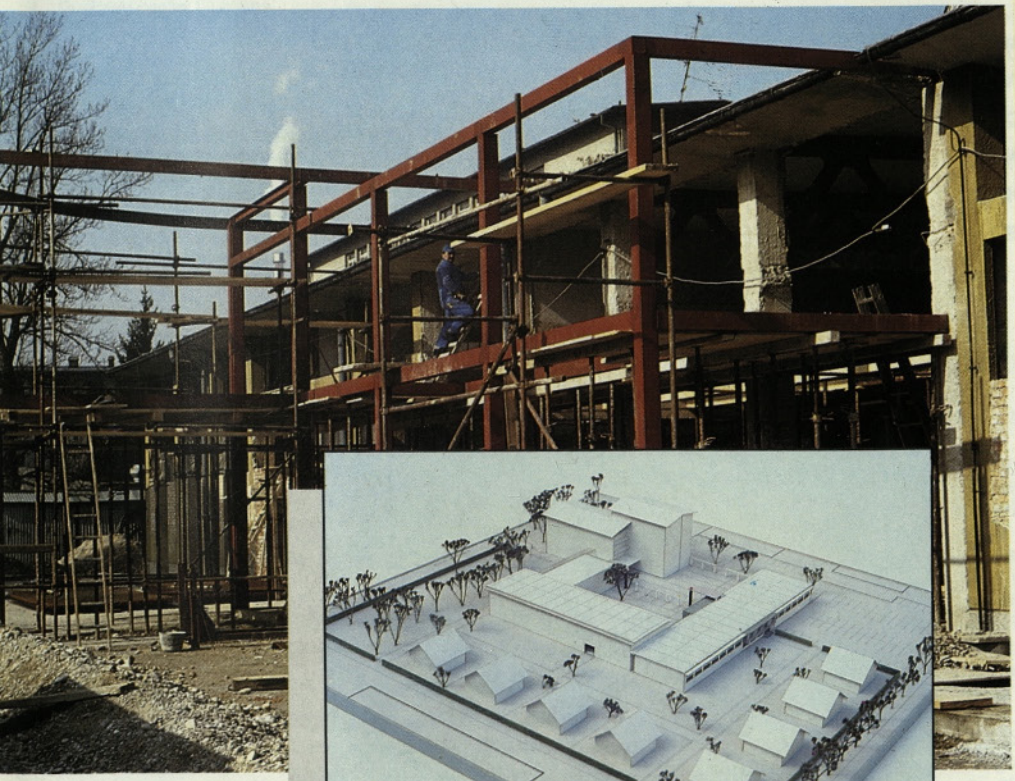
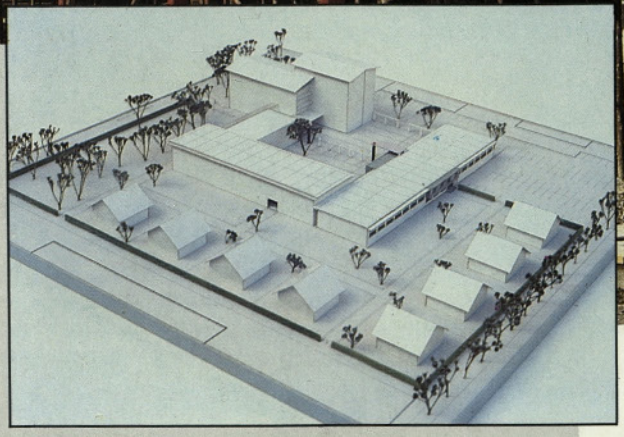
UDK-UDC 05:625;
YU ISSN 0017-2774

LJUBLJANA,
MAREC-APRIL, 1992

LETNIK XXXXI
STR. 65-108

GRADBENI VESTNIK 3-4





GRADNJA GRADBENEGA CENTRA NA DIMIČEVI 9 IN MAKETA KONČNE UREDITVE

Glavni in odgovorni urednik:

Franc **ČAČOVIČ**

Lektor:

Alenka **RAIČ**

Tehnični urednik:

Dane **TUDJINA**

Uredniški odbor:

Sergej **BUBNOV,** Vladimir **ČADEŽ,**
Vojteh **VLODYGA,** Stane **PAVLIN,**
Gorazd **HUMAR,** Ivan **JECELJ,**
Branka **ZATLER-ZUPANČIČ,**
Andrej **KOMEL,**
Jože **ŠČAVNIČAR,** dr. Miran **SAJE**

Revijo izdaja Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije, Ljubljana, Erjavčeva 15, telefon: 221-587. Žiro račun pri SDK Ljubljana 50101-678-47602. Tiska Tiskarna Tone Tomšič v Ljubljani. Revija izhaja mesečno. Naročnina za člane društev znaša 840 SLT. Za študente in upokojence velja polovična cena. Naročnina za gospodarske naročnike znaša 12.600 SLT, za inozemske naročnike 100 US $. Revija izhaja ob finančni pomoči Ministrstva za znanost in tehnologijo, Zavoda za raziskavo materiala in konstrukcij Ljubljana, Fakultete za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani in Centra za graditeljstvo. V naročnini je vštet prometni davek.

GRADBENI VESTNIK

GLASILO ZVEZE DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE
ŠT. 3-4 • LETNIK 41 • 1992 • YU ISSN 0017-2774

VSEBINA - CONTENTS

Članki, študije, razprave
Articles studies, proceedings

Jože Vučajnk:
GOSPODARSKI POLOŽAJ GRADBENIŠTVA IN IGM SLOVENIJE 66

Peter Dobrila:
ENOOSNA UPOGIBNA OBREMENITEV ARMIRANOABETONSKIH »T« PREREZOV (VELIKA EKSCENTRIČNOST) 68
UNIAXIAL BENDING REINFORCED CONCRETE »T« BEAMS (GREAT EXCENTRICITY)

Miha Tomaževič, Polona Weiss, Tomaž Velechovsky:
VPLIV TOGOSTI STROPOV NA POTRESNO ODPORNOST STARIH ZIDANIH ZGRADB 73
THE INFLUENCE OF RIDIGITY OF FLOORS ON THE SEISMIC BEHAVIOUR OF OLD MASONRY BUILDINGS

Poročila – Informacije

Janja Marolt, Dubravka Bjegović:
PREDOR POD ROKAVSKIM PRELIVOM 85
THE CHANNEL TUNNEL

Center za graditeljstvo: Gradbeni center Ljubljana

Rudi Rajar, Andrej Širca:
RAČUN POVPREČNIH HITROSTI TOKA V STRMIH STRUGAH 89
CALCULATION OF AVERAGE FLOW VELOCITIES IN STEEP NATURAL STREAMS

Poročila Fakultete za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani
Proceedings of the Department of Civil Engineering University, Ljubljana

Milena Marega, Matjaž Zupan:
EKOLOGIJA DOMA 95
HOUSEHOLD ECOLOGY

Informacije Zavoda za raziskavo materiala in konstrukcij Ljubljana
Institute for testing and research in materials and structures Ljubljana

Matjaž Bergant, Igor Janežič:
OJAČEVANJE ARMIRANOBETONSKIH KONSTRUKCIJ Z DOLEPLJENJEM JEKLENIH LAMEL – PRIMERI IZ PRAKSE 103
STRENGTHENING OF REINFORCED – CONCRETE STRUCTURES BY GLUING ON STEEL PLATES – SOME PRACTICAL EXAMPLES

GOSPODARSKI POLOŽAJ GRADBENIŠTVA IN IGM SLOVENIJE

Gradbeništvo in z njim tudi IGM Slovenije sta doživljala konjunkturni razvoj do leta 1980. Gradbeništvo je bilo druga največja panoga (za trgovino) in njegov delež v družbenem proizvodu gospodarstva je znašal prek 12 %, od tega IGM približno 2 %. Število zaposlenih je bilo prek 90.000 (IGM 10.000).

Največ smo gradili doma v Sloveniji, pa tudi v velikem obsegu v drugih republikah Jugoslavije in v tujini. Povprečni delež izvoza storitev je znašal 15 % od celotne proizvodnje gradbeništva. Približno v takšnem obsegu je bil tudi delež gradnje stanovanj, višje nad njim pa gradnja gospodarskih in infrastrukturnih objektov (približno po 30 %).

V času gospodarske konjunkture, ki je sicer po 2. svetovni vojni doživela več cikličnih nihanj, so se razvila velika gradbena podjetja in tudi montažno-instalacijska podjetja, proizvajalci gradbenih materialov ter projektantske organizacije.

Gospodarska kriza v osemdesetih letih je v gradbeništvu povzročila veliko večjo stagnacijo kot v ostalih delih gospodarstva, kar je posledica močnega padanja investicij oziroma naložb.

V Splošnem združenju gradbeništva in IGM Slovenije smo gibanje v panogi in s tem v zvezi nastopajoče posledice redno analizirali ter dajali predloge za reševanje problemov in usmeritve za nadaljnji razvoj.

Bolj poglobljeno je bila problematika gradbeništva in IGM obdelana v študiji o razvojnih možnostih in perspektivah gradbeništva, ki sta jo izdelala v dveh fazah Razvojni center Celje in Institut za ekonomska raziskovanja v Ljubljani s sodelovanjem večjega števila strokovnjakov, zaposlenih neposredno v gradbeništvu (leta 1988 in 1989). Študija je izpostavila nujnost zmanjševanja obsega gradbeništva in strukturnega prilagajanja nastalim razmeram in bodočim možnostim.

Da bi preprečili stihijsko propadanje podjetij in celotne panoge, smo skupaj z Republiškim sekretariatom za industrijo in gradbeništvo konec leta 1990 pripravili program sanacije stanja v gradbeništvu s predlogi ukrepov za uveljavitev tržnega gospodarstva in ga predložili Izvršnemu svetu RS v obravnavo in sprejem. Program naj bi zagotovil pogoje v okolju zunaj gradbeništva, za potrebno realizacijo predlogov in ukrepov. Čeprav je bil ocenjen kot realen in koristen, ga Izvršni svet ni obravnaval, češ da je potrebna predhodna medsebojna uskladitev republiških resorjev, ki pa ni bila končana. Podobno usodo je sočasno doživel predlog za izdajo novega zakona o graditvi objektov, skupaj s tezami o njegovi novi vsebini.

Oktobra lani smo v združenju izdelali analizo lastninskih sprememb v podjetjih gradbeništva in IGM Slovenije s stanjem 30. junija 1991 (uporabljeni so podatki SDK). Že do takrat se je število novih podjetij v panogi zelo povečalo, vključno s številom zasebnih podjetij, vendar ta nova podjetja zaposlujejo razmeroma malo delavcev, številna med njimi pa so le registrirana in še niso ustvarila dohodka (speča podjetja).

Na podlagi podatkov, ki nam jih je dostavila večina podjetij v panogi (ca. 80 %), smo v prvi polovici marca letos analizirali stanje in dosežene rezultate v letu 1991, kar kaže na zelo težke razmere v večini podjetij in celotne panoge.

Izgube so v celotni panogi 5,3-krat večje od dosežene akumulacije, medtem ko so v samem gradbeništvu (05) 11,4-krat večje, v nekaterih dejavnostih znotraj gradbeništva pa celo 20-krat večje (nizke gradnje in montažno-instalacijska dejavnost). V podjetjih, ki so poslala podatke, znaša izguba ca. 1,3 mlrd SLT in je registrirana v 80 podjetjih, zajetih v analizi.

Akumulacija je majhna in kaže rahli trend porasta v gradbeništvu (05), vendar so absolutne vrednosti v primerjavi z rastjo izgube še vedno neprimerno nižje. Delež akumulacije v celotnem prihodku je bil leta 1990 0,37 %, v letu 1991 pa se je izboljšal na 0,51 %.

Rast obračunane amortizacije je 74 % in je skromna glede na globalno povečanje cen ter daje malo upanja za zagotovitev dovolj sredstev za enostavno reprodukcijo.

Število zaposlenih, izračunano iz delovnih ur, se je v zajetih podjetjih zmanjšalo za ca. 6.000 delavcev (dejansko v panogi veliko več), kar predstavlja ca. 12 % vseh zaposlenih, v zadnjih treh letih se je število zaposlenih zmanjšalo za več kot 12.000 oziroma 25 %.

Na podlagi podatkov, pridobljenih iz vzorčno izbranih podjetij, ugotavljamo večji porast zmanjšanja zaposlenih v l. 1990, in sicer za 15,5 %, v gospodarstvu RS je bil odstotek zmanjšanja zaposlenih za 9,3 %, kar je bistveno manj kot v gradbeništvu (05) in potrjuje ugotovitve, da so v kriznih razmerah najbolj prizadete investicijske dejavnosti. S to anketo smo analizirali tudi strukturo zaposlenih v gradbeništvu, glede na stalno bivališče na dan 31. 12. 1991 (za izobrazbene skupine od I do IV a) in ugotovili, da ima 50 % zaposlenih stalno bivališče zunaj RS in se po naši zakonodaji štejejo za tujce in bo za tiste, ki bodo še zaposleni, potrebno pridobiti delovno dovoljenje. V teh izobrazbenih skupinah je zaposlenih le 35 % Slovencev, 19 % Hrvatov, 14 % Srbov, 21 % Muslimanov, 1 % Albancev, 10 % pa ostalih narodnosti.

Osebni dohodki zaostajajo v gradbeništvu (05) za dobrih 20 % za gospodarstvom, v celotni panogi zaostajajo za dobrih 16 %, povprečni čisti OD od I–XII je znašal 8.607 (v projektivi 12.196). Zaradi težkega položaja v panogi je veliko OD pod izhodiščnimi OD, ki jih določa splošna kolektivna pogodba, še bolj pa pod ravnijo panožne kolektivne pogodbe, ki začne v tarifnem delu (plače) polno veljati s 1. majem letos.

Tudi likvidnost je v panogi zelo slaba, saj je število podjetij, ki so lani imela blokirane žiro račune nad 5 dni, zelo veliko, povprečni znesek blokacij na zaposlenega znaša v nizkih gradnjah 16.000 SLT in v visokih gradnjah 34.000 SLT. Če pride do ukinitve moratorija na stečajne postopke, grozi večjemu številu podjetij s ca. 8.000 zaposlenimi stečajni postopek.

Ocenjena angažiranost kapacitet v l. 1992 je nizka, po podatkih, ki jih navajajo anketirana podjetja konec februarja letos, je na približno isti ravni kot lani. Tudi letos pričakujemo hudo pomanjkanje dela doma, tudi v tujini izgledi niso dobri. Kaže na nekoliko več dela v detašmaju v ZRN, pričakovanja so tudi, da se bomo intenzivno vključili v obnovo z vojno prizadete Hrvaške.

Jože Vučajnk, dipl. inž.
Sekretar za gradbeništvo pri GZS

ENOOSNA UPOGIBNA OBREMENITEV ARMIRANOBETONSKIH »T« PREREZOV (VELIKA EKSCENTRIČNOST)

UDK 691.32:624.04

PETER DOBRILA s sodelavci

POVZETEK

Članek obravnava dimenzioniranje armature »T«, »I«, »H«, »Π« in škatlastih prerezov (nadalje »T« prerezov), obremenjenih z enoosno upogibno obremenitvijo, ko so dilatacije natezne armature pozitivne – velika ekscentričnost. Z grafikoni lahko določimo natezno in tlačno armaturo – simetrično ali nesimetrično – za ekscentrični tlak in nateg, ko pade sila zunaj jedra prereza.

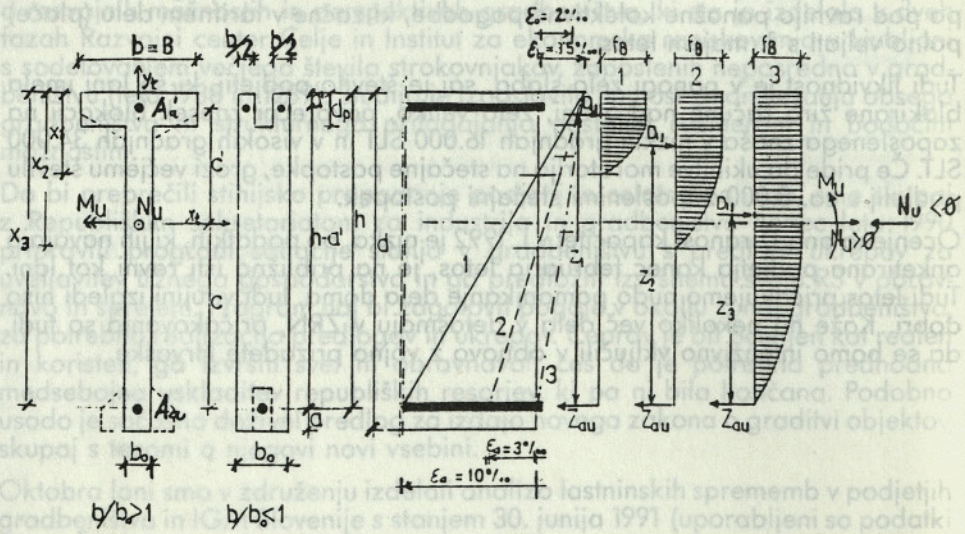
UNIAXIAL BENDING REINFORCED CONCRETE »T« BEAMS (Great Excentricity)

SUMMARY

The paper discusses determination of the longitudinal reinforcement, for »T«, »I« and »H«, »Π« beams, loaded excentrically. The excentricity of the axial force is greater of the kern center (the longitudinal displacement of the tension steel is positive). The area of the tension and compresion steel – symetrical or unsymetrical – can be determined by diagrams.

Slika 1

(Teoretične osnove)



Avtor:
mag. Peter Dobrila, dipl. inž. gradb.
Univerza v Mariboru, Tehniška fakulteta, Smetanova 17, 62000 Maribor

1.0. UVOD

Za »T« prereze je bila izdelava grafikonov za dimenzioniranje armature precej obsežnejša in zahtevnejša kot za pravokotne prereze, katerih grafikoni in navodila za upo-

rabo so bili že objavljeni v Gradbenem vestniku št. 1-2, letnik XXXIX (1990).

Mehanska koeficienta armature $\bar{\mu}$ in $\bar{\mu}'$ nista odvisna samo od dilatacij armature ε_a in razmerja zaščitnega sloja betona tlačne armature in statične višine (a'/h), kakor je to pri pravokotnih prerezih, pač pa tudi od razmerja statične širine do širine rebra (b/b_0) in razmerja debeline tlačne plošče do statične višine (d_p/h). Integracija oblikovnih funkcij I_I in I_{II} in njihovo ovrednotenje je bistveno različno, če pade »mejna« dilatacija betona $\varepsilon_0 = 2\,‰$ v tlačno ploščo ali rebro.

Problem pa se poenostavi, ko pade nevtralna os v »tlačno ploščo«, takrat je »T« prerez identičen pravokotnemu prerezu.

2.0. TEORETIČNE OSNOVE

Osnova za račun po metodi mejnih stanj sta delovna diagrama σ-ε:

a) betona, ki predstavlja območje konstantnih normalnih napetosti, ko so dilatacije betona večje ali enake 2‰ in območje, ko se normalne napetosti spreminjajo po zakonu kvadratne parabole – dilatacije betona so manjše od 2‰

b) armature, ki predstavlja odnos napetosti in dilatacij v obliki bilinearnega diagrama.

Vse enačbe bazirajo na momentnih ravnotežnih enačbah na težišče natezne in tlačne armature, ki pa so bile že obdelane v G. V. št. 1-2, letnik XXXIX. Zaradi tega je oštevilčenje enačb identično tistemu, ki je bilo označeno v že objavljenem članku o pravokotnem prerezu.

$$M_{au} = M_u - N_u \cdot c \qquad (2)$$

$$M_{au'} = M_u + N_u \cdot c'$$

$$m_{au} = \frac{M_{au}}{bh^2 f_B} \qquad (5)$$

$$m_{au'} = \frac{M_{au'}}{bh^2 f_B}$$

Za tlačno osno silo se za N_u vstavi negativno vrednost.

$$\bar{\mu} = \frac{1}{1 - \frac{a}{h}} [m_{au'} + p] \qquad (4)$$

$$\bar{\mu}' = \frac{1}{1 - \frac{a}{h}} [m_{au} - m]$$

$$A_a = \bar{\mu}\, b\, h\, \frac{f_B}{\sigma_v} \qquad (8)$$

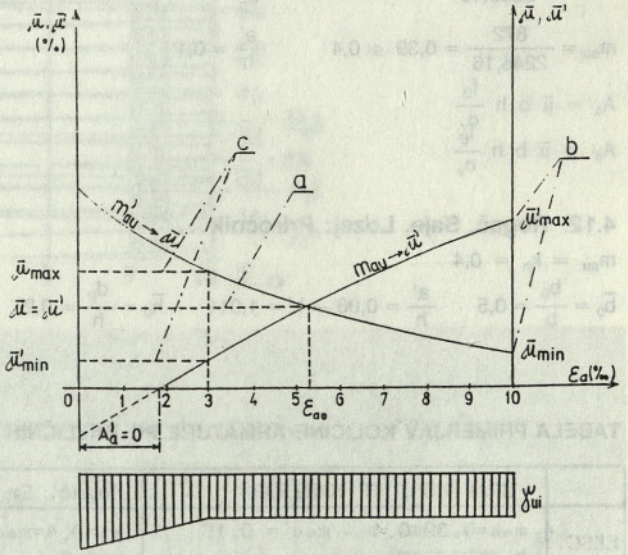
$$A_{a'} = \bar{\mu}'\, b\, h\, \frac{f_B}{\sigma_v}$$

Funkciji m in p sta odvisni od oblikovnih funkcij I_I in I_{II}, ki sta odvisni od lege nevtralne osi (x) ter razmerij d_p/h, b/b_0 in a'/h. Za uporabo grafikonov in dimenzioniranje armature tega predznanja uporabnik ne potrebuje.

Grafikoni so izdelani za primere, ko je nosilnost betona izčrpana ($\varepsilon_b = 3{,}5\,‰$) in za različna razmerja a'/h = 0,05 – 0,2; $b/b_0 = 0{,}5 - 10$ in $d_p/h = 0{,}05 - 0{,}4$.

3.0. NAVODILA ZA UPORABO

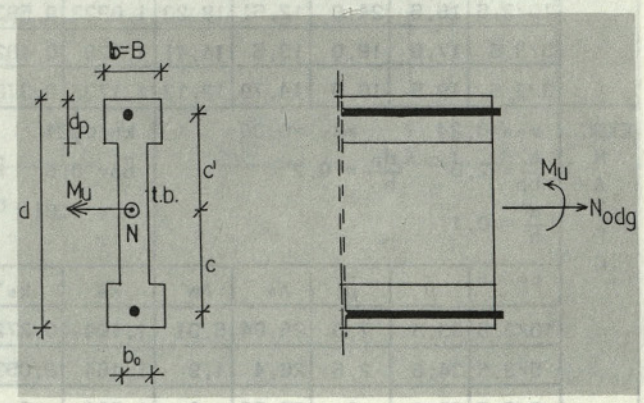
Ker so bila navodila za uporabo grafikonov za dimenzioniranje armature pravokotnih prerezov že prikazana v Gradbenem vestniku 1-2 (XXXIX), grafikoni za »T« prerez pa se uporabljajo na enak način, natančnejši komentar tokrat ni potreben. Sicer pa uporabo grafikonov prikazuje slika 2, ovrednotenje pa enačbe (8), ko smo že prej izračunali »normirana« momenta m_{au} in $m_{au'}$.



