kakovosti in po ceni. Posebej je pomembna pravilna odločitev v podjetjih, kjer ni nobenih izkušenj z uporabo takih programskih paketov ali pa so te skromne. Nepravilna odločitev ni samo pomembna iz finančnega vidika zaradi previsoke cene paketa, ampak zaradi tega, ker običajno prinaša veliko novih problemov, kar je v nasprotju

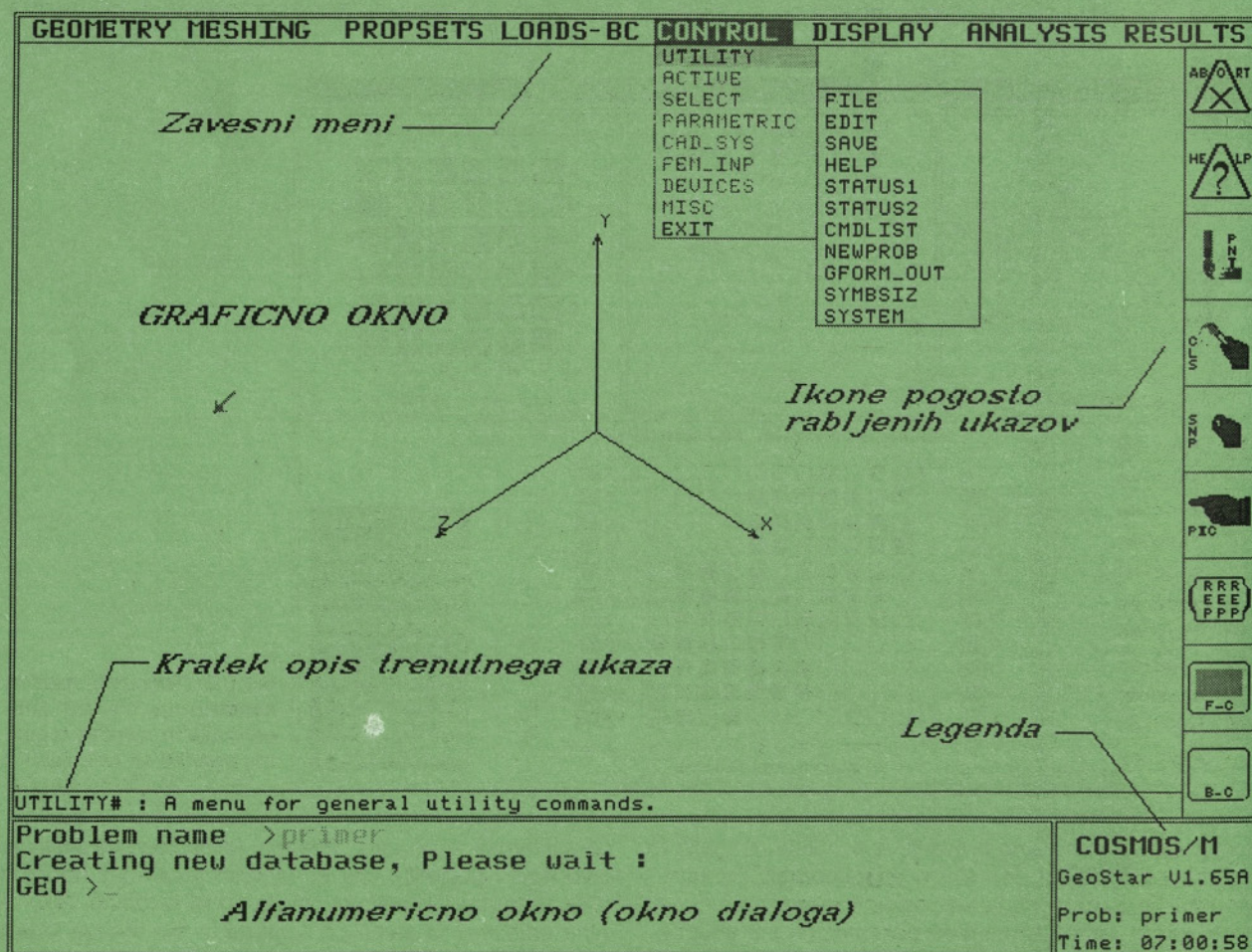
z namenom nakupa programskega paketa. Od prodajalcev ni mogoče vselej pričakovati najustreznejše rešitve, ker gre za komercialen interes, ki ni nujno skladen z optimalno rešitvijo za uporabnika. Večina programskih paketov omogoča preračun nekega problema na enak način, z zelo podobnimi ukazi. Razlike pri delu z njihovimi predprocesorji in postprocesorji so vedno manjše, delo postaja vedno bolj podobno. Kljub temu so med njimi zaradi možnosti medsebojnih povezav in povezav z drugimi programskimi paketi, ki niso namenjeni računanju konstrukcij, pomembne razlike.

Najpogostejši vzrok njihove slabe izkoriščenosti in velikih problemov pri njihovem uvajanju v prakso je neustrezno oziroma pomanjkljivo znanje direktnih uporabnikov. Programski paketi zaradi svoje prijaznosti omogočajo preračun zapletenih problemov tudi takim, ki problema ne razumejo popolnoma ali celo povsem napačno. Poleg cene paketa je potrebno načrtovati ustrezne finančne vložke za izobraževanje uporabnikov, ki pogosto drastično presegajo stroške nabave programskega paketa. Zato je potrebno pred odločitvijo o nakupu programskega paketa imeti zagotovljene možnosti ustreznega izobraževanja, sicer so vložena sredstva lahko izgubljena.

4.0. BISTVENE RAZLIKE MED PROGRAMSKIMI PAKETI

Ni mogoče začrtati ostrih mej med programskimi paketi za modeliranje z metodo končnih elementov FEM (finite-element modeling), ki imogočajo reševanje problema v okviru metode končnih elementov FEA (finite-element analysis). Obstajajo paketi, ki vsebujejo veliko funkcij CAD sistemov in so samostojne celote. Čeprav prodajalci paketov to lastnost pogosto predstavljajo kot dobro lastnost paketa, kar je seveda res, pa ne drži njihova trditev, da ne potrebujemo paketov CAD. Gre za problem, kako učinkovito povezati posamezne faze dela pri načrtovanju konstrukcij. Velika večina omogoča povezavo s CAD paketi prek IGES in DXF datotek, toda žal v različnih nivojih, kar ne reši problema povezave v celoti.

Druga skupina paketov so FEM paketi kot dodatki CAD paketov. Mnoge funkcije CAD paketov so uporabne pri modeliranju v metodi končnih elementov. Običajno vse funkcije CAD paketa niso uporabne pri mreženju. Dobra lastnost takih paketov je v tem, da uporabniku ni potrebno vložiti veliko dodatnega truda, če ima izkušnje pri uporabi CAD paketa. Razen tega je pomemben tudi hiter transfer



Slika 3. Pogled na zaslon po klicu modula GEOSTAR programa COSMOS/M

podatkov CAD paketa v modul za analizo konstrukcije. Pomembno pa je, da omogoča CAD paket zadovoljive operacije postprocesiranja analitičnih izračunov. V večjih delovnih organizacijah je tak pristop morda najprimernejši. Slabost pa je običajno v tem, da moramo nabaviti več ustreznih programskih paketov, kar je običajno dražja rešitev.

Na trgu je mogoče zaslediti tudi ponudbe o programskih paketih za analitično reševanje kot samostojnih modulov, ki jih je mogoče povezati s predprocesorji in postprocesorji v učinkovita programska orodja. Tak pristop zahteva veliko izkušenj in ni primeren za organizacije, kjer pakete za računanje konstrukcij šele uvajamo.

