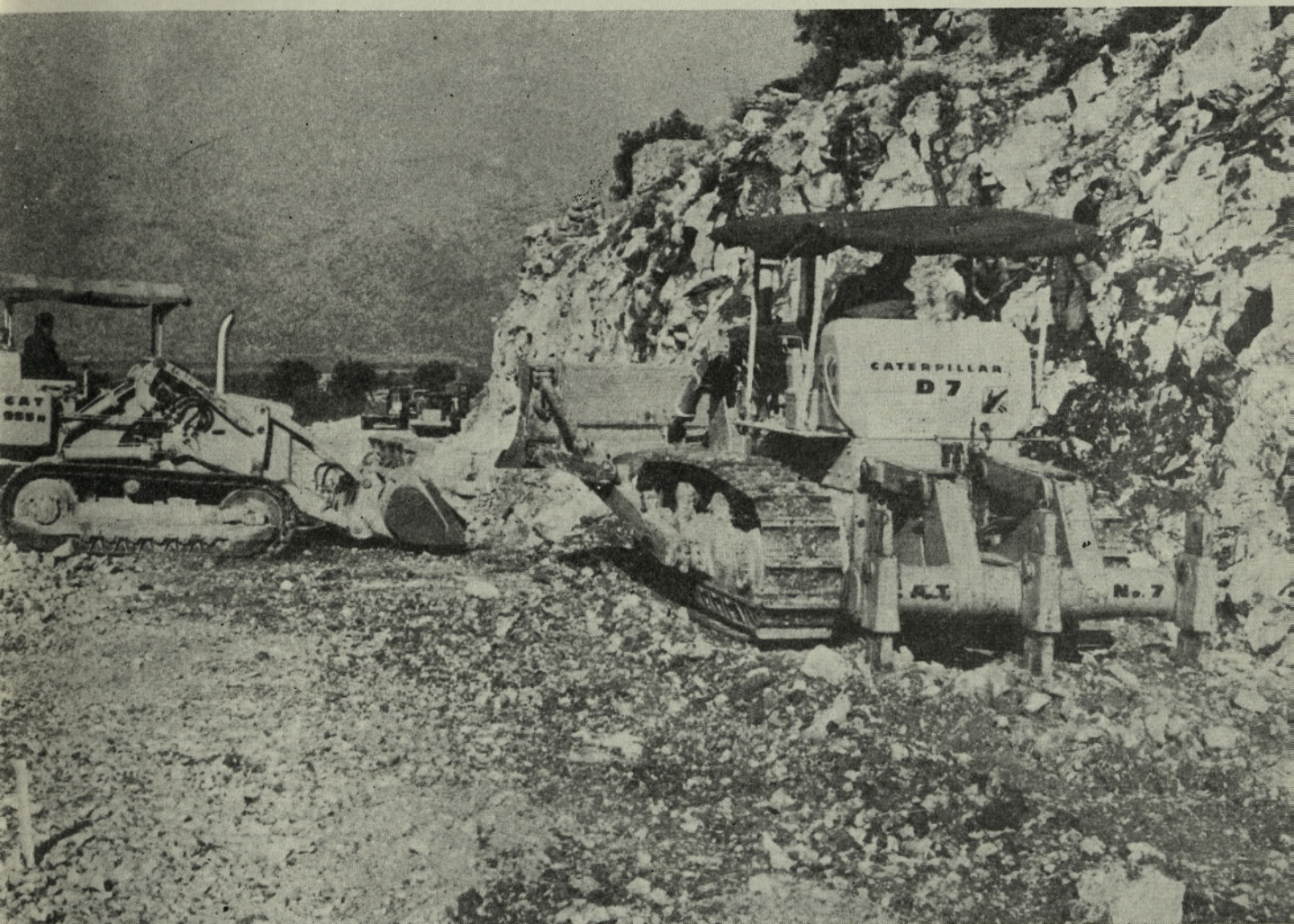


GRADBENI VESTNIK

LETO XIV

FEBRUAR 1965

ŠTEVILKA 2



SGP »SLOVENIJA CESTE«, LJUBLJANA: GRADBIŠČE JADRANSKE MAGISTRALNE, ODSEK
ROGUTIN—OPUZEN—NEUM. DOLŽINA 14 KM. TEŽKA MEHANIZACIJA PRI IZKOPNIH DELIH

VSEBINA

Prof. inž. Svetko Lapajne: Kritični pogledi na dimenzioniranje betona v tisnjenih in upogibanih delih konstrukcij	21	S. Lapajne: Critical view on the dimensioning of concrete in compressed and bended construction members	
Jože Levstek, dipl. inž.: Seizmomagnetni efekt in možnost napovedovanja potresov	27	I. Levstek: Seismo-magnetic effect and the possibility of forecasting earthquakes	
Jože Starič, dipl. inž.: Razpokanje betona v armiranih elementih	30		
Iz glasil naših kolektivov			
D. R.: Vesti iz naših gradbenih podjetij	35		
Vesti			
Marjan Prezelj, dipl. inž.: Varstvo voda v Švici	37		
Gospodarsko-pravna vprašanja			
D. R.: Uskladitev temeljnega zakona o graditvi investicijskih objektov z ustavo	38		
Gradbeni center Slovenije			
Kalkulacije v industrijski gradnji stanovanj	39		
Informacije Zavoda za raziskavo materiala in konstrukcij			
Jože Hlebce, dipl. inž.: Fuge v betonskih cestiščih	41		

Odgovorni urednik: Sergej Bubnov, dipl. inž.

Uredniški odbor: Janko Bleiweis, dipl. inž., Lojze Blenkuš, dipl. inž., Lojze Cepuder, Vladimir Čadež, dipl. inž., prof. Bogo Fatur, Marjan Ferjan, dipl. inž., Vekoslav Jakopič, dipl. inž. arh., Hugo Keržan, dipl. inž., Maks Megušar dipl. inž., Bogdan Melihar, Mirko Mežnar, dipl. inž., Bogo Pečan, Boris Pipan, dipl. inž., Marjan Prezelj, dipl. inž., Dragan Raič, Franc Rupret, Ljudevit Skaberne, dipl. inž., Vlado Šramel, dipl. inž.

Revijo izdaja Zveza gradbenih inženirjev in tehnikov za Slovenijo, Ljubljana, Erjavčeva 15, telefon 23-158. Tek. račun pri Narodni banki 600-14-608-109. Tiska tiskarna »Toneta Tomšiča« v Ljubljani. Revija izhaja mesečno. Letna naročnina za nečlane 15.000 dinarjev. Uredništvo in uprava Ljubljana, Erjavčeva 15.