Slika 2

4.0. ZGLED IN PRIMERJAVA

d = 80,0 cm
b = 20,0 cm
b_0 = 10,0 cm



Slika 3

$d_p = 15{,}0\,cm$
$a = a' = 6{,}0\,cm$
$h = 74{,}0\,cm$
MB 30 $f_B = 20{,}5\,MPa = f_{cd}$
RA 400/500 $\sigma_v = 400\,MPa = \sigma_s = f_y$

$c = c' = 34{,}0\,cm$

4.1. Ekscentrični tlak

$M_u = 600\,kNm$
$N_{odg} = -800\,kN$
$M_{au} = 600 - (-800) \cdot 0{,}34 = 872\,kNm \equiv M_{us}$
$M_{au'} = 600 + (-800) \cdot 0{,}34 = 328\,kNm$
$f_B \cdot bh^2 = 2{,}05 \cdot 0{,}2 \cdot 74^2 = 2245{,}16\,kNm$

4.11. Uporaba grafikona

$$m_{au'} = \frac{328}{2245{,}16} = 0{,}146 \cong 0{,}15 \qquad \frac{b}{b_0} = 2{,}0; \qquad \frac{d_p}{h} = 0{,}2$$

$$m_{au} = \frac{872}{2245{,}16} = 0{,}39 \cong 0{,}4 \qquad \frac{a'}{h} = 0{,}1$$

$$A_a = \bar{\mu}\, b\, h\, \frac{f_B}{\sigma_v}$$

$$A_{a'} = \bar{\mu}\, b\, h\, \frac{f_B}{\sigma_v}$$

4.12. Rogač, Saje, Lozej: Priročnik...

$m_{au} = k_h = 0{,}4$

$$\bar{b}_0 = \frac{b_0}{b} = 0{,}5 \qquad \frac{a'}{h} = 0{,}08 \rightarrow k' = 1{,}011 \qquad \bar{h}_0 = \frac{d_p}{h} = 0{,}2$$

$$A_s = k_s \frac{M_{us}}{h \cdot \sigma_s} + \frac{N_u}{\sigma_s} \qquad A_{s'} = k' \cdot k_{s'} \frac{M_{us}}{h \cdot \sigma_s}$$

4.13 Grafikoni iz DIN

$$k = \frac{\mu'}{\mu} = 1 \qquad \bar{b}_0 = \frac{b_0}{b} = 0{,}4 < 0{,}5 \qquad \bar{d}_0 = \frac{d_0}{d} = \frac{15}{80} = 0{,}19$$

$$A_c = 50 \cdot 10 + 2 \cdot 20 \cdot 15 = 1100\,cm^2$$

$$n_u = \frac{N_u}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{-800}{1100 \cdot 2{,}05} = -0{,}35$$

$$m_u = \frac{M_u}{A_c \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{600}{1100 \cdot 0{,}8 \cdot 2{,}05} = 0{,}33$$

$\bar{\mu}^o = 0{,}470 \rightarrow \varepsilon_a/\varepsilon_b = 7{,}5/3{,}5$

$$\mu = \mu' = \frac{\bar{\mu}^o}{1 + k} \cdot \frac{f_{cd}}{f_y} = \frac{0{,}470}{2} \cdot \frac{20{,}5}{400} = 1{,}2044\,\%$$

$A_s = A_{s'} = \mu \cdot A_c = 0{,}01204 \cdot 1100 = 13{,}24\,cm^2$

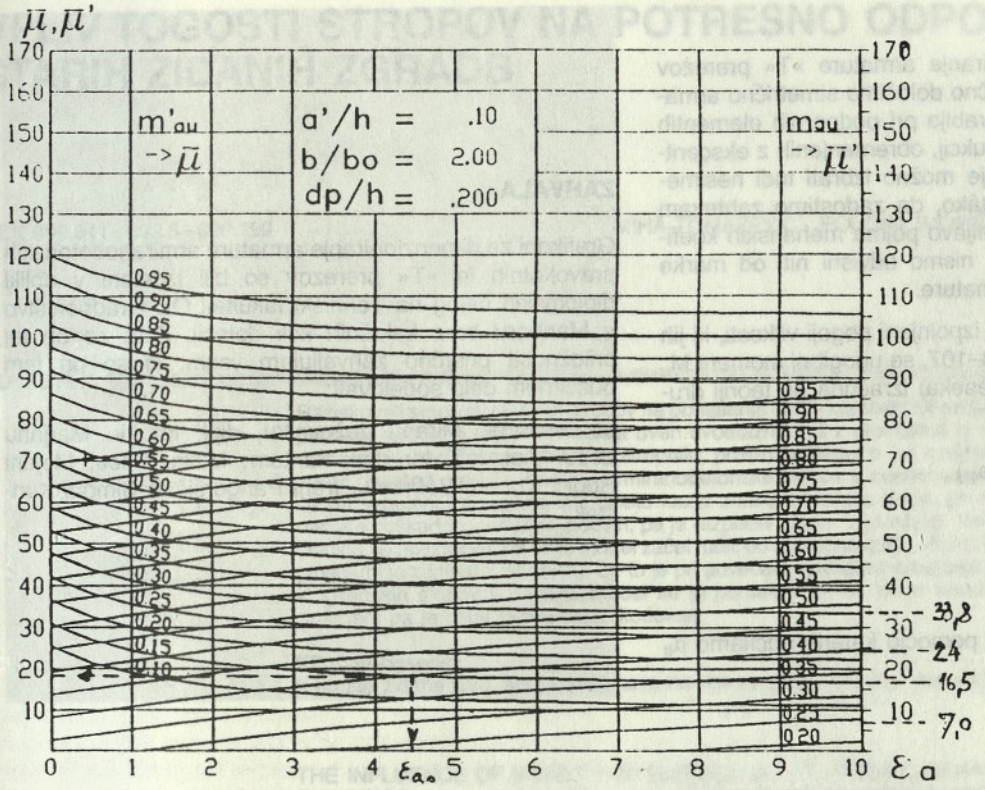
4.2. Ekscentrični nateg

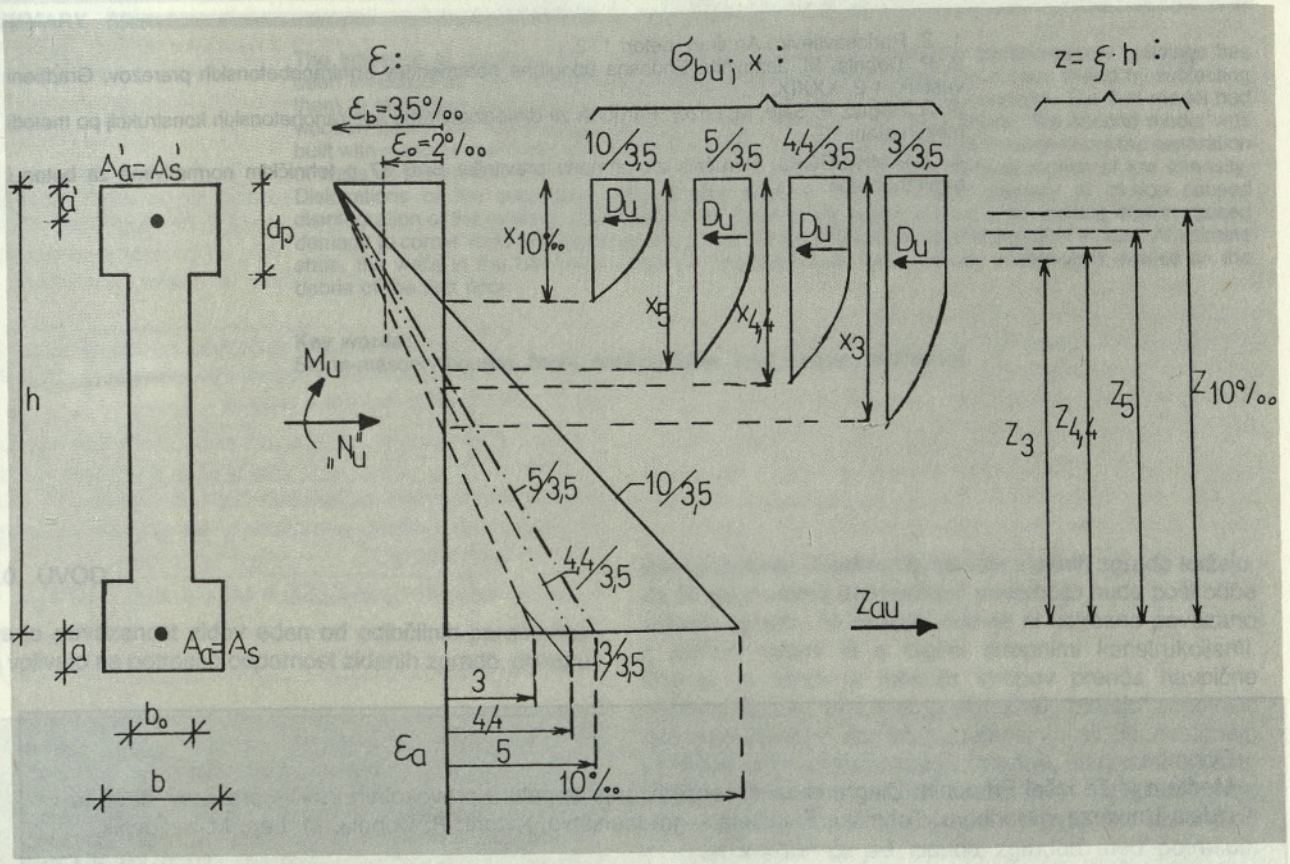
$M_u = 600\,kNm$
$N_{odg} = 200\,kN$
$M_{au} = 600 - 200 \cdot 0{,}34 = 532\,kNm = M_{us}$
$M_{au'} = 600 + 200 \cdot 0{,}34 = 668\,kNm$
$f_B \cdot bh^2 = 2245{,}16\,kNm$

Primerjave količin armature za upogibno osno obremenitev znanega betonskega prereza so podane pregledno, slika 4 pa prikazuje diagrame dilatacij, napetosti betona, lege nevtralnih osi ter ročic notranjih dvojic testnega primera za ekscentrično tlačno obremenitev.

TABELA PRIMERJAV KOLIČINE ARMATURE PO RAZLIČNIH METODAH

	GRAFIKONI TF MARIBOR					Rogač, Saje, Lozej: PRIROČNIK...					Grafikoni iz DIN			
EKSC. TLAK	mau=0,39≅0,4 mau'=0,15 $\frac{b}{bo}$=2,0 $\frac{dp}{h}$=0,2 $\frac{a'}{h}$=0,1					kh=0,4=mau $\bar{b}o$=0,5 $\bar{h}o$=0,2 $\frac{a'}{h}$=0,08 k'=1,011					nu=-0,35 mu=0,33 $\bar{b}o$=0,5 ⟶ 0,4 $\bar{d}o$=0,19 ⟶ 0,2 a'/d=0,07			
	εa/εb	$\bar{\mu}$	$\bar{\mu}'$	As	As'	ks	ks'	εa/εb	As	As'	$\bar{\mu}^o$	εa/εb	μ'=μ	As=As'
	%	%		cm²				%	cm²			%	%	cm²
	4,4/3,5	18	18	13,65	13,65						0,47	7,5/3,5	1.2044	13,24
	10/3,5	16,5	24,0	12,51	18,20	1,0923	0,593	10/3,5	12,18	17,66				
	5/3,5	17,5	19,0	13,5	14,41	1,129	0,462	5/3,5	13,26	13,76				
	3/3,5	19,5	16,0	14,79	12,13	1,1735	0,3785	3/3,5	14,57	11,27				
EKSC. NATEG	mau=0,24 mau'=0,30 $\frac{b}{bo}$=2,0 $\frac{dp}{h}$=0,2 $\frac{a'}{h}$=0,1					kh=0,24 $\bar{b}o$=0,5 $\bar{h}o$=0,2 $\frac{a'}{h}$=0,08 k'=1,011					nu=0,0887 mu=0,33 $\bar{b}o$=0,5 ⟶ 0,4 $\bar{d}o$=0,2 a'/d=0,07 k=0,5			
	εa/εb	$\bar{\mu}$	$\bar{\mu}'$	As	As'	ks	ks'	εa/εb	As	As'	$\bar{\mu}o$	εa/εb	μ μ'	As As'
	10/3,5	33,8	7,0	25,64	5,31	1,104	0,272	10/3,5	24,84	4,94	0,66	10/2,5	2,255	24,81
	5/3,5	34,8	2,5	26,4	1,9	1,164	0,053	5/3,5	25,92	0,96			1,127	12,4
	3/3,5	36,0	0	27,32	0	1,201	0	3/3,5	26,95	0				


μ̄, μ̄'
m'au -> μ̄
a'/h = .10
b/bo = 2.00
dp/h = .200
mau -> μ̄'
εa
33,8
24
16,5
7,0


ε:
σbu; x:
z=ξ·h:
εb=3,5‰
ε0=2‰
10/3,5
5/3,5
4,4/3,5
3/3,5
Du
x10‰
x5
x4,4
x3
Mu
Nu
A'a=A's
a'
dp
h
a
Aa=As
bo
b
Zau
Z3
Z4,4
Z5
Z10‰
εa
3
4,4
5
10‰

Slika 4

SKLEP

Z grafikoni za dimenzioniranje armature »T« prerezov lahko hitro in dovolj natančno določimo simetrično armaturo, ki se največkrat uporablja pri podpornih elementih (stebrih) inženirskih konstrukcij, obremenjenih z ekscentričnim pritiskom. Seveda je možno izbrati tudi nesimetrično armaturo, oziroma tâko, da zadostimo zahtevam razpok in duktilnosti. Z vpeljavo pojma mehanskih koeficientov armiranja $\bar{\mu}$ in $\bar{\mu}'$, nismo odvisni niti od marke betona niti od kvalitete armature.

Za nosilce, pri katerih niso izpolnjeni pogoji vitkosti, ki jih zahteva PBAB v členih 103–107, se upogibni moment M_u (na težišče betonskega preseka) izračuna po teoriji drugega reda:

$$M_{u_{II}} = M_{u_I} + N_{u_I} (e_o + e_f + e_\varnothing)$$

$$M_{au_{II}} = M_{u_\alpha} \mp N_{u_I} : c$$

$$M_{au'_{II}} = M_{u_{II}} \pm N_{u_I} \cdot c'$$

in končno $m_{au_{II}}$ ter $m_{au'_{II}}$, s pomočjo katerih odčitamo $\bar{\mu}_{II}$ in $\bar{\mu}'_{II}$.

ZAHVALA

Grafikoni za dimenzioniranje armature armiranobetonskih pravokotnih in »T« prerezov so bili izdelani v obliki diplomskih nalog na Tehniški fakulteti OE Gradbeništvo v Mariboru brez kakršnih koli dotacij. Zato se ob tej priložnosti prisrčno zahvaljujem vsem, ki so pri tem obsežnem delu sodelovali:

asistentoma: Miranu Ježovniku, dipl. inž. in Marjanu Lepu, dipl. inž. ter diplomantom: Iztoku Pecu, Mirjani Rodič, Tonetu Bobnarju, Ireni Pangeršič in Simoni Kunštek.

LITERATURA

1. Ž. Radosavljević: Armirani beton 1, 2.
2. P. Dobrila, M. Ježovnik: Enoosna upogibna obremenitev armiranobetonskih prerezov, Gradbeni vestnik, 1-2, XXXIX.
3. R. Rogač, F. Saje, M. Lozej: Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj.
4. JUDIMK-SDGKJ: Priručnik za primenu pravilnika BAB 87 o tehničkim normativima za beton i armirani beton.

Opomba:
Medtem je že izšel Priročnik: Diagrami za dimenzioniranje armature pravokotnih in »T« prerezov, ki ga je izdala Univerza v Mariboru, Tehniška Fakulteta – gradbeništvo. Avtorji: P. Dobrila, M. Lep, M. Ježovnik

VPLIV TOGOSTI STROPOV NA POTRESNO ODPORNOST STARIH ZIDANIH ZGRADB

UDK 699.841+692.5+620.199

MIHA TOMAŽEVIČ[1], POLONA WEISS[2], TOMAŽ VELECHOVSKY[3]

POVZETEK

Raziskovali smo vpliv togosti stropov na obnašanje starih kamnitih hiš pri potresni obtežbi. Na enostavni potresni mizi smo preiskali modela dveh dvoetažnih hiš z okenskimi in vratnimi odprtinami. Eden od modelov je imel lesene strope s stropniki, prosto položenimi na nosilne zidove, medtem ko so bili stropi drugega modela masivne armiranobetonske plošče z zidnimi vezmi. Model z lesenimi stropi je že pri vzbujanju z majhno intenziteto kazal znake ločevanja zidov, pri močnejšem vzbujanju, ko so nastale poškodbe v nosilnih zidovih, pa je razpadel njegov zgornji del. Velike dislokacije zgornjih delov zidovja so povzročile, da se je model začel rušiti od zgoraj navzdol. Model s polnimi armiranobetonskimi ploščami je zanihal z zibanjem. Le-to je pri povečani intenziteti vzbujanja povzročilo porušitev vogalov in okenskih slopov v pritličju. Model se je porušil tako, da se je sesulo zidovje v pritličju, del nad pritličjem pa je ostal skoraj nepoškodovan.

Ključne besede:
Kamnite zidane hiše, stropi, preiskave na potresni mizi, porušni mehanizmi.

THE INFLUENCE OF RIDIGITY OF FLOORS ON THE SEISMIC BEHAVIOUR OF OLD MASONRY BUILDINGS

SUMMARY

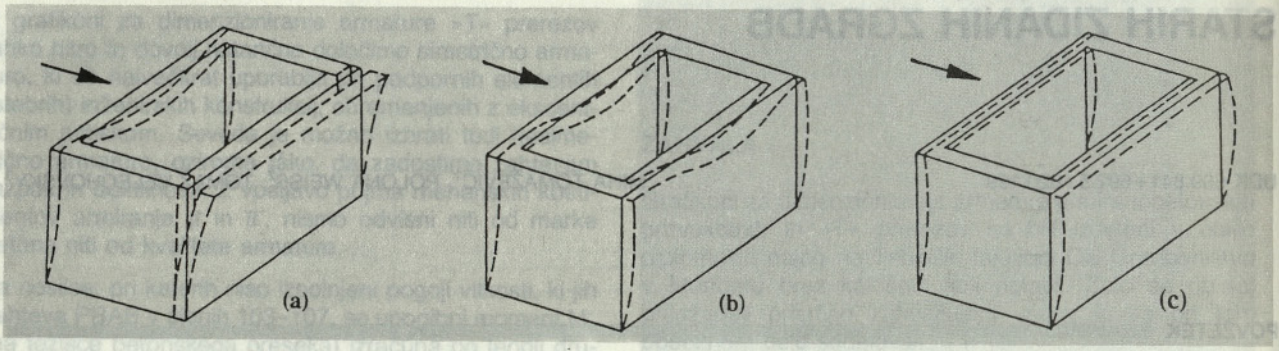
The influence of rigidity of floors on the seismic behaviour of historic stone-masonry buildings has been investigated. Two two-storeyed stone-masonry building models have been tested by subjecting them to simulated earthquake ground motion on a simple earthquake simulator. The first model had wooden floors with freely supported joists without tie-beams at floor levels. The second model was built with massive reinforced-concrete slabs. In the case of the model with wooden floors the separation of walls at the vertical joints has occurred when subjected to shaking-table motion of low intensity. Dislocations of the separated parts of the walls at the increased intensity of motion caused disintegration of the model's upper part. In the case of the model with r.c. slab, rocking motion caused damage to corner walls and window piers at the increased intensity of shaking-table motion. At ultimate state, the walls in the first floor collapsed, and the upper floor, virtually undamaged, settled on the debris of the first floor.

Key words:
Stone-masonry houses, floors, shaking-table, tests, failure mechanism.

1.0. UVOD

Da je povezanost zidov eden od odločilnih parametrov, ki vplivajo na potresno odpornost zidanih zgradb, dokazujejo vsi potresi. Analize obnašanja zidanih zgradb kažejo, da že razmeroma šibki potresi povzročijo hude poškodbe zidanih zgradb, če njihovo zidovje ni ustrezno povezano z zidnimi vezmi in s togimi stropnimi konstrukcijami. Čeprav je osnovna funkcija stropov prenos navpične obtežbe (lastna in koristna obtežba), morajo zagotoviti tudi enakomeren raznos vztrajnostnih sil, ki nastanejo med potresom zaradi nihanja zgradbe, na nosilne zidove. Toge stropne konstrukcije povezujejo in bočno podpirajo zidovje, preprečujejo nihanja zidov pravokotno na ravnino in zagotavljajo, da se zidana zgradba med potresom obnaša kot škatlasta, prostorska konstrukcija (slika 1).

Avtorji:
[1] dr., dipl. inž. gradb., izredni profesor;
[2] dipl. inž. gradb., mlada raziskovalka;
[3] mag., dipl. inž. gradb., raziskovalni sodelavec
Zavod za raziskavo materiala in konstrukcij Ljubljana, Dimičeva 12, 61109 Ljubljana



Slika 1. **Mehanizmi nihanja zidnih zgradb med potresom (1):**
a) zgradba z lesenimi stropi brez zidnih vezi,
b) zgradba z lesenimi stropi in z vezmi povezanimi zidovi,
c) zgradba s togimi masivnimi stropi in zidnimi vezmi.

Osnovni predpostavki, ki ju uporabljamo, kadar z računom preverjamo potresno odpornost starih zidanih zgradb, je togost stropov v svoji ravnini in etažni mehanizem delovanja zidov (2) . Seveda se pri starih zidanih zgradbah v zgodovinskih mestnih in podeželskih jedrih, pri katerih so stropi večinoma leseni, vprašljiv pa je tudi obstoj ali pa vsaj pravilna razporeditev vodoravnih zidnih vezi, zavedamo, da predpostavka togih stropov velja le v manjši meri. V takšnih primerih poskušamo obnašanje zidanih zgradb modelirati tudi z drugačnimi mehanizmi (3).

Učinek povezovanja zidov z jeklenimi vezmi na obeh straneh zidov smo na Zavodu za raziskavo materiala in konstrukcij že raziskovali po potresu na Kozjanskem leta 1974, ko smo ugotavljali učinkovitost metode sanacije, ki so jo razvili Zavodovi strokovnjaki (4). Kot je znano, je bila metoda kasneje uspešno uporabljena pri sanaciji po potresu prizadetih območij pri nas in v sosednji Italiji, pa tudi drugod.

Zavedajoč se dejstva, da igra pri zagotavljanju potresne odpornosti poleg vezi pomembno vlogo tudi togost stropov in njihova povezava z zidovi, skušamo pri prenovitvenih posegih v stare zidane zgradbe doseči zamenjavo lesenih stropov z monolitnimi masivnimi armiranobetonskimi ploščami ali s prefabriciranimi stropnimi konstrukcijami različnih tipov, pa čeprav to zaradi nosilnosti ni vedno potrebno.

Logično je, da predstavljajo masivni stropi v statičnem pogledu najboljšo rešitev. Ker pa je zamenjava stropov včasih nepotreben in drag poseg v obstoječo zgradbo, si pomagamo tako, da obstoječe lesene strope ojačimo na različne načine: stropnike sidramo v zidove, vgrajujemo jeklene diagonalne vezi, pribijamo opaže v dveh med seboj pravokotnih smereh, ipd. Rešitev je veliko, vendar, kolikor nam je znano, še nobena ni bila v obliki, kakršno uporabljamo pri nas, eksperimentalno preverjena ne doma ne v tujini (5, 6).

Da bi lahko ovrednotili vpliv togosti stropov na potresno odpornost starih zidanih zgradb, smo pred nedavnim preiskali dva dvoetažna modela kamnitih hiš, enega z lesenimi, drugega z masivnimi stropi, kot dve ekstremni možnosti obnašanja med potresom (mehanizma na slikah 1a in 1c). V tem poročilu navajamo nekatere najbolj zanimive rezultate preiskav.

2.0. IZDELAVA MODELOV IN MODELNI MATERIALI

2.1. **Prototipna zgradba**

Prototipna zgradba je idealizirana tipična stanovanjska hiša starega mestnega ali podeželskega jedra. Osnovne značilnosti konstrukcijske zasnove starih hiš, bodisi tistih, ki so sezidane iz kamna, bodisi tistih iz opeke, so: višina praviloma ne presega treh do štirih etaž, etažna višina ni večja od 3 m, zidovi pa stoje v razmaku do 4 m. Stropi so običajno leseni, velikokrat pa nad kletjo in pritličjem ter nad hodniki in stopnišči lesene tramovne strope zamenjajo opečni oboki.

Kamniti oziroma mešani kamnito-opečni zidovi so navadno debeli vsaj 50 cm. Sezidani so iz dveh zunanjih slojev večjih kosov neobdelanega kamna, med seboj povezanih z veznimi kamni. Vmesni prostor je zapolnjen z mešanico kamnitega drobirja in opeke, pomešano z malto.

Povezava zidov je slaba. Le redkokdaj so zidovi sistematično povezani z železnimi zidnimi vezmi, leseni stropniki pa praviloma niso sidrani v zidove.

Preiskave nosilnosti različnih vrst zidov starih kamnitih hiš v obstoječem in saniranem stanju (7 in 8) kažejo, da se vrednosti osnovnih mehanskih lastnosti gibljejo v zelo širokih mejah (indeks $_P$ označuje, da gre za vrednosti prototipnega zidovja):

– tlačna trdnost: f_{cP} = 0,3–0,9 MPa (0,6–3,7 MPa),

– natezna trdnost: f_{tP} = 0,02–0,15 MPa (0,19–0,33 MPa),

– modul elastičnosti: E_P = 200–1000 MPa (800–3000 MPa),

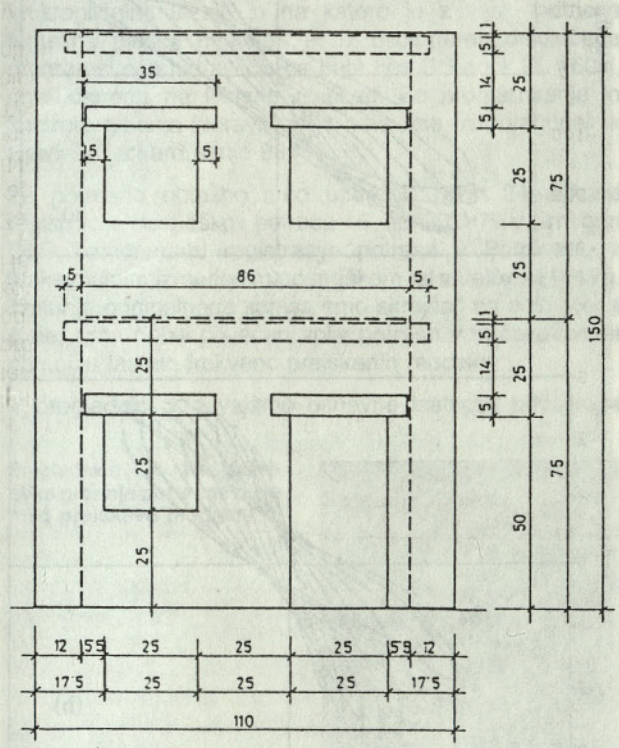
– strižni modul: G_P = 70–90 MPa (100-450 MPa),

pri čemer so v oklepajih podane vrednosti za ojačeno zidovje. Vrednosti na spodnji meji veljajo za podeželske hiše, sezidane iz apnene malte z blatnim, umazanim peskom, medtem ko so bile vrednosti na zgornji meji dobljene za kakovostnejše hiše v starih mestnih jedrih.

Te vrednosti so bile tudi izhodišče za izdelavo modelnega zidovja.

2.2. Izdelava modelov

Na podlagi izkušenj in razpoložljivih podatkov o ustreznih modelnih materialih (4) smo se odločili, da bomo modele izdelali po zakonih popolne modelne podobnosti v merilu 1:4. Temu ustrezno smo trdnost zidovja 4 krat zmanjšali.



Slika 2. **Zasnova modelov**

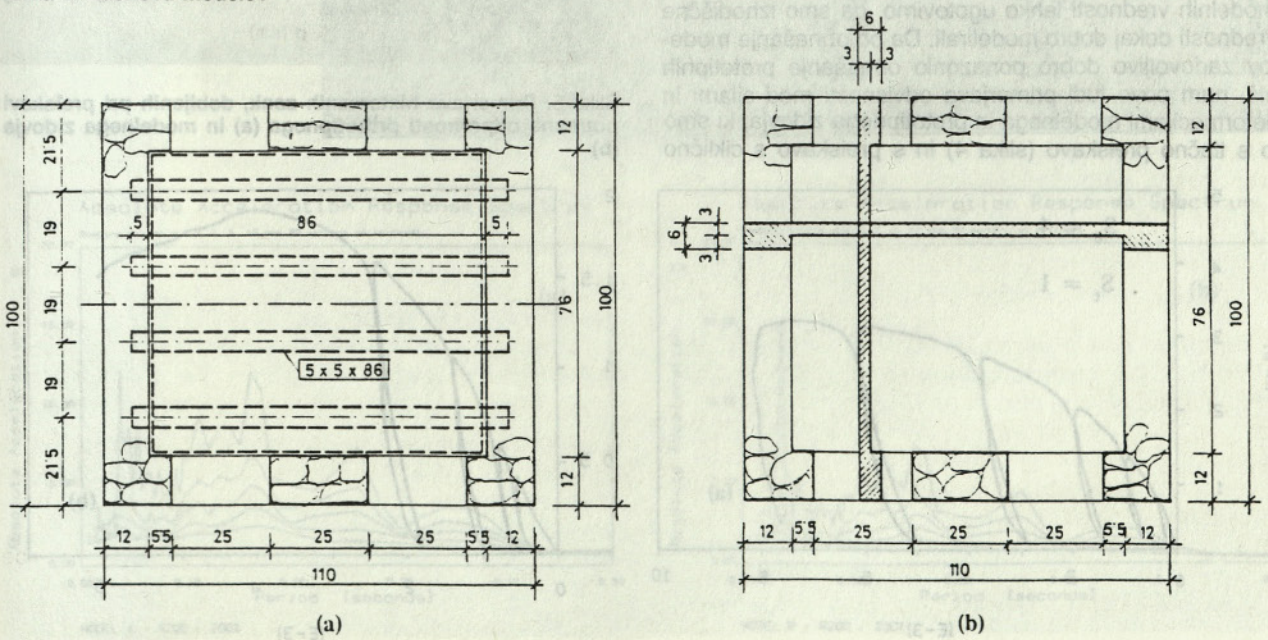
Da bi poenostavili izdelavo modelov in zaradi omejenih zmogljivosti preizkuševalne naprave omejili njuno težo, smo modelirali samo del kamnite hiše poenostavljenih tlorisnih karakteristik, vendar z vsemi glavnimi značilnostmi prototipne konstrukcije. Omejili smo se na dvoetažno zgradbo, saj so analize poškodb po potresih pokazale, da so se vse značilnosti, ki jih bomo raziskovali, pojavile že tudi na hišah te, sicer majhne višine.