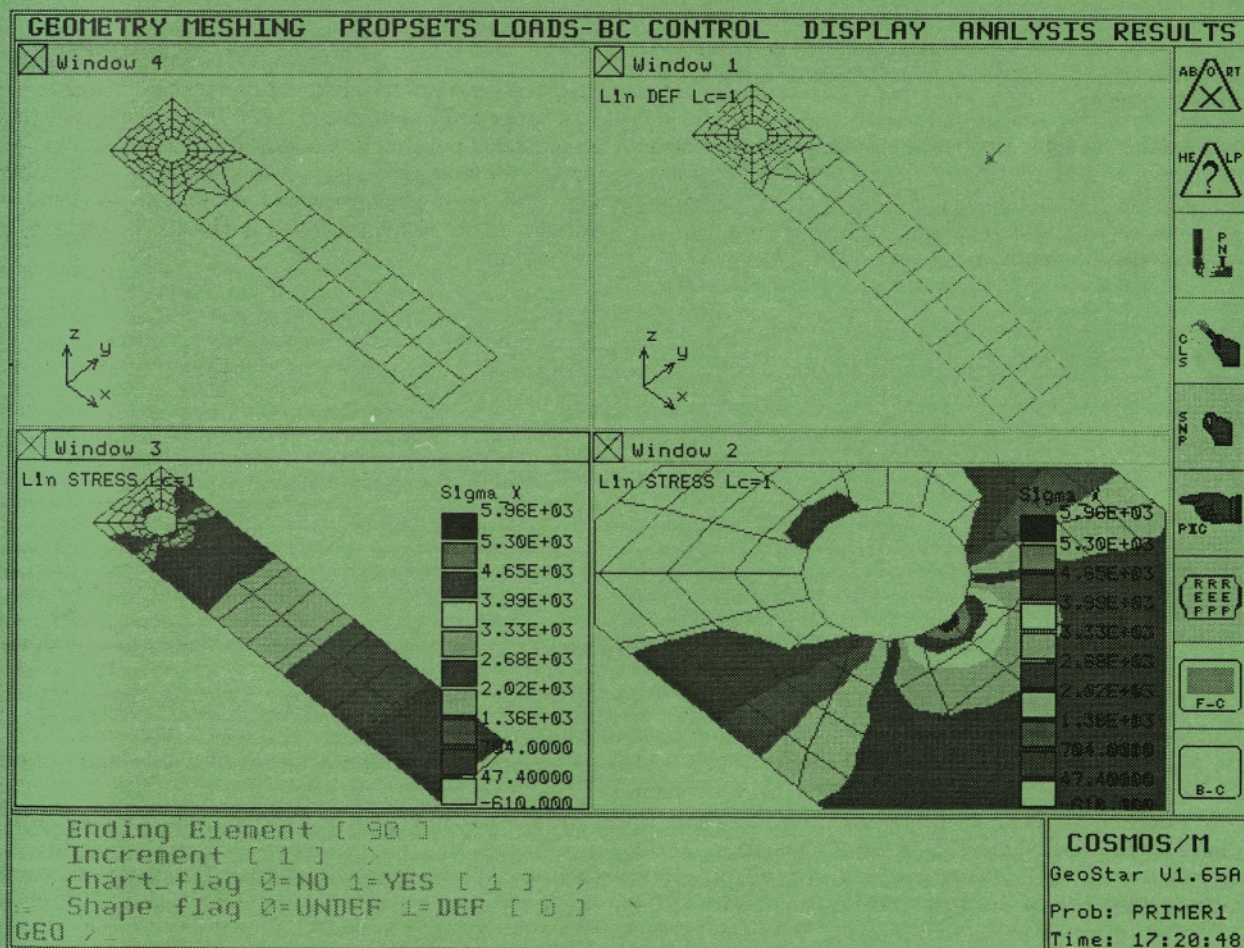
5.0. STROJNA OPREMA IN RAZŠIRJENOST PROGRAMSKEGA PAKETA

Pomembna in pogosto odločilna komponenta nakupa paketa je, ali ga bomo lahko uporabljali na razpoložljivi strojni opremi. Nekateri delujejo samo na osebni računalnikih ali na delovnih postajah.

Lahko delujejo celo drugače na osebni računalnikih kot na delovnih postajah, kar pomeni, da gre za modifikacije istega programa, ki se zaradi strojne opreme, na kateri tečejo, med seboj bistveno razlikujejo. Ker je pogosto njihov nadaljnji razvoj počasen, je bolje, da paketa ne nabavimo. Večinoma so na tržišču dosegljivi programski paketi, ki tečejo enako na osebni računalnikih in na velikih računalnikih. Razširjenost programskega paketa v okolju oziroma čas prisotnosti proizvajalca na trgu programske opreme je pomemben indikator nakupa paketa. Razširjenost paketa v okolju je lahko posledica nizke cene paketa, kar ne pomeni nujno tudi njegove majhne uporabne vrednosti. Vendar je zelo pomemben indikator kakovosti čas prisotnosti proizvajalca programske opreme na trgu. Praviloma je v tesni zvezi s kakovostjo izobraževanja uporabnikov in nudenjem ustrezne kakovostne pomoči.

6.0. PREGLEDNOST IN RAZUMLJIVOST PRIROČNIKOV, POMOČ MED DELOM

Priročniki programskega paketa povedo veliko o kakovosti in resnosti proizvajalca programske opreme. Zato jih je



Slika 4. Uporaba oken za prikaz rezultatov v modulu GEOSTAR

vredno pred nakupom programskega paketa pozorno pregledati. Pomembna je preglednost in razumljivost, kar je mogoče hitro ugotoviti. Zaradi kompleksnosti splošnih programskih paketov je njihov obseg običajno velik, zato je preglednost priročnikov pomembna lastnost. Nudjenje pomoči uporabniku med delom (on-line HELP) je naslednja pomembna lastnost. Najboljša je oblika takojšnje pomoči (case sensitive HELP), pri kateri količina informacije ne sme bistveno odstopati od vsebine v priročnikih. Ker uporabniki FEM paketov uporabljajo zaradi obsežnosti in zahtevnosti problema priročnike pogosteje kot uporabniki CAD paketov, je kakovost priročnikov in nudenje pomoči med delom s paketom pomembna.

7.0. IZBIRA IN UVEDBA SODOBNIH PROGRAMSKIH PAKETOV V PEDAGOŠKI PROCES

Ponudba sodobnih programskih paketov za računanje konstrukcij je velika in raznolika. Izbira ni enostavna in večinoma tudi v nobeni korelaciji s ceno paketa. Proizvajalci ponujajo pri uporabi paketov v pedagoškem procesu na univerzah in fakultetah ugodnosti v obliki popustov, nizkih najemnin paketa in podobno. Med parametri, ki vplivajo na izbiro, je pomemben čas prisotnosti proizvajalca na tržišču, ker je praviloma zaradi konkurence v tesni zvezi s kakovostjo in nudenjem pomoči pri uvajanju paketa v uporabo.

Izbiri paketa narekuje pogosto tudi razpoložljiva strojna oprema, saj si težko predstavljamo, da bi zaradi programskega paketa nekdo zamenjal strojno opremo. Običajno to ni ovira, ker programski paketi tečejo večinoma tudi na dovolj zmogljivih osebnih računalnikih (PC-jih).

Pomemben kazalec je samo okolje oziroma podjetja, ki zaposlujejo diplomante. Kljub avtonomnosti in suverenosti fakultete in univerze je smiselno, da se uvajajo dovolj kakovostni programski paketi in taki, ki jih bodo lahko uporabljali mladi strokovnjaki v okolju. Vložen trud in naporji so kljub zagotovilom prodajalcev o hitrem in enostavnem učenju kar precejšnji in bilo bi škoda, če bi bil izbor programskega paketa napačen. Res je sicer, da so razlike med programskimi paketi vse manjše, vendar niso tako majhne, da bi jih lahko zanemarili.

Zaradi navedenih razlogov smo se odločili za izbiro programskega paketa COSMOS/M [5]. Najprej smo za študente prevedli in priredili ustrezna navodila [6], ki so čas učenja uporabe paketa skrajšala na sprejemljivo mero v skladu z razpoložljivo kvoto ur predmetov. Za tem smo v obliki seminarjev prikazali študentom vse bistvene lastnosti paketa, ki jih mora poznati začetnik. Ob njihovem aktivnem delu so se pokazale dobre in slabe strani. Slabe so imele vzrok v pomanjklivostih gradiva, ki je nastajalo v naglici in na posameznih mestih ni bilo dovolj kvalitetno. Dobre strani pristopa pa so izvirale iz opisanega postopka učenja in zato sorazmerno hitrega učenja uporabe sicer prijaznega, a vendar obsežnega programskega paketa.

8.0. ZAKLJUČEK

Ne glede na vrsto izbranega programskega paketa je naš namen opozoriti na težave in rešitve pri uvajanju sodobnih programskih paketov v pedagoški proces. Zaradi hitrega razvoja in potreb okolja postaja to nuja. Ob dobrih lastnostih takih postopkov in celo koristih je potrebno skrbeti, da je njihova uvedba smiselna in pedagoško utemeljena.

LITERATURA

1. CAL/CGI, E.L. Wilson, P. Paultre, P. Leger, SMS-92/04, november 1992, Department of Civil Engineering, Faculty of Applied Science, University of Sherbrooke.
2. CALGR, P. Paultre, J. Proulx, P. Leger, SMS-92/04, november 1992, Department of Civil Engineering, Faculty of Applied Science, University of Sherbrooke.
3. B. Lutar, CAL/CGI, Priročnik za uporabo programa s primeri, Univerza v Mariboru, Tehniška fakulteta, Gradbeništvo, ISBN 86-435-0088-7, Maribor, 1994.
4. B. Lutar, CALGR, Priročnik za uporabo programa s primeri, Univerza v Mariboru, Tehniška fakulteta, Gradbeništvo, ISBN 86-435-0089-5, Maribor, 1994.
5. COSMOS/M, The Basic Systems, Version 1.70, May 1993, SRAC.
6. B. Lutar, Uvod v GEOSTAR, Univerza v Mariboru, Tehniška fakulteta, Gradbeništvo, ISBN 86-435-0093-3, Maribor, 1994.

GIBANJE VLAGE MED SUŠENJEM NASIČENEGA BETONA

UDK 691.32+620.18+532

JANA ŠELIH

POVZETEK

V članku je predstavljena raziskava spreminjanja vsebnosti vode v betonu med sušenjem. Poudarek je na začetni fazi tega procesa, kjer je vsebnost vode visoka in za katero je v literaturi le malo podatkov.

Eksperimentalne in numerične raziskave so potekale na betonskih cilindrih, izpostavljenih sušenju na zgornji površini. Cilindri so narejeni iz normalnega in lahkega betona s spreminjajočim se vodocementnim faktorjem. Vpliv teh spremenljivk na proces izsuševanja smo eksperimentalno ovrednotili. V primerjavi z normalnim so v lahkem betonu prisotni višji nivoji vsebnosti vode, povečanje vodocementnega faktorja pa poveča hitrost sušenja. Visoke, konstantne vrednosti hitrosti sušenja opazimo v začetni fazi sušenja tako med eksperimentom kot z numerično simulacijo.

Razviti numerični model temelji na posplošeni matematični formulaciji masnega in toplotnega prenosa v poroznih materialih, njegovi rezultati pa se ujemajo z eksperimentalnimi podatki znotraj pričakovane negotovosti vhodnih podatkov.

SUMMARY

MOISTURE TRANSPORT IN FULLY SATURATED CONCRETE DURING DRYING

Moisture content changes during drying were investigated in the present work. Particular emphasis was placed on the initial stage of drying of saturated concrete, where moisture contents are high. For this stage of drying, experimental data are lacking, and no comprehensive theory exist to describe it.

The present investigation was performed experimentally and numerically for drying of cylinders with one exposed end, made of normal weight and lightweight concrete with varying water to cement ratio. The lightweight concrete cylinders as compared to those made of normal weight concrete exhibited higher levels of moisture content throughout the process. At high w/c ratios, the moisture profiles for both types of cylinders, as expected, show steeper changes with time. Large, constant drying were observed both experimentally and numerically in the beginning of the drying.

The numerical model developed is based on a generalized mathematical formulation for mass and heat transfer in porous media, and its predictions are in good agreement with the experimental data with the uncertainty range of the input data.

UVOD

Velika večina betonskih konstrukcij je med svojo življenjsko dobo izpostavljena sušenju. Voda, ki je prisotna v porah betona, je med tem procesom izpostavljena mehanskemu, ki jo premikajo proti površini, izpostavljeni sušenju. Količina proste (kemično nevezane) vode v betonu se zato spreminja tako s krajem kot s časom.