Kritični pogledi na dimenzioniranje betona v tisnjenih in upogibanih delih konstrukcij

DK 624.012.4:624.042

PROF. INŽ. SVETKO LAPAJNE

Problem varnosti je v klasičnem načinu dimenzioniranja rešen z računom elastičnega napetostnega stanja, pri čemer nam je varnost zajamčena s tem, da naše izračunane napetosti (»računske napetosti«) ostajajo pod dopustnimi napetostmi gradiva. Narava, realno gledanje pojavov in izkušnje vendar kažejo, da je spredaj navedeni kriterij skrajno grob kriterij varnosti, ki ni definiran, ki često vodi do anomalij. Tako, tako rekoč juridično obravnavanje varnosti nas more zavajati v napačne sklepe: često so lahko konstrukcije z visokimi računskimi napetostmi zelo varne, obratno pa konstrukcije z nizkimi računskimi napetostmi zelo nevarne. Računske napetosti nam res nudijo vpogled v verjetno napetostno stanje; koliko je varnost res verjetna, pa bomo lahko ugotovili šele po analizi, ki nam bo povedala, koliko je računsko napetostno stanje verjetno, koliko je kvaliteta materiala verjetna, ter s tem dobili neko verjetnost, da bo objekt varen, da se ne bo zrušil.

Eksaktni pojem varnosti nam nudi samo matematika: varnost je definirana z malo verjetnostjo rušenja. Literatura navaja kot primerno stopnjo varnosti verjetnost rušenja 10^{-7} . Absolutne varnosti torej sploh ni! Za posamezni prerez konstruktivnega elementa bi po spredaj navedenem matematskem kriteriju dobili verjetnost porušitve s tem, da bi izračunali verjetnost slučaja, da na tem prerezu dejanske napetosti prekoračijo nosilnost gradiva, istočasno, ko bi se vprav na tem prerezu slučajno pokazala izredno nizka, prenzika trdnost gradiva.

Porušitev posameznega prereza enega konstruktivnega dela ima lahko v nekaterih primerih za posledico porušitev celega objekta. En primer: zaporedje lesenih statično določenih paličij, povezanih med seboj: porušitev ene palice v enem paličju potegne za seboj porušitev prvega veznika, drugi se rušijo po vrsti kot domine. Velika večina naših konstrukcij je drugačnega značaja: posamezni element se zruši šele, če odpovedo trije

prerezi, cela zgradba pa šele tedaj, če se poruši večje število elementov. Primer: med vojno je bomba pri beograjskem nebotačniku »Albanija« popolnoma uničila večje število stebrov, objekt je kljub temu ostal neporušen. Veliko primerov, da so objekti ostali neporušeni kljub porušnim posameznim sestavnim delom, je bilo mogoče videti ob potresu v Skopju.

Narava ima še svoje skrivnosti za nadaljnje povečanje varnosti: pojav plastičnosti. Velik del gradiv, nekatera v veliki, nekatera v manjši meri, v bistvu skoraj vsa gradiva imajo lastnost plastificiranja: pred poružitvijo je gradivo sposobno utrpeti velike deformacije pri ohranitvi mejne trdnosti. Pri pojavu teh deformacij se notranji razpored napetosti gradiva prilagodi odpornosti materiala: deli, ki popuščajo, se razbremenijo, močnejši deli prevzamejo nase večjo obtežbo. S tem pojavom se porušitev odloži še zelo, zelo daleč, dokler se obtežbe ne stopnjujejo do take mere, da cela vrsta prerezov v zaporedju elementov odpove, pri čemer so vsi elementi na vseh prerezi hkrati obremenjeni prek meje nosilnosti.

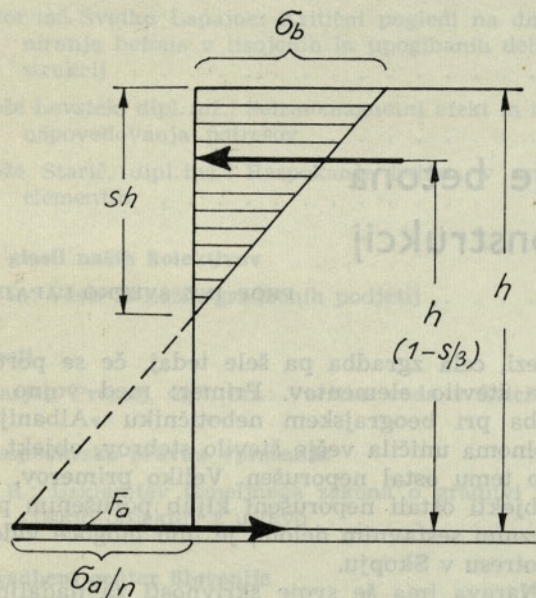
Spredaj navedeni kratki uvod o varnosti konstrukcij je obširneje obdelan v članku: Lapajne, O varnosti gradbenih konstrukcij, Gradbeni vestnik 1952, št. 13-14, str. 53-59. Ker je minilo že dolgo časa od te objave, je bila v sprednji potezi nakazana kratka vsebina tega članka. Varnost konstrukcij je torej treba gledati skozi prizmo verjetnosti, pri čemer je treba nujno upoštevati poleg verjetnosti preobremenitev, verjetnosti slabe izvedbe, verjetnosti nepopolnih statičnih računov ali teorij teh računov, tudi kriterij statične nedoločenosti in sposobnost adaptacije gradiva, z drugimi besedami njegovo žilavost. Za nadaljnja izvajanja nam bo pojem varnosti, definiran kot mala verjetnost rušenja, nujno potreben.

Naši sedanji, kot naši predvojni predpisi za beton in ojačeni beton poznajo — po vzorcu švicarskih predpisov — dve vrsti »računskih« napetosti:

Poprečna napetost σ_s je napetost, dobljena pri stebrih ali blokkih kot rezultat kvocienta

$$\frac{\text{osna sila}}{\text{prerez}} = \frac{P}{A}$$

Robna napetost je napetost na zgornjem robu konstrukcije, dobljena po klasičnem načinu dimenzioniranja na upogib:



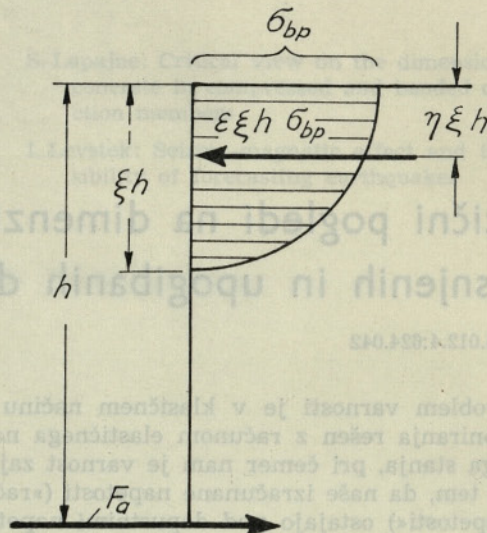
$$\sigma_r = \frac{2 M_i}{b h^2 s (1 - s/3)} \quad s = \frac{n \sigma_b}{n \sigma_b + \sigma_a}$$

V naših predvojnih predpisih je bila dopustna robna napetost dosledno za 40 % večja od dopustne poprečne napetosti. Sedanji, novejši predpisi PTP 3 so ta faktor zmanjšali na iznos 1,25, s čimer so dopustne robne napetosti le za 25 % višje od dopustnih poprečnih napetosti.