Zasnova obeh modelov je bila identična (slika 2): v obeh primerih sta bila polna nosilna zidova postavljena v smeri potresnega vzbujanja, medtem ko sta bila zidova v pravokotni smeri, ki nista nosila stropov, oslabljena z okenskimi in vratnimi odprtinami.

Stropi modela A so bili leseni: modelnemu merilu ustrezno zmanjšani leseni stropniki so bili prosto položeni na polna nosilna zidova, stoječa v smeri potresnega vzbujanja. Na stropnike so bile z žeblji pribite deščice iz vezane plošče, s katerimi smo ponazorili pod. Za izdelavo modelnih stropnikov in okenskih ter vratnih preklad smo uporabili običajni gradbeni smrekov les. Leseni strop modela A je prikazan na sliki 3a. Stropi modela B so bile polne, križem armirane plošče z zidnimi vezi, ki so bile položene na obodne zidove (slika 3b). Plošče so bile izdelane iz mikrobetona in armirane z armaturo iz žgane žice.

Modela je sezidal mojster-zidar, ki se je med sanacijskimi deli seznanil z načinom zidanja starih kamnitih hiš. Način zidanja je bil podoben kot v naravi: zidovje je bilo sestavljeno iz dveh zunanjih slojev večjih kosov kamna, med seboj na enakih razdaljah povezanih z veznimi kamni, vmesni prostor med obema slojema pa je bil zapolnjen z drobirjem, ki je ostal pri obdelavi kamnov, in malto.

Da bi dosegli podobnost porazdelitve mas po višini, smo na strope obeh modelov v vsaki etaži pritrdili svinčene



Slika 3. **Lesen strop modela A (a) in armiranobetonska plošča modela B (b)**

opeke mase 80 kg. Z dodatno obtežitvijo stropov smo v nosilnih zidovih modelov avtomatično dosegli napetostno stanje, ki je ustrezalo zakonom popolne modelne podobnosti.

2.3. **Modelni materiali**

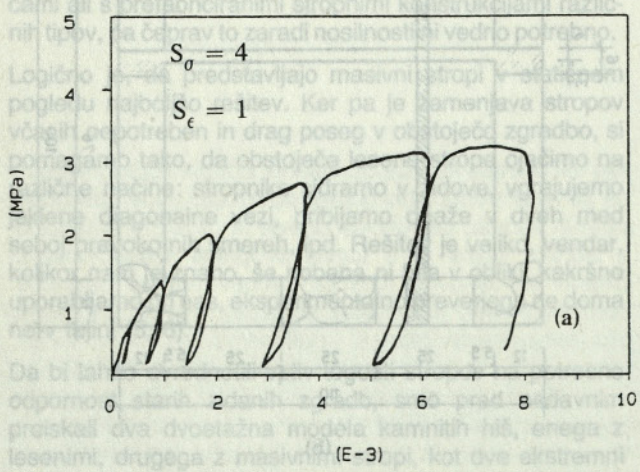
Za zidanje modelov smo uporabili mešanico sljudnatega kremenovega peščenjaka (lokalni material, odvzet iz Grajskega hriba – grajski kamen), apnenca, lehnjaka, konglomerata ter opeke. Pri tem smo večje kamne razbili na kose, katerih dimenzije niso bile večje od 6–8 cm.

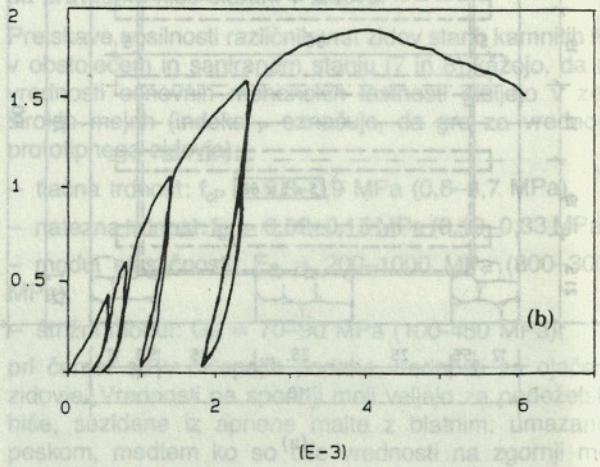
Apneni malti za zidanje smo zaradi hitrejšega doseganja trdnosti dodali majhno količino cementa. Razmerje med cementom, apnom in peskom je bilo 0,5 : 4 : 12, uporabili pa smo portlandski cement PC-45 in sejani rečni pesek granulacije 0–2 mm. Suhi mešanici smo dodali toliko vode, da je premer standardnega razleza znašal 160 mm. Povprečna vrednost tlačne trdnosti malte obeh modelov je bila $f_c = 1{,}23$ MPa. Žal je bil koeficient raztrosa precej velik (34 %).

Mehanske lastnosti samih materialov smo določili s standardiziranimi preiskavami, na posebnih preizkušancih pa smo določili lastnosti zidovja. Tlačno trdnost in modul elastičnosti smo določili na dveh, natezno (strižno) trdnost in strižni modul pa na štirih preizkušancih. S preiskavami smo dobili naslednje vrednosti (indeks $_M$ označuje, da gre za vrednosti prototipnega zidovja):

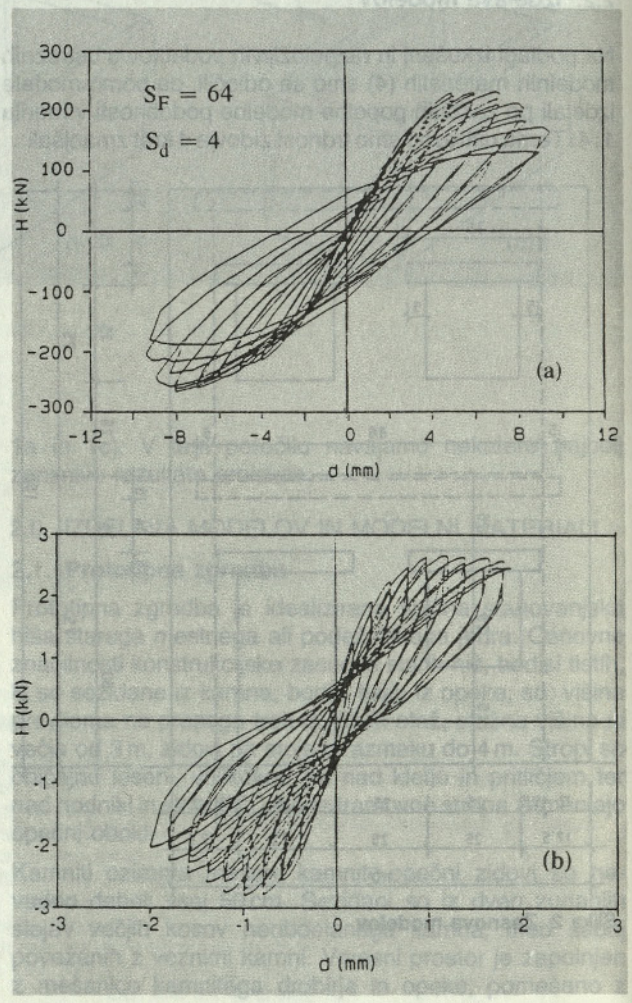
- tlačna trdnost: $f_{cM} = 0{,}35$ MPa,
- natezna trdnost: $f_{tM} = 0{,}03$ MPa,
- modul elastičnosti: $E_M = 1160$ MPa,
- strižni modul: $G_P = 76$ MPa.

S primerjavo predpostavljenih prototipnih in izmerjenih modelnih vrednosti lahko ugotovimo, da smo izhodiščne vrednosti dokaj dobro modelirali. Da bo obnašanje modelov zadovoljivo dobro ponazorilo obnašanje prototipnih hiš, nam pove tudi primerjava odvisnosti med silami in deformacijami modelnega in prototipnega zidovja, ki smo jo s tlačno preiskavo (slika 4) in s preiskavo s ciklično delujočo vodoravno obtežbo (slika 5) ugotovili na posebej izdelanih preizkusnih modelnih zidovih.





Slika 4. **Primerjava σ–ε diagramov prototipnega (a) in modelnega kamnitega zidovja (b)**



Slika 5. **Primerjava histereznih zank, dobljenih pri preiskavi potresne odpornosti prototipnega (a) in modelnega zidovja (b)**

3.0. SIMULACIJA POTRESNE OBTEŽBE IN POTEK PREISKAV

3.1. **Potresna miza in obtežba**

Potresna miza, ki jo imamo na ZRMK, sestoji iz dveh glavnih delov: iz jeklene ploščadi okvirne konstrukcije, ki je v navpični in v vodoravni smeri vodena z jeklenimi vodili in krogličnimi ležaji, in na katero je z vijaki pritrjena temeljna plošča modela, ter iz dvosmerno delujočega programskega hidravličnega bata tipa Schenck PL 160N, priključenega na jekleno ploščad. Za programiranje in kontrolo gibanja hidravličnega bata rabi mikroračunalnik Hewlett-Packard serije 9816S.

Za potresno obtežbo smo uporabili prvih 24 sekund registracije pospeškov potresa 15. aprila 1979 v Črni gori (N-S komponento registracije potresa v Petrovcu), z maksimalnim izmerjenim pospeškom tal v velikosti 0,43 g. Trajanje originalnega zapisa smo skrajšali na polovico, s čimer smo dobili povečan vpliv potresa v pričakovanem območju lastnih frekvenc preiskanih modelov.

V preglednici 1 navajamo osnovne lastnosti privzetega prototipnega potresa ter izhodnih vrednosti gibanja potresne mize v posameznih fazah preiskave. Kot karakteristične vrednosti podajamo čas trajanja ter največji pomik in pospešek potresne mize.

Tipični potresni spekter odziva absolutnih pospeškov, izračunan na podlagi izmerjenih pospeškov potresne mize med vzbujanjem pred odstranitvijo instrumentov z modelov, je prikazan na sliki 6.

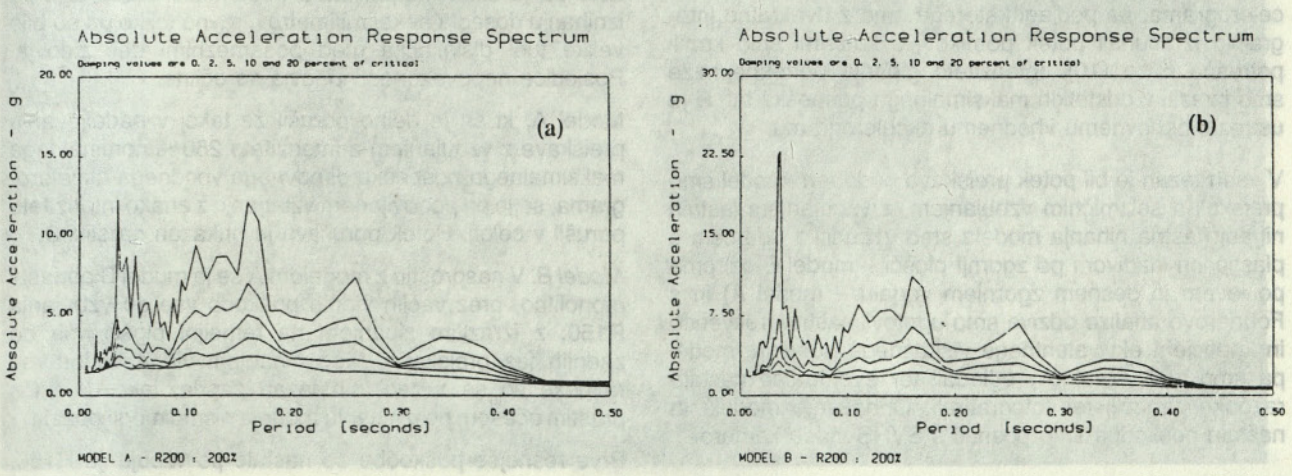
3.2. **Instrumentiranje modelov in potek preiskave**

Oba modela smo opremili z merilniki pospeškov in pomikov. Z akcelerometri smo merili absolutne pospeške, z merilniki pomikov pa relativne pomike modelov glede na temeljno ploščo v višini obeh stropov v smeri delovanja potresa. Da bi lahko ugotovili razporeditev amplitud pospeškov in pomikov po širini modela, smo v vsaki etaži pritrdili po tri pretvornike vsake vrste: po enega na vsakem vogalu, enega pa na sredini stropa (slika 7).

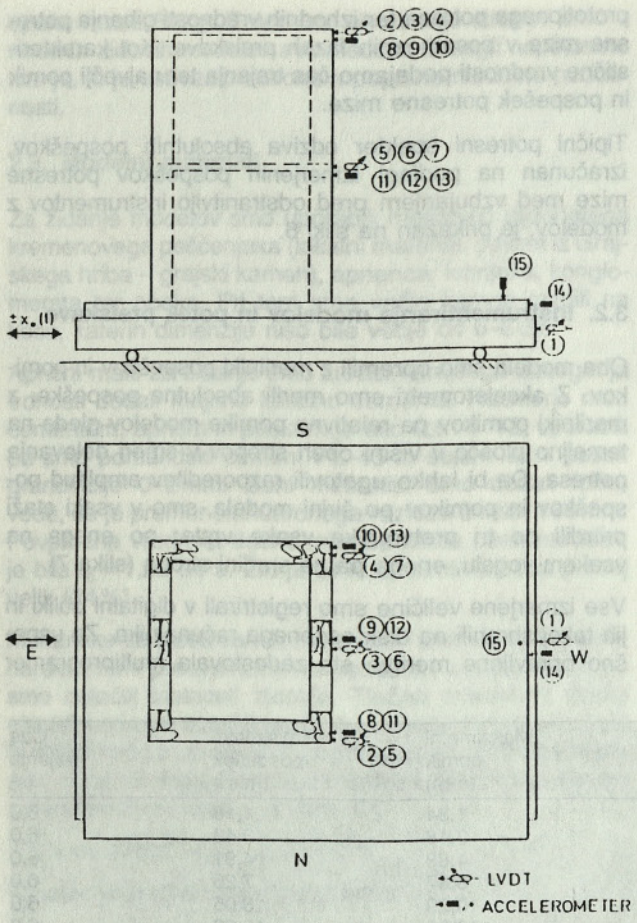
Vse izmerjene veličine smo registrirali v digitalni obliki in jih takoj shranili na disk osebnega računalnika. Za uspešno opravljene meritve sta zadostovala multiprogramer

Preglednica 1: **Karakteristike gibanja potresne mize med preiskavo modelov**

Oznaka	Faza	Maksimalni pomik (mm)	Maksimalni pospešek (m/s^2)	Čas trajanja (s)
Model A	R25	1,34	1,18	6,0
	R50	3,18	3,43	6,0
	R75	4,88	4,91	6,0
	R100	6,87	7,25	6,0
	R150	10,29	13,05	6,0
	R200	13,38	13,83	6,0
Model B	R10	0,72	0,59	6,0
	R25	1,56	1,57	6.0
	R50	3,15	3.92	6,0
	R75	4,97	7,55	6,0
	R100	6,72	10,59	6,0
	R150	10,09	17,07	6,0
	R200	13,30	17,76	6,0
Prototip	–	9,06	4,27	12,0



Slika 6. **Tipična spektra odziva absolutnih pospeškov med vzbujanjem modelov na meji porušitve a) model A, b) model B**



Slika 7. **Razporeditev merilnih instrumentov po modelu**

Hewlett-Packard in prenosni računalnik Toshiba.

Oba modela smo preiskali z enakim zaporedjem potresnih vzbujanj, ki smo jim stopnjema povečevali intenziteto vse do porušitve modelov. Intenziteto vzbujanja modela s potresno mizo smo kontrolirali z izbiro velikosti maksimalnega programiranega pospeška izbranega vhodnega akcelerograma, na podlagi katerega smo z dvakratno integracijo izračunali potek pomikov, s katerimi smo krmili potresno mizo (10). Intenziteto gibanja potresne mize smo izrazili v odstotkih maksimalnega pospeška tal, ki je ustrezal osnovnemu vhodnemu akcelerogramu.

V vseh fazah je bil potek preiskave podoben: model smo preiskali s seizmičnim vzbujanjem, z vzbujanjem lastnih nihanj (lastna nihanja modela smo vzbudili z udarcem s plastičnim kladivom po zgornji plošči – model B oziroma po levem in desnem zgornjem vogalu – model A) in s Fourierovo analizo odziva smo ugotovili lastno frekvenco in koeficient ekvivalentnega viskoznega dušenja, model pa smo tudi vizualno pregledali ter eventualno nastale razpoke označili ter fotografirali. Obnašanje modela in nastale poškodbe smo posneli s SVHS video kamero.

Pri obeh modelih smo po vzbujanju z modeliranim potresom z dvakratno nominalno intenziteto (faza oznake R200) prekinili meritve, čeprav smo s preiskavo nadaljevali. Žal potem, ko smo z modelov odstranili merilne instrumente, nismo registrirali niti gibanja potresne mize.

4.0. REZULTATI PREISKAVE

4.1. **Nastanek poškodb in porušeni mehanizem**

Model A. V začetni fazi preiskave (do vzbujanj R50 in R75) se je model A obnašal monolitno, z manj izrazitim zibanjem (rocking motion) na temeljni plošči. Med nihanjem očitne vodoravne razpoke so se po iznihanju zaprle, tako da jih z prostim očesom na neometanih zidovih modela nismo več mogli opaziti.

V fazi R100 je nastala prva poševna razpoka v nosilnem zidu v pritličju na južni strani modela, usmerjena iz jugozahodnega vogala diagonalno proti stropu nad nadstropjem, nastale pa so tudi razpoke v vogalih spodaj pri temelju in zgoraj v višini stropa nad nadstropjem. V prečnih, z odprtinami oslabljenih stenah je bilo opaziti rahle dislokacije lesenih preklad. Po iznihanju modela po fazi R100 so razpoke ostale vidne tudi s prostim očesom.

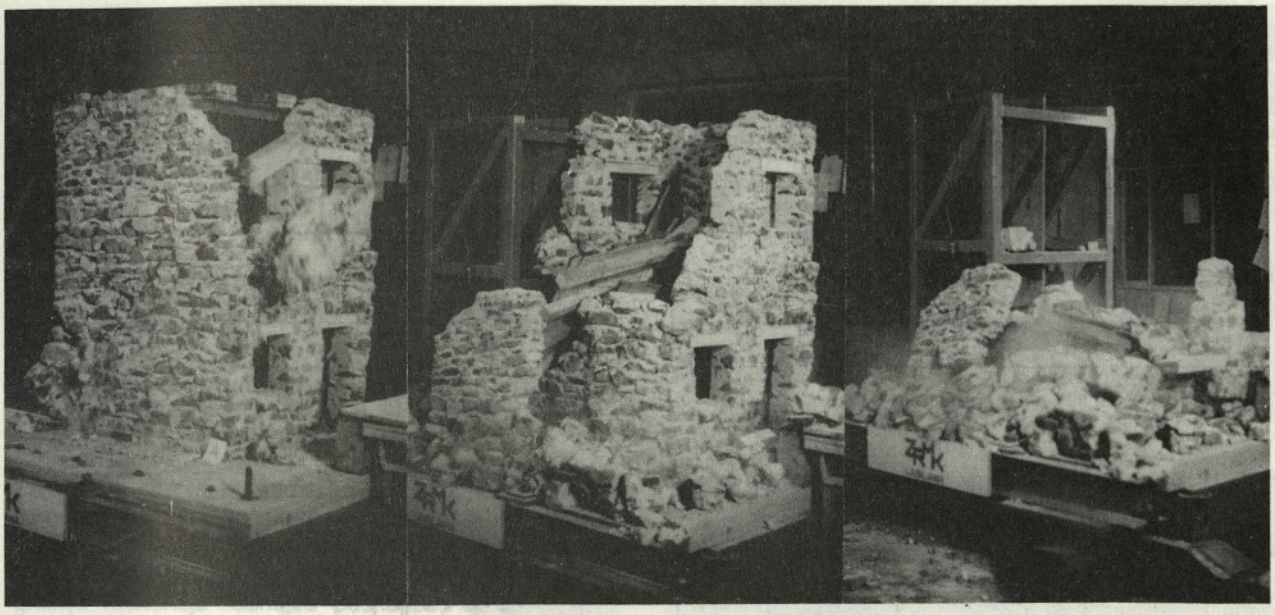
Resnejše poškodbe modela so začele nastajati po vzbujanju R150: drobiti so se začeli vogali pri temeljih, poševni razpoki v pritličju nosilnega zidu na južni strani modela, ki se je razširila praktično po celi višini pritličja in po delu nadstropja, pa se je pridružila še razpoka v nasprotni smeri. Podobna razpoka, vendar ne tako dolga in široka, je nastala v severnem nosilnem zidu. V isti fazi preiskave so nastale tudi izrazitejše navpične razpoke v prečnih zidovih z odprtinami, ki so potekale približno ob robu odprtin po celi višini in so se širile proti vrhu modela. Dislokacije lesenih preklad so se povečale, kot najbolj očiten znak slabe povezanosti zidov pa se je odtrgal del jugovzhodnega vogala na vrhu modela.

Povečano vzbujanje R200 je povzročilo začetek razpada modela. Vse razpoke so se močno povečale, na nekaterih mestih pa so začeli odpadati posamezni kamni in kosi zidu. Med nihanjem se je zidovje razdelilo na nekaj delov, tako da je širina razpok med posameznimi deli tudi po iznihanju dosegla nekaj milimetrov, ravno toliko pa so bile velike tudi dislokacije med posameznimi deli zidovja. Posledice nepovezanosti zidovja so očitne.

Model A, ki se je delno porušil že takoj v nadaljevanju preiskave z vzbujanjem z intenziteto 250 % nominalnega maksimalnega pospeška osnovnega vhodnega akcelerograma, se je pri ponovljenem vzbujanju z enako intenziteto porušil v celoti. Potek porušitve je prikazan na sliki 8.

Model B. V nasprotju z modelom A se je model B obnašal monolitno, brez večjih vidnih poškodb vse do vzbujanja R150, z izrazitim zibanjem na temeljni plošči vse do zadnjih faz preiskave. Med nihanjem vidne vodoravne razpoke so se z začetnih fazah zaprle, tako da jih s prostim očesom po iznihanju modela nismo mogli opaziti.

Prve resnejše poškodbe so nastale po vzbujanju R150, ko so se zaradi močnega zibanja precej poškodovali

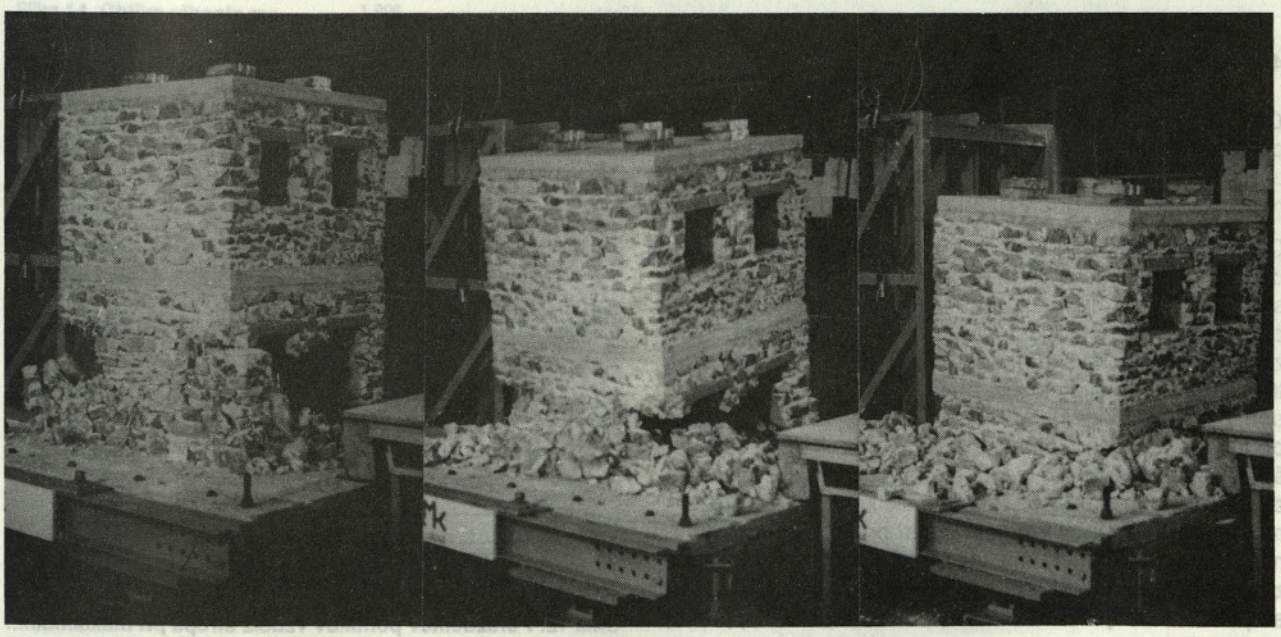


Slika 8. **Potek porušitve modela A**

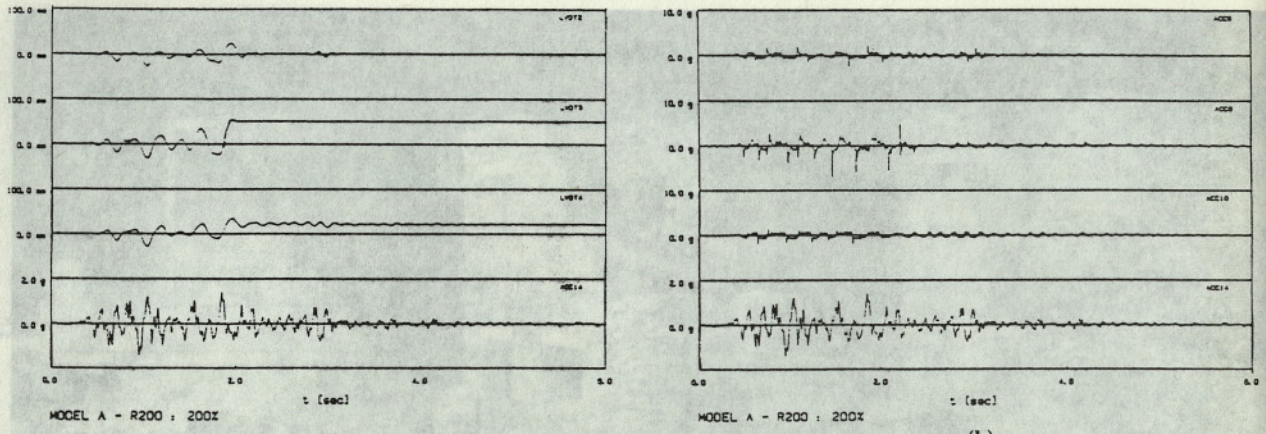
vogali, dobesedno pretrgali pa so se tudi okenski slopi v pritličju modela. Ne glede na to, da so bile poškodbe med nihanjem modela videti precej resne, pa se je po končanem vzbujanju in iznihanju modela večina nastalih razpok spet zaprla v tolikšni meri, da jih s prostim očesom skoraj ni bilo opaziti.