Zaradi interakcije trdne matrice in porne vode je več mehanskih lastnosti, ki vplivajo na konstruktivno varnost, odvisnih od vsebnosti vode. Eksperimenti Hansona (1968) ter Gallowaya (1979) kažejo, da so od količine vode v betonu odvisni tlačna, natezna trdnost ter modul elastičnosti. S spreminjanjem vsebnosti vode je tesno povezano tudi krčenje betona, ki se pojavi, ko se iz betona pomika voda iz manjših por, kjer je trdneje vezana. Krčenje med sušenjem se pojavi šele, ko se vsebnost vode spusti pod kritičen prag. Prav tako so s količino vode povezani začetek in hitrost procesov propadanja betona, kot so korozija, zmrzovanje/odtajanje, in eksplozivna porušitev betona med požarom.

Določevanje nivojev količine vode v betonu lahko zato odločilno pripomore k izboljšani oceni odpornosti materiala. Ta dodatna informacija lahko vpliva na izbiro preventivnih strategij v fazi načrtovanja ter omogoči razvoj ustreznih tehnik vzdrževanja, ki se uporabljajo med življenjsko dobo konstrukcije. Ker so visoki nivoji vsebnosti vode odločilni za začetek in hitrost procesov propadanja, jim je potrebno posvetiti posebno pozornost. Med sušenjem se le-ti pojavljajo na začetku procesa. Numerični model, ki bi bil zmožen napovedati spremembe količine vode v betonu med sušenjem, bi zato predstavljal učinkovito orodje za ocenjevanje odpornosti materiala.

Iz literature, ki obravnava druge porozne materiale kot beton (McCabe in Smith, 1976), vidimo, da lahko v splošnem razdelimo proces sušenja na dve jasno razvidni dobi. Med prvo dobo se iz poroznega materiala premakne večina vode, hitrost sušenja pa je medtem konstantna. Za drugo fazo sušenja so značilne mnogo nižje vsebnosti vode ter padajoča hitrost sušenja. Podobno obnašanje glede na hitrost sušenja je zabeležil Ooi (1988) med merjenjem povprečnih vsebnosti vode s časom za lahek beton.

Poznavanje povprečnih vsebnosti predstavlja le del informacije, potrebne za oceno vpliva količine vode na obnašanje materiala. Popolno informacijo lahko dobimo le s poznavanjem prostorske razporeditve vsebnosti. Le raziskava razporeditve vsebnosti vode za obe fazi sušenja lahko poda uporabne podatke za oceno betonskih konstrukcij.

Namen pričujoče študije je razvoj numeričnega modela za simulacijo masnih pretokov v nasičenem betonu med sušenjem. Rezultate simulacije smo primerjali z eksperimentalno dobljenimi podatki ter s tem testirali razviti model. Poudarek študije je na začetni dobi sušenja, kjer so vsebnosti vode visoke, kar ima za posledico nizko odpornost betona. Za to dobo je v razpoložljivi literaturi malo eksperimentalnih in numeričnih podatkov.

Beton sestavljata dve porozni komponenti, agregat in cementni kamen. Obe komponenti ter njuna interakcija odločilno vplivata na strukturo, fizikalne karakteristike ter obnašanje kompozitnega materiala. Poleg obeh komponent imajo na obnašanje kompozitnega materiala velik

vpliv tudi stična območja med agregatnimi delci in cementnim kamnom, kjer je vodocementno razmerje višje kot v matrici.

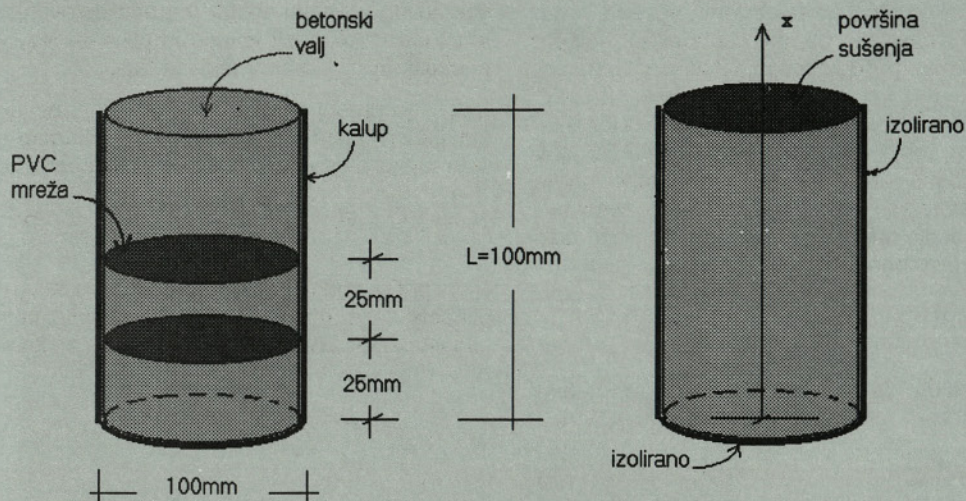
Za beton je zato značilen velik razpon por. Velik delež mezopor v cementnem kamnu z velikostjo med 10 do 250 Å ima za posledico veliko notranjo specifično površino velikostnega reda $10 \text{ m}^2/\text{g}$ (Daian, 1988), ter permeabilnost med 10^{-16} in 10^{-15} m^2 (Mehta, 1986). Zaradi velike specifične površine je velik delež tekoče vode v adsorbiranem stanju, ki ga v fizikalno realističnem matematičnem modelu ne smemo zanemariti. Model mora biti tako zmožen opisati tok proste vode, gibanje vezane (adsorbirane) vode ter gibanje vodne pare in zraka. Prav tako morajo biti vključene v model energetske spremembe, povezane z izhlapevanjem tekoče vode, ki spremljajo masni pretok. Perre in Degiovanni (1990) sta razširila Whitakerjevo (1977) formulacijo s tem, da sta vključila gibanje vezane vode. S tem njuna formulacija zadošča navedenim pogojem, numerični model, ki ga predstavljamo v tem članku, pa je zato osnovan na podobnem konceptu.

Lahki agregati imajo, za razliko od običajnih mineralnih agregatov, celičasto strukturo, visoko poroznost in grobo površino. Pri agregatih z grobo površino je treba upoštevati tako nastanek stičnega območja kot tudi druge pojave, ki so posledica medsebojnega vpliva cementnega kamna in agregata. Eden izmed njih je tudi tako imenovano "mehansko zaklinjanje" (Zhang in Gyor, 1990), ki nastane po strjevanju cementne paste, ki je prodrla v votlinice in odprte pore na površini agregatnih delcev. Strjena cementna pasta deluje kot sistem majhnih moznikov, ki zagotavlja odlično povezavo med cementnim kamnom in agregatom, ter zmanjšujejo prepustnost lahkega betona.

EKSPERIMENTALNI POSTOPEK

Pregled literature, npr. Sakata (1983), Parrot (1991), Penev in Kawamura (1991), kaže, da je večina eksperimentalnih raziskav potekala v pozni fazi sušenja, ko so količine vode nizke. Tudi tehnike merjenja količine vode v poroznih materialih so v veliki večini uporabne le pri nizkih vsebnostih vode. Gravimetrična metoda, ki so jo pogosto uporabili za merjenje povprečnih količin vode v zgodnji in pozni fazi sušenja, je ena redkih metod, ki je uporabna za merjenje visokih vsebnosti vode. Hashida ter avtorji (1990) opisujejo merjenje prostorske razporeditve vsebnosti vode z gravimetrično tehniko v zgodnji fazi sušenja, poudarek njegovega dela pa je na prerazporeditvi vsebnosti vode po impregnaciji sušilne površine. V tej raziskavi smo zato uporabili gravimetrično tehniko.

Količino vode smo merili v betonskih cilindrih s premerom in dolžino 100 mm. Testirali smo normalni in lahki beton z vodocementnim razmerjem 0.4 in 0.6. 34 % volumna svežega betona zavzema grob, 31 oziroma 36 % pa fin agregat za vodocementni faktor 0.4 oziroma 0.6. Maksimalna velikost zrna je 12.5 mm za grob agregat, za katerega smo uporabili naraven gramoz za normalni, in ekspanzirani škrljavec za lahek beton. Za fin agregat smo v obeh primerih uporabili naraven rečni pesek. Lahek agregat smo pred mešanjem betona namočili za 12 ur, kar ustreza 12 % vsebnosti vode. Za cement smo uporabili normalni cement (CSA Tip 10).



Slika 1. Shematična predstavitev testiranega cilindra.

Cilindri so ostali pokriti s plastično folijo 12 ur po vlijanju. Po 12 urah smo jih postavili v vlažno sobo z relativno vlažnostjo 100%. Čas negovanja se je gibal med 0 in 28 dnevi. Po zaključeni dobi negovanja smo cilindre izpostavili sušenju pri konstantni temperaturi $22 \pm 1^\circ\text{C}$ in relativni vlažnosti $50 \pm 5\%$. Nič dni negovan beton smo izpostavili sušenju takoj po odstranitvi folije. Cilindri so ležali pokončno med negovanjem in med sušenjem tako, da je površina sušenja na vrhu. Med negovanjem in sušenjem plastičnih kalupov nismo odstranili, kar med sušenjem zagotavlja, da so, kar se tiče masnih pretokov, bočne in spodnja stranica izolirane. Opisana konfiguracija omogoča le enodimenzionalni tok vlage v smeri vzdolžne osi cilindra. Čas sušenja se giblje med 0 in 90 dnevi, merjenja vsebnosti vode pa so potekala pri 0, 1, 3, 7, 28 in 90 dnevih sušenja.

Pred merjenjem lokalnih vsebnosti vode je bilo potrebno cilinder razlomiti na diske z debelino 25 mm. Lomljenje cilindra olajšamo s plastjo tanke PVC mreže, ki je v betonu ustvarilo rušilno površino, in je nameščena v cilindru vsakih 25 mm. Lega plasti mreže je prikazana na sliki 1. Vpliv mreže na gibanje vode smo ocenili z ločenim preizkusom, katerega rezultati kažejo, da je vpliv mreže na pretok zanemarljiv (Šelih, 1994).