Rusi, Čehi, Avstrijci uporabljajo za dimenzioniranje t. im. »prelomno metodo«. Ta metoda, v nasprotju s klasično metodo, računa mejno porušno stanje po plastifikaciji betonskega prereza. Napetosti ne naraščajo linearno z deformacijo, temveč rastejo le do neke meje, nato pa ostanejo vsekozi enake. Prelomna teorija ima mnogo variant, kakršna se pač privzame oblika diagrama pritiska v betonu, ($\sigma - \epsilon$ diagram). Razlike so vse majhne: pri raznih načinih bomo hitro ugotovili, da je odvisna nosilnost armirano betonskega prereza večidel le od količine armaturnih vložkov ter se prerez zruši zaradi porušitve betona le, če je količina armature izredno velika. Iz priložene analize sledi, da pripada vzorcem z raznimi markami betona:

Mb	160	220	300
Trdnost prizme . .	120	165	225
Odst. armature J 37 . .	4,5 %	6,1 %	8,4 %
Robna napetost betona, izračunana na klasični način . . .	261	330	420 kg/cm ²
Razmerje med σ_r/σ_{bp} . .	2,18	2,00	1,87

Ta prelomna teorija se danes splošno uporablja pri računu porušnega upogibnega momenta. Zahodni narodi so v splošnem obdržali »klasični« račun dimenzioniranja na upogib, morda ne toliko zaradi varnosti, kot zaradi splošne vpeljanosti ter tej metodi prilagojenih predpisov in tehnike projektiranja.



Izračun porušnega momenta po prelomni metodi:

- μ . . . odstotek armature
- σ_{bp} . . . trdnost prizme
- σ_{ap} . . . meja raztegljivosti jekla
- η . . . koef. polnosti diagr. pritiskov
- ϵ . . . koef. razdalje težišča diagrama pritiskov
- η/ϵ . . . eksperimentalno ca. 0,54

$$M = \mu \sigma_{ap} b h^2 \left(1 - \frac{\eta}{\epsilon} \mu \frac{\sigma_{ap}}{\sigma_{bp}} \right)$$

$$\text{Za max } \frac{dM}{d\mu} = 0$$

$$\sigma_{ap} b h^2 \left(1 - \frac{\eta}{\epsilon} \mu \frac{\sigma_{ap}}{\sigma_{bp}} \right) - \mu \sigma_{ap} b h^2 \frac{\eta}{\epsilon} \cdot \frac{\sigma_{ap}}{\sigma_{bp}} = 0$$

$$\mu \frac{\eta/\epsilon \sigma_{ap}}{\sigma_{bp}} = \frac{1}{2} \quad \mu = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{0,54 \cdot 2500}$$

Marka betona	160	220	300
Trdnost prizme ($^{3/4} M_b$) . .	120	165	225
Odstotek armature	4,45	6,11	8,35
$\frac{M}{bh^2} = \frac{2500}{2} \mu = \frac{1}{r^2}$	55,5	76,4	104,2
$K\sigma_a = 2500$ pripada σ_{bp} . .	261	330	420
$\frac{\sigma_b}{\sigma_a} =$	2,18	2,00	1,87

Podoben rezultat dobimo, če vzamemo za $\xi = 1$,
 $\varepsilon = 0,8$, $\eta = 0,432$ $\left(\frac{\eta}{\varepsilon} = 0,54\right)$
 $M = 0,8 \cdot b h \cdot \sigma_{bp} \cdot (1 - 0,432) h =$
 $\frac{M}{bh^2} = 0,455 \quad \sigma_{bp} = \dots \quad 54,6 \quad 75,1 \quad 102,6$
 $K\sigma_a = 2500$ pripada $\sigma_{bp} \dots 258 \quad 326 \quad 415$
 $\frac{\sigma_b}{\sigma_s} \dots \dots \dots 2,15 \quad 1,98 \quad 1,85$

Mnogo je bilo napisane literature v borbi med klasičnim načinom dimenzioniranja ter t. im. prelomno metodo. Mestoma je bila borba celo ostra, zdaj pa skoraj ni več članka o tem vprašanju. Pokazalo se je namreč, da razlika med obema načinoma preračunavanja v realnosti ni tako velika kot na prvi pogled: pri obeh načinih računa se nam pokaže potrebna ista količina armaturnega jekla — po primerni transformaciji kot $F_a = \frac{M}{zh \sigma_a}$. Če določimo σ_a kot dopustno napetost jekla, ali pa kot mejo raztegljivosti, deljeno z varnostnim faktorjem, je končno vseeno, na primer:
 $\sigma_a = \frac{2500}{1,6} = 1560 \text{ kp/cm}^2$. Razlika v koeficientu ročice notranjih sil: z je neznatna. Pravokotni dia-

Marka betona	160	220	300
Trdnost prizme $\frac{3}{4} M_b$	120	165	225
Potrebna sila za porušitev $4 \times M_b$	640	880	1200 kp
Moment upogiba: $\frac{P}{2} \cdot 75 \text{ cm}$	24.000	33.000	45.000 kpcm
$\frac{1}{r^2} = \frac{M}{bh^2} = \frac{M}{7 \times 8^2}$	53,5	73,5	100,2
Po tabeli ustreza pri $\sigma_a = 2500 \sigma_b$	254	321	405 kp/cm ²
Razmerje med $\frac{\sigma_b}{\text{trdnost prizme}}$	2,12	1,95	1,80

Če si spredaj navedena dejstva globlje analiziramo ter pri tem mislimo na varnost konstrukcije, potem je takoj jasno, da smemo dopustiti take napetosti, da je še ohranjena zakonita varnost. Po navadi delimo porušno napetost z varnostnim faktorjem ter tako dobimo dopustno napetost. Ker zdrži pri poskusu prizma poprečno samo $\frac{3}{4}$ tlačne trdnosti kocke, zato smemo kot dopustne poprečne napetosti σ_s jemati le napetosti, ki so sorazmerno majhne: $\frac{\text{trdnost prizme}}{\text{varnostni faktor } \nu} = \frac{3}{4} \frac{\text{trdnost kocke}}{\text{faktor } \nu}$
 Za dimenzioniranje na upogib po klasičnem na-

gram tlačnih napetosti v betonu ima za malenkost manjšo ročico kot trikotni diagram, to je vse. Tudi praktični primeri kažejo, da se po prelomni metodi izračuna približno ista količina jekla kot na klasični način. Razlika med klasično metodo in prelomno metodo je le v izračunanih napetostih betona: klasična metoda nam nudi pri izračunu skoro 2-krat večje napetosti kot prelomna metoda. To se nazorno vidi iz predhodne analize. Pri porušnih momentih dobimo po računu na klasični način napetosti, ki so za marke 160, 220, 300 2,18, 2,00, 1,87-krat višje od trdnosti prizme. To so t. im. »računske napetosti« gradiva, pri katerih se pre-rez poruši, v naravi pa se te osti napetosti zaradi plastifikacije gradiva sploh ne pojavljajo.