Šele vzbujanje R200, ki je sicer povečalo tudi poškodbe vogalov, je povzročilo vidne poškodbe v zidovih, oslabljenih z odprtinami. Še vedno je prevladovalo zibanje modela, ki je povzročilo odvajanje prečnih od vzdolžnih zidov v vogalih pritličja, pa tudi močne poškodbe okenskih slopov v pritličju.

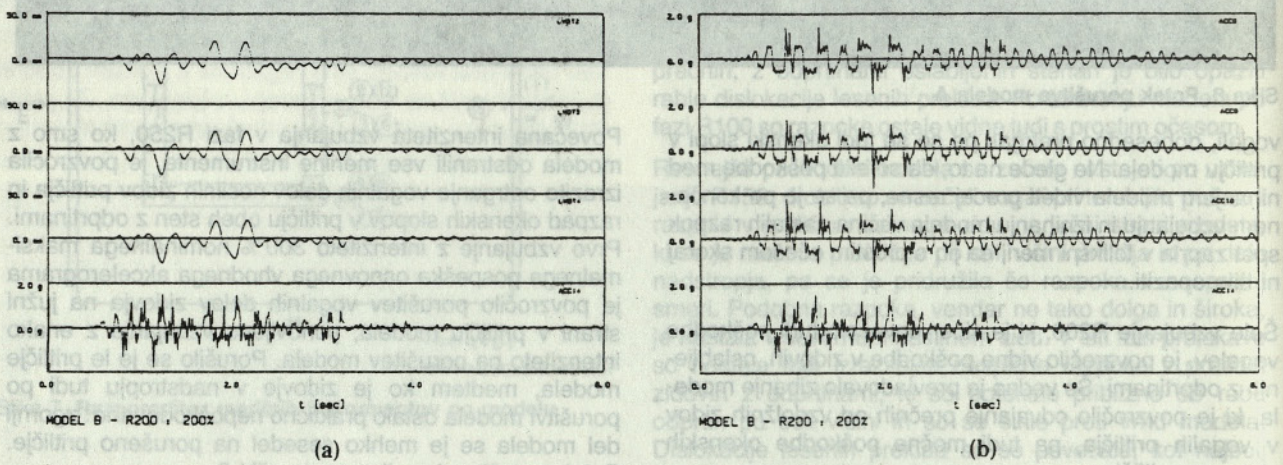
Povečana intenziteta vzbujanja v fazi R250, ko smo z modela odstranili vse merilne instrumente, je povzročila izrazito odtrganje vogalnih delov nosilnih zidov pritličja in razpad okenskih slopov v pritličju obeh sten z odprtinami. Prvo vzbujanje z intenziteto 300 % nominalnega maksimalnega pospeška osnovnega vhodnega akcelerograma je povzročilo porušitev vogalnih delov zidovja na južni strani v pritličju modela, ponovljeno vzbujanje z enako intenziteto pa porušitev modela. Porušilo se je le pritličje modela, medtem ko je zidovje v nadstropju tudi po porušitvi modela ostalo praktično nepoškodovano: zgornji del modela se je mehko sesedel na porušeno pritličje. Potek porušitve je prikazan na sliki 9.



Slika 9. **Potek porušitve modela B**



Slika 10. **Zapis odziva pomikov (a) in pospeškov (b) modela A na meji porušitve**

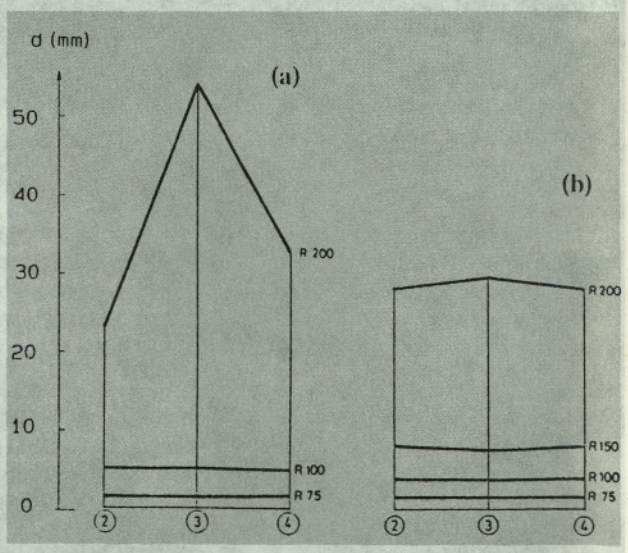


Slika 11. **Zapis odziva pomikov (a) in pospeškov (b) modela B na meji porušitve**

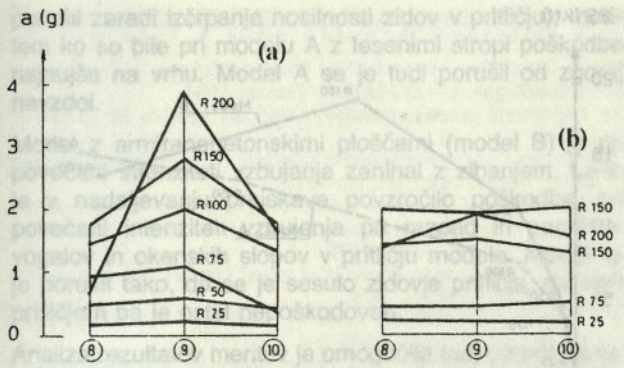
4.2. Dinamični odziv modelov

Časovni potek pomikov in pospeškov. Tipična časovna poteka dinamičnih odzivov obeh modelov, izmerjena med preiskavo na potresni mizi z vzbujanjem, ki je povzročilo resne poškodbe, sta prikazana na slikah 10 in 11.

Oblika razporeditve pomikov in pospeškov po širini stropov je za značilne faze preiskave grafično prikazana na slikah 12 in 13. Na slikah se jasno vidijo razlike, ki so posledica različnih togosti stropov in povezave stropov z zidovi. Medtem ko pri modelu B izmerjeni pomiki kažejo translatorno gibanje plošče, pa je iz diagramov izmerjenih pomikov na modelu A videti, da po začetnih fazah preiskave z majhno intenziteto vzbujanja, ko se je model še obnašal monolitno, leseni stropi niso mogli zagotoviti, da bi zidovi nihali enako. Tako pomiki kot pospeški kažejo močno nihanje zidov v prečni smeri pravokotno na ravnino. Primerjava izmerjenih vrednosti kaže tudi to, da se zaradi neenakih poškodb na obeh straneh modela celo amplitude nihanja obeh vzdolžnih zidov med seboj precej razlikujejo.



Slika 12. **Porazdelitev pomikov vzdolž stropa pri maksimalnih amplitudah nihanja a) model A, b) model B**



Slika 13. **Porazdelitev pospeškov vzdolž stropa pri maksimalnih amplitudah nihanja a) model A, b) model B**

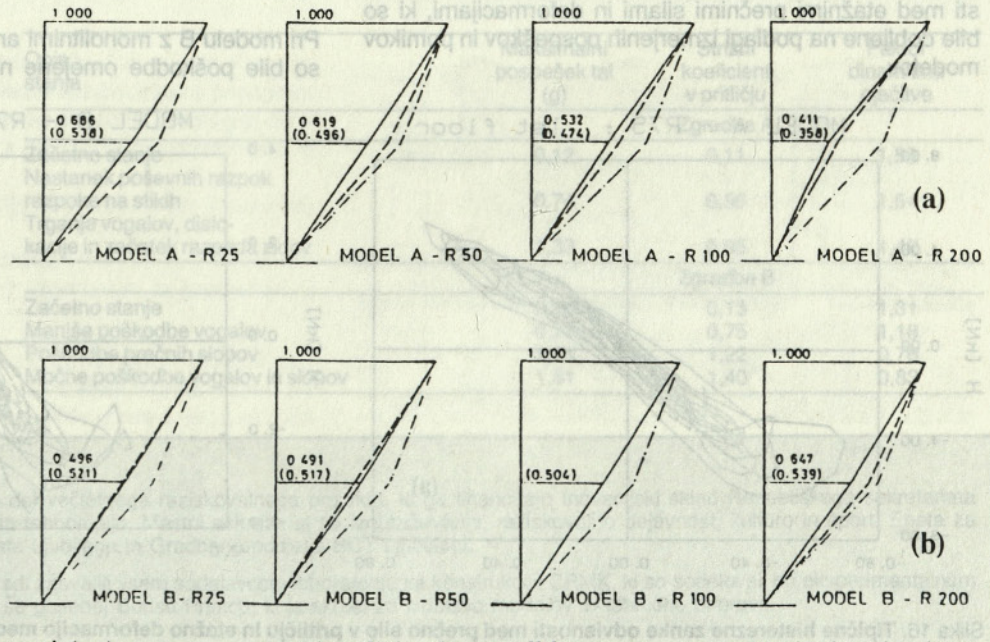
Primerjava amplitud pospeškov nihanja modela B pri povečani intenziteti vzbujanja dokazuje, da so poškodbe v pritličju modela močno zmanjšale prenos potresnih sil navzgor: pospeški na vrhu modela se v fazah, ko v zidovih pritličja nastanejo resnejše poškodbe, ne povečujejo. Poškodovano pritličje je za nadstropje delovalo kot nekakšen seizmični izolator, kar dokazuje tudi porušni mehanizem modela in prvo nadstropje, ki je po porušitvi pritličja ostalo skoraj nepoškodovano.

Oblika nihanja. Oblika prvega tona nihanja modelov, izmerjena v značilnih fazah preiskave, je prikazana na sliki 14. Kot je videti, so izmerjene oblike nihanja v skladu z opažanji med preiskavo. Model A (slika 14a) se je pri majhni intenziteti vzbujanja obnašal kot monolitna konstrukcija čisto strižnega tipa, takoj nato pa se relativni delež deformacije zgornje etaže v celotni deformaciji modela močno poveča. Prečni zid modela je, ločen od vzdolžnih zidov, med vzbujanjem s povečano intenziteto nihal vedno bolj intenzivno.

Kot kaže slika 14b, se je model B v začetnih fazah preiskave zibal kot togo telo (delež deformacij prve in druge etaže v celotni deformaciji modela je bil enak). Šele pri vzbujanju z intenziteto, ki je povzročila vidne poškodbe v pritličju modela, je začel naraščati delež deformacij pritličja glede na celotno deformacijo modela. Po nastanku razpok v vzdolžnih zidovih pritličja se je oblika nihanja začela približevati čisti strižni obliki, pri večjih amplitudah pa je očiten tudi vpliv zmanjšanega prenosa seizmičnih vplivov iz pritličja v nadstropje.

Spremembe lastne frekvence in etažnih togosti. Prvo lastno frekvenco modela smo izmerili tako, da smo analizirali iznihanje modela po udarcu s plastičnim kladivom po enem od vogalov zidov v višini stropa nad nadstropjem (model A) oziroma po sredini zgornje stropne plošče (model B). S Fourierovo analizo odzivov izvrednotene vrednosti v glavnem kažejo na upadanje prve lastne frekvence pri povečani intenziteti vzbujanja in naraščajočih poškodbah. Bolj kot analize iznihanja modelov po udarcu s kladivom nam upadanje togosti in s tem spremembe dinamičnih lastnosti modelov pokažejo analize zapisov odziva modelov na vzbujanje s potresno mizo. Spremembe efektivnih etažnih togosti v odvisnosti od naraščanja poškodb med preiskavo lahko spremljamo v preglednici 2.

Slika 14. **Oblika nihanja modelov med preiskavo**



——— povprečne vrednosti (...) — — — pri maksimalnem odklonu —.—.— strižni mehanizem

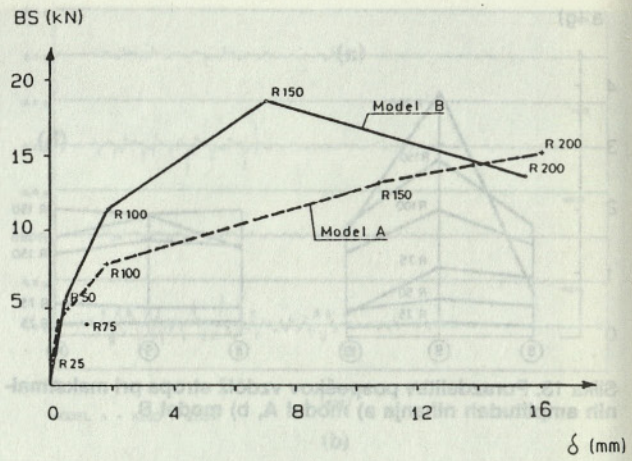
Preglednica 2: **Efektivne etažne togosti, ovrednotene iz histereznih zank (kN/mm)**

	Faza	1. etaža	2. etaža
Model A	R25	21,23	17,56
	R50	14,40	12,00
	R75	5,96	2,59
	R100	1,79	1,61
Model B	R10	19,05	8,78
	R25	13,33	7,22
	R50	10,62	4,27
	R75	5,71	2,40
	R100	0,96	0,82

Iz izračunanih Fourierovih spektrov smo po metodi širine polovične moči (half-power bandwidth) ocenili tudi koeficient ekvivalentnega viskoznega dušenja. Vrednosti se gibljejo od 3–6% kritičnega dušenja v začetnih fazah preiskave do 8% po močnem vzbujanju.

Potresna odpornost. Potresno odpornost objektov določa več parametrov. V glavnem sta to po definiciji nosilnost in deformabilnost pri delovanju vodoravne obtežbe – potresnih sil, v nič manjši meri pa na potresno odpornost vplivajo tudi dinamične lastnosti in mehanizmi obnašanja konstrukcije, od katerih je odvisna velikost nastalih potresnih sil in sposobnost konstrukcije, da sprejeto energijo absorbira in disipira. Če potresno odpornost konstrukcije predstavimo z diagramom odvisnosti med etažno prečno silo in pomikom (H-σ diagramom), lahko prečno silo v pritličju ocenimo kot vsoto vztrajnostnih sil, ki nastanejo zaradi nihanja modela v danem časovnem trenutku. Odvisnosti med tako izračunanimi prečnimi silami in v istem časovnem trenutku izmerjenimi etažnimi pomiki sta za oba modela grafično prikazani na sliki 15.

Kot merilo za absorpcijo in disipacijo seizmične energije so na sliki 16 prikazane tipične histerezne zanke odvisnosti med etažnimi prečnimi silami in deformacijami, ki so bile dobljene na podlagi izmerjenih pospeškov in pomikov modelov.



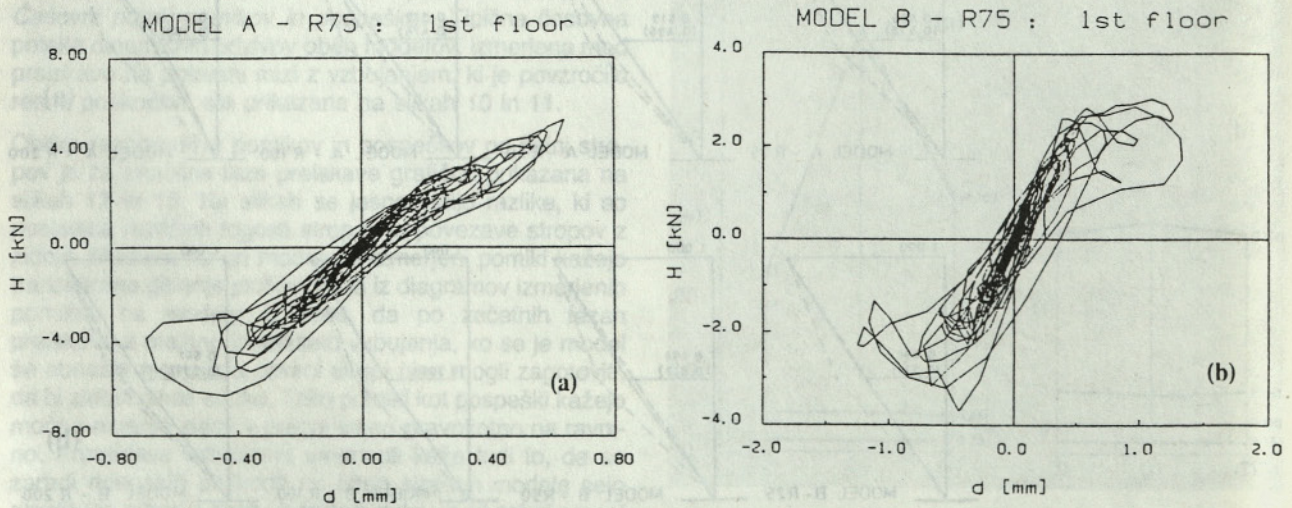
Slika 15. **Histerezni ovojnici odvisnosti med etažno prečno silo v pritličju in etažno deformacijo**

5.0. SKLEPI

Preiskava obeh modelov je ponovno pokazala, kako močno je obnašanje starih kamnitih hiš med potresom odvisno od togosti stropov in načina medsebojne povezanosti zidov in stropov. Čeprav sta bila oba modela enako zasnovana in izdelana iz materialov enake kakovosti, sta se med preiskavo s simuliranim potresnim vzbujanjem obnašala povsem različno.

Medtem ko so toge plošče omogočile modelu B, da se je obnašal kot monolitna škatla, z zibanjem kot osnovnim mehanizmom odziva na potres, pa leseni stropi niso mogli preprečiti ločevanja, razpadanja in delne porušitev zidov modela A.

Pri modelu B z monolitnimi armiranobetonskimi ploščami so bile poškodbe omejene na prvo etažo (model se je



Slika 16. **Tipične histerezne zanke odvisnosti med prečno silo v pritličju in etažno deformacijo med nihanjem na meji porušitve a) model A, b) model B**

porušil zaradi izčrpanja nosilnosti zidov v pritličju), medtem ko so bile pri modelu A z lesenimi stropi poškodbe najhujše na vrhu. Model A se je tudi porušil od zgoraj navzdol.

Model z armiranobetonskimi ploščami (model B) je pri povečani intenziteti vzbujanja zanihal z zibanjem. Le-to je v nadaljevanju preiskave povzročilo poškodbe, pri povečani intenziteti vzbujanja pa razpad in porušitev vogalov in okenskih slopov v pritličju modela. Model se je porušil tako, da se je sesulo zidovje pritličja, del nad pritličjem pa je ostal nepoškodovan.

Analiza rezultatov meritev je omogočila tudi ovrednotenje razlik v obnašanju obeh modelov. Čeprav sta se obe konstrukciji pri vzbujanju z majhno intenziteto v začetni fazi preiskave obnašali praktično enako, lahko ugotovimo, da je celotna vztrajnostna sila, pri kateri so nastale poškodbe, ki so bistveno spremenile togost konstrukcije, pri modelu z lesenimi stropi skoraj 50 % manjša od sile pri modelu z armiranobetonskimi ploščami. Nekoliko manj, pa vendar še za približno 20 % je manjša tudi njegova nosilnost.

Čeprav v fazi porušitve nismo izvajali meritev, pa je glede potresne odpornosti pomemben tudi potek o intenziteti vzbujanja. Model A (model z lesenimi stropi) se je delno porušil pri vzbujanju z intenziteto, ki je bila enaka 250 % nominalnega maksimalnega pospeška modeliranega potresa, v celoti pa se je sesul pri ponovljenem vzbujanju z enako intenziteto. Model B (model z armiranobetonskimi ploščami in zidnimi vezmi) je vzbujanje z intenziteto 250 % nominalnega maksimalnega pospeška vzdržal, porušil pa se je šele pri drugi ponovitvi vzbujanja z intenziteto 300 %.

V preglednici 3 so navedene vrednosti parametrov potresne odpornosti v odvisnosti od intenzitete potresnega gibanja tal, ki jih na podlagi preiskav modelov na potresni mizi lahko predvidimo za prototipne zgradbe preiskanega tipa. Potresna odpornost je podana v obliki brezdimenzionalnega koeficienta prečne sile v pritličju (vrednost prečne sile je deljena s težo zgradbe), pospeški tal pa so izraženi z deležem pospeška prostega pada ($g = 9{,}81\ ms^{-2}$).

Ugotovljene vrednosti parametrov potresne odpornosti so razmeroma visoke, saj rezultati preiskave kažejo, da bi obe prototipni zgradbi lahko prestali tudi najmočnejši pričakovani potres v razmeroma dobrem stanju.

Ne glede na ugodne rezultate pa je treba vedeti, da sta preiskana modela predstavljala zgradbi z razmeroma dobrim kamnitim zidovjem. Če upoštevamo, da se vrednosti natezne trdnosti starega kamnitega zidovja, ki določa potresno odpornost pri danem mehanizmu obnašanja, lahko gibljejo v območju od 0,02 do 0,15 MPa, ni težko ugotoviti, da bi bile lahko vrednosti v preglednici 5 pri hišah slabše kakovosti tudi za petkrat in več manjše. V takšnem primeru pa lahko hujše poškodbe pri zgradbah z lesenimi stropi, čeprav z omejeno višino dveh etaž, pričakujemo že pri zmernih potresih.

Rezultati preiskav obeh modelov na potresni mizi nam torej dajejo dragocene podatke o vplivu togosti stropnih konstrukcij na potresno odpornost starih kamnitih hiš. Ugotovitve eksperimentalnih raziskav bodo uporabne za parametrično študijo in oceno potresne ranljivosti hiš podobne tipologije, vendar različnih po višini in sezidanih z materiali različne kakovosti.

Ugotovitve bodo uporabne tudi pri razvoju računskih modelov za preverjanje potresne odpornosti starih zidanih zgradb, saj bo z upoštevanjem rezultatov raziskav mogoče ovrednotiti razlike med teoretičnimi predpostavkami ter poenostavitvami in dejanskim stanjem, ki ga pri računskem modeliranju obnašanja konstrukcij ni mogoče natančno upoštevati.

Preglednica 3: **Primerjava potresne odpornosti prototipnih zgradb**

Opis stanja	Maksimalni pospešek tal (g)	Strižni koeficient v pritličju	Faktor dinamične ojačitve
		Zgradba A	
Začetno stanje	0,12	0,11	1,50
Nastanek poševnih razpok razpoke na stikih	0,74	0,56	1,54
Trganje vogalov, dislokacije in začetek razpada zidov	1,33	0,95	1,42
		Zgradba B	
Začetno stanje	0,16	0,13	1,31
Manjše poškodbe vogalov	0,77	0,75	1,18
Poškodbe prečnih slopov	1,74	1,22	0,76
Močne poškodbe vogalov in slopov	1,81	1,40	0,83

ZAHVALA

Predstavljene raziskave so del večletnega raziskovalnega projekta, ki ga financirajo Inovacijski sklad Republiškega sekretariata za raziskovalno dejavnost in tehnologijo, Mestni sekretariat za izobraževanje, raziskovalno dejavnost, kulturo in šport, Enota za raziskovalno dejavnost mesta Ljubljane in Gradbeno podjetje SCT Ljubljana.

Avtorji bi se na tem mestu radi zahvalili vsem sodelavcem laboratorija za konstrukcije ZRMK, ki so sodelovali pri eksperimentalnem delu raziskav. Zahvala gre še posebej Borisu Primcu, ki je skrbel za izdelavo modelov in tehnične priprave.

LITERATURA

1. »Building Construction Under Seismic Conditions in the Balkan Region. Volume 3: Design and Construction of stone and brick-masonry buildings«, UNIDO/UNDP, Vienna, 1984.
2. Tomaževič M.: »Račun seizmične odpornosti zidanih zgradb«, Gradbeni vestnik 29 (1980) 9, Ljubljana, str. 182–194.
3. Giuffre, A.: »Mechanics of historical masonry and strengthening criteria«, XVth Regional Seminar on Earthquake Engineering, Edizioni Kappa, Rome, 1990, str. 60–122.
4. Boštjančič J., Sheppard P., Terčelj S., Turnšek V.: »Use of a modelling approach in the analysis of the effects of repair to earthquake-damaged stone-masonry buildings«, Bolletino di geofisica teorica ed applicata, Part 2, vol. XIX, no. 72, str. 1091–1116, Udine, 1976.
5. Ewing, R. D., Healey T. J., Agbabian M. S.: »Seismic analysis of wood diaphragms in masonry buildings«, ATC Wood Workshop (ATC – 7), Los Angeles, 1979.
6. Porter M. L., Sabari A. A.: »Diaphragm floor research for masonry buildings«, Proc. Fifth North American Masonry Conference, Vol. 1, Urbana-Champaign, 1990, str. 105–117.
7. Sheppard P. F.: »In-situ test of the shear strength and deformability of an 18th century stone-and-brick-masonry wall«, Proc. 7th International Brick-Masonry Conference, Vol. 1, Melbourne, 1985, str. 149–160.
8. Sheppard P., Tomaževič M.: »In-situ ispitivanja nosivosti zidova starih zidanih zgrada«, IV. kongres ZDSGJ, Knjiga 2, Cavtat, 1986, str. 85-92.
9. Benedetti D., Castoldi A.: »Dynamic and static experimental analysis of stone-masonry buildings«, Proc. 7th European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 5, Athens, 1982, pp. 179–188.
10. Velechovsky T.: »Možnosti uporabe univerzalne opreme za preiskovanje konstrukcij pri simulaciji potresne obtežbe«, magistrska naloga, FAGG Ljubljana, 1990.
11. Tomaževič M., Weiss P., Velechovsky T.: »Vpliv togosti stropnih konstrukcij na potresno odpornost starih zidanih zgradb: preiskava modelov A in B«, poročilo ZRMK/PI-90/01, Ljubljana, 1990.

PREDOR POD ROKAVSKIM PRELIVOM

UDK 624.194

JANJA MAROLT, DUBRAVKA BJEGOVIĆ

POVZETEK

V članku sta prikazana rešitev in gradnja največjega predora na svetu, predora pod Rokavskim prelivom. Članek je razdeljen na tri dele: predori, terminal in tovarna za proizvodnjo elementov.
Prvi od treh predorov je bil prevrtan že 30. oktobra 1990. Pričakujejo, da bodo prvi vlaki zapeljali skozi predor junija leta 1993.

THE CHANNEL TUNNEL

SUMMARY

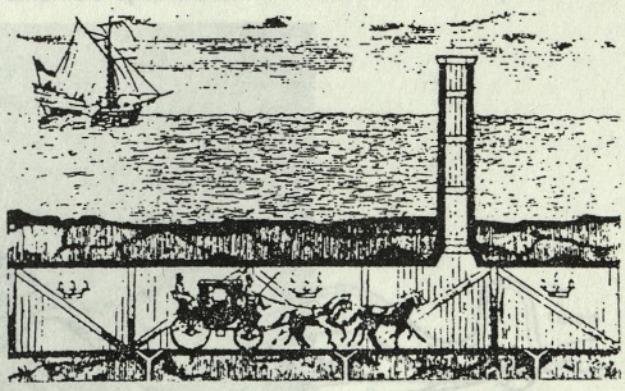
This paper presents the solution and construction of the greatest tunnel in the world, the Channel Tunnel. The paper consists of three sections: tunnels, terminal and the manufacture of the precast concrete tunnel linings.
The first of three tunnels – the service tunnel – was bored through on 30. October 1990. They are expecting the first trains will run through the tunnels in June 1993.