Po razlomitvi cilindra na diske smo vsak disk stehali, ga 3 dni sušili pri 95°C ter ponovno stehali. Nadaljnja tehtanja suhega diska so pokazala, da se njegova teža ne spreminja za več kot 0.1%. Razlika med "mokra" in "suho" težo je količina vode v disku, ki predstavlja lokalno vsebnost vode. S tem lahko določimo razporeditev količine vode ob vzdolžni osi cilindra, x , za vsak čas sušenja. Kot je razvidno iz slike 1, je x os orientirana od izoliranega konca ($x = 0$) proti površini sušenja ($x = L$).

Količino vode izrazimo kot maso vode v enoti volumna betona, w :

$$w = \frac{(W_{\text{wet}} - W_{\text{dry}})}{W_{\text{dry}}} \cdot \rho_{\text{dry}} \quad (1)$$

kjer je W_{wet} mokra in W_{dry} suha teža diska. ρ_{dry} je navidezna gostota betona, definirana z $\rho_{\text{dry}} = W_{\text{dry}}/V$, V pa je volumen diska.

MATEMATIČNA FORMULACIJA MASNIH IN TOPLOTNIH PRETOKOV V POROZNM MATERIALU

Uporabljen matematična formulacija masnih in toplotnih pretokov temelji na povprečenju fizikalnih količin na reprezentativnem elementarnem volumnu (REV) (Whitaker, 1977). Volumski deleži posameznih faz, i , ki sestavljajo REV z volumnom V , so definirani z

$$\varepsilon_i = V_i / V, \quad i = s, l, b, g \quad (2)$$

kjer indeksi s , l , b and g označujejo trdno (s), tekočo (l), vezano (b) in plinasto (g) fazo. V_i je volumen faze i .

Povprečje poljubne količine Φ na REV definiramo kot

$$\bar{\phi} = \frac{1}{V} \int_V \phi dV \quad (3)$$

Če je Φ definiran le za fazo i , lahko vpeljemo notranje povprečje faze i z izrazom

$$\bar{\phi}^i = \frac{1}{V_i} \int_{V_i} \phi dV = \frac{1}{V_i} \int_{V_i} \phi dV_i \quad (4)$$

Volumenski deleži trdne, tekoče, vezane in plinaste faze so povezani z

$$\varepsilon_s + \varepsilon_l + \varepsilon_b + \varepsilon_g = 1 \quad (5)$$

Plinasto fazo sestavljata vodna para, ki jo označimo z indeksom 1, ter zrak, ki ima indeks 2.

Vsebnost vode S je razmerje skupne količine vode v vseh fazah in največje možne količine vode:

$$S = \frac{(\varepsilon_b + \varepsilon_l)\rho_l + \varepsilon_g \bar{\rho}_1^g}{\rho_l(1 - \varepsilon_s)} \quad (6)$$

kjer je ρ_l gostota tekoče faze, $\bar{\rho}_1^g$ pa notranje povprečje vodne pare v plinasti fazi.

Krčenje betona, vezano na sušenje, se pojavi šele v pozni fazi sušenja, ko se iz por pomika trdneje vezana voda. Vpliv deformacije trdne faze na masni pretok je majhen, zato lahko obravnavamo določevanje deformacij zaradi krčenja in masni tok kot nevezana procesa (Bazant, 1970). Predpostavimo lahko, da sušenje vpliva na krčenje, vpliv krčenja na sušenje pa lahko zanemarimo. Hkrati v formulaciji predpostavljamo, da so spremembe porne strukture zaradi hidratacije po začetku sušenja zanemarljive. V računu masnih pretokov obravnavamo trdno fazo torej kot tego in neogibno.

Vodilne enačbe

Kontinuitetno enačbo za celotno količino vode lahko zapišemo v obliki

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho_l(\varepsilon_l + \varepsilon_b) + \varepsilon_g \bar{\rho}_1^g) + \nabla(\rho_b \bar{\mathbf{v}}_b + \rho_l \bar{\mathbf{v}}_l + \bar{\rho}_1^g \bar{\mathbf{v}}_1) = 0 \quad (7)$$

kjer je $\bar{\mathbf{v}}_1$ povprečen vektor hitrosti tekoče faze.

Gibanje vezane vode je difuziven proces, kjer je gibalna sila gradient koncentracije aktiviranih vodnih molekul (Skaar and Siau, 1981). Masni pretok vezane vode lahko tako zapišemo kot

$$\bar{\rho}_b \bar{\mathbf{v}}_b = -(D_b \rho_l) \nabla \varepsilon_b \quad (8)$$

D_b je difuzivni koeficient vezane vode. Predpostavljamo, da je gostota vezane vode konstantna in enaka ρ_l .

Masni pretok vodne pare (v plinasti fazi) izrazimo kot

$$\bar{\rho}_1^g \bar{\mathbf{v}}_1 = \bar{\rho}_1^g \bar{\mathbf{v}}_g - \bar{\rho}_g^g D_{eff}^1 \nabla \left(\frac{\bar{\rho}_1^g}{\bar{\rho}_g^g} \right) \quad (9)$$

kjer D_{eff}^1 predstavlja efektivni difuzijski koeficient vodne pare v zraku, ki je odvisen od strukture poroznega materiala, prostorskega deleža por, na razpolago plinasti fazi, ter binarnega koeficienta vodne pare v zraku. $\bar{\rho}_g^g$ in $\bar{\mathbf{v}}_g$ sta gostota in hitrost plinaste faze.

Gibanje vodne pare sledi enačbi

$$\frac{\partial}{\partial t}(\bar{\rho}_1^g \varepsilon_g) + \nabla(\bar{\rho}_1^g \bar{\mathbf{v}}_1) = \bar{m}_l + \bar{m}_b \quad (10)$$

\bar{m}_l in \bar{m}_b sta hitrosti izhlapevanja tekoče in vezane vode.

Kontinuitetna enačba za zrak v plinasti zmesi se glasi

$$\frac{\partial}{\partial t}(\bar{\rho}_2^g \varepsilon_g) + \nabla(\bar{\rho}_2^g \bar{\mathbf{v}}_g) = \nabla(\bar{\rho}_g^g D_{eff}^2 \nabla \left(\frac{\bar{\rho}_2^g}{\bar{\rho}_g^g} \right)) \quad (11)$$

kjer je $\bar{\rho}_2^g$ delna gostota zraka v plinasti fazi.

Če zanemarimo vpliv težnosti na plinasto fazo, lahko za opis hitrosti tekoče in plinaste faze uporabimo Darcyjev zakon

$$\bar{\mathbf{v}}_1 = -\frac{Kk_l}{\mu_l} (\nabla \bar{p}_l^l - \rho_l g \mathbf{n}_{grav}) \quad (12)$$

in

$$\bar{\mathbf{v}}_g = -\frac{Kk_g}{\mu_g} \nabla \bar{p}_g^g \quad (13)$$

kjer je K specifična permeabilnost, k_l and k_g relativni

permeabilnosti tekoče in plinaste faze, g težnostni pospešek, in \mathbf{n}_{grav} enotni vektor v smeri delovanja težnosti. μ_l in μ_g sta viskoznosti tekoče in plinaste faze. \bar{p}_l^l je pritisk v tekoči, in \bar{p}_g^g pritisk v plinasti fazi.

Dokler je prosta tekoča voda prisotna, označimo razliko pritiskov plinaste in tekoče faze s kapilarnim pritiskom p_c , ki je funkcija vsebnosti vode v poroznem materialu:

$$p_c = \bar{p}_g^g - \bar{p}_l^l \quad (14)$$

Delni pritisk vodne pare je v primerjavi s celotnim pritiskom plinaste faze majhen, zato lahko privzamemo, da se plinasta zmes obnaša kot idealen plin, za katerega veljajo naslednje enačbe:

$$\bar{p}_1^g = \bar{\rho}_1^g \frac{R}{M_1} \bar{T} \quad (15)$$

$$\bar{p}_2^g = \bar{\rho}_2^g \frac{R}{M_2} \bar{T} \quad (16)$$

$$\bar{p}_g^g = \bar{p}_1^g + \bar{p}_2^g \quad (17)$$

$$\bar{\rho}_g^g = \bar{\rho}_1^g + \bar{\rho}_2^g \quad (18)$$

$\bar{\rho}_1^g$ in $\bar{\rho}_2^g$ sta delna pritiska vodne pare in zraka v zmesi. \bar{T} je temperatura, R univerzalna plinska konstanta, M_1 in M_2 pa molekularni masi vode in zraka.

Toplotno energetsko enačbo lahko zapišemo kot

$$(\rho_p)_s \frac{\partial \bar{T}}{\partial t} + ((c_p)_l \rho_l \bar{\mathbf{v}}_l + (c_p)_b \bar{\rho}_b \bar{\mathbf{v}}_b + \rho_g^g c_p^g \bar{\mathbf{v}}_g) \cdot \nabla \bar{T} + \Delta h_{vap} (\bar{m}_l + \bar{m}_b) + h_l \bar{m}_b - \bar{\rho}_b \bar{\mathbf{v}}_b \cdot \nabla h_s = \nabla(\lambda_{eff} \nabla \bar{T})$$

Δh_{vap} je specifična toplota uparjenja, h_s diferencialna toplota vsrka, λ_{eff} efektivna toplotna prevodnost, (ρc_p) pa predstavlja povprečen produkt specifičnih toplot in gostoto po REV, ki ga izrazimo kot

$$(\rho c_p) = \varepsilon_l \rho_l (c_p)_l + (\varepsilon_l + \varepsilon_b) \rho_l (c_p)_b + \varepsilon_g (\bar{\rho}_1^g (c_p)_1 + \bar{\rho}_2^g (c_p)_2) \quad (20)$$

$(c_p)_l$, $(c_p)_b$, $(c_p)_1$, $(c_p)_2$ in $(c_p)_s$ so specifične toplote tekoče vode, vodne pare, zraka in trdne faze.