Poseben dokaz za spredaj navedeno dejstvo je preračun Empergerjevih nosilcev, dimenzij 7 cm širine $\times$ 8,6 cm višine. Armirani so sorazmerno močno z 2 ϕ 12 mm. Pri razponu 2,00 m (dolžina nosilcev je 2,20 m), se nanje obesi breme tako, da je srednjih 50 cm pod konstantnim momentom, prijemališče obremenitve je v oddaljenosti 75 cm od ležišča z vsake strani. Predpis nadalje navaja, da znaša po preizkusu trdnost kocke P/4, pri čemer se P izračuna kot vsota vse obešene teže z vešaljško in dveh tretjin lastne teže nosilca. Kontrolni račun:

činu smemo dopustiti sorazmerno visoke napetosti, namreč robne porušne napetosti, deljene s faktorjem ν . Te robne napetosti pri rušenju pa so mnogo višje kot trdnosti prizme: iz gornjih izvajanj vidimo, da se gibljejo med 1,8 in 2,2-kratnim iznosom. Če pa dimenzioniramo po prelomnem načinu, potem moramo vzeti kot dopustni moment porušni moment, deljen zopet z istim varnostnim faktorjem. Pri takih pogojih bomo obdržali za katerikoli način dimenzioniranja (klasični ali prelomni način) isto varnost, in to je edino logično. Poglejmo si kakšne dopustne napetosti dopuščajo nekateri inozemski predpisi:

	Stebri	Upogib	Faktor
American Concrete Institute	0,25 w kocke	0,45 w kocke	1,8
Béton armé 1960 (Francozi) BA 60	0,30 w valjčka	0,60 w valjčka	2,0

Trdnost valjčka znaša poprečno $\frac{5}{6}$ trdnosti kocke.

Ti narodi so navedeno problematiko rešili zelo enostavno: če računajo upogib po klasični metodi,

imajo 1,8-krat ali celo dvakrat višjo dopustno napetost, kot če računajo steber s poprečno napetostjo. Dopustna napetost je prilagojena metodi računanja in rezultatom poskusov.

Tabelarni pregled razmerja med robno dopustno napetostjo in poprečno dopustno napetostjo $\frac{\sigma_r}{\sigma_s}$ za razne predpise in opazovanja oziroma račune:

Mb	160	220	300
Stari švicarski in stari jug. predpis	1,4	1,4	1,4
A. C. I. (American Concrete Institut)	1,8	1,8	1,8
BA 60 (Béton armé 1960) . .	2,0	2,0	2,0
Račun po prelomni metodi .	2,18	2,00	1,87
Račun Empergerjevih gred .	2,12	1,95	1,80
Naš PTP predvideva samo .	1,25	1,25	1,25

Naši predpisi PTP 1947 s faktorjem razmerja med σ_b in σ_s v iznosu 1,25 so manj ustrezni kot stari, ki so imeli faktor 1,40. Zelo modra poteza v predpisih pa je ta, da se te dopustne napetosti v tč. 30 samo priporočajo. Točka 2/1 predpisov celo predpisuje, da se morajo spoštovati načela gospodarnosti in znanstvene osnove, kakor tudi dejanski pogoji. Točka 52/2 dopušča tudi izjeme v republiškem merilu ter možnost izjem zaradi posebnih primerov. Tako je prišlo na revizijski razpravi dne 7. III. 1960 med kolegi statiki-revidenti do dogovora, naj se — v pomenu spredaj navedenega — od tedaj tolerirajo na upogib naslednje višje dopustne napetosti:

		< 12 cm	12—20 cm	> 20 cm
Mb 160	σ_s	40	44	48
	σ_r	57 (63)	63 (70)	68 (76)
Mb 220	σ_s	44	52	60
	σ_r	62 (70)	74 (82)	85 (95)
Mb 300	σ_s	60	72	84
	σ_r	85 (95)	102 (114)	120 (133)

V oklepaju navedena števila veljajo za tiste primere upogiba, ko se ekstremna napetost pojavi v enem samem prerezu, na primer ob ležišču kontinuirnega ali skeletnega nosilca, ali v priključku stebrov na nosilce zgoraj in spodaj. Napetosti brez oklepaja pa se tolerirajo na večje dolžine.

V zgoraj navedenem tolmačenju toleranc so še druga poglavja, ki se tičejo upoštevanja prilagoditve betona, t. im. adaptacije. Ta problematika pa ne spada v ta članek. Z navedenim dogovorom smo pri nas prilagodili obstoječi predpis naravnim pojavom, znanstvenim dognanjem, razvoju časa in gospodarnosti našega grajenja. Če smo te poteze vpeljali že l. 1960 — istočasno z novimi francoskimi predpisi BA 60 — v istem duhu — si lahko to štejemo samo v čast in uspeh. V dosednji praksi skozi 5 let še ni bilo nobenega neprijetnega presenečenja zaradi teh toleranc. Nasprotno, v naših predpisih so sorazmerno visoke dopustne napetosti za stebre, in če bodo kje težave, potem bodo pri visoko izkoriščenih stebrih (imamo že tudi primer!).

Kakor so vsa izvajanja spredaj logična, naše poteze utemeljene, vendar zahteva uporaba nave-

denih toleranc določene previdnosti v naslednjih potezah: Najbolj nevarni bodo stebri, ki so ekscentrično obremenjeni, tako da so polno izkoriščeni s poprečno dopustno napetostjo ter imajo tudi ekscentričnost, ki ustreza robnim toleriranim napetostim. Ta ekscentričnost znaša — to se hitro izračuna iz tabele — $0,58 \times$ jedro, to je 0,097 h. Vsak steber, ki je preračunan na centrični pritisk, je po predpisu varen na ekscentričnosti ca. 1/10 širine. To je tudi pametno, saj nikdar ne moremo jamčiti polne centričnosti, ter je taka ekscentričnost tudi verjetna. Če je ekscentričnost večja, potem so pač merodajne robne napetosti, ne pa poprečne. Francozi so pri majhnih ekscentričnostih bolj previdni: dvojne napetosti od poprečnih dopuščajo le, če znaša ekscentričnost vsaj h/2. Pri ekscentričnosti h/4 dopuščajo robne napetosti, ki so le za 50 % višje od poprečnih. Ker naše tolerance za rob sploh niso višje za več kot 58 % poprečnih napetosti, nismo delali komplikacij zaradi tega vprašanja. Prav je, da so projektanti statiki seznanjeni s tem primerom, pri katerem izkazuje prerez najmanjšo dejansko varnost.

Nadaljnji problem je vprašanje deformacij. Znano je, da beton s časom »leze«. Končne deformacije so ponavadi 3-krat večje od trenutnih deformacij, v suhem ozračju celo 5-krat večje. To lezenje traja dolgo časa, leta in leta. Posledice so neprijetne. V inozemstvu sem slišal o več primerih, da so pod skeletnimi zgradbami s previtimi nosilci spodaj pokale šipe izložbenih oken, ker so se nosilci v teku časa naslonili nanje. Nadaljnji primer je tak, da se je na vogalu dolga previsna plošča tako močno povisila, da je voda otekala čez vogal, namesto v sredini v za to napravljeni žleb. Pri prednapetem betonskem konzolnem mostu, ki je ponavadi prazen, se nam lahko zgodi, da bo s časom lezel navzgor, še bolj, kot je bil nadvišan. V tem primeru bi moral pač biti »podnižan«.