UVOD

V aprilu leta 1985 sta se vladi Velike Britanije in Francije sporazumeli o podzemni povezavi obeh držav s predorom pod Rokavskim prelivom. Izmed številnih predlogov so v januarju 1986 izbrali rešitev z železniškima predoroma, o katerih menijo,
– da njuna tehnologija gradnje terja najmanjše inženirsko tveganje,
– da sta najvažnejša za potnike,
– da odpravljata probleme z vremenom in prometom v Kanalu.

Z dograditvijo tega predora se bo uresničil stoletni sen inženirjev, ki so že od nekdaj razmišljali o gradnji predora in dajali predloge zanj. Idejna rešitev iz prejšnjega stoletja je podana na sliki 1.

Avtorici:
Janja Marolt, dipl. inž. gradb., višja raziskovalna sodelavka, ZRMK Ljubljana, Dimičeva 12
dr. Dubravka Bjegović, dipl. inž. gradb., predavatelj, Gradjevinski institut, OOUR FGZ Sveučilišta u Zagrebu, Zagreb, J. Rakuše 2

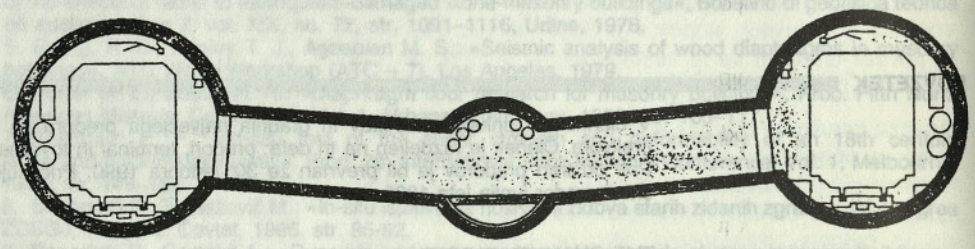


Slika 1. **Shema prvega predloga predora**

V članku bomo posebej prikazali gradnjo predorov, funkcijo ter gradnjo terminalov – končnih postaj in tovarno za proizvodnjo elementov.

PREDORI

Sprejeli so različico treh vzporednih predorov, od katerih sta dva vozna – po eden za vsako smer, tretji – srednji, pa je servisni predor (sl. 2 in 3). Prvi od treh najdaljših predorov na svetu – srednji – je bil prevrtan že 30. oktobra 1990.



Slika 2. **Prečni prerez predora**

Premer voznih predorov je 7,6 m, osna razdalja med njima je 30 m, njuna vhoda sta v Castle Hillu severno od Folkestona v Veliki Britaniji in v Beussingneu Formu v Franciji.

Vsak predor je dolg okrog 50 km s tem, da leži v dolžini 38 km pod morskim dnom med Shakespeare Cliffom in Sangatteom, ostalo pa je pod kopnim. Na angleški strani je pod zemljo 8 km predora, na francoski pa samo 3 km. Srednji, servisni predor ima premer 4,8 m. Prečni prehodi premera 3,3 m vežejo vse tri predore na vsakih 375 m.

Predor se vrta v globini okrog 100 m pod morsko gladino, od tega okrog 90 % skozi kredni lapor. Debelina skale nad predorom je okrog 40 m, v bližini francoske obale pa se stanjša na okoli 17 m. Trdnost skale je od 2 do 10 MPa. Predore vrtajo z obeh strani Kanala s specialnimi vrtalnimi stroji. Britanski vrtalni sistem so izdelali Japonci.

Najprej so začeli graditi srednji, servisni predor: na njegovem čelu odvzemajo vzorce tal za preiskavo. Na podlagi rezultatov preiskav teh vzorcev dimenzionirajo elemente voznih predorov. Vrtanje obeh voznih predorov se je začelo, ko je bil servisni predor zgrajen že okoli 5 km od obale.

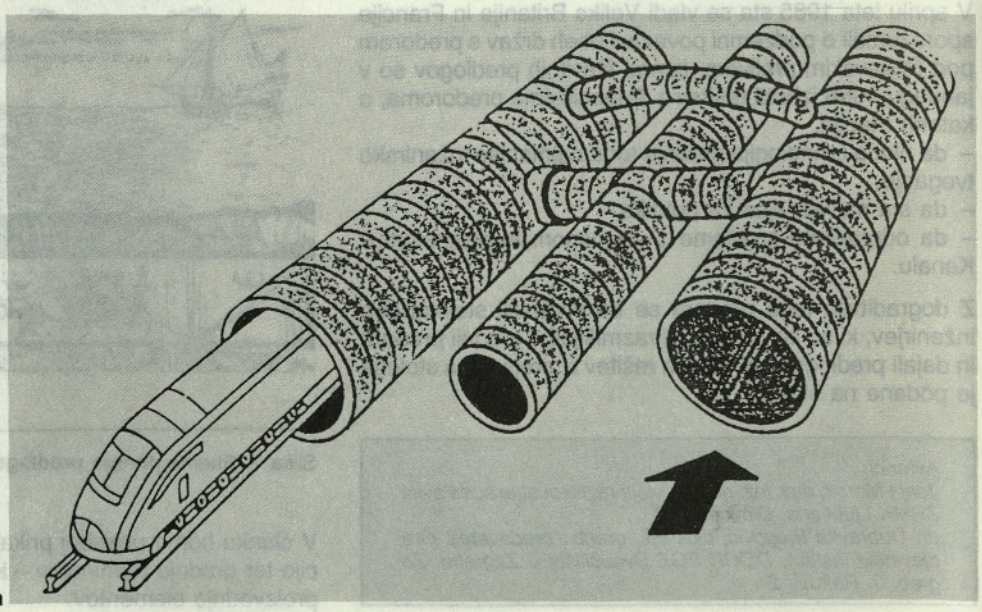
Obloga predora sestoji iz montažnih armiranobetonskih ali jeklenih elementov, ki jih montirajo strojno takoj izza vrtalnega stroja in z njimi oblikujejo obroč.

Predore za križanje in prečne prehode vrtajo s posebnimi vrtalnimi ali drugimi stroji za izkop.

Notranji premer voznih predorov je določen na podlagi osnega razmika med kolesi vagona, aerodinamičnih vplivov, globine tirov ipd. Premer servisnega predora pa je bil določen na podlagi izmer vozil, ki se uporabljajo med gradnjo in obratovanjem.

V neprepustnih tleh se uporabljajo montažni armiranobetonski elementi. Montirajo jih s tako imenovanim ključnim elementom, vstavljenim na vrhu obroča, ki deluje kot klin. Zunanja stran elementov dosega čim bolj tesen stik s skalo s podložkami; razen tega ostaja še okrog 20 mm praznega prostora, ki se zapolni z malto in tako ustvari kontakt med oblogo in okoliško skalo. Tako je dokončan klasični obok.

V bolj prepustnih tleh se uporablja neprepustna obloga. Projektirani sta dve vrsti take obloge: profilirani jekleni obroči ali armiranobetonski obroči. Jekleni elementi so izdelani tako, da jih že sama oblika stiska skupaj, armira-



Slika 3. **Prečni prerez predora**

nobetonski elementi pa so med seboj zatesnjeni z neoprenskimi stiki. V še bolj prepustnih tleh se za tesnejši kontakt uporablja injiciranje z malto med obroči in hribino.

Tudi prečni prehodi se izdelujejo iz jeklenih ali armiranobetonskih elementov, povezava med prehodi in voznim oziroma servisnim predorom pa se zabetonira na kraju samem.

Na desni strani voznih predorov je steza za pešce, situirana 650 mm nad železniškim tirom. Steza je široka 800 mm, visoka 240 mm in je namenjena za evakuacijo potnikov ob nevarnosti. Na nasprotni strani je steza za preglede. Osni razmik med železniškima tračnicama je 1435 mm. Kontinuirne tračnice so sidrane v beton ali skrite železniške pragove. Projektirana hitrost proge je 200 km/h.

Predviden je varnostni sistem, ki odkriva vroča kolesa in osi ali opremo, ki visi pod vlakom. Vgrajeni bodo tako telefoni za nujne primere kakor tudi normalna in pomožna razsvetljava.

Servisni predor bo rabil tudi kot predor za reševanje potnikov ob požaru v voznem predoru. Nadtlak v servisnem predoru bo preprečeval vdor dima in ognja iz voznega predora.

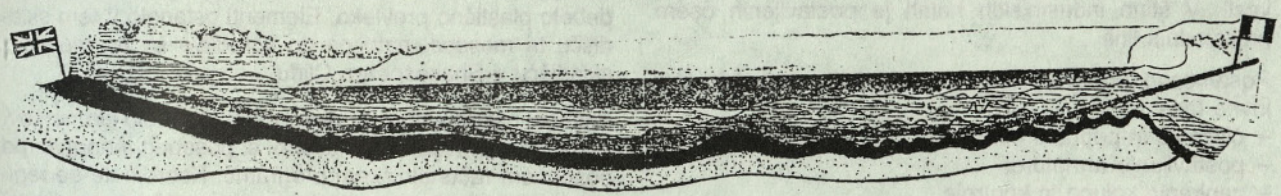
Varno in uspešno delovanje predorov bosta zagotavljala dva kontrolna centra, vsak na enem terminalu, od katerih bo eden delal, drugi pa bo pripravljen za delo po potrebi.

TERMINAL

Angleški terminal je postavljen blizu mesta Folkestone in zavzema okrog 140 hektarov zemljišča (slika 5). Terminal bo neposredno povezan z avtocesto M20 ter železniško progo Folkestone–London.

Terminal je razdejal veliko zemljišče, vendar so si izredno prizadevali, da bi rešili rastlinstvo s tega področja. Zbrali so vzorce zemljin in rastlinja ter jih prepeljali v bližnje kraje, kjer se bodo rastline obnovile.

Vse te akcije in gradnjo celotnega terminala lahko okoliško



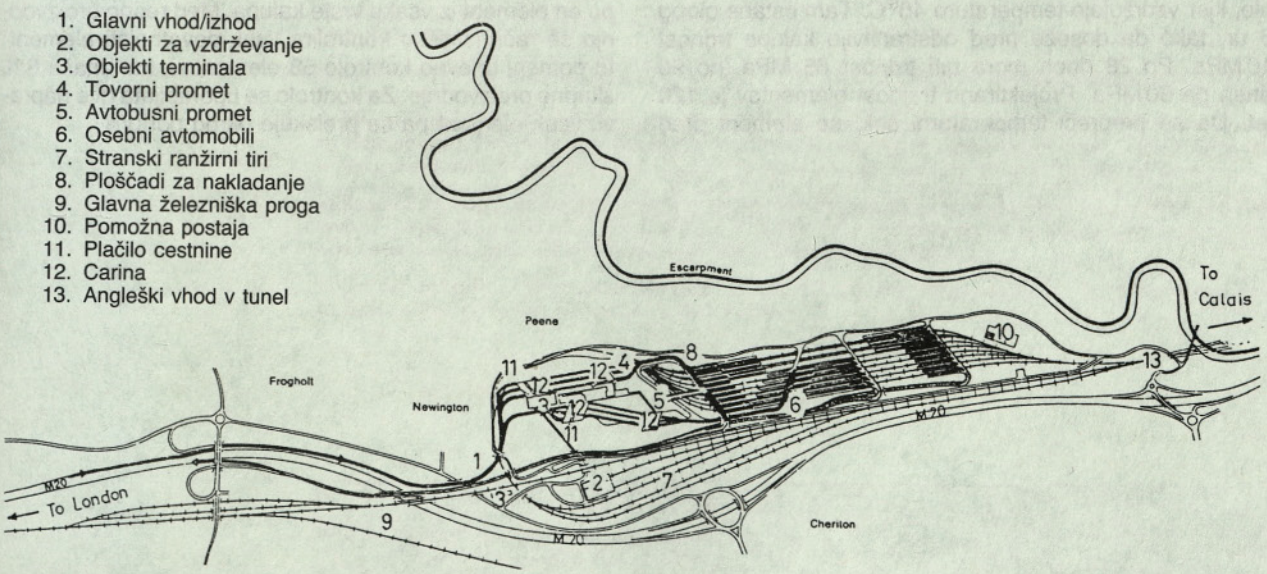
Slika 4. **Vzdolžni prerez predora**

Zrak za ventilacijo voznih predorov bo prihajal iz servisnega predora, kjer bo višji zračni tlak kot v voznih predorih. Vgrajeni bosta tudi neposredna rezervna ventilacija voznih predorov za odvajanje dima z mesta morebitnega požara in posebna instalacija za gašenje požara. Zaradi razlike v zračnem tlaku bodo vrata na prehodih običajno zaprta, možno pa bo tudi ročno odpiranje.

prebivalstvo in drugi obiskovalci spremljajo z razglednega stolpa, ki je bil zgrajen v sklopu razstavnega centra; v njem sta na ogled tudi maketa predora v gradnji ter maketa delovanja celotnega predora skupaj s prometom.

Vozniki osebnih avtomobilov za vožnjo skozi predor ne bodo potrebovali rezervacij. Karte bodo kupili na terminalu, kjer bodo opravili tudi običajne carinske formalnosti.

1. Glavni vhod/izhod
2. Objekti za vzdrževanje
3. Objekti terminala
4. Tovorni promet
5. Avtobusni promet
6. Osebni avtomobili
7. Stranski ranžirni tiri
8. Ploščadi za nakladanje
9. Glavna železniška proga
10. Pomožna postaja
11. Plačilo cestnine
12. Carina
13. Angleški vhod v tunel



Slika 5. **Angleški terminal**

Osebni avtomobil bo mogoče naložiti na vlak ali ga z njega razložiti v 10 do 15 minutah. Vožnja bo trajala 35 minut, nato se bodo vozila brez posebnih formalnosti vključila v običajno cestno mrežo.

TOVARNA ZA PROIZVODNJO ELEMENTOV

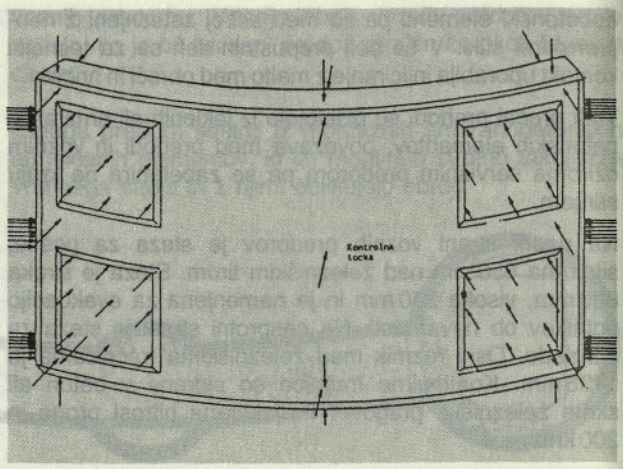
Tovarna montažnih elementov za oblogo predorov leži 90 km od Shakespeare Cliffa – vhodov v predore – v mestu Isle of Grain na vzhodni obali Anglije. Lokacija ob obali je ugodna predvsem za ladijski dovoz agregata iz Škotske, obstaja pa tudi cestna in železniška povezava.

Celotna proizvodnja bo obsegala 55.900 montažnih obročev za predore ali 465.000 elementov 268 različnih oblik velikosti od 190 × 150 × 27 cm do 400 × 150 × 54 cm, težkih od 7 do 91 kN, izdelanih iz zelo kakovostnega betona. Ocenjujejo, da bo narejenih 680.000 m^3 betona. Elemente izdelujejo 24 ur dnevno, in to pet dni v tednu. Dnevno izdelajo 1000 elementov. Proizvodnja je organizirana na proizvodnih trakovih, podobno kot v industriji tovornih vozil. V štirih industrijskih halah je postavljenih osem proizvodnih linij.

Posamezne proizvodne linije sestavljajo naslednje delovne faze:
- čiščenje in priprava kalupa,
- postavljanje armature,
- zapiranje kalupa in kontrola,
- nameščanje kalupa, vibratorja in kontrola,
- zaključna obdelava betona,
- odstranjevanje odvečnega sloja,
- nega,
- odstranjevanje kalupa.

V takem nepretrganem ciklusu izdelajo vsakih 10 minut na vsaki proizvodni liniji po en element.

Beton ima pred vgradnjo v kalup okoli 20° C. Element se takoj po vgradnji betona transportira v predor za negovanje, kjer vzdržujejo temperaturo 40° C. Tam ostane okrog 6 ur, tako da doseže pred odstranitvijo kalupa trdnost 10 MPa. Po 28 dneh mora biti trdnost 65 MPa, po 90 dneh pa 90 MPa. Projektirana trajnost elementov je 120 let. Da se prepreči temperaturni šok, se element pred



Slika 6. **Shema kontrolnih točk na eni vrsti armiranobetonskega elementa**

transportom na skladiščni prostor pokrije za dva dni z debelo plastično prevleko. Elementi ostanejo v tem skladišču tri mesece, nato pa do vgraditve še en mesec v skladišču v Shakespeare Cliffu.

Posebej naj omenimo še dimenzijsko kontrolo elementov. Le-ta se opravlja avtomatično s posebno napravo po posebnem računalniškem programu. Koordinate se registrirajo v računalniku s tipali, ki so nameščena na merilni glavi. Na elementih se meri od 80 do 100 točk, odvisno pač od vrste elementa (slika 6). Predpisane so naslednje tolerance:
- notranji in zunanji polmer ± 2,5 mm,
- višina elementa ± 2,0 mm,
- ravnost površine ± 0,1 mm.

Napravo detajlno kontrolirajo vsake tri mesece, ponovljivost podatkov pa pred vsako izmeno. Naprava se uporablja tudi pri kontroli proizvodne linije tako, da se kontrolira po en element iz vsake vrste kalupa. Med redno proizvodnjo se računalniško kontrolira vsak devetnajsti element; to pomeni dnevno kontrolo 53 elementov, kar znaša 6 % skupne proizvodnje. Za kontrolo se uporabljata dve napravi, vsak element pa se preiskuje okrog pol ure.

CENTER ZA GRADITELJSTVO
GRADBENI CENTER
61000 Ljubljana, · Dimičeva 9, tel. 342 671, telefaks 218 380

PRIPOROČILA 2

EKOLOGIJA DOMA

UDK: 64:504

MILENA MAREGA, MATJAŽ ZUPAN

POVZETEK

Gospodinjstva prispevajo k skupnemu onesnaženju okolja poleg industrije in prometa kar petino deleža. To dejstvo je bil osnovni motiv pri oblikovanju razstave Okolju prijazen dom, ki jo je pod okriljem Gradbenega centra Slovenije pripravila projektna skupina za Ekologijo doma.

Razstava v uvodnem delu prikazuje deleže gospodinjstev pri odpadnih vodah, onesnaženju zraka in komunalnih odpadkih, ter tista mesta v gospodinjstvih, kjer nastaja največje obremenjevanje okolja.

Osrednji del razstave je namenjen prikazu konkretnih možnosti vsakega posameznika, da to obremenjevanje v okviru svojega doma zmanjša.

HOUSEHOLD ECOLOGY

SUMMARY

A fifth of total pollution of environment is, besides industrial waste and traffic, to be contributed to households. This fact was the basic motive with setting of exposition Home – friendly to the environment, which was prepaired by the project group, working on the ecology of home.

In its introducting part the exposition shows the participation of households in total extent of waste water, air-polution and municipial refuse, with special emphasis on those household-sections that are causing the greatest problems with the environment-pollution.

In the central part of exposition there are presented concrete suggestions for each individual how to reduce this pollution within one's own home.

Avtorja:
Milena Marega, Matjaž Zupan
Center za ekologijo doma

Ekološki kriterij je nuja, ki jo bomo tudi Slovenci morali vključiti v svoj vsakdanjik. Onesnaženje okolja, ki ga proizvedemo v svojih domovih, namreč dosega številke, ki kličejo po zmanjševanju: gre za več kot 500.000 ton komunalnih odpadkov, med katerimi večino predstavljajo gospodinjski odpadki, za 63 milijonov kubičnih metrov odpadnih voda (od 137 milijonov m^3, ki jih gospodinjstva prispevajo skupno z industrijo), za 16.450 ton žveplovega dioksida, za 1,131.000 ton ogljikovega dioksida ter drugih škodljivih snovi, ki se iz domačih dimnikov dvigajo v zrak.

Nemške raziskave kažejo, da dosega onesnaženje okolja, ki ga proizvedejo gospodinjstva, približno 20 % vsega onesnaženja – poleg industrije in prometa. Naši domovi predstavljajo torej nezanemarljiv dejavnik v bitki za zmanjšanje obremenjenosti narave.

To dejstvo je bilo osnovni motiv pri oblikovanju razstave Okolju prijazen dom, ki so jo v sodelovanju z Gradbenim centrom Slovenije pripravili sodelavci projekta Ekologija doma.

Raziskava uvodoma predstavlja tista mesta v funkcioniranju gospodinjstva, kjer nastajajo največje obremenitve okolja. V nadaljevanju pa so opisane možnosti za zmanjšanje teh obremenitev, in sicer od najenostavnejših ukrepov, ko je za boljši učinek dovolj že pravilnejše ravnanje, pa vse do posegov v izgradnjo objektov. Obiskovalcem razstave so brezplačno na voljo tri zloženke s tovrstnimi konkretnimi nasveti.

Temeljni cilj razstave je popularizacija ekološke zavesti med prebivalci, predvsem pa njihova pritegnitev k sodelovanju. Ustrezna zakonodaja je namreč potreben, ne pa tudi zadosten pogoj za odločnejše spremembe na področju varovanja okolja. Statistične raziskave kažejo, da imamo Slovenci sicer dobro razvito zavest o varovanju okolja, veliko manj pa pripravljenosti za lastno vključitev v ta prizadevanja. Vse prepogosto so namreč naši očitki usmerjeni v velike industrijske onesnaževalce kot edine krivce za naraščajoče onesnaženje zraka, vode in zemlje. Zavestno pri tem pozabljamo, da nas pozimi hudo motita tudi dim in prah, ki se valita iz naših lastnih dimnikov.

Zakonodaja mora poleg restriktivnih ukrepov, kot so visoki računi za onesnaženje, vzpostaviti tudi mehanizme sodelovanja vseh udeleženih prebivalcev. Samo na tak način namreč lahko dosežemo vidne rezultate. Prebivalci Slovenije morajo biti seznanjeni z deležem onesnaženja, ki ga sami prispevajo, predvsem pa z načini za zmanjšanje tega deleža. Osnovnega pomena je tu seveda tudi davčna zakonodaja, ki mora odgovornejše ravnanje stimulirati.

Skupno onesnaženje okolja, ki ga proizvedejo gospodinjstva in prizadevanja za njegovo zmanjšanje, je možno ločiti v tri osnovne sklope:

a) onesnaženje zraka → zmanjšanje porabe energije in izbor čistejših energentov za ogrevanje

b) onesnaženje odpadnih voda → zmanjšanje porabe čiste pitne vode in zmanjšanje obremenjenosti odpadne vode s škodljivimi snovmi

c) odpadki → zmanjšanje količine nastajajočih odpadkov in gospodarnejše ravnanje z njimi

To so tudi sestavni sklopi razstave Okolju prijazen dom, ki je bila v oktobru 1991 predstavljena v Ljubljani, nato v Kranju, nadaljuje pa selitev v Celje, Vrhniko, Domžale, Ormož, Kamnik, Radovljico, Novo Gorico in še nekatere kraje po Sloveniji. Kot smo že omenili, je največji del razstave namenjem opisu konkretnih možnosti, ki jih imajo prebivalci za zmanjšanje onesnaženja okolja, ki jih prispevajo njihovi domovi.

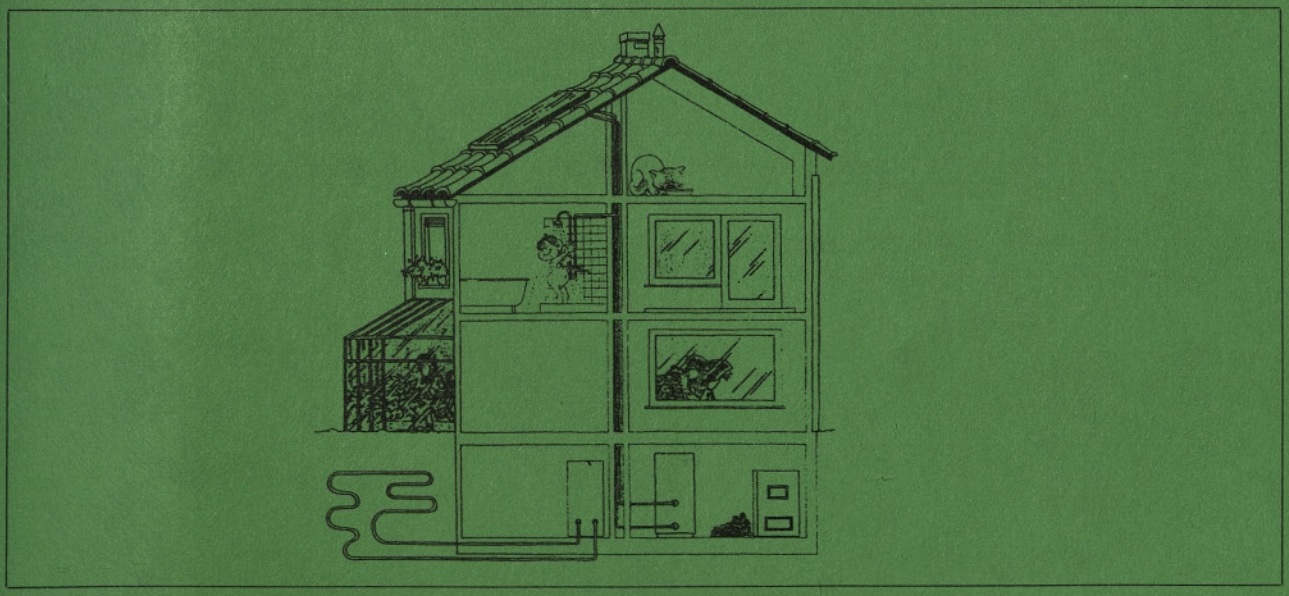
MOŽNOSTI ZA ZMANJŠANJE PORABE ENERGIJE IN IZBOR ČISTEJŠIH ENERGENTOV

Če upoštevamo dejstvo, da gre kar 30 % končne energije za široko porabo (23 % za promet, 47 % za industrijo), je jasno, da lahko s smotrno rabo energije velike prihranke dosežemo tudi v gospodinjstvih. Enako velja tudi za emisijo plinov v ozračje, saj gospodinjstva prispevajo 37 % žveplovega dioksida, 53 % prahu, 28 % ogljikovega dioksida in 41 % pepela. Razlogov za varčevanje z energijo je dovolj tudi brez pogleda na račun za kurjavo in elektriko.