Med celotnim procesom sušenja predpostavljamo, da je sistem v lokalnem termodinamičnem ravnotežju. Delni pritisk vodne pare oziroma relativna porna vlažnost je tako funkcija vsebnosti vode ter temperature. To konstitutivno relacijo zapišemo kot

$$\bar{p}_1^g = \bar{p}_1^g(S, \bar{T}) \quad (21)$$

Robni in začetni pogoji

V primeru, da je hitrost zunanega zraka majhna, njegova mejna plast pa polno razvita, je vpliv vodečega robu zanemarljiv (Masmoudi in Prat, 1991). Prestopna koeficienta toplotnega in masnega pretoka, α in β , sta tedaj konstantna.

Skupni masni tok na površini sušenja zapišemo kot

$$(\rho_l \bar{\mathbf{v}}_l + \rho_b \bar{\mathbf{v}}_b + \bar{\rho}_1^g \bar{\mathbf{v}}_1) \cdot \mathbf{n}_{l,oun} = \beta (\bar{\rho}_1^g - \rho_{1,\infty}) \quad (22)$$

kjer je \mathbf{n}_{boun} enotni vektor, normalen na površino sušenja in $q_{1\infty}$ delni pritisk vodne pare okolja.

Podoben konveksijski tip robnega pogoja lahko uporabimo za toplotni pretok:

$$\lambda_{\text{eff}} \nabla \bar{T} + \Delta h_{\text{vap}} (\rho_l \bar{\mathbf{v}}_1 + \rho_b \bar{\mathbf{v}}_b) + h_s \rho_b \bar{\mathbf{v}}_b \cdot \mathbf{n}_{\text{boun}} = \alpha (\bar{T} - T_\infty) \quad (23)$$

T_∞ je temperatura okolja.

Skupni pritisk plinaste faze na površini sušenja je konstanten z vrednostjo atmosferskega pritiska p_{atm} :

$$\bar{p}_g^g = p_{\text{atm}} \quad (24)$$

Na izolirani površini so masni in toplotni pretoki nični:

$$(\rho_l \bar{\mathbf{v}}_1 + \rho_b \bar{\mathbf{v}}_b + \bar{\rho}_1^g \bar{\mathbf{v}}_1) \cdot \mathbf{n}_{\text{boun}} = 0 \quad (25)$$

$$\lambda_{\text{eff}} \nabla \bar{T} + \Delta h_{\text{vap}} (\rho_l \bar{\mathbf{v}}_1 + \rho_b \bar{\mathbf{v}}_b) + h_s \rho_b \bar{\mathbf{v}}_b \cdot \mathbf{n}_{\text{boun}} = 0 \quad (26)$$

$$(\bar{\rho}_2^g \bar{\mathbf{v}}_g) \cdot \mathbf{n}_{\text{boun}} = 0 \quad (27)$$

Hitrost sušenja, DR, definiramo kot količino vode, ki zapusti material v enoti časa, in je zato odvisna od pogojev na sušilni površini:

$$DR = \frac{\int_{S_d} \beta (\bar{\rho}_1^g - \rho_{1\infty}) dS}{S_d} \quad (28)$$

kjer je S_d velikost površine sušenja.

Na začetku procesa sušenja predpostavljamo, da sta temperatura in pritisk plinaste faze po obravnavanem telesu konstantna:

$$\bar{T} = T_0 \quad (29)$$

$$\bar{p}_g^g = p_{\text{atm}} \quad (30)$$

Kapilarni pritiski so na začetku v hidrostatičnem ravnotežju:

$$\nabla p_c = -\rho_l g \mathbf{n}_{\text{grav}} \quad (31)$$

Diskretizacija vodilnih enačb in numerični algoritem

Za prostorsko diskretizacijo vodilnih diferencialnih enačb (7), (10), (11) in (19) smo uporabili formulacijo kontrolnih volumnov (Patankar, 1980). S tem je zagotovljena kontinuiteta pretokov na stiku kontrolnih volumnov. Vodilne enačbe integriramo prostorsko po kontrolnem volumnu ter po časovnem koraku od nivoja (n) do nivoja (n + 1). Za časovno integracijo uporabimo polno implicitno shemo.

Koeficienti, ki se pojavljajo v vodilnih enačbah (7), (10), (11) in (19), so močno odvisni od neznanih količin na koncu časovnega koraka, zaradi česar je potrebno uporabiti iterativni postopek znotraj vsakega časovnega koraka. Postopek, ki ga uporabimo za reševanje diskretiziranega sistema enačb v iteraciji (i), je naslednji:

Najprej določimo vsebnosti vode na koncu časovnega koraka, tj. na časovnem nivoju (n + 1), $S_{n+1}^{(i)}$ s pomočjo enačbe (7) ter pripadajočih robnih pogojev (22) in (25). Gradient vodnih pritiskov v (12) izrazimo z gradienti pritiskov plinaste faze in gradienti vsebnosti vode. Temperatura na koncu časovnega intervala, $T_{n+1}^{(i)}$, izračunamo iz energijske enačbe (19) in robnih pogojev (23) in (26). Skupno hitrost uparjenja, $(\bar{m}_1 + \bar{m}_b)_{(n+1)}^{(i)}$, ki se pojavlja

v energijski enačbi (19), določimo s kontinuitetno enačbo za vodno paro v plinasti fazi (10). Delni pritisk vodne pare, $(\bar{p}_1^g)_{(n+1)}^{(i)}$, dobimo iz konstitutivne enačbe termodinamičnega ravnotežja (21).

Rešitev kontinuitetne enačbe za zrak v plinasti fazi (11) z robnimi pogoji (24) in (27) je delna gostota zraka, $(\bar{Q}_2^g)_{(n+1)}^{(i)}$. Celotno gostoto in pritisk plinaste faze, $(\bar{Q}_g^g)_{(n+1)}^{(i)}$ in $(\bar{p}_g^g)_{(n+1)}^{(i)}$, dobimo iz enačb idealnega plina (15), (16), (17) and (18).

Natančnost globalne masne in toplotne ohranitve preverimo z računom njihovih rezidualov $(\psi_m)_{(n+1)}^{(i)}$ in $(\psi_e)_{(n+1)}^{(i)}$, ki so določeni z enačbama (32) in (33). Če so reziduali manjši od specificiranih toleranc, iteracijo ustavimo ter preidemo na naslednji časovni korak.

V vsakem koraku iterativnega postopka rešimo sistem lineariziranih enačb s pomočjo metode bločno iterativnega tipa z alternirajočimi smermi. Za reševanje sistema po vrstici ("line-by-line solver") uporabimo algoritem tridiagonalne matrike (TDMA) (Patankar, 1980).

Globalne rezidualne mase in energije po prostorsko diskretiziranem območju dobimo z integracijo enačb (7) in (19):

$$\psi_m = \iint_{\Delta V} \rho_l (1 - \varepsilon_s) \frac{\partial S}{\partial t} dV dt - \iint_{\Delta S_d} (\beta (\bar{\rho}_1^g - \rho_{1\infty}) dS_d dt \quad (32)$$

in

$$\psi_e = \iint_{\Delta V} (\bar{\rho}_p \frac{\partial \bar{T}}{\partial t} + \Delta h_{\text{vap}} (\bar{m}_1 + \bar{m}_b) + h_s \bar{m}_b) dV dt - \iint_{\Delta S_d} ((\Delta h_{\text{vap}} (\bar{\rho}_1 \bar{\mathbf{v}}_1 + \bar{\rho}_b \bar{\mathbf{v}}_b) + h_s \bar{\rho}_b \bar{\mathbf{v}}_b) \cdot \mathbf{n}_{\text{boun}} + \alpha (\bar{T} - T_\infty)) dS_d dt \quad (33)$$

kjer je V volumen analiziranega območja.

V računu trenutnih vrednosti vsebnosti vode $S_{(n+1)}^{(i)}$ in gostot $\bar{Q}_{2(n+1)}^{(i)}$, to je za reševanje enačb (7) in (11), uporabimo podrelaksacijo tipa

$$\phi_{(n+1)}^{(i)} \leftarrow \xi \phi_{(n+1)}^{(i-1)} + (1 - \xi) \phi_{(n+1)}^{(i-1)} \quad (34)$$

kjer leži faktor ξ med 0 in 1. V tej študiji smo uporabili za vsebnosti vode vrednost 0.95, ter vrednost 0.70 za izračun gostot.

Razviti numerični model je večdimenzionalen. Zaradi enosmerne narave eksperimenta pa smo za izračun rezultatov, ki so predstavljeni v naslednjem razdelku, uporabili enodimenzionalno verzijo modela.

REZULTATI IN DISKUSIJA

Odvisnost kapilarnega pritiska od vsebnosti vode smo prevzeli po Leverettu (Scheidegger, 1974). Uporabljeni konstitutivni zvezi za relativno permeabilnost plinaste in tekoče faze sta privzeti, kot jih podaja Scheidegger (1974), z modifikacijo v območju visokih vsebnosti vode, ki je primerna za beton (Volkwein, 1991). Za permeabilnost plina v tem območju privzamemo tako majhno nenično vrednost.

Zvezo med delnim pritiskom vodne pare in vsebnostjo vode določimo z izrazom, ki ga predlaga Whitaker (1977),

$$\phi = \frac{\bar{p}_1^g}{p_{\text{sat}}} \exp\left(\frac{-2\sigma}{r \rho_l (R / M_1) T}\right) \quad (35)$$

kjer je r mera velikosti pore, odvisna od vsebnosti. φ je relativna vlažnost, p_{sat} delni pritisk nasičene pare, σ pa površinska napetost.