Previsoke tlačne napetosti v betonu skoro nikjer še niso povzročile težav glede varnosti konstrukcije, pač pa težave v pogledu ohranitve oblike, težave zaradi lezenja s časom. Pri naših tolerancah pa se nam tega ni treba preveč bati: niso namreč tako visoke, kot so dopustne napetosti na upogib drugje na svetu. Naše tolerance imajo enotni faktor 1,42 (1,58 za napetosti v enem samem prerezu na osti momentov), medtem ko imajo drugi narodi znatno višje faktorje σ_b/σ_s , kot je razvidno iz tabele v članku.

Pri dimenzioniranju stebrov so naši obstoječi predpisi PTP 3 zelo široki. Pri nas se dopušča poprečni pritisk v iznosu 0,28 trdnosti kocke, medtem ko dopuščajo ACI samo 0,25 trdnosti kocke, francoske BA 60 pa 0,30 trdnosti valjčka, to je isto kot 0,25 trdnosti kocke. Mi smo torej za okrog 10 % višji od njih, nisem pa prepričan, da je naš beton za 10 % solidnejši od njihovega.

Poseben problem je uklon ojačenega betona. Različni predpisi, različna gledišča izredno divergirajo. Poskusi z obremenitvami do porušitve izkazujejo izredno uklonsko odpornost armirano be-

tonskih konstrukcij, ker je trenutni elastični modul betona, vsaj v primeri z njegovo trdnostjo — izredno visok. Ta predpostavka pa ne velja za trajne obremenitve. Beton s časom leze, deformacije po daljši dobi ustrezajo 3 do 5-krat manjšemu poprečnemu elastičnemu modulu. Čim pa bi prišlo do uklonske porušitve, bi na strani nateznih napetosti od uklonskega upogiba nastala razpoka in raztezanje jekla. S tem bi se bistveno zmanjšal vztrajnostni moment prereza, uklonska nevarnost pa teoretsko še nadalje povečala. Sedanji francoski predpisi BA 60 tretirajo uklonsko obremenjeni stebel kot stebel, obremenjen z osno silo in upogibnim momentom zaradi ekscentričnosti. Posebne formule zelo kompliciranega sestava definirajo to ekscentričnost. Tak kriterij je toliko ugoden, ker nam da tudi eksaktni preračun natezne armature za ta primer. Avtor članka je za elementarne primere M_b 220 preračunal faktorje, vsaj približno (brez ugodnega vpliva armature) ter dobil naslednjo informativno tabelo:

Uklonski faktor ω

L/d	L/i	Naš predpis	Nemški predpis	ACI	BA 60	Predlog Jakobsena
10	35	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
15	52	1,06	1,00	1,18	1,02	1,125
20	69	1,13	1,08	1,43	1,42	1,300
25	87	1,21	1,32	1,82	2,30	1,525
30	104	1,30	1,72	2,50	3,84	1,800
35	121	1,41	2,28	4,00	4,74	2,125
40	139	—	3,00	10,00	6,30	2,500

Števila za BA 60 so približna ter predstavljajo neugodni primer, da je skoro vsa obtežba stalna. Če je velik del obtežbe samo trenuten (mostovi), so faktorji znatno manjši. Z močnejšim armiranjem se tudi faktorji zmanjšujejo.

S spredaj navedenimi podatki je pokazano, da so naši predpisi v pogledu izkoriščanja betona v stebrih zelo pogumni, posebno pa še pri uklonsko nevarnih stebrih, ki so trajno obremenjeni z osno silo. Vsekakor je priporočljivo biti pri dimenzioniranju stebrov, posebno vitkih stebrov, previden ter ostati za kakih 10 do 20 % pod polnim izkoriščenjem po predpisu, da ohranimo isto varnost, kot jo imamo v drugih elementih konstrukcij.

Poseben problem tvori vprašanje marke betona. Pri nas in v velikem delu evropskih držav je marka karakterizirana s trdnostjo kocke. Kocka sama je pa za preiskavo izredno nesrečen element. Slabe strani kock so: velika disperzija vzorcev, možnost motenj pri njih preizkušanju zaradi trenja na ploskvah. Kvaliteta betona ne raste premo sorazmerno s trdnostjo kocke, na primer: beton s še enkrat večjo trdnostjo kocke ima morda le za kakih 50 % večjo natezno trdnost, 50 % večjo sprejemnost z jeklom, 50 % večji odpor na strig (večjo kohezijsko silo). Tudi opazi za kocke so dovolj komplicirani. Francoske norme BA 60 uvajajo namesto kock valjčke ϕ 15,95 cm, višine 14,1 cm. Ti valjčki dajo bolj enotne rezultate, manjšo disper-

zijo. Kalupi so enostavni, okrogli iz kartona. Med nabijanjem jih dajo v jekleni valj, ki ga takoj po dovršitvi odstranijo. Taki kalupi so tudi poceni. Tisnjeni valjček nam da po predpisu $5/6$ trdnosti kocke. Iz preizkusa valjčkov tako, da ga položimo po tvornicah med stiskalne ploskve, dobimo eleganten način preizkusa natezne trdnosti. Nova priporočila evropskega komiteja za beton CEB priporočajo, da se daje nateznim preizkusom prednost pred tlačnimi preizkusi pri določanju kvalitete betona. Pri dobri natezni trdnosti je vedno zajamčena tudi dobra kocka. Obratno ne drži: pri odličnih kockah se včasih dobe sorazmerno nizke natezne trdnosti. Za inženirsko prakso bi bilo vsekakor zelo ugodno, če bi imeli tak način »markiranja betona«, pri katerem bi kvaliteta s številom marke premo sorazmerno rastla ter bi pri tem mogli dopuščati prav tako premo sorazmerno naraščanje dopustnih napetosti v tlaku, nategu (in strigu). To pa pri kockah ni primer, zato je tudi često nujno potrebna določena previdnost projektanta pri uporabi zelo visokih mark.