Največji porabnik energije je ogrevanje, saj dosega delež porabe končne energije za ogrevanje 75 do 80 % celotne porabe v gospodinjstvu. Ostalih 20 do 25 % pa se razdeli med segrevanje vode in porabo elektrike za pogon gospodinjskih aparatov. Ogrevanje oziroma izbor vrste goriva ima tudi direkten vpliv na onesnaženje zraka, zato je prav tu največ možnosti za odgovornejše ravnanje.

V okviru razstave so možnosti zbrane v več poglavjih:

– ukrepi za zmanjšanje porabe energije pri novogradnji (lokacija, ustrezna organizacija tlorisa, zmanjšanje toplotnih izgub,...)



– ukrepi za zmanjšanje porabe energije pri obstoječih objektih (izboljšanje toplotne zaščite, odprava kritičnih mest,...)
– ukrepi za zmanjšanje porabe energije pri ogrevalnem sistemu (izbor vrste goriva in sistema ogrevanja, pravilno delovanje, vzdrževanje,...)
– pravilno ravnanje (vzdrževanje in nadzorovanje naprav, pravilno zračenje, zatesnitev oken, ravrščanje pohištva,...)
– uporaba obnovljivih virov energije (izraba sončne energije, biomase,...)
– pravilna uporaba gospodinjskih aparatov in naprav (nakup varčnih naprav, ustrezno ravnanje).

Smiselnost prizadevanj za zmanjšano porabo energije v okviru gospodinjstev kaže primerjava energijsko varčne in energijsko potratne hiše.

	PORABA ENERGIJE			
	za ogrevanje	za segrevanje vode	za pogon gospodinjskih aparatov in naprav	SKUPAJ
energijsko potratna hiša	**45.000 kWh**	**6.000 kWh**	**4.000 kWh**	**55.000 kWh**
energijsko varčna hiša	**15.000 kWh**	**2.000 kWh**	**3.000 kWh**	**20.000 kWh**

Podobno sliko kaže tudi primerjava emisij:

»POTRATNA HIŠA« porabi ~ 45.000 kWh/leto

KURIVO		ODDAJANJE ODPADNIH SNOVI v kg						
vrsta	količina	SO_2	NO_x	CO	CO_2	C_xH_y	trdi delci	pepel
drva	30 m^3	0	3,6	2340	12375	24	47	90
lignit	14,4 t	360	13,5	1773	14085	24	36	1710
rjavi premog	9 t	200	4,5	1566	10350	24	32	1080
kurilno olje	4500 l	77	9	9	11655	1,8	0,3	0
plin	4800 Sm^3	0	9	4,5	10935	0,4	0,02	0

»VARČNA HIŠA« PORABI ~15.000 kWh/leto

KURIVO		ODDAJANJE ODPADNIH SNOVI v kg						
vrsta	količina	SO_2	NO_x	CO	CO_2	C_xH_y	trdi delci	pepel
drva	10 m^3	0	1,2	780	4125	8	15,6	30
lignit	4,8 t	120	4,5	591	4695	8	12	570
rjavi premog	3 t	66	1,5	522	3450	8	10,5	360
kurilno olje	1500 l	25,5	3	3	3885	0,6	0,1	0
plin	1600 Sm^3	0	3	1,5	3645	0,12	0,006	0

»HIŠA PRIHODNOSTI« PORABI ~5.000 kWh/leto

KURIVO		ODDAJANJE ODPADNIH SNOVI v kg						
vrsta	količina	SO_2	NO_x	CO	CO_2	C_xH_y	trdi delci	pepel
drva	3,3 m^3	0	0,4	260	1375	2,7	5,2	10
lignit	1,6 t	40	1,5	197	1565	2,7	4	190
rjavi premog	1 t	22	0,5	174	1150	2,7	3,5	120
kurilno olje	500 l	8,5	1	1	1295	0,2	0,035	0
plin	530 Sm^3	0	1	0,5	1215	0,04	0,002	0

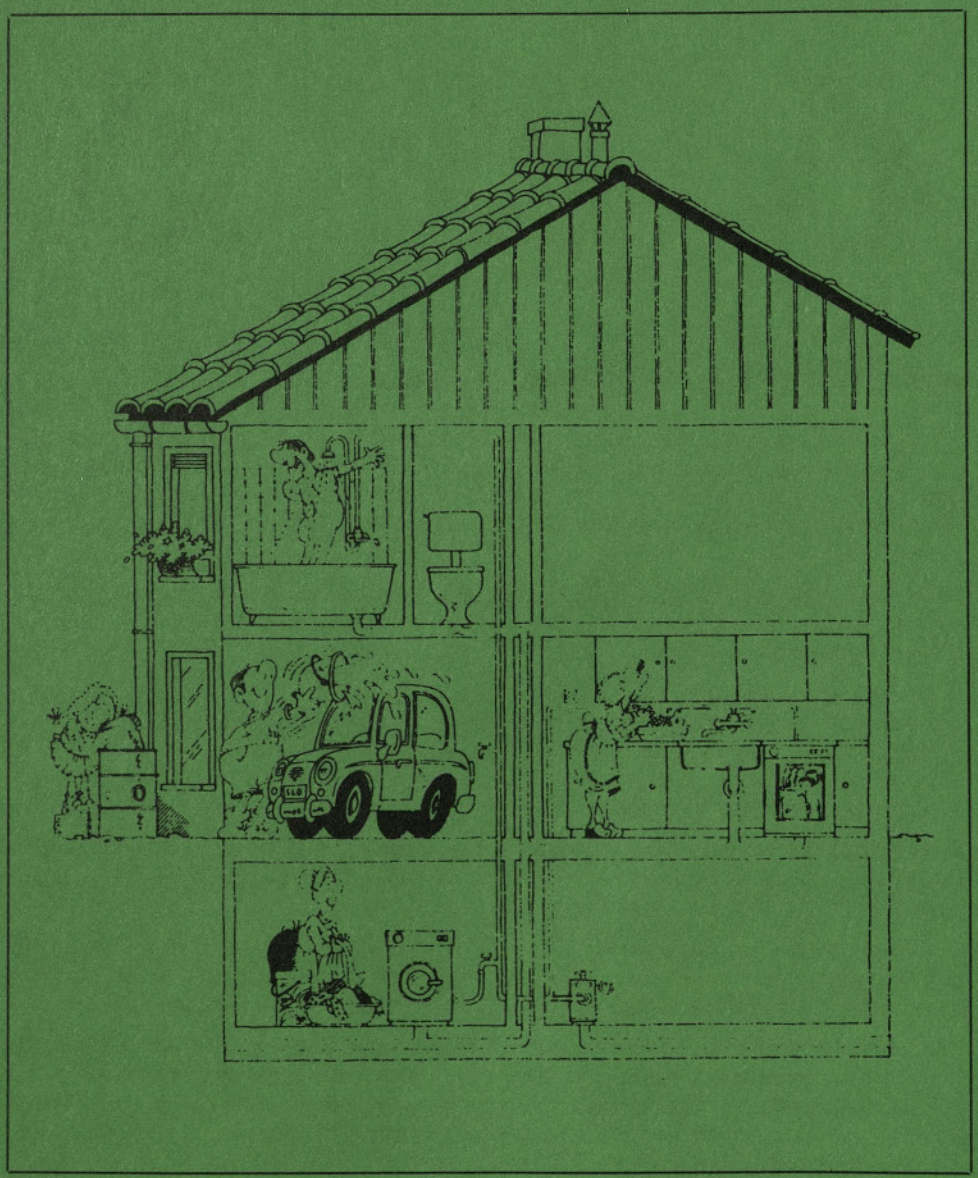
MOŽNOSTI ZA ZMANJŠANO PORABO PITNE VODE IN ZMANJŠANJE OBREMENITVE ODPADNIH VODA

V Sloveniji je poraba vode na prebivalca 120 do 800 litrov dnevno, v povprečju 350 litrov na osebo/dan. Skupna poraba pitne vode dosega že 15 m^3/sekundo. Od tega porabijo gospodinjstva 7 m^3/sekundo. Odpadne vode, ki odtekajo iz naših domov, pa so onesnažene z mnogimi škodljivimi odpadnimi snovmi.

Med skupno porabo pitne vode v gospodinjstvu dosega poraba za splakovanje stranišč kar 40 %, vzdrževanje osebne higiene dodatnih 42 %, priprava hrane 6 %, pranje in pomivanje 7 %... Večina pitne vode se porabi za dejavnosti, kjer njena neoporečna čistoča sploh ni potrebna.

Možnosti za smotrnejšo rabo pitne vode so v:

– zmanjšani porabi čiste pitne vode (z varčevalnimi gospodinjskimi aparati in napravami, s pravilnim ravnanjem, z vzdrževanjem napeljav)
– uporabi manj kakovostne (reciklirane) vode in deževnice
– zmanjšanju emisij škodljivih snovi



MOŽNOSTI ZA ZMANJŠANJE KOLIČINE GOSPODINJSKIH ODPADKOV IN GOSPODARNEJŠE RAVNANJE Z NJIMI

Od skupno 500.000 ton komunalnih odpadkov, kolikor jih letno proizvedemo prebivalci Slovenije, bi jih lahko približno 60 % porabili za sekundarne surovine. Tako bi pridobili skupno 300.000 ton ponovno uporabnih materialov (54 tisoč ton stekla, 50 tisoč ton papirja, 120 tisoč ton komposta, 15 tisoč ton plastike, prav toliko kovin, 12 tisoč ton gume, 5 tisoč ton tekstila in 40 tisoč ton ostalih materialov), da ne govorimo o prihranku dragocenega deponijskega prostora.

Minimizacija in recikliranje vseh ponovno uporabnih materialov sta osnovna elementa v konceptu gospodarjenja z odpadki. Možnosti pa se kažejo v:

– zmanjšanju količine nastajajočih odpadkov (nakup izdelkov v okolju prijazni embalaži, ponovna uporaba...)
– ločenem zbiranju odpadkov v okviru gospodinjstev (zbiranje papirja, stekla, kovin in plastike za reciklažo, organskih odpadkov za kompostiranje in nevarnih odpadkov za posebno obdelavo oziroma odlaganje...)
– urejenem odlaganju oziroma sežigu preostalih odpadkov

PREOBRAZBA BIVALNEGA OKOLJA

Poleg sprememb v vedenju ljudi postavlja ekološki kriterij tudi potrebo po preobrazbi bivalnega okolja. Stanovanjski objekti in vsa oprema oziroma napeljave bodo morali omogočiti ozaveščeno ravnanje posameznika. Tudi pred načrtovalce se tako postavlja nov vzorec oblikovanja bivalnega okolja, tak, ki do največje možne mere vključuje ekološki dejavnik.

Delo na projektu Ekologija doma je usmerjeno v razvoj in izdelavo modela ekološko ustreznejše bivalne kulture Slovencev, ki v nasprotju z današnjo potrošniško, upošteva naslednje zakonitosti:

– zmanjšuje izkoriščanje naravnih virov surovin
– zmanjšuje porabo energije in vode za iste učinke (ne da bi omejili udobje)
– zmanjšuje količine odpadkov z njihovim ponovnim izkoriščanjem
– povečuje povezanost z naravo
– uporablja ekološko ustrezne izdelke

Programsko se projekt pokriva z dejavnostjo Gradbenega centra Slovenije, zato je postal sestavni del široko zastavljenega *informiranja, izobraževanja* in *zaščite* prebivalcev, ki jih bo ta ustanova izvajala.

Gradbeni center ima kot osrednji slovenski informacijski, svetovalni in izobraževalni center enak pomen za prebivalce, gospodarstvo in državo, kot ga imajo podobni centri v Evropi, po katerih vzorcu nastaja in s katerimi bo tudi programsko povezan.

Prebivalci tu med drugim dobijo verificirane odgovore na vprašanja iz upravnih, finančnih in tehničnih področij, s katerimi se srečujejo pred gradnjo, med samo gradnjo oziroma pri vzdrževanju in obnovi stanovanj in stanovanjskih hiš, ter ustrezne nasvete v zvezi s smotrno rabo energije v zgradbah in gospodinjstvih ter zaščito oziroma kulturo bivalnega okolja.

UNIVERZA V LJUBLJANI
FAKULTETA ZA ARHITEKTURO, GRADBENIŠTVO IN GEODEZIJO
61001 Ljubljana, Jamova 2, p. p. 579

GV XXXXI • 3-4 POROČILA 24

RAČUN POVPREČNIH HITROSTI TOKA V STRMIH STRUGAH

UDK 532.57:627.14

RUDI RAJAR, ANDREJ ŠIRCA[1]

POVZETEK

Ker v zelo strmih strugah (gorskih) vodotokov odpove klasična Manningova enačba za račun stalnega toka, moramo take primere toka računati z drugimi enačbami.

Osnovni namen naloge je bil na naših vodotokih preveriti veljavnost enačb, ki jih razni avtorji predlagajo za račun stalnega toka v strmih strugah. Delo je potekalo v dveh delih:
– meritve na štirih različnih odsekih na reki Kokri ter obdelava dobljenih podatkov, tako da je mogoča njihova uporaba v drugem delu naloge
– uporaba enačb iz literature ter primerjava dobljenih računskih rezultatov z rezultati meritev.

Čeprav so meritve zajele preozek spekter parametrov, da bi bile lahko enačbe univerzalno potrjene, pa v sklepih za uporabo v praksi priporočamo štiri metode, ki so se izkazale za najustreznejše.

CALCULATION OF AVERAGE FLOW VELOCITIES IN STEEP NATURAL STREAMS

SUMMARY

Calculation of steady flow in steep (mountain) streams can not be performed by the use of the classic Manning's equation. A great number of equations from various authors exist but they should be checked before use.

Our work was divided into two parts:
– measurements on four different locations on the Kokra river and analysis of the results for use in the second stage of our research
– verification of different equations from the literature by comparison with the results of our measurements.

Although our measurements were not general enough to completely confirm the validity of different methods, we suggest four methods which have given the best results.

[1] *Avtorja:*
prof. dr. Rudi Rajar, dipl. gradb. inž. in
Andrej Širca, dipl. gradb. inž.

1. UVOD

Kadar govorimo o računu stalnega enakomernega ali neenakomernega toka v naravnih strugah, imamo na-

vadno v mislih tok v mirnem režimu, ki ga obravnava tudi večina do sedaj izdelanih računalniških programov (lit. [3]). V teh programih se za račun pretoka ali hitrosti največkrat uporablja znana Manningova enačba.
Ista enačba se često uporablja tudi pri računu toka v deročem režimu, vendar so meritve na raznih naših in tudi tujih strmejših vodotokih oziroma hudournikih pokazale, da na takšnih vodotokih njena uporaba ni umestna.

Čeprav je v strmih in navadno tudi zelo nepravilnih vodotokih večinoma že nemogoče govoriti o stalnem enakomernem toku, pa vendar mnogi avtorji skušajo izraziti pretok ali povprečno hitrost na podobne načine kot za stalni enakomerni tok, torej v funkciji nekega srednjega hidravličnega radija, padca dna, hrapavosti ali karakterističnega zrna. Te enačbe seveda lahko dajo le red velikosti hitrosti in omenjenih parametrov. V praksi večkrat tudi ta ocena zadostuje, saj so do sedaj naši praktiki ob pomanjkanju drugega znanja često uporabljali kar Manningovo enačbo, ki pa za zelo strme struge ne daje dobrih rezultatov.

Enačbe za račun srednjih hitrosti v strmih strugah po različnih avtorjih je zelo natančno obdelal že M. Mikoš v svojem magistrskem delu in v [3]. Da bi preverili veljavnost teh enačb na naših vodotokih, smo najprej izvršili nekaj meritev hitrosti na reki Kokri, nato pa ugotavljali, kako se računski rezultati ujemajo z meritvami.

Na podlagi dobljenih rezultatov smo izmed šestnajstih metod, ki smo jih imeli na razpolago, izbrali štiri, ki jih priporočamo za uporabo.

Opisane meritve in raziskave smo opravili v okviru dvoletne študijske naloge, ki je potekala pri ZVSS (Zveza vodnih skupnosti Slovenije).

2. ENAČBE ZA RAČUN STALNEGA TOKA V STRMIH STRUGAH

Enačbe za račun stalnega toka v strmih strugah smo povzeli po literaturi [1]. Le-ta jih deli na štiri velike skupine: potenčne, logaritmične, režimske ter enačbe, zasnovane na fizikalnem pojavu toka. Za boljše rezumevanje moramo najprej navesti nekatere značilne izraze in parametre, ki v enačbah in besedilu večkrat nastopajo:

Relativna hrapavost:
to je razmerje R/k_0, kjer R pomeni hidravlični radij, koeficient k_0 pa označuje nadomestno enakomerno hrapavost, ki je največkrat enaka d_{90} ali d_{84} – 90 ali 84 %-nemu zrnu rinjenih plavin. Poznavanje relativne hrapavosti je pomembno zato, ker je upor toku vode v hidravlično hrapavih koritih odvisen le od R/k_0, v koritih s hidravlično prehodnim režimom toka pa tudi od Reynoldsovega števila. Klasifikacija vodotokov po relativni hrapavosti je naslednja (lit. [2]):

$R/k_0 > 15$	majhna relativna hrapavost
$4 < R/k_0 < 15$	srednja relativna hrapavost
$R/k_0 < 4$	velika relativna hrapavost

$R/k_0 = 4$ pomeni na primer, da 25 % globine toka zavzemajo potopljeni kamni, zato pri velikih hrapavostih pogosto uporabljamo pojem relativne potopljenosti k_0/R. Ta vrednost lahko seveda tudi preseže 1.

n %-no zrno rinjenih plavin (d_n):
pri večini obrazcev za račun hitrosti v strmih strugah nastopa tudi odločujoče zrno rinjenih plavin. Le-tega so različni avtorji različno izbrali, najpogosteje se pojavljata 50 in 90 %-no, redkeje tudi 16, 70 ali 84 %-no.
Ker sejalne analize plavin le redko opravljamo in jih ponavadi nadomestimo z vizualno oceno, so navedene karakteristike pomemben izvor napake, katere velikost pa lahko približno ocenimo.

Strižna hitrost (v_*)
je po definiciji enaka:

$$v_* = \sqrt{g\, R\, I_{dna}},$$

kjer g pomeni zemeljski pospešek in I_{dna} naklon dna, vendar lahko za stalni enakomerni tok privzamemo:

$$I_{dna} = I_{energ} = I_0$$

kjer je I_{energ} padec energijske črte. V nadaljevanju uporabljamo le oznako I_0.

V [4] smo na podlagi [1] ter [5]–[10] obdelali 16 metod in tudi primerjali rezultate računov z meritvami, zaradi preglednosti pa so v nadaljevanju podani le štirje obrazci, ki so pri naših računih dali najboljše rezultate. Njihov vrstni red ustreza stopnji uporabnosti oziroma uspešnosti.

Enačba Jarretta

je režimska enačba, ki se je v naših razmerah izkazala za najustreznejšo. Glasi se:

$$v = 3{,}11\, R^{0{,}83}\, I_0^{0{,}12}$$

Ta enačba ima številne omejitve, ki pa so postavljene dovolj na široko, da večina naših vodotokov pade v območje njene uporabnosti. Primerna je za račun strmih naravnih vodotokov, ki so ravni, enakomerni, s povezano gladino in minimalno vegetacijo na brežinah, s stabilnim dnom iz samic ali proda, brez vpliva zajezb in z malo lebdečimi plavinami.
Nekaj pogojev je izraženih tudi kvantitativno:

$0{,}02 \leq d_{16} \leq 0{,}12$ m

$6{,}7 \leq B_d \leq 51{,}8$ m

$0{,}15 \leq R \leq 2{,}1$ m

$0{,}09 \leq d_{90} \leq 0{,}98$ m

$0{,}002 \leq I_0 \leq 0{,}039$

B_d pomeni pri tem širino dna struge.

Enačba VGI

je enačba logaritmičnega tipa in ima obliko:

$$v = v_* \, 5{,}75 \log \left(\frac{6\,R}{k_s}\right) [1 - (0{,}4\, I_0 \frac{k_s}{R})^{0{,}4}]$$

$$k_s = d_{90}$$

Zanjo je značilno, da je v njej Manningov koeficient hrapavosti izražen s pripadajočo relativno hrapavostjo, na podlagi dolgoletnih opazovanj (v naših krajih!) pa so definirani tudi vplivi razpenjenosti. Enačba je uporabna v strmih ($I_0 < 0{,}20$), naravnih, prodnatih vodotokih s srednjo relativno hrapavostjo ($5 < R/k_s < 50$).

(Enačba Smarta in Jaeggija)

je logaritmična enačba, ki pa upošteva v računu tudi transport plavin. Ima obliko:

$$v = v_* \, 2{,}5 \cdot \sqrt{g h_{wm} I_0} \cdot \sqrt{1 - e^{(-0{,}05\, Z_{90}/\sqrt{I_0})}} \ln (8{,}2\, Z_{90})$$

$Z_{90} = R/d_{90}$, člen h_{wm} pa pomeni globino toka mešanice vode in proda. Račun pretočne hitrosti se izvrši v iterativnem postopku, skupaj z računom premestitvene zmogljivosti. Če podatka h_{wm} nimamo (in ponavadi ga nimamo), ga v približku lahko nadomestimo z R (hidravličnim radijem). Enačba je uporabna v strmih, prodonosnih vodotokih srednje relativne hrapavosti in ob naslednjih pogojih:

$0{,}006 < I_0 < 0{,}20$
$3 < Z_{90} < 10$

Heyeva enačba

je prav tako enačba logaritmičnega tipa in ima naslednjo obliko:

$$v = v_* \, 5{,}75 \log \left(\frac{12{,}27\,R}{k_s}\right)$$

$k_s = 3{,}5\, d_{84}$

Uporablja se za račun naravnih prodnatih vodotokov s srednjo relativno hrapavostjo $R/k_s < 20$. Literatura ne podaja omejitev glede naklona dna I_0.

3. MERITVE V NARAVI

3.1. Izbira lokacij

Ker smo želeli teoretične enačbe preizkusiti za čim bolj različno hrapavost, smo za kraj meritev izbrali štiri bistveno različno hrapave odseke na reki Kokri. Hkrati smo pazili, da so bili odseki čimbolj enakomerni. S tem smo zagotovili, da je bil tok na odseku blizu stalnemu enakomernemu toku. Po ogledu terena so bile izbrane lokacije A (ca. 1,6 km gorvodno od mostu čez Kokro v Preddvoru, nad zaselkom Jablanca), B (ca. 2,7 km gorvodno, pri zaselku Spodnja Kokra), C (ca. 3,5 km gorvodno, pod kmetijo Kavc) in D (približno na mestu vodomerne postaje Kranj). Ker smo na lokaciji A v vzdolžnem profilu zaznali izrazit lom dna, smo ta odsek naknadno razdelili na odseka A1 ter A2. Istočasno kot meritve struge so bile izvedene tudi tri meritve pretoka.

Meritve so bile izvršene dne 15. 11. 1989.

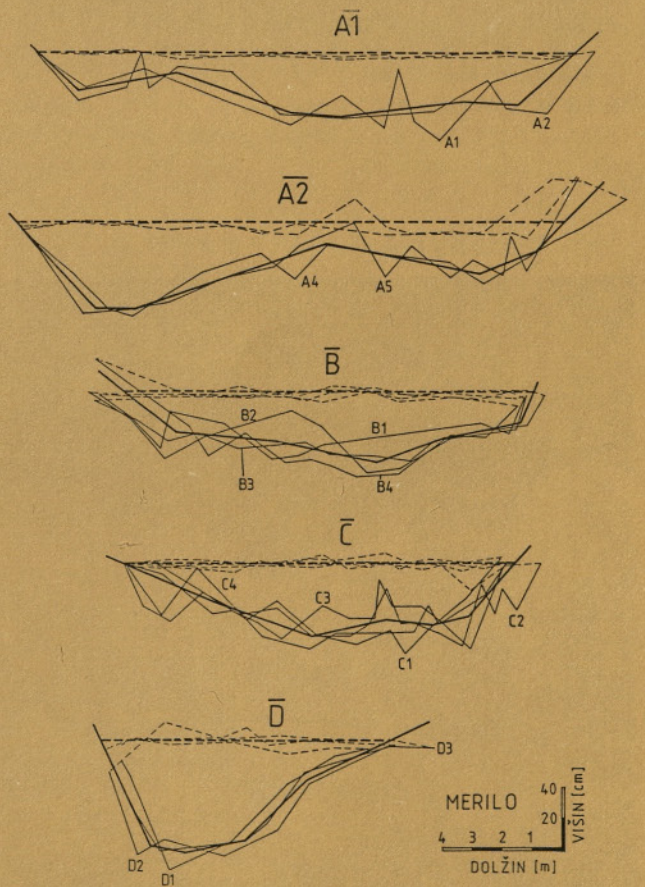
3.2. Opis meritev

Na lokacijah A in C je bilo izmerjenih po 5 prečnih profilov, na lokaciji B štirje in na lokaciji D trije. Izmerjene karakteristike odsekov prikazuje preglednica 1.

Odsek	Lokacija	Dolžina (m)	Število profilov	Izmerjeni pretok (m^3/s)
A	Jablanca	127,3	5	–
B	Sp. Kokra	82,2	4	–
C	Kavc	70,1	5	3,456
	Preddvor–Hrib (samo meritev pretoka)			3,465
D	VP Kranj	47,1	3	3,508

Preglednica 1: **Izmerjene karakteristike posameznih odsekov**

Na podlagi meritev so bili za vse odseke zrisani prečni in podolžni profili ter tlorisni položaj vseh merskih točk. Prečni profili so na sliki 1 (za posamezni odsek skupaj na eni risbi zaradi določanja povprečnega profila).



Slika 1. **Posamezni in povprečni prečni profili na posameznih odsekih**

Pretok je bil določen na podlagi hitrosti, ki so bile s hidrometričnimi krili simultano merjene v več točkah posameznih, enakomerno razporejenih vertikal. Ker vmes v času meritev ni bilo večjih pritokov, smo za vse lokacije privzeli povprečno vrednost $Q_{povp} = 3{,}465$, izmerjeno v Preddvoru.

Pri računih hitrosti potrebujemo tudi podatke o hrapavosti struge. Sejalna analiza zrn je zelo zamudna [1], poleg tega pa v praksi, ko želimo hitro oceno pretoka v strugi, hrapavost največkrat ocenimo. Zato smo tudi mi velikosti karakterističnih zrn določili izkustveno, na podlagi ogleda in približnih meritev velikosti zrn na terenu in kasneje iz fotografij merskih lokacij (slike 2–6).

Slika 2. **Struga Kokre na lokaciji A1**

Slika 4. **Struga Kokre na lokaciji B**

3.3. Rezultati meritev

Povprečne vrednosti padca struge I_0, površine preseka S, širine proste gladine B, srednje globine H, srednje profilske hitrosti v_{sr} in strižne hitrosti v_* so za posamezne odseke prikazane v preglednici 2.