Efektivni difuzijski koeficient vodne pare v poroznem materialu je sorazmeren koeficientu molekulske difuzije vodne pare v zraku, D_{free} , in relativne plinaste permeabilnosti k_g :

$$D_{\text{eff}}^1 = f_{\text{att}} k_g D_{\text{free}} \quad (36)$$

Faktor atenuacije, f_{att} , ki zajema ovire difuzivnega gibanja zaradi porozne strukture, ima vrednost 10^{-5} (Perre in Degiovanni, 1990). Difuzivni koeficient vezane vode je funkcija aktivacijske energije vezane vode (Skaar in Siau, 1981), in za beton lahko to funkcijo zapišemo z izrazom

$$D_b = D_b(S, T) = D_{b,0} \exp\left(16.8 - 2.08 \frac{S}{S_{\text{irr}}} \frac{\bar{T}}{T_{\text{ref}}}\right) \quad (37)$$

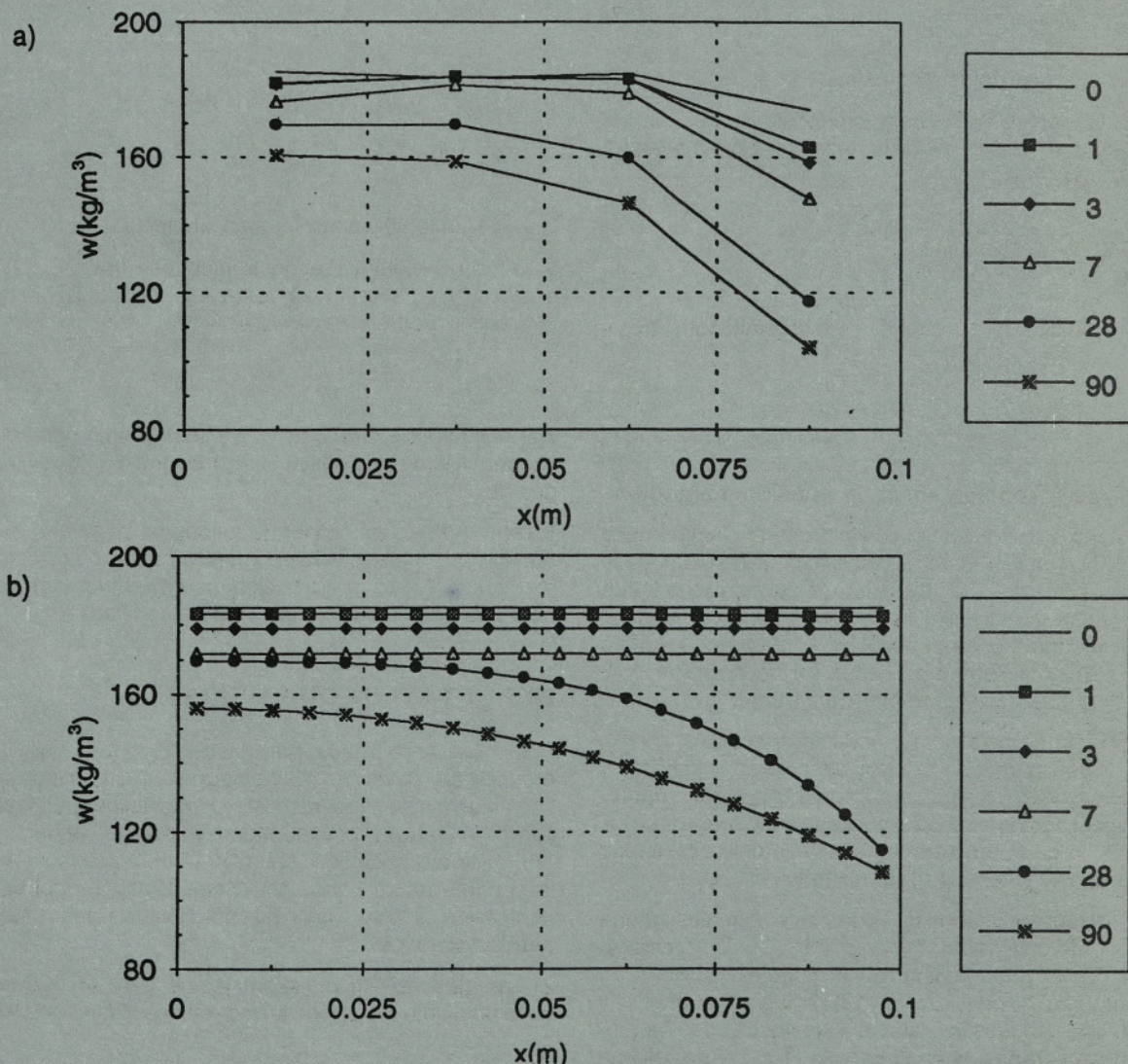
kjer ima konstanta $D_{b,0}$ vrednost $10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$, T_{ref} je referenčna temperatura z vrednostjo 295 K, in S_{irr} je ireducibilna saturacija.

Funkciji, opisani z enačbami (35) in (37), sta izbrani tako,

da sta odvisni le od enega parametra, ireducibilne saturacije. Vpliv teh dveh konstitutivnih zvez na masni tok v območju toka proste vode, na katerem je poudarek te študije, je majhen, zato je izbira konstitutivnih relacij, odvisna le od enega parametra, dopustna.

Zaradi tvorbe stične cone med cementnim kamnom in delci agregata ima beton mnogo višjo permeabilnost kot cementni kamen. Tipične vrednosti permeabilnosti betona so približno stokrat višje od permeabilnosti cementnega kamna z enakim vodocementnim faktorjem in časom negovanja (Mehta, 1980). Za vrednosti specifične permeabilnosti za beton smo izbrali vrednosti, ki so jih izmerili Dhir in soavtorji (1989). Izbrane vrednosti za lahek beton temeljijo na izsledkih Sugiyame (1994), ki je izmeril dva do trikrat večje vrednosti permeabilnosti lahkega betona v primerjavi v normalno težkim betonom.

Vrednosti poroznosti, uporabljenih v numerični simulaciji, določimo s povprečjem poroznosti posameznih komponent betona. Poroznost cementnega kamna je močno odvisna od časa negovanja in vodocementnega faktorja (Roy in Idorn, 1993). Poroznost normalnega agregata je 3% (Mehta, 1980), poroznost uporabljenega lahkega agregata pa 45% (Ooi, 1988).



Slika 2. Razporeditev vsebnosti vode v cilindru: a) eksperimentalni, b) numerični rezultati za 1 dan negovan lahek beton z vodocementnim faktorjem 0.4 po 0, 1, 3, 7, 28 in 90 dnevih sušenja.

Ireducibilna vsebnost je nivo, nad katerim prosta tekoča voda lahko obstaja. Ta nivo vsebnosti tako predstavlja mejo med kapilarnim tokom proste vode in prevladujočim gibanjem vodne pare in vezane vode. Ireducibilna vsebnost je odvisna zlasti od deleža velikih kapilarnih por, v katerih je tekoča voda prisotna v prosti obliki, ter zato narašča s podaljševanjem časa negovanja in z zmanjševanjem vodocementnega faktorja. Vrednosti, uporabljene v tej študiji, smo ocenili na podlagi danih eksperimentalnih podatkov.

Prestopni masni koeficient, β , opisuje hitrost izmenjave vlage med poroznim materialom in okoljem ter je odvisen od porozne strukture in pogojev v okolju, kot so na primer temperatura, relativna vlažnost in hitrost gibanja zraka (Masmoudi in Prat, 1991). Prestopni koeficient ocenimo s pomočjo robnih pogojev (22) in (23). V začetku sušenja je vodna para na sami površini sušenja nasičena in je tako odvisna le od temperature. Temperaturni gradienti znotraj poroznega materiala so zanemarljivo majhni, zato vrednost β lahko določimo s pomočjo enačbe

$$\beta = \frac{DR}{\bar{\rho}_1^g - \rho_{1\infty}} \quad (38)$$

Hitrost sušenja DR dobimo iz eksperimentalnih podatkov, $\rho_{1\infty}$ pa je delna gostota vodne pare v okolju.

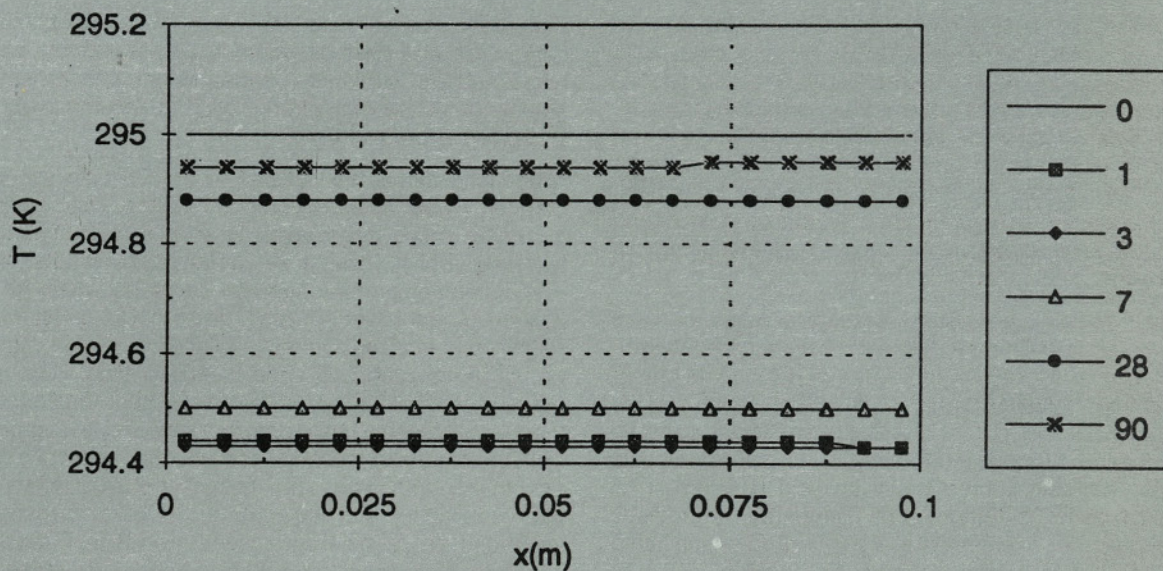
Začetne vsebnosti vode dobimo iz eksperimentalnih podatkov. Izbrane vrednosti materialnih parametrov, ki definirajo porozno strukturo (permeabilnost, poroznost, prestopni masni koeficient, ireducibilna in začetna vsebnost) so zbrane v preglednici 1.