Comité Européen du Béton (CEB) že mnogo let deluje na pripravi enotnih evropskih predpisov za beton. Prva etapa njegovega dela je zdaj tako rekoč končana ter so dane že enotne smernice za dimenzioniranje konstrukcij. Duh teh smernic je zelo širok, tako da se bodo dale uporabiti v raznih deželah in ob raznih pogojih: osnovo tvorijo eksaktni zakoni verjetnostnega računa. Vendar ta verjetnost ni uporabljena kot verjetnost za absolutno porušitev objektov, temveč kot verjetnost pri uporabi dimenzioniranja posameznih prerezov: z ene strani se išče največja obremenitev z notranjo silo (osno silo, prečno silo, upogibnim momentom) ter verjetnost njenega povečanja z večjo koristno obtežbo, z drugačno razdelitvijo notranjih sil ipd. Ta obremenitev se še pomnoži z določenim varnostnim faktorjem. Z druge strani se išče nosilnost prereza proti delovanju karakteristične kombinacije notranjih sil (ekscentrični pritisk na primer). Za ta primer se išče nosilnost prereza pri poprečni trdnosti gradiv, nato pa se ta nosilnost zmanjšuje z zmanjševalnimi faktorji verjetnosti disperzije dokaznih vzorcev, verjetnosti slabe izvedbe, verjetnosti drugih napak. Rezultat take nosilnosti se še reducira z nekim varnostnim kvocientom. Varnost opazovanega elementa je tedaj zajamčena, čim je izračunana maksimalna obremenitev s faktorjem vred manjša od izračunavanja minimalne nosilnosti, deljene z navedenim varnostnim kvocientom. Taka široka zasnova splošnih predpisov potem omogoča uporabo poljubnih metod dimenzioniranja, klasičnih in prelomnih, pri enaki varnosti moramo itak dobiti enak rezultat.

Ni namen članka kakorkoli kritizirati naše veljavne tehniške predpise PTP 3, ki so v splošnem dobri. Namen je le pokazati, v katero smer gre razvoj znanosti in izkušenj, ter utemeljiti vse dopolnitve in tolmačenja, katera so nujno potrebna, če hočemo slediti razvoju v svetu, če hočemo graditi varno in gospodarno. Pri predpisih je

posebno važno to, da so sestavljeni dovolj široko, tako da omogočajo tolmačenje v smislu razvoja tehnike s ciljem varnosti in gospodarnosti, kar je končno tudi bistveni namen predpisov.

Viri:

Predpisi za poskušanje s kockami in z Empergerjevimi gredami pri gradnji zgradb iz betona in armiranega betona. Sl. novine Kr. Jug. 1. okt. 1932.

Schweiz. Ing.-Arch.-Verein (SIA) — Normen für die Berechnung, Ausführung und Unterhalt der Bauten aus Stahl, Beton und Eisenbeton (III. del) od 26. Jan. 1935.

S. LAPAJNE:

CRITICAL VIEW ON THE DIMENSIONING OF CONCRETE IN COMPRESSED AND BENDED CONSTRUCTION MEMBERS

Synopsis

The mathematical criterium for safety is defined by a very small probability of the collapse (ca. 10^{-7}). This means, that a case, in which an extraordinarily weak particule of building material will be overloaded with an exceptionally high unit stress, will be very improbable. The probability of a collapse of a construction will be still smaller if the material owing to its plasticity and hyperstaticity adapts the stresses discharging the overstressed parts and charging the less charged members.

The dimensioning of concrete in bending can be carried out by the classical calculation or by the collapse method. The collapse method results in nearly the same unit stresses at the collapse as are the stresses on a centrally loaded prism at the collapse (nearly $\frac{3}{4}$ of the cube strength). The classical calculus of concrete bending, used in most countries in Europe, and in U.S.A. too, yields for the bending collapse a point of unit stresses diagram, that is 1.8 to 2.2 times greater. This fact is proved in this article by a calculus of Emperger's samples and by the comparison of both methods, classical and collapse method.

Retaining the same safety factor in all cases of computations, we must adapt the allowed unit stresses to the chosen method of calculation. The codes of

1941 Building Regulations for Reinforced Concrete (American Concrete Institute Code).

Privremeni tehnički propisi za beton i armirani beton br. 3 iz 1. 1947.

Dr. Ing. Andreas Aas-Jakobsen, Oslo: Bemessungsverfahren im Beton und Stahlbeton, Beton und Stahlbetonbau Jan. 1955.

Règles pour le Calcul et l'Execution des Constructions en Béton armé. (Règles BA 60.) Ed: La Documentation technique du Bâtiment et des Travaux Publics.

Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Juillet-Août 1964 No 199—200: Analyse des recommandations pratiques unifiées du Comité Européen du Béton.

different states, that use the classical method of bending calculus, allow much higher unit stresses for bending (σ_r) and lower for the average axial compression (σ_s). The factor $\frac{\sigma_s}{\sigma_r}$ varies from 1.4 to 2.0. The table of the article shows the amount of this factor for different codes and different calculus.

The Yugoslav code uses a factor $\frac{\sigma_r}{\sigma_s} = 1.25$, that is too small. Following the science and the practical need, much higher border stresses σ_r are tolerated by the Commission of Supervision of Projects. However, designing the columns some precautions must be taken, because the Yugoslav code allows relatively high average unit stresses in axial compression.

The future European unified code will use unique safety factors on the basis of the theory of probability. This principle has been studied upon and could be adapted for different conditions of the technical development and local opportunities. Actually we must adapt our code to the investigations, raising the allowable unit stresses in classical bending calculus and taking precautions in designing of axially loaded columns.

Seizmomagnetni efekt in možnost napovedovanja potresov

DK 550.34.38

IGOR LEVSTEK, DIPL. INŽ.

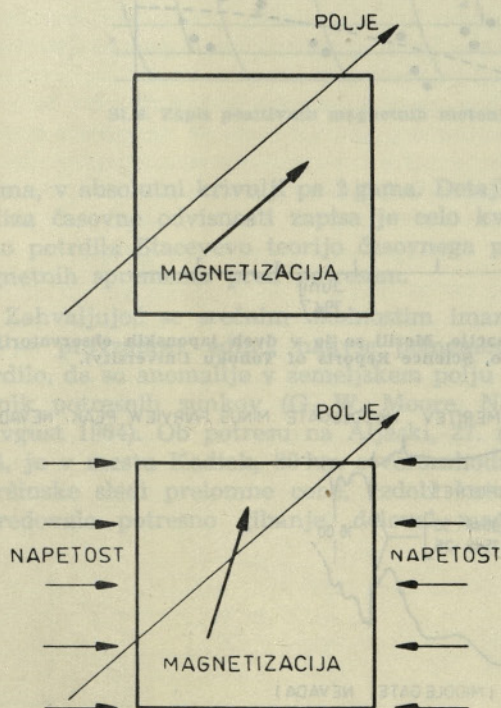
Na obstoj vzročne zveze med geomagnetnimi motnjami in seizmično aktivnostjo se domneva že skoraj stoletje dolgo. Prvo resnejšo teorijo o vzroku sprememb zemeljskega magnetnega polja po potresu sta objavila Y. Kato in A. Takagi (Sci. Rep. Res. Inst., Tohoku Univ., Ser. 5, Geophysics, 5, 67, 1953). Njuna domneva je, da gredo seizmomagnetni efekti na račun toplote, ki se sprosti ob potresu. Lokalni dvig izoterme, ki povezuje Curieove točke (tj. zmanjšanje globine, kjer je temperatura dominantnega magnetnega materiala [magnetita] enaka Curieovi točki), demagnetizira namreč določen volumen zemeljskih kamenin in povzroči spremembo polja na površini. Toda podrobnejša analiza je kasneje pokazala, da je gibanje izoterm ob potresu bolj hitro, kot to dovoljuje termična difuzija v zemeljskih plasteh.