Slika 3. **Struga Kokre na lokaciji A2**

Preglednica 2: **Povprečne vrednosti hidravličnih parametrov na posameznih odsekih**

	$\bar{I}_o$ (%)	$\bar{S}$ (m^2)	$\bar{B}$ (m)	$\bar{O}$ (m)	$\bar{R}$ (m)	$\bar{H}$ (m)	$\bar{v}_{sr}$ (m/s)	$\bar{v}_*$ (m/s)
A1	0,93	4,778	17,53	17,59	0,272	0,72	0,725	0,157
A2	1,75	5,470	18,05	18,05	0,303	0,30	0,633	0,228
B	0,72	3,984	13,43	13,47	0,296	0,30	0,870	0,145
C	1,44	3,968	13,08	13,12	0,302	0,30	0,873	0,206
D	0,59	3,837	9,27	9,456	0,406	0,41	0,903	0,153

Slika 5. **Struga Kokre na lokaciji C**

Vrednosti $\bar{S}$, $\bar{B}$, $\bar{H}$ in $\bar{v}_{sr}$ se nanašajo na povprečne profile posameznih odsekov, ki jih dobimo, če vse profile nekega odseka povprečimo, kot kaže slika 1. Ocenjene vrednosti karakterističnih zrn za posamezne odseke so podane v preglednici 3. Ker gre za oceno, so za določeno zrno d_{90} in d_{84} = 90 in 84 %-no zrno) podane poleg srednje vrednosti še možne minimalne in maksimalne meje (na podlagi katerih lahko ocenimo napako posamezne metode zaradi približne ocene zrn).

4. PRIMERJAVA REZULTATOV RAČUNA IN MERITEV

V preglednici 4 so podani rezultati meritev (povprečna hitrost na odseku, dobljena na osnovi meritev s hidrometričnimi krili) ter analitični rezultati, dobljeni po različnih metodah. Pri metodah, kjer v obrazcu nastopa karakteristično zrno, smo vsak račun izvedli z oceno za minimalno, srednje in maksimalno zrno, končni rezultat pa je hitrost, dobljena kot povprečje treh vrednosti. Jarrettova metoda, ki jo predlagamo kot najuspešnejšo, na posameznih odsekih sicer ni dala najboljših rezultatov, bila pa je najboljša v povprečju. Natančna interpretacija rezultatov je podana v [4].

5. RAČUN PRETOKA NA PODLAGI PARAMETROV KRITIČNEGA PROFILA

Vse do sedaj opisane formule določajo hitrosti na podlagi stalnega enakomernega ali kvazi enakomernega toka, saj je hitrost funkcija katerega od naslednjih parametrov:

Preglednica 3: **Ocenjene vrednosti karakterističnih zrn**

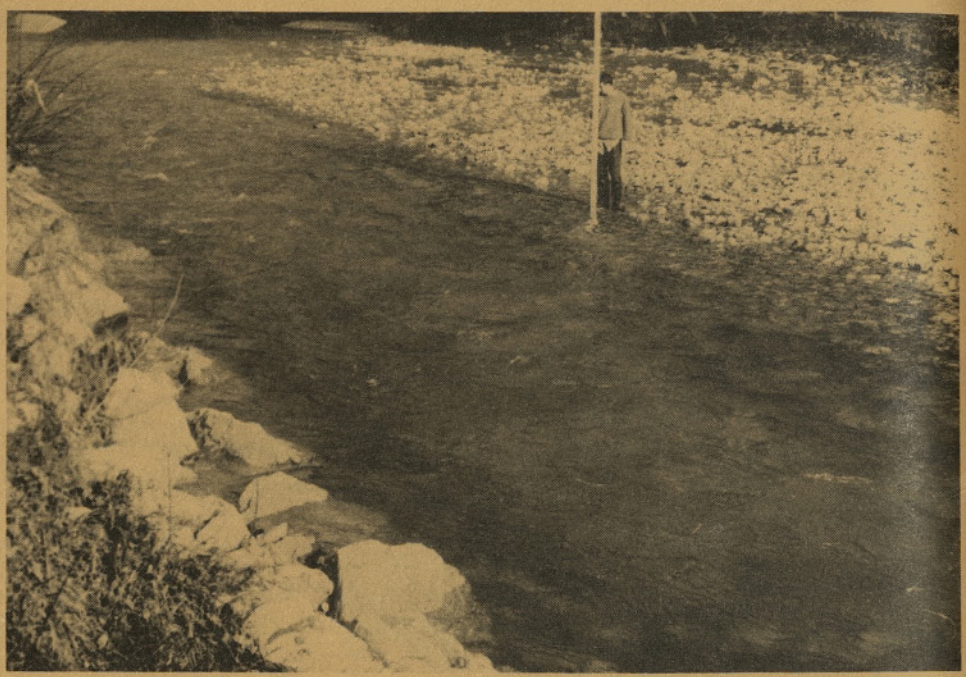
	90 %-no zrno d_{90} (m)			84 %-no zrno d_{84} (m)		
	min.	sred.	maks.	min.	sred.	max.
A1	0,13	0,23	0,28	0,125	0,22	0,28
A2	0,28	0,33	0,48	0,27	0,32	0,46
B	0,13	0,17	0,22	0,12	0,16	0,20
C	0,43	0,48	0,67	0,40	0,46	0,65
D	0,10	0,14	0,17	0,09	0,13	0,16

Preglednica 4: **Rezultati računov hitrosti po različnih avtorjih**

Odsek	A1	A2	B	C	D
meritev	$\bar{v}$ = 0,725	$\bar{v}$ = 0, 633	$\bar{v}$ = 0,870	$\bar{v}$ = 0, 873	$\bar{v}$ = 0,903
	(m/s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)
Manning	0,70 (96 %)	0,87 (137 %)	0,61 (70 %)	0,69 (79 %)	0,74 (82 %)
Jarrett	0,60 (83 %)	0,71 (112 %)	0,63 (72 %)	0,69 (79 %)	0,80 (89 %)
VGI	0,76 (105 %)	0,77 (122 %)	0,78 (90 %)	0,52 (60 %)	1,05 (116 %)
Smart & Jaeggi	0,71 (98 %)	0,57 (90 %)	0,77 (88 %)	0,36 (41 %)	1,15 (127 %)
Hey	0,65 (90 %)	0,63 (99 %)	0,69 (79 %)	0,37 (42 %)	0,94 (104 %)

(odstotki so računani po formuli: izračunana vrednost/merjena vrednost × 100)

Slika 6. **Struga Kokre na lokaciji D**



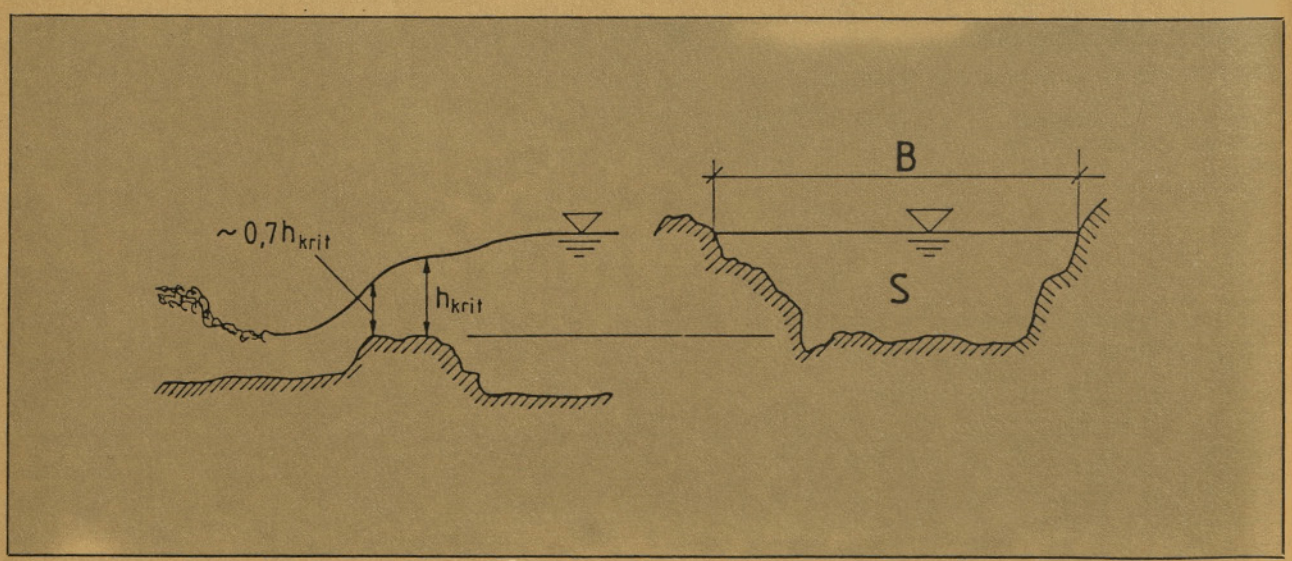
vzdolžnega padca struge, relativne hrapavosti ali velikosti zrn, hidravličnega radija ali širine gladine, ki so karakteristični na nekem odseku vzdolž toka.

Pri zelo strmih in nepravilnih strugah, kjer so v toku velike skale in samice, ki ponekod profil delno zapirajo, pa je seveda tok daleč od enakomernega. Tu postane povprečenje zgoraj omenjenih parametrov po odseku tako nezanesljivo, da natančnost metode preseže tudi ±100 % osnovne vrednosti.

V takih primerih priporočamo metodo, ki temelji na čisto drugačnem principu, in sicer, da se določa pretok na podlagi parametrov enega samega kritičnega profila.

Izbrati moramo profil, kjer je kritični režim toka. Take profile je v zelo nepravilnih koritih lahko najti, saj je bistveno, da v njem odteka tok z minimalno energijo, praktično pa to vidimo, ker nastane takoj pod profilom bolj ali manj izrazit vodni skok. Če torej prehaja mirni tok prek kritičnega, imamo vsaj lokalno tik pod kritičnim prerezom tudi deroči tok, ki potem preide v mirnega prek vodnega skoka in je to zanesljiv znak, da imamo nad tem mestom kritični profil. Pojav približno kaže slika 7. Če je odsek pod kritičnim profilom zelo strm, vodnega skoka ni, voda pa odteka dalje v deročem toku z zelo majhnimi globinami.

Pravilna izbira kritičnega profila je morda najtežji del problema. Najbolje ga je poiskati v kaki zožitvi profila, kajti če je profil širok, s posameznimi ovirami, se lahko zgodi, da nastane več ločenih delnih profilov z različnimi



Slika 7. **Kritični profil**

kotami gladine. Paziti moramo tudi, da ne merimo prereza preveč v nizvodnem delu preliva (slika 7), ker se tam globina že zmanjša na ca. $0{,}7\,h_{krit}$.

Ko torej izberemo profil, izmerimo prečni prerez S, širino gladine B in izračunamo pretok po enačbi:

$$F_r = \frac{Q^2 B}{gS^3} = 1 \text{ oziroma } Q = \sqrt{\frac{g\,S^3}{B}}$$

Tako izmerjeni oziroma izračunani pretok je za zelo nepravilne struge verjetno natančnejši kot izračunani po dosedaj opisanih enačbah.

6. SKLEP

Naše meritve niso zajele tako širokega spektra parametrov, da bi lahko potrdili univerzalno veljavnost enačb, zato lahko podamo le pripombe za praktično uporabo.

Dejstvo, da je bil pretok v času meritev le ca. 50 % srednjega letnega pretoka, ne spremeni končnih sklepov, zavedati se moramo le omejitev, ki so zapisane pri vsaki enačbi. Veljavnost enačb je seveda najbolj zanesljiva v obsegu omejitev, predvsem relativne hrapavosti. Fotografije (slike 2 do 6) kažejo značaj odsekov, kjer so bile izvršene meritve, in za kakršne so naši sklepi še najbolj zanesljivi. Kot končni rezultat naših raziskav priporočamo naslednje:

1. **Kot najzanimivejšo priporočamo režimsko Jarrettovo** enačbo. Dodatni adut njene uporabnosti je tudi njena enostavnost, saj je brez težav primerna za račun s kalkulatorjem. Poleg tega ne zahteva poznavanja karakterističnih zrn plavin, ki so pogosto zelo nezanesljiv podatek. Izpolnjeni morajo biti le pogoji za njeno veljavnost, ki pa so dovolj široki, da večina primerov z naših vodotokov pade v meje njene veljavnosti.

Nekateri rezultati iz preglednice 4, dobljeni po tej metodi, so sicer med slabšimi, vendar napaka nikjer ni presegla 28 %. Pri ostalih metodah so rezultati na nekaterih odsekih zelo dobri, na drugih pa lahko tudi precej slabši, zato je bil eden od vzrokov za uvrstitev Jarettove metode na prvo mesto tudi njena univerzalna uporabnost.

2. **Še uporabni so trije logaritmični obrazci: VGI, Smart-Jaeggi in Hey.** Njihovi rezultati so približno enakovredni, metoda VGI pa je postavljena na prvo mesto zato, ker je bila razvita na podlagi meritev z naših vodotokov. To poudarjamo zato, ker pri tujih, privzetih metodah nikdar ne poznamo natančno vseh karakteristik vodotokov, na katerih so jih preizkušali. Vsi trije obrazci so za račun nekoliko bolj zapleteni, zahtevajo pa tudi poznavanje 90 %-nega (VGI, Smart-Jaeggi) oziroma 84 %-nega zrna (Hey).
Za uporabo v praksi priporočamo metodi VGI ter Smart-Jaeggijevo.

3. **Za zelo strme in nepravilne struge** priporočamo, da se ne uporablja nobene od opisanih enačb, ampak se natančneje in tudi enostavneje določi pretok na osnovi parametrov kritičnega profila, kot je opisano v poglavju 5.

LITERATURA

1. Mikoš, M.: Urejanje hribovskih vodotokov, Magistrska naloga, FAGG 1988, 127 strani.
2. Mikoš, M.: Metode vrednotenja srednjih pretočnih hitrosti v naravnih vodotokih, Gradbeni vestnik, 1989, številka 1-2, strani 16–23.
3. Rajar R., Širca A., Mikoš M.: Določanje zakonitosti za hitrosti toka v strmih strugah, deročem toku in prehodnem režimu, Študijska naloga FAGG–LMTe za ZVSS, I. del, 193 strani, Ljubljana, april 1989.
4. Rajar R., Širca A., Četina M.: Določanje zakonitosti za hitrosti toka v strmih strugah, deročem toku in prehodnem režimu, Študijska naloga FAGG-LMTe za ZVSS, II. del, 28 strani, 19 prilog, Ljubljana, marec 1990.
5. Hey, R.: Flow resistance in gravel bed rivers, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 105, No. HY4, April 1979, strani 365–380.
6. Jarrett, R. D.: Hydraulics of high-gradient streams, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 110, No. 11, November 1984, strani 1519–1539.
7. Jaeggi, M. N. R.: Computation of sediment transport capacity in steep channels, Internationales Simposion INTERPRAEVENT 1984 – VILLACH, Tagungspublikation, Band 1, strani 113–121.
8. Pintar, J. in drugi: Povirja voda, I. del – Danosti in pojavi, Vodnogospodarski inštitut, Ljubljana 1982, 120 strani.
9. Smart, G. M., Jaeggi, M. N. R.: Sedimenttransport in steilen Gerinnen / Sediment transport on steep slopes, Mitt. der VAW Nr. 64, ETH Zürich, 1983.
10. Smart, G. M.: Sediment transport formula for steep channels, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 110, No. 3, March 1984, strani 267–276.

ZVEZA DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE
LJUBLJANA, ERJAVČEVA ULICA 15

STROKOVNI IZPITI ZA GRADBENIŠTVO IN ARHITEKTURO TER PRIPRAVLJALNI SEMINARJI ZA LETO 1992

Rok	Mesec	A. seminar	B. izpit	
			pisni	ustni
I.	Januar	20.–24. januar	14. december 1991	13.–17. januar
II.	Februar	17.–21. februar	25. januar	10.–14. februar
III.	Marec	16.–20. marec	22. februar	9.–13. marec
IV.	April	13.–17. april	21. marec	6.–10. april
V.	Maj	18.–22. maj	25. april	11.–15. maj
VI.	Junij		23. maj	8.–12. junij
	September	21.–25.september		
VII.	Oktober	19.–23. oktober	17. oktober	2.–6. november
VIII.	November	16.–20. november	21. november	7.–11. december
IX.	December	14.–18. december		

A. Pripravljalni seminar organizira **ZVEZA DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE,** Ljubljana, Erjavčeva 15, (tel.: 061/221-587). Prijavo v obliki dopisa, skupaj z dokazilom o plačilu, pošlje plačnik stroškov seminarja. (Žiro račun: **50101-678-47602**)

B. Izpit organizira **ZAVOD ZA RAZISKAVO MATERIALA IN KONSTRUKCIJ LJUBLJANA,** Ljubljana, Dimičeva 12. Informacije dobite pri ing. Grošlju preko telefona št.: 061/342-671, od 10. do 12. ure.

INFORMACIJE 302
ZAVODA ZA RAZISKAVO MATERIALA IN KONSTRUKCIJ V LJUBLJANI
LETNIK XXXIII • 3-4 MAREC-APRIL 1992

OJAČEVANJE ARMIRANOBETONSKIH KONSTRUKCIJ Z DOLEPLJENJEM JEKLENIH LAMEL – PRIMERI IZ PRAKSE

UDK 691.32:624.07

MATEVŽ BERGANT, IGOR JANEŽIČ

POVZETEK

V članku so opisani primeri uporabe metode lepljenja armature na nosilne armiranobetonske konstrukcije, s kakršnimi se Projektna skupina Inštituta za konstrukcije, gradbeno fiziko in sanacije na ZRMK v Ljubljani ukvarja v vsakdanji praksi.

STRENGTHENING OF REINFORCED-CONCRETE STRUCTURES BY GLUING ON STEEL PLATES – SOME PRACTICAL EXAMPLES

SUMMARY

In the paper examples are given of the use of the method of strengthening reinforced-concrete structures using the gluing on of steel plates. These are the kind of structures encountered in everyday practice by the Design group of ZRMK's Institute for Structures, Building Physics and Restoration in Ljubljana.

1.0. UVOD

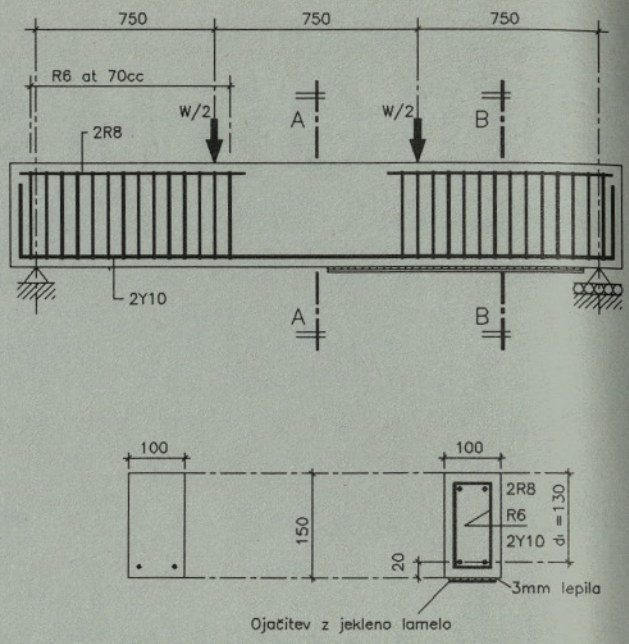
V praksi se velikokrat zgodi, da zaradi napak pri projektiranju ali gradnji (slab ali nepravilen statični izračun, napačno polaganje armature) ali zaradi spremembe namembnosti objekta (povečana obtežba) posamezni armiranobetonski nosilni elementi niso dovolj armirani, da bi bili sposobni prenesti določeno zunanjo obtežbo. V takih primerih se nam ponuja več možnosti: rušenje elementa in izgradnja novega, bolj nosilnega; ohranitev elementa in prisilno zmanjšanje obtežbe, ki deluje nanj; ohranitev elementa s predvidenim nivojem obtežbe ob ustreznem ojačanju. V preteklosti so se projektanti, ki so želeli ohraniti konstrukcijo kljub njeni nezadostni nosilnosti, največkrat odločali za sanacijo s kabelskim prednapenjanjem. Dodatna armatura v obliki jeklenih kablov, s katero so ojačali konstrukcijo, pa je pokazala dve bistveni pomanjkljivosti. Prva je ta, da je dodatna, zunaj betonskega prereza montirana kabelska armatura izredno nagnjena h koroziji, druga pa, da se pri upogibnih nosilcih majhnih razponov, kjer je razmerje med koristno obtežbo in lastno težo majhno, na tlačni (samo z montažnimi palicami armirani) strani prerezov pojavijo natezne napetosti, zaradi katerih beton lahko močno razpoka. Omenimo naj še

Avtorja:
Matevž Bergant, dipl. inž. gradb., strokov. sodelavec
ZRMK IKFIG, Ljubljana
Igor Janežič, dipl. inž. gradb., raziskov. sodelavec
ZRMK IKFIG, Ljubljana

metodo dodajanja armature z varjenjem, ki se je včasih dosti uporabljala, ima pa mnoge pomanjkljivosti (novo armaturo varimo na že vgrajeno, pred tem pa moramo v celoti mehansko odstraniti plast krovnega betona. Pri tem betonski prerez lahko razpoka, pojavlja pa se tudi problem nanosa novega zaščitnega betona po navaritvi dodatne armature).

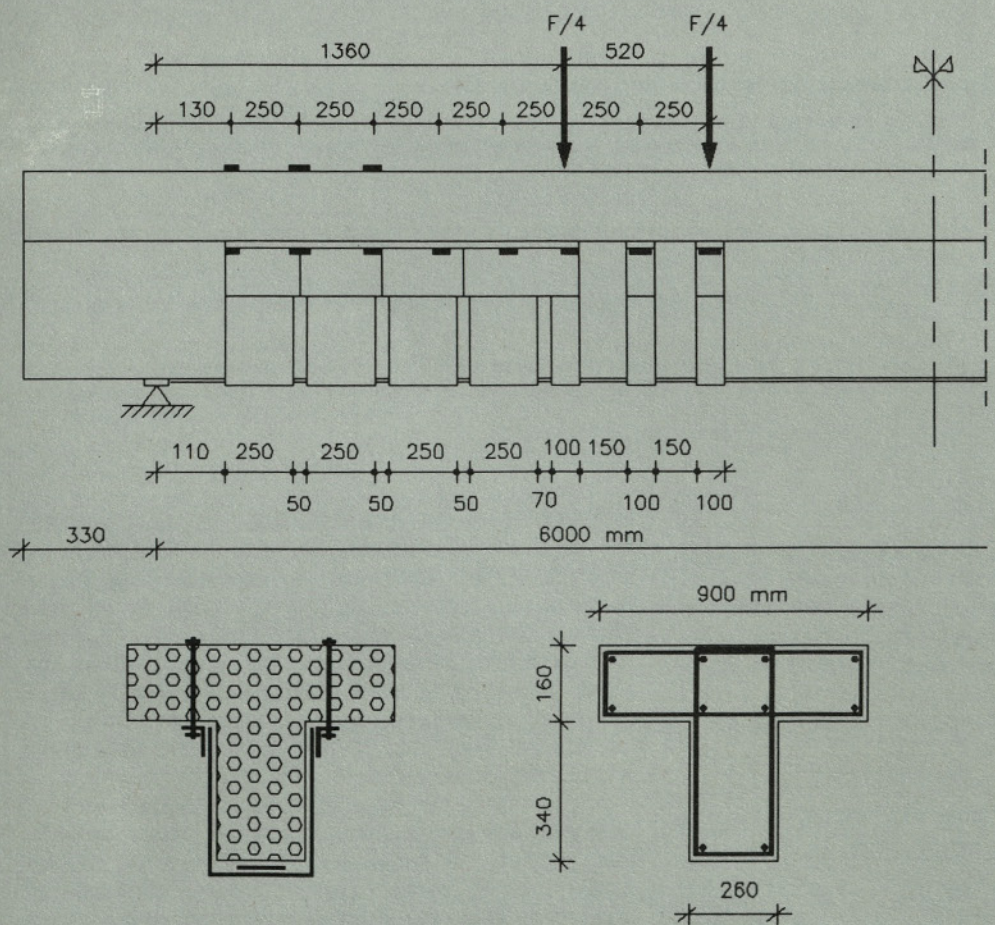
Pred približno tridesetimi leti so v Franciji razvili sistem ojačevanja armiranobetonskih konstrukcij z dolepljenjem jeklene armature, ki je sčasoma postal najbolj univerzalna metoda saniranja premalo ali nepravilno armiranih nosilcev, plošč, stebrov in podobnih nosilnih elementov v gradbeni praksi, in je v večini primerov izpodrinila metodo sanacije s prednapenjanjem. Postopek temelji na ugotovitvi, da je nosilnemu armiranobetonskemu elementu z lepljenjem na zunanje površine mogoče dodati manjkajočo armaturo tudi potem, ko je že zgrajen, in s tem povečati njegovo nosilnost glede na prvotno stanje. Pri tem se je seveda treba zavedati, da ima metoda svoje omejitve in da zaradi tega nivoja nosilnosti ni mogoče povečati do poljubne meje. Raziskave so najprej zajele problematiko upogibno obremenjenih grednih nosilcev in njihovo armiranje (dodatna armatura ima obliko jeklenih trakov – lamel, slika 1), kasneje pa so teoretične raziskave in praktični poskusi razširili metodo tudi na področje dodajanja armature na konstrukcije pod vplivom centrične osne obremenitve, kombinacije osnih in upogibnih obremenitev pa tudi striga, izhajajočega iz upogibnih ali torzijskih deformacij (dodatna armatura v obliki stremen ali pločevin, slika 2).

Metoda je izredno preprosta, pri delu ne potrebujemo kompliciranega opreme ali visokospecializiranega osebja.



Slika 1. **Nosilec, ojačan z jekleno lamelo**

Sanacije po tem postopku potekajo hitro, konstrukcija pa je takoj po strditvi lepila sposobna prevzeti predpisano obtežbo. Največja (in praktično edina) pomanjkljivost z dolepljeno armaturo ojačanih konstrukcij je ta, da so epoksidna lepila, ki se za lepljenje največkrat uporabljajo, povsem neodporna za vpliv visoke temperature okolja in neposredni vpliv ognja. Zaradi tega moramo izpostavljene ojačane konstrukcije primerno toplotno zaščititi.