Numerična simulacija sušenja je potekala za vse vrste betona (glede na vodocementni faktor, vrsto grobega agregata in čas negovanja), ki so bile eksperimentalno testirane. Tipični rezultati za en dan negovan lahek beton z vodocementnim faktorjem 0.4 so predstavljeni na sliki 2. V splošnem lahko opazimo, da se oblika profila razporeditve vsebnosti ne spreminja v začetku sušenja, medtem ko vrednosti vsebnosti vode močno padajo. Hitre spremembe vsebnosti in spremljajoče visoke, skoraj konstantne hitrosti sušenja lahko opazimo v prvih dnevih procesa. Takšna dinamika sušenja pomeni, da je tekoča voda prisotna v porah in da je prevladujoč mehanizem premikanja vode v tej fazi kapilarni tok. Oblika razporeditve vsebnosti se začne spreminjati med 3 in 7 dnevi, ko opazimo blizu površine sušenja močno povečane gradiente količine vode. Spremljajoča hitrost sušenja občutno pade, kar pomeni, da kapilarni tok v poroznem materialu ni več možen in prosta voda se giblje zaradi gradientov koncentracij.

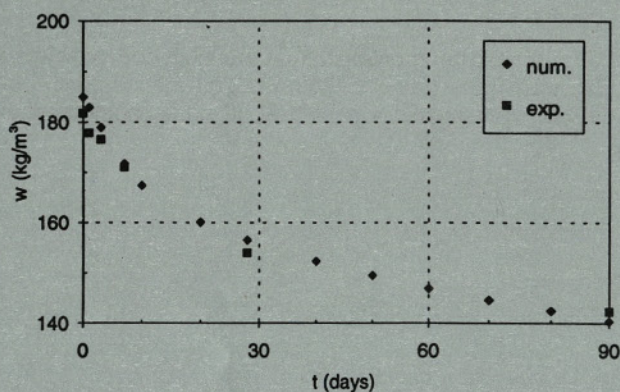
Ujemanje eksperimentalnih in numeričnih podatkov je za vse analizirane primere znotraj negotovosti vhodnih podatkov, uporabljenih v simulaciji, in natančnosti merilne

| tip betona | w/c | čas negovanja dnevi | K (10^{-17} m^2) | ε_s (-) | β (10^{-5} m/s) | w ⁰ (kg/m^3) | W _{irr} (kg/m^3) |
|------------|-----|---------------------|---------------------------------|------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|---|
| betona | 0.4 | 0 | 6.4 | .65 | 124 | 185 | 170 |
| | | 1 | 3.2 | .69 | 30 | 185 | 170 |
| | | 3 | 0.8 | .75 | 30 | 185 | 170 |
| | | 7 | 0.48 | .77 | 8 | 185 | 170 |
| | | 28 | 0.22 | .78 | 4 | 185 | 170 |
| lahek | 0.6 | 0 | 44. | .65 | 361 | 190 | 165 |
| | | 1 | 22. | .66 | 146 | 190 | 177 |
| | | 3 | 6. | .67 | 92 | 190 | 180 |
| | | 7 | 2.8 | .69 | 31 | 190 | 180 |
| | | 28 | 2. | .72 | 31 | 190 | 180 |
| normalen | 0.4 | 0 | 3.2 | .79 | 84 | 175 | 143 |
| | | 1 | 1.6 | .82 | 20 | 175 | 143 |
| | | 3 | 0.4 | .82 | 20 | 175 | 143 |
| | | 7 | 0.24 | .85 | 9 | 145 | 135 |
| | | 28 | 0.11 | .85 | 4 | 145 | 135 |
| normalen | 0.6 | 0 | 22. | .79 | 102 | 180 | 135 |
| | | 1 | 11. | .80 | 80 | 180 | 135 |
| | | 3 | 3. | .81 | 72 | 150 | 130 |
| | | 7 | 1.4 | .83 | 26 | 150 | 130 |
| | | 28 | 1. | .85 | 26 | 150 | 130 |

Preglednica 1. Vrednosti permeabilnosti, volumske frakcije trdne faze, prestopnega masnega koeficienta, ireducibilne in začetne vsebnosti vode, uporabljene v numerični simulaciji.



Slika 3. Numerično dobljena razporeditev temperature v cilindru med sušenjem za 1 dan negovan lahek beton z vodocementnim faktorjem 0.4 po 0, 1, 3, 7, 28 in 90 dnevih sušenja.

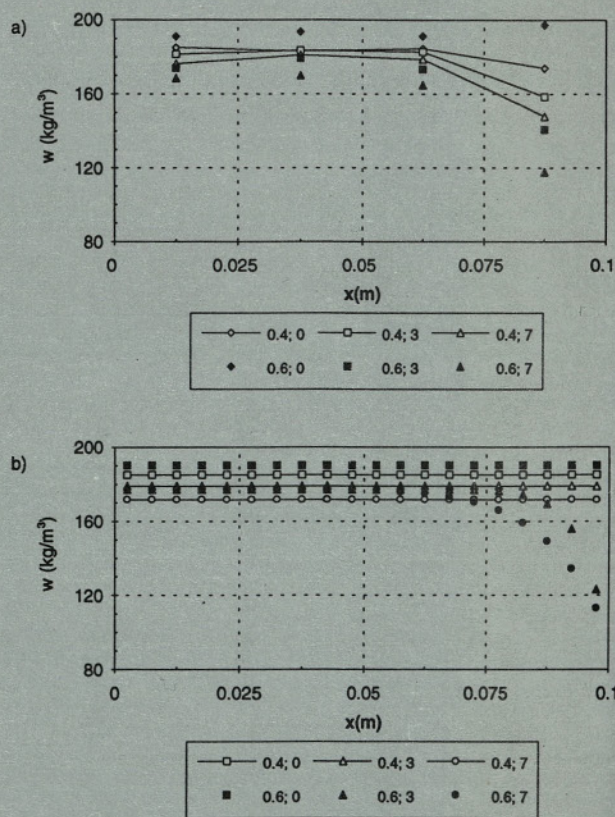


Slika 4. Spremembe povprečne vsebnosti vode s časom: primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov za 1 dan negovan lahek beton z vodocementnim faktorjem 0.4.

tehnike, za katero ocenjujemo, da je med 5 in 10%. V splošnem se razlike večajo v bližini sušilne površine, kjer so njihove maksimalne vrednosti 20%.

Rezultate numerične simulacije za razporeditev temperatur vzdolž cilindra med sušenjem, ki ustrezajo spremembam vsebnosti na sliki 2, lahko vidimo na sliki 3. Po celotni dolžini cilindra lahko opazimo padec temperatur, ki je posledica porabe energije za izhlapevanje tekoče vode v začetku sušilnega procesa. Ker je izhlapevanje prisotno povsod v sušečem se cilindru, so temperaturni gradienti med celotnim sušenjem zanemarljivo majhni. Ko proste tekoče vode v porah ni več, začne temperatura naraščati, dokler ne doseže temperature okolja.

Na sliki 4 vidimo primerjavo eksperimentalno in numerično dobljenih povprečnih vrednosti vsebnosti za en dan negovan lahek beton z vodocementnim faktorjem 0.4. Razlike med eksperimentalnimi in numeričnimi vrednostmi so manjše od 3% za celotno analizirano časovno območje. Razlika med omenjenima fazama sušenja je izrazita, saj so tipične vrednosti hitrosti sušenja, ki je sorazmerna naklonu krivulje na sliki 4, 0.18 kg/(m² dan) za prvo, in 0.02 kg/(m² dan) za drugo fazo do 90 dni sušenja.



Slika 5. Vpliv vodocementnega faktorja ($w/c = 0.4, 0.6$) na razporeditev vsebnosti vode v cilindru pri 0, 3 in 7 dnevih sušenja za 1 dan negovan lahek beton z vodocementnim faktorjem 0.4: a) eksperimentalni, b) numerični rezultati.

Slika 5 prikazuje vpliv vodocementnega faktorja (w/c) na razporeditve vsebnosti za en dan negovan lahek beton. Če je vodocementni faktor višji, so začetni nivoji količine vode višji, spremembe s časom pa hitrejše. Takšno obnašanje lahko razložimo s tem, da se nižji vodocementni faktor odraža v a) manjši količini proste vode po zaključeni hidrataciji, in b) finejši porozni strukturi, ki predstavlja višji upor glede na masni tok. Hitrost sušenja

se z zniževanjem vodocementnega faktorja torej manjša. Primerjava eksperimentalnih (slik 5.a) in numeričnih (slika 5.b) profilov pokaže, da je njihovo ujemanje dobro tako v kvalitativnem kot v kvantitativnem smislu.

Na sliki 6 vidimo tipične razlike v obnašanju normalnega in lahkega betona. Tip agregata občutno vpliva za začetne nivoje vsebnosti in na dinamiko samega procesa. Večja hitrost sušenja je prisotna v lahkem betonu, iz česar lahko sklepamo, da nudi lahek beton masnemu toku manjši upor, njegova permeabilnost pa je temu primerno višja kot permeabilnost normalnega betona.