Sprostitev toplote kot pojasnitev geomagnetnih motenj ob potresu potemtakem ni sprejemljiva razlaga, toda začasna veljava te teorije je vse do leta 1962 potiskala v ozadje raziskave piezomagnetnih lastnosti kamenin (reverzibilna odvisnost magnetizacije od zunanjega pritiska) in povezovanje seizmomagnetnih efektov s piezomagnetizmom.

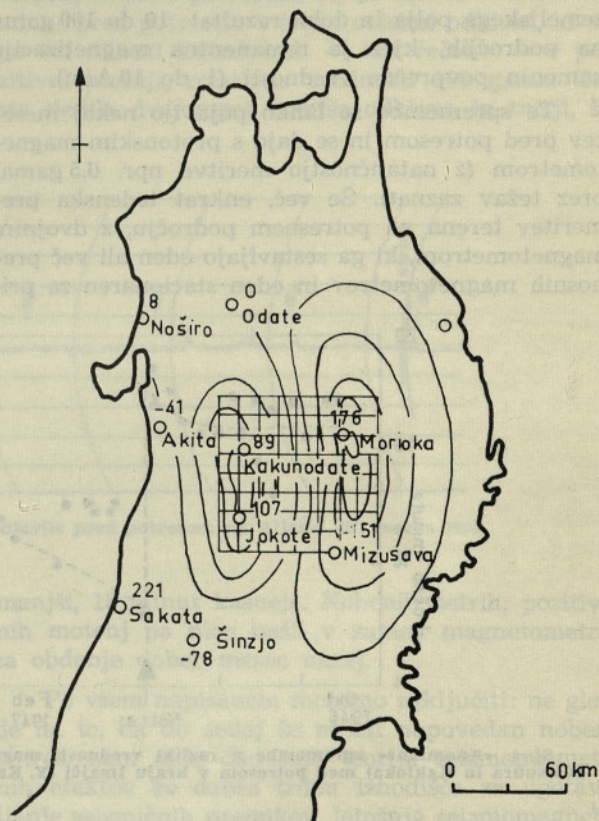
Prve piezomagnetne poskuse je napravil A. G. Kalašnikov, nadaljeval pa S. P. Kapica (Akad. Nauk SSSR, Izv. Ser. Geofiz., 6, 489, 1955). Rezul-

tat teh meritev je bil, da se susceptibilnost kamenine v aksialni smeri pritiska zmanjša (relativna sprememba je od 0,8 do $1,4 \cdot 10^{-4}$ pri spremembi pritiska 1 kp/cm^2), poveča pa se v tangencialni smeri pritiska (za približno polovico te vrednosti). To je vzrok, da magnetizacija v kameninah v splošnem nima iste smeri kot zunanje magnetno polje (glej sliko 1). Kasneje je F. D. Stacey teoretično obdelal piezomagnetne lastnosti kamenin in dobil enak rezultat (Phil. Mag., 7, 551, 1962).

Iz navedenih podatkov lahko sklepamo dvojje. Seizmični premiki in s tem v zvezi akumulacije velikih pritiskov povzročijo prvič spremembo abso-



Sl. 1. Zunanji pritisk spremeni smer magnetizacije kamenine.



Sl. 2. Spremembe v vertikalni komponenti magnetnega polja, kot so jih izmerili pred potresom v Riku-U na Japonskem (Y. Kato, A. Takagi, Science Reports of Tohoku University).

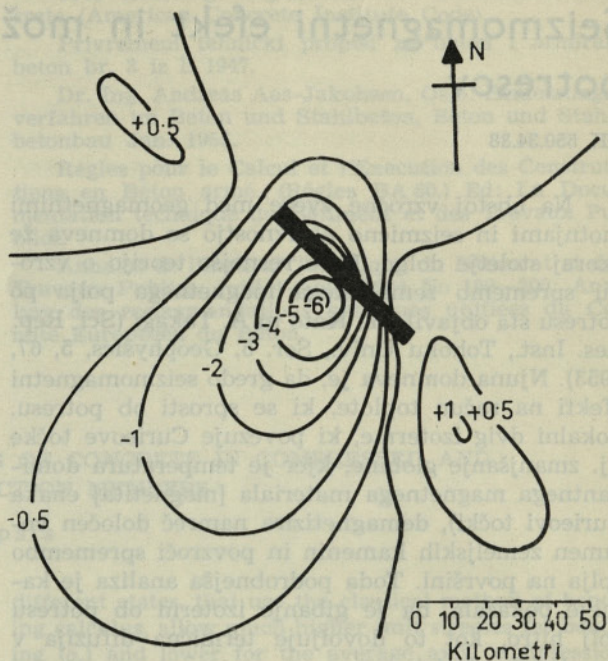
lutne vrednosti in drugič spremembo deklinacije geomagnetnega polja na površini zemlje. Kakšne spremembe polja pred potresom in ob njem ustrezajo spremembi magnetizacije, je odvisno od remanentnega magnetizma kamenin na potresnem področju, od oblike plasti in porazdelitve pritiskov v plasteh ter predvsem od velikosti sproščene energije.

Že Kalašnikov je prvi računal mogočo velikost seizmomagnetnega efekta. Predpostavil pa je neadekvatno geometrijo porazdelitve pritiskov in dobil nič kaj obetajočo oceno motnje: 0,5 gama ($0,5 \cdot 10^{-5}$ gaussa).

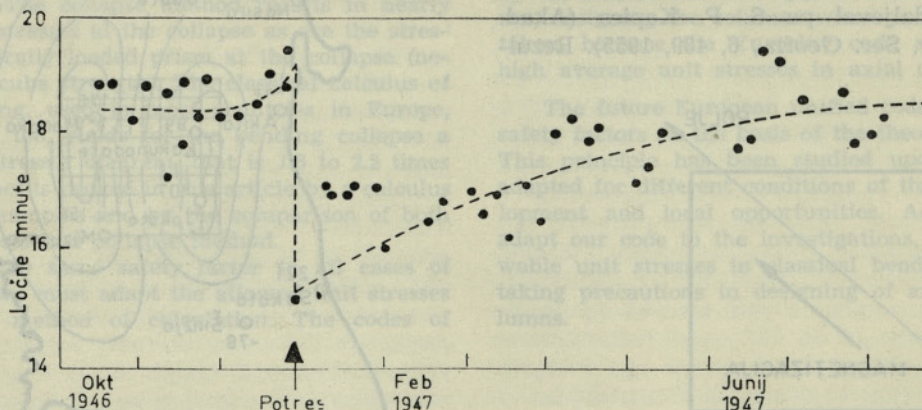
Rezultat se ne ujema z meritvami, niti se ne da računani efekt ločiti od geomagnetnega »šuma« (zemeljsko polje variira do 5 gama ali več v pol ure). Stacey je teorijo zemeljskega magnetizma izpopolnil (Advanc. Phys., 12, 45, 1963) in njegovi računi seizmomagnetnega efekta (Geomagnetica — Lisbon: Servico Meteorologico Nacional — 109, 1962) se kvalitativno lepo ujemajo z dosedanjimi meritvami sprememb zemeljskega polja na potresnih področjih, kot je to razvidno iz slik 2 in 3.