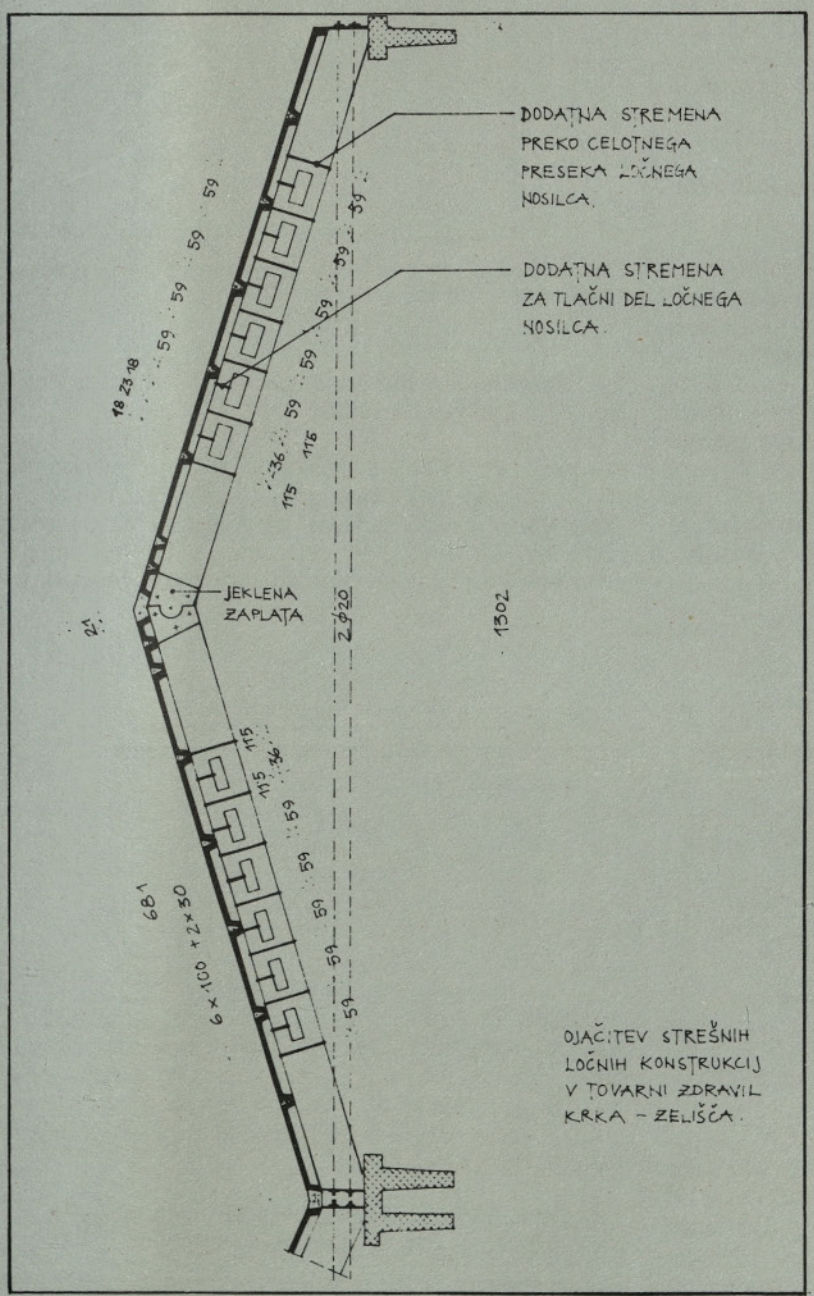
Slika 2. **Nosilec, ojačan z jekleno lamelo – upogibna armatura in jekleno pločevino – strižna armatura**

V zadnjem času se tudi na področju ojačevanja armiranobetonskih elementov z nalepljeno armaturo uveljavljajo novi materiali. Pojavljajo se temperaturno in kemično odpornejša lepila, ki omogočajo delo tudi v bolj agresivnih okoljih. Klasično jekleno armaturo ponekod že zamenjuje armatura iz umetnih snovi, predvsem karbonskih vlaken, zlepljenih z epoksidnimi smolami (Carbon Fibre Sheets); ta armatura je lažja od jeklene in ni nagnjena h koroziji, žal pa je za sedaj še razmeroma draga. Prav tako še niso popolnoma raziskani mehanizmi sodelovanja takšne armature pri prenosu sil v lepljenem spoju.

2.0. PRIMERI IZ PRAKSE ZRMK

Na ZRMK v Ljubljani smo se že sredi sedemdesetih let seznanili s takrat še malo uporabljano omenjeno metodo in leta 1979 izvedli prvo uspešno sanacijo premalo armiranega cestnega mostu pri Črni na Koroškem. Podoben most v njegovi bližini smo ojačili leta 1981, kasneje pa smo postopek uporabili še v osemnajstih primerih; nazadnje letos pri popravilu skladišča v Steklarni Hrastnik poškodovanega v požaru. Leta 1980 smo pri nas izdelali tudi prvi del posebne raziskovalne naloge, ki se je ukvarjala s problemi lepljenja armature, v letih 1989–1990 pa smo izdelali še drugi del. V obeh nalogah so opisana nekatera teoretična dognanja s področja lepljenja dodatne armature, praktične izkušnje domačih in tujih avtorjev ter smernice za projektiranje in izvajanje takih vrst sanacije.

Kakor je bilo že omenjeno, smo do sedaj z nalepljeno jekleno armaturo sanirali dvajset različnih konstrukcij oziroma objektov. Največkrat smo uporabljali lamele, v nekaterih primerih pa tudi jeklena stremena in pločevino. Dodatna armatura je bila običajno potrebna zaradi dveh različnih vzrokov, in sicer: nekatere konstrukcije so bile zaradi napak v fazi projektiranja oziroma izvedbe napačno ali premalo armirane in tako niso dosegale zahtevanih stopenj nosilnosti in uporabnosti, druge pa smo ojačali zaradi spremenjenih oziroma povečanih notranjih sil za-



Slika 3. **Sanacija strešnih nosilcev – naris**

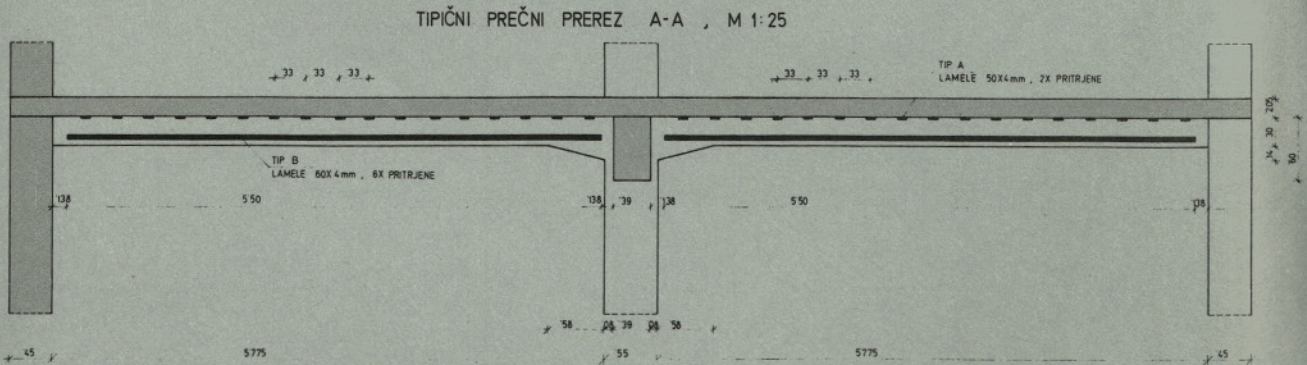
radi spremembe namembnosti samih konstrukcij. Praktično od vsega začetka pri delu uporabljamo dvokomponentno epoksidno lepilo Be-pox 31, ki ga je razvil naš strokovnjak Boštjan Hočevar, dipl. inž. V nadaljevanju bomo na kratko predstavili sedem konstrukcij, za katere smo pripravili predloge sanacije z dolepljenjem armature in dela kasneje tudi operativno izvedli. Za vse velja, da smo betonske površine, na katere smo pritrjali armaturo, najprej nahrapavili, delavniško izdelano jekleno armaturo pa temeljito opleskali in še pred montažo zaščitili z osnovnimi epoksidnimi premazi. Po dolepitvi smo na vse vidne površine jekla nanesli dvojni krovni epoksidni premaz, ki je zanesljiva zaščita pred korozijo.

2.1. **Sanacija strešnih nosilcev hale v tovarni Krka Novo mesto – 1985**

Na sliki 3 je prikazan sistem sanacije armiranobetonskih strešnih nosilcev hale, ki jo je poškodoval požar. Da bi dosegli prvotno nosilnost in varnost, smo nanje nalepili jeklena stremena pravokotnega prereza, v temena nosilcev pa posebne zaplate iz jeklene pločevine, tako da smo v konstrukciji ustvarili momentne členke. Hkrati smo sanirali tudi plast krovnega betona, ki je ponekod odstopil zaradi vročine.

2.2. **Sanacija stropne konstrukcije v tovarni Saturnus v Ljubljani – 1989**

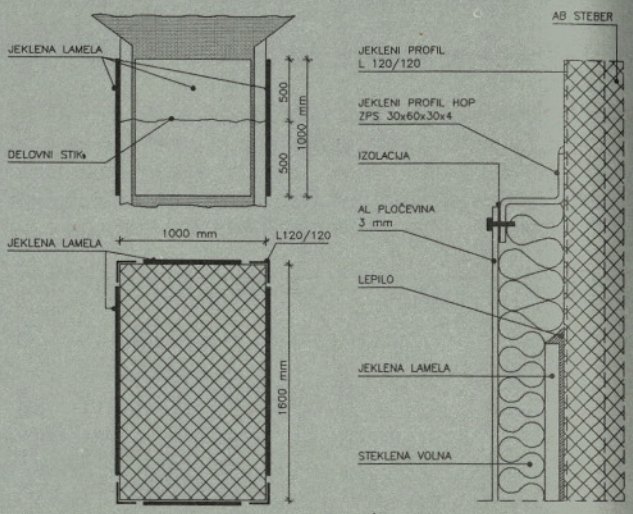
Zaradi malomarnega odlaganja palet s težko jeklèno pločevino in voženj viličarjev je rebrasta stropna konstrukcija nad jedilnico močno razpokala. Podjetje je poleg tega želelo spremeniti proizvodne prostore, nameščene na stropu, v skladišče izdelkov iz pločevine. Po statični kontroli smo se odločili, da sekundarne nosilce in tlačne plošče v območjih največjih obremenitev v poljih ojačimo z jeklenimi lamelami. Pri tem smo predpostavili, da se v posameznih elementih nad podporami zaradi velikih obtežb formirajo plastični členki. Pri montaži lamel smo si pomagali s sidri sistema Triglav. Del stropa je prikazan na sliki 4.



Slika 4. **Sanacija stropne konstrukcije – naris**

2.3. **Sanacija stebrov mize turboagregata termoelektrarne Kakanj – 1985**

Pri betoniranju stebrov mize turboagregata so bili v višini 7,5 metra nad tlemi izdelani delovni stiki, zaradi česar pri obremenilni preizkušnji zgornji del stebrov niso nihali hkrati s spodnjimi. To anomalijo so najprej poskusili odpraviti tako, da so delovne stike injektirali z epoksidno smolo, vendar poseg ni dal zaželenih rezultatov. Zato je naročnik pritegnil ZRMK, ki je sprojektiral rešitev z lepljenjem jeklenih pločevin prek delovnih stikov (slika 5). Najprej smo znova sistematično zainjektirali vse stike, nato pa na vsak steber montirali po štiri pravokotne pločevine debeline 12 milimetrov. Zaradi večje varnosti smo na koncu izdelali tudi protipožarno zaščito s kameno volno in aluminijasto pločevino. Tako sanirani stebri pri kasnejših meritvah niso več kazali bistvenega faznega zamika nihanja.



Slika 5. **Sanacija stebrov mize turboagregata – naris, tloris, protipožarna zaščita**

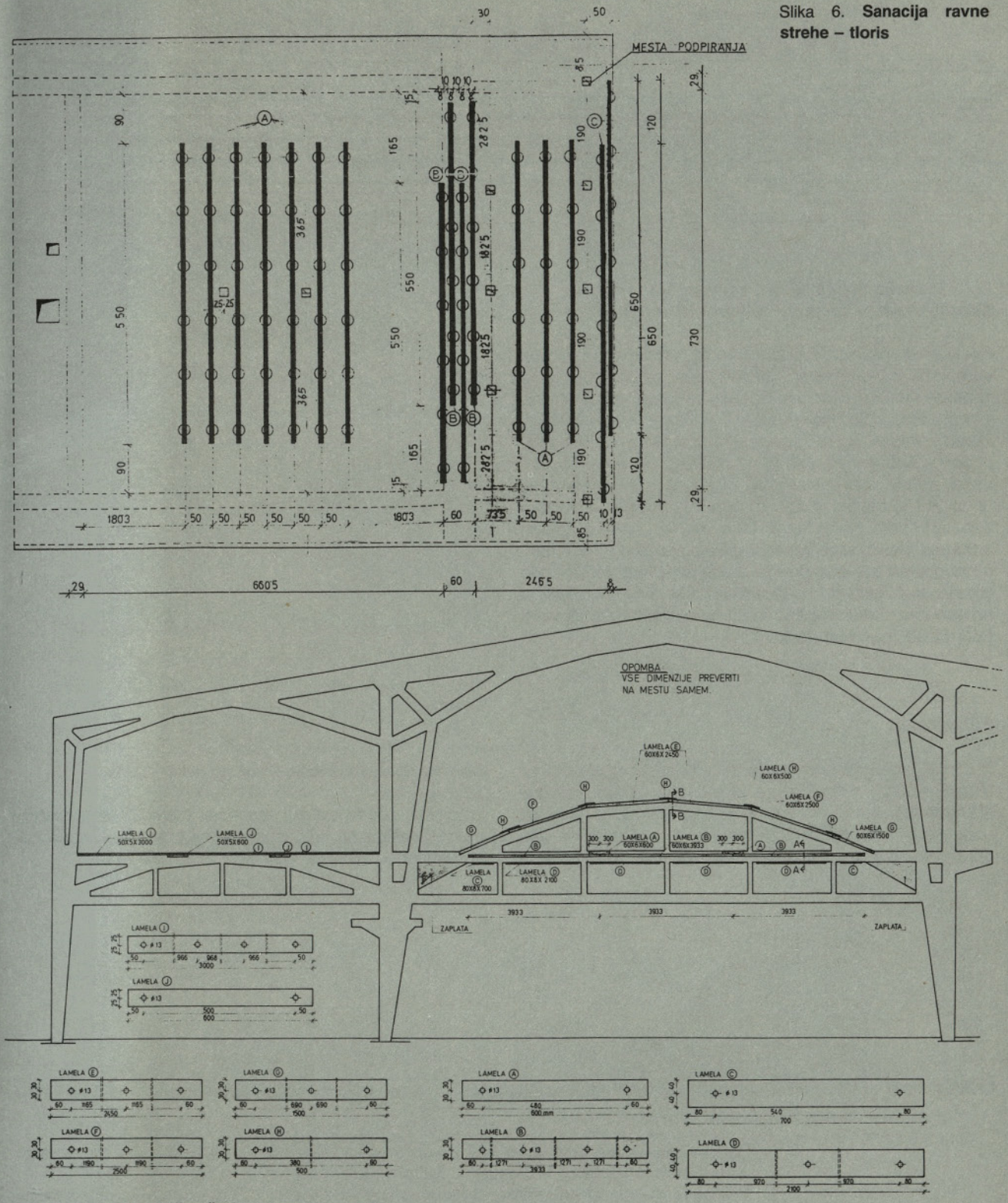
2.4. **Sanacija strešne konstrukcije objektov Servisa Barje pri Ljubljani – 1989**

Nekatere napake pri projektiranju in gradnji so povzročile, da se konzolni deli ravne armiranobetonske strehe po razopaženju močno povesili, zato objekta za uporabo nista bila primerna glede varnosti, še bolj pa je bila problematična njuna estetika. Izdelali smo več variantnih predlogov za sanacijo, na koncu pa smo se odločili za prisilno spremembo statičnega sistema in ojačitev z lamelami. Vsako od konzol, podprto na enem od daljših robov, smo na obeh krajših straneh oprli še na nosilne zidove, ploščo pa smo nato nadvišali in na plafon nalepili potrebno lamelno armaturo (slika 6).

2.5. **Sanacija paličnega nosilca žerjavne proge v livarni tovarne Titan v Kamniku – 1989**

Ob spremembi proizvodnje se je naročnik odločil za

Slika 6. **Sanacija ravne strehe – tloris**



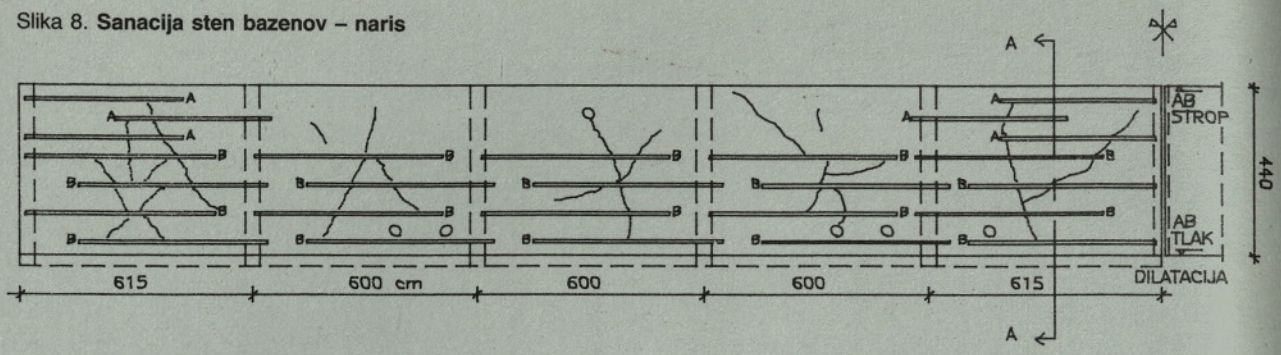
Slika 7. **Sanacija nosilca žerjavne proge – naris**

montažo močnejšega žerjava za strego peči. Zato je bilo treba ojačiti palični armiranobetonski nosilec, na katerega je bila obešena žerjavna proga. Sprojektirali smo sistem jeklenih lamel, ki smo jih nalepili na najbolj obremenjene palice, ob podporah pa smo nosilec oblekli v jekleno pločevino, ki sodeluje pri prenosu velikih strižnih obremenitev. Vsi jekleni elementi so bili na nosilec dodatno pritrjeni s sidri Triglav, in sicer, če bi zaradi visokih temperatur prišlo do zmanjšanja strižne nosilnosti lepila

2.6. **Sanacija sten bazenov za tehnološko vodo v tovarni Bani-Walid v Libiji – 1990**

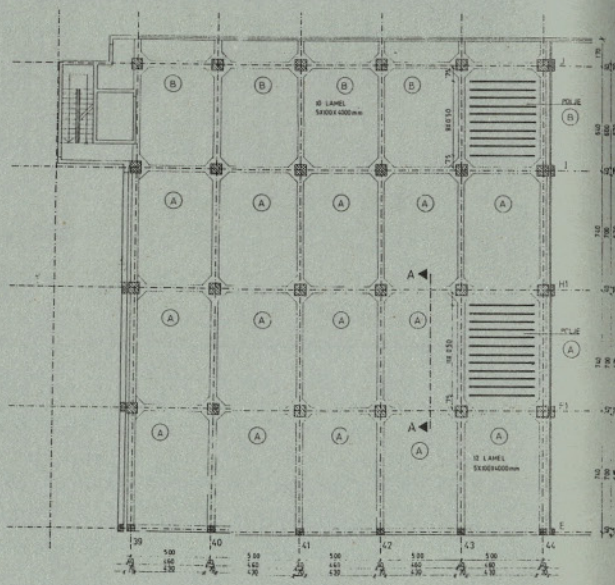
Stene bazenov za tehnološko vodo so zaradi nezadostne armature ob veliki obtežbi pri nihanju temperature okolice močno razpokale že med gradnjo. Sanirali smo jih tako, da smo razpoke sistematično zainjektirali z nizkoviskozno epoksidno smolo, nato pa na stene po sistemu s slike 8 nalepili lamele iz kakovostnega jekla.

Slika 8. **Sanacija sten bazenov – naris**



2.7. **Sanacija tlačnih plošč stropne konstrukcije skladiščnega objekta v Steklarni Hrastnik – 1991**

Po velikem požaru leta 1990 se je naročnik odločil, da spremeni namembnost celotne devetetažne skeletne zgradbe skladišča končnih izdelkov. Najprej smo odstranili krovni beton s plafonov, ki jih je ogenj močno poškodoval. Zaradi zahteve, da se koristna obtežba armiranobetonske stropne plošče nad pritličjem bistveno poveča, je bilo treba opraviti statično analizo, ki je pokazala primanjkljaj upogibne armature v tlačnih ploščah stropov. Dodatno armaturo smo sprojektirali tako, da so se prej križno armirane plošče spremenile v plošče, nosilne v eni smeri, ob podporah pa smo predpostavili plastifikacijo. Jeklene lamele smo tako po predhodnem nadvišanju nalepili le na spodnje površine plošč in jih nato prekrili z brizganim (torkretnim) betonom (slika 9).



Slika 9. **Sanacija stropne konstrukcije – tloris**

3.0. **SKLEP**

Postopek sanacije armiranobetonskih elementov z dolepljenjem jeklene armature se je v praksi ZRMK pokazal kot zelo učinkovit. Pri pregledu konstrukcij, ki smo jih popravili od leta 1979, smo leta 1990 ugotovili, da vse opravljajo svoj namen. Ob primerni toplotni, protipožarni in protikorozijski zaščiti lepljenje manjkajoče armature pomeni optimalno rešitev problema premajhne nosilnosti in varnosti nosilnih armiranobetonskih elementov.

LITERATURA

Ojačitev armiranobetonskih konstrukcij z dolepljenjem armature – I., II. del, raziskovalni nalogi ZRMK, J. Boštjančič, B. Hočevar, M. Bergant, I. Janežič, 1980, 1990.

Predlog za izvedbo sanacije armiranobetonske konstrukcije objekta Zelišča v tovarni Krka Novo mesto, poročilo ZRMK, J. Kos, 1985.

Predlog sanacije stropne konstrukcije nad jedilnico v tovarni Saturnus v Ljubljani, poročilo ZRMK, I. Janežič, M. Bergant, 1989.

Predlog sanacije radne spojnice na stubovima temelja turboagregata TE Kakanj s popisom potrebnih radova i ponudom, poročilo ZRMK, G. Černe, R. Žarnič, J. Boštjančič, 1985.

Dodatni predlog za sanacijo strešnih čelnih konzol na obeh objektih bencinskega servisa Barje ob južni obvoznici v Ljubljani, poročilo ZRMK, D. Remic, 1989.

Poročilo o statični kontroli ločnega nosilca za možnost montaže 50 KN žerjava ter predlog za sanacijo, poročilo ZRMK, I. Janežič, E. Vidič, 1989.

Elaborat za izvedbo sanacije AB bazenov v tovarni Bani-Walid Libija, poročilo ZRMK, I. Janežič, 1990.

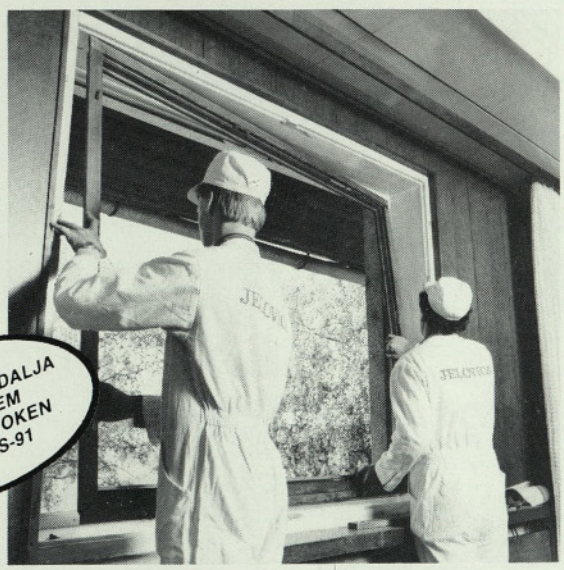
Projekt konstruktivne sanacije visokega skladiščnega objekta v Steklarni Hrastnik, projekt ZRMK, D. Remic, E. Vidič, 1991.

PRENOVA OKEN

Zaradi večjega povpraševanja po zamenjavi oken smo v Jelovici pričeli izdelovati in montirati okna za renoviranje starih. Prednost tega načina je, da se izognemo neljubim zidarskim delom v že vseljenih prostorih.

Vanj vstavimo novo okno, ki se montira po sistemu suhe vgradnje. Stari okvir nam služi kot slepi podboj. Spoj med starim in novim okvirjem zatesnimo s TIO kitom ali purpenom. Prek spoja in starega okvirja montiramo pokrivne profile horizontalno in vertikalno z notranje in zunanje strani. Navadno se ob zamenjavi izdela tudi nova notranja lesena polica.

Oblika profila okvirja je namensko prilagojena za obnovo in se spreminja glede na okna, ki jih želimo zamenjati. Pred vsako izdelavo je zato treba natančno posneti izmere oken. Pred montažo odstranimo stara okenska krila in okovje na okvirju.



SREBRNA MEDALJA ZA SISTEM PRENOVE OKEN na MOS-91

Ob zamenjavi se bistveno izboljša toplotna izolacija in s tem dosežemo prihranek pri porabi kuriva, svetla površina oken pa ostane enaka ali se celo poveča.

Informacije dobite v prodajnem inženiringu stavbnega pohištva!

JELOVICA

Lesna industrija Škofja Loka, Kidričeva 58, 64220 Škofja Loka
tel.: (064) 631-241, telex 37327 yu lijel, telefax (064) 632-261

PRODAJNA MESTA

ŠKOFJA LOKA, Kidričeva 58, tel.: 064/632-270, KRANJ, Partizanska 26, tel.: 064/211-232, LJUBLJANA, Šmartinska 152, tel.: 061/440-400, NOVO MESTO, Ob potoku 5, tel.: 068/22-772, CELJE, Božičeva 3, tel.: 063/25-881, MURSKA SOBOTA, Cankarjeva 25, tel.: 069/22-921, NOVA GORICA, Vojkova 8, tel.: 065/23-660, IZOLA, Tomažičeva ul. 18, tel.: 066/61-238, MARIBOR, Limbuško nabrežje 15, tel.: 062/631-331, METLIKA, Vinogradniška 41, tel.: 068/58-716

TIOELAST KOS

še en korak k zaščiti okolja

Kar se zlije po tleh, ponavadi tam tudi ostane. Bencin, nafta, tekoče kemikalije, ki pronicajo v tla, pa zmanjšujejo vitalnost zemlje in ogrožajo vodotoke.
S pazljivim ravnanjem preprečimo veliko nesreč, vselej pa to ni mogoče. Dovolj previdno ravnamo le, če izpostavljena tla še dodatno zaščitimo. Pravilno fugiranje je znanstveno potrjena in v praksi preverjena zaščita, s katero preprečimo odtekanje tekočin skozi špranje in razpoke v tla.
Srpeniška tovarna izdeluje trajnoelastično dvokomponentno tesnilno maso **TIOELAST KOS**, ki je izdelana na osnovi polisulfidnega polimera (Thiokol LP). Njene odlike so velika razteznost (± 25 % na prvotno širino fuge), hitro utrjevanje (1 dan) in velika trpežnost. Zaradi svojih mehanskih in kemijskih lastnosti spada med najkvalitetnejše tesnilne mase.
TIOELAST KOS priporočamo za zaščito tal na bencinskih črpalkah, na letališčih, v lovilnih bazenih in povsod tam, kjer lahko pride do razlitja goriv in kemikalij.

TKK

tovarna kemičnih izdelkov in proizvodnja krede
Srpenica, p. o.
pošta 65224 Srpenica — telefon n. c. (065) 89-610
telex yu 38366 — telefax (065) 89-686