ZAKLJUČNE PRIPOMBE

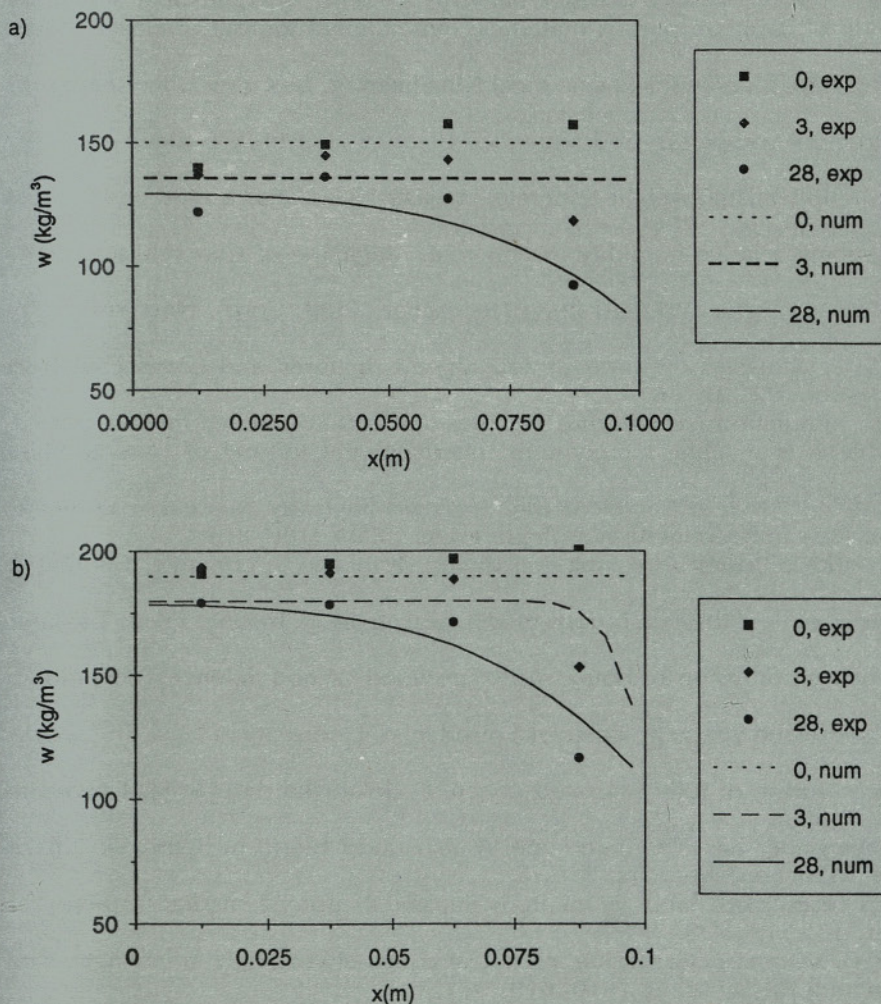
Eksperimentalne in numerične raziskave sušenja smo izvedli na cilindrih, izpostavljenih sušenju na eni stranici, narejenih iz normalno težkega in lahkega betona z različnimi vodocementnimi faktorji ter časi negovanja.

Visoko, konstantno hitrost sušenja smo opazili v začetni fazi sušenja za vse testirane vrste betona. Dokler je hitrost sušenja konstantna, se oblika razporeditve vsebnosti vode med sušenjem ne spreminja. Takšno obnašanje je opisano v literaturi za porozne materiale, različne od betona. Za beton poroča o podobnem obnašanju le Hashida in soavtorji (1990). Začetna faza traja od 3 do 7 dni. Obstoj konstantne hitrosti sušenja pomeni, da je v porah betona prisotna tudi prosta tekoča voda, ki se giblje zaradi kapilarnih sil. Po koncu prve faze sušenja opazimo

postopen prehod iz območja prevladujočega kapilarnega toka v območje, kjer je prevladujoči gibalni mehanizem difuzija. V tem območju proste vode ni več in vodna para in vezana voda se gibljeta zaradi koncentracijskih gradientov. Ob začetku druge faze sušenja, ko postane difuzija prevladujoč mehanizem gibanja vode, so vsebnosti vode vzdolž celotnega cilindra močno zmanjšane.

Normalno težak beton ima v primerjavi v lahkim betonom nižje začetne vsebnosti vode z enakim vodocementnim faktorjem in časom negovanja. To je posledica porozne strukture lahkega agregata in uporabljenega mešalnega postopka, v katerem lahek agregat predhodno namočimo. Med sušenjem so spremembe vsebnosti vode s časom hitrejše in hitrosti sušenja so večje za lahek beton. Povečanje vodocementnega faktorja ima za posledico višjo začetno količino vode ter hitrejšo spremembo vsebnosti s časom, kar pomeni, da je beton z višjim vodocementnim faktorjem bolj prepusten.

Razviti numerični model temelji na simultani formulaciji masnih in toplotnih pretokov ter daje kot rezultat prostorsko razporeditev vsebnosti vode, temperatur in njihovih sprememb s časom. S tem modelom smo simulirali obnašanje vseh vrst betona, ki so bile eksperimentalno testirane. Kot rezultat smo dobili razporeditve vsebnosti v določenih časovnih razmakih. Model je močno odvisen od uporabljenih konstitutivnih zvez, ki morajo biti določene eksperimentalno. Njegovi rezultati se ujema z eksperimentalnimi podatki znotraj negotovosti vhodnih podatkov, konstitutivnih relacij ter napake merilne tehnike.



Slika 6. Vpliv vrste agregata na razporeditev količine vode v cilindru pri 0, 3 in 28 dnevih sušenja; 3 dni negovan beton z vodocementnim faktorjem 0.4: a) normalen, b) lahek beton.

Opremljen z ustreznimi vhodnimi podatki ter konstitutivnimi zvezami predstavlja razviti model ustrezno orodje za analizo obnašanja betona med zgodnjo fazo sušenja, njegova posplošena formulacija pa ga ne omejuje na analizo poroznih materialov v visokimi vsebnostmi vode. Uporabo modela lahko tako razširimo na primere dolgotrajnega sušenja ter na reševanje problemov masnih in toplotnih pretokov, ki niso vezani na izsuševanje.

ZAHVALA

Članek predstavlja del raziskav, ki so potekale v okviru doktorskega studija avtorice na University of New Brunswick v Kanadi. Avtorica se zahvaljuje Ministrstvu za znanost in tehnologijo Republike Slovenije za financiranje njenega študija v tujini.

LITERATURA

- Bazant, Z. P. in Kim, J., 1991, Consequences of diffusion theory for shrinkage of concrete, *Materials & Structures*, 24, 323–326.
- Daian, J. F., 1988, Condensation and isothermal water transfer in cement mortar: Part I – pore size distribution, equilibrium water condensation and imbibition, *Transport in Porous Media*, 3, 563–589.
- Dhir, R. K., Hewlett, P. C., in Chan, Y. N., 1989, Near surface characteristics of concrete: intrinsic permeability, *Magazine of Concrete Research*, 41 (147), 87–97.
- Galloway, J. W., Harding, H. M. in Raithby, K. D. 1979, Effects of moisture changes on flexural and fatigue strength of concrete, *Transport and Road Research Laboratories, Report 864, VB.* (26 str.)
- Hanson, J. A., 1968, Effect of curing and drying environments on splitting tensile strength of concrete, *ACI Journal*, 65, 535–543.
- Hashida, H., Tanaka, K. in Koike, M., 1990, Moisture distribution in concrete before and after application of the finish, *Building Research and Practice*, 5, 303–308.
- Larbi, J. A., 1993, Microstructure of the interfacial zone around aggregate particles in concrete, *Heron*, 38 (1).
- Masmoudi, W., in Prat, M., 1991, Heat and mass transfer between a porous medium and a parallel external flow. Application to drying of capillary porous materials, *International Journal of Heat & Mass Transfer*, 34, 1975–1989.
- McCabe W. L. in Smith J. C., 1976, *Unit Operations of Chemical Engineering*, McGraw Hill, New York, NY, ZDA.
- Mehta, P. K., 1986, *Concrete: structure, properties and materials*, Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, NJ., ZDA.
- Ooi, O. S., 1988, Aggregate saturation in lightweight concrete, magistrska naloga, University of New Brunswick, Fredericton, Kanada.
- Parrott, L. J., 1991, Factors influencing relative humidity in concrete, *Magazine of Concrete Research*, 43 (154), 45–52.
- Patankar, S. V., 1980, *Numerical heat transfer and fluid flow*, Hemisphere Publ. Corp., New York, NY, ZDA.
- Penev, D. in Kawamura, M., 1991, Moisture diffusion in soil-cement mixtures and compacted lean concrete, *Cement & Concrete Research*, 21, 37–46.
- Perre, P. in Degiovanni, A., 1990, Simulation par volumes finis des transferts couplés en milieux poreux anisotropes: séchage du bois à basse et à haute température, *International Journal of Heat & Mass Transfer*, 33, 2463–2478.
- Roy, D. M., in Idorn, G. M., 1993, *Concrete Microstructure*, Strategic Highway Research Program, Report No. SHRP-C-340, National Research Council, Washington, DC., ZDA (180 str.).
- Sakata, K., 1983, A study on moisture diffusion in drying and drying shrinkage of concrete, *Cement & Concrete Research*, 13, 216–224.
- Scheidegger, A. E., 1974, *The physics of flow through porous media*, University of Toronto Press, Toronto, Kanada.
- Skaar, C., in Siau, J. F., 1981, Thermal diffusion of bound water in wood, *Wood Science Technology*, 15, 105–112.
- Sugiyama, T., 1994, Permeability of stressed concrete, doktorska disertacija, University of New Brunswick, Fredericton, Kanada.
- Šelih, J., 1994, Movement of water during of fully saturated concrete, doktorska disertacija, University of New Brunswick, Fredericton, Kanada.
- Volkwein, A., 1991, Untersuchungen über das Eindringen von Wasser und Chlorid in Beton, doktorska disertacija, Technische Universität München, Nemčija.
- Whitaker, S., 1977, Simultaneous heat, mass, and momentum transfer in porous media: a theory of drying, *Advances in Heat Transfer*, 13, 119–200.
- Zhang, M. H., in Gjorv, O. E., 1990, Microstructure of the interfacial zone between lightweight aggregate and cement paste, *Cement & Concrete Research*, 20, 610–618.



SEJEM MEGRA

9. mednarodni sejem gradbeništva in gradbenih materialov

od 16. do 20. aprila 1996 v Gornji Radgoni

od 10. do 18. ure

Razstavni program

planiranje in projektiranje • krajinska arhitektura • visoke gradnje
nizke gradnje • gradbeni materiali • instalacije • zaključna dela
notranja oprema • gradbena mehanizacija • varstvo okolja in javne službe
izobraževanje v gradbeništvu • informatika v gradbeništvu

Program strokovnih posvetovanj

Torek, 16. 4. - ob 12.30

Razvoj investicijskega trga

Sreda, 17. 4. - ob 9.30

Asfalti in hidroizolacije pri gradnji cest

Sreda, 17. 4. - ob 10. uri

Znaki kakovosti v funkciji poslovne uspešnosti

Četrtek, 18. 4. - ob 10. uri

Zakonodaja in pravno sistemska regulativa Evropske skupnosti

Četrtek, 18. 4. - ob 10. uri

Lokalna samouprava in varstvo okolja

Petek, 19. 4. - ob 10. uri

Informacijski sistemi in računalniška izmenjava podatkov v graditeljstvu



POMURSKI SEJEM