Pri maksimalnem pritisku 100 kp/cm^2 (ta vrednost se dobi iz ocene maksimalne energije, ki se sprosti ob potresu) lahko pričakujemo glede na piezomagnetne meritve, da se inducirana magnetizacija spremeni za 1%. Iz teh podatkov je Stacey izračunal velikost spremembe absolutne vrednosti zemeljskega polja in dobil rezultat: 10 do 100 gama na področjih, kjer je remanentna magnetizacija kamenin povprečne vrednosti (1 do 10 A/m).

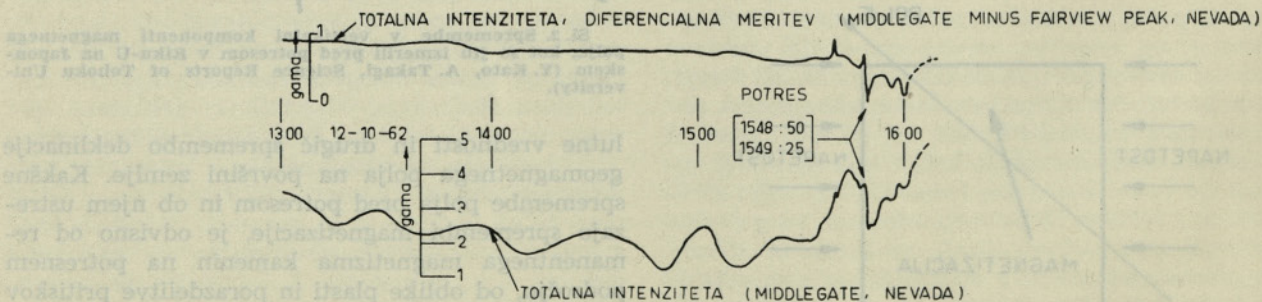
Te spremembe se lahko pojavijo nekaj mesecev pred potresom in se dajo s protonskim magnetometrom (z natančnostjo meritve npr. 0,5 gama) brez težav zaznati. Še več, enkrat tedenska premeritev terena na potresnem področju, z dvojnimi magnetometri, ki ga sestavljajo eden ali več prenosnih magnetometrov in eden stacionaren za pri-



Sl. 3. Spremembe v absolutni vrednosti magnetnega polja zaradi akumuliranih pritiskov vzdolž potresnega preloma, kot jih da račun F. D. Stacey. Prelom gre v smeri severozahod-jugovzhod, »aktivna« površina je naznačena s pravokotnikom. Pritiski naj bi bili preproste, horizontalne strižne napetosti, kamenina naj bi bila na južozahodni strani preloma magnetna, na severovzhodni strani nemagnetna; magnetna deklinacija je 65° , skratka vsi izhodiščni podatki ustrezajo meritvam ob potresu v kraju San Andreas v Kaliforniji. Stevilke ob magnetnicah povedo spremembo polja v gamah (10^{-5} gaussa), če je maksimalni pritisk v prelomu 100 kp/cm^2 in je vrednost magnetizacije kamenine 1 A/m v smeri magnetnega meridiana.



Sl. 4. »Anomalne« spremembe v razliki vrednosti magnetne deklinacije. Merili so jo v dveh japonskih observatorijih (Katsuura in Kakioka) med potresom v kraju Imajči (Y. Kato, S. Utasiro, Science Reports of Tohoku University).



Sl. 5. Diferencialna in absolutna meritev totalne intenzitete magnetnega polja v krajih Middlegate in Fairview Peak, Nevada.

merjavo, je dovolj, da indiciramo akumulacijske premike in določimo epicenter s precejšnjo natančnostjo.

Direktna opazovanja časovnih sprememb zemeljskega polja na potresnem področju so za sedaj še redka. Na sliki 4 vidimo lep primer spremembe deklinacije pred potresom in po njem.

Poročilo S. Breinerja v *Nature* (23. maja 1964) pa povsem opravičuje dosedanja prizadevanja, kako iz magnetnih meritev napovedati potresni sunek. Gre za meritve, ki so jih izvedli v Nevadi, ZDA, z dvojnim magnetometrom, katerega sondi sta bili oddaljeni med seboj 14 km; rezultate kaže slika 5.

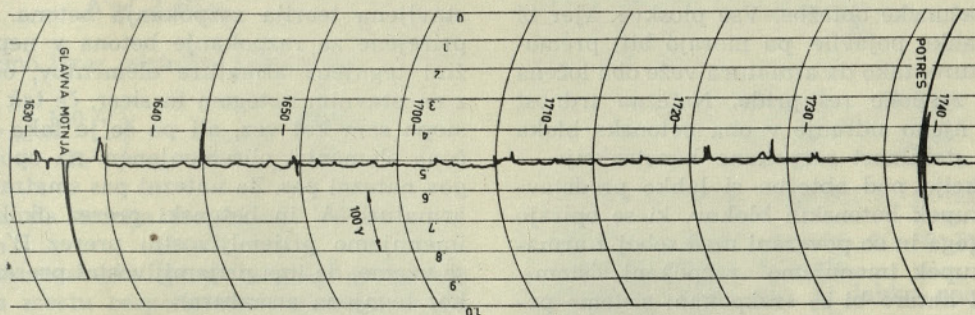
Zgornja krivulja riše razliko magnetnih polj na mestu obeh sond, spodnja krivulja pa spreminjanje absolutne vrednosti magnetnega polja. Iz druge krivulje razberemo, da je absolutna vrednost polja pred potresom stalno rasla in je ob potresu hipno padla na prvotno vrednost. Iz diferencialne krivulje dobimo potrdilo, da gre v resnici za lokalne spremembe polja, ne pa za variacije zaradi drugih vzrokov. V konkretnem primeru je šlo za šibak potres (manj kot druge stopnje po Richtertju), ustreza sprememba v diferencialni krivulji je

meter z rekorderjem. Prav tako, na srečo, je bil instrument tako visoko postavljen, da ga ni dosegel seizmični morski val, ki je dobesedno uničil ta kraj.

Magnetometer je zabeležil dejstvo, da je največja od nekaj magnetnih motenj za hip povečala totalno intenziteto zemeljskega magnetnega polja za 100 gama v mestu Kodiaku, 1 uro in 6 minut pred potresom z epicentrom, oddaljenim 440 km severovzhodno od kraja meritev (glej sliko 6).

Ob samem začetku potresa je bil zapis ustavljen zaradi kratkega stika v mestni električni napeljavi.

Zapis kaže več manjših negativnih magnetnih motenj (negativnih pomeni, da se je totalna vrednost zemeljskega magnetnega polja zmanjšala). Te so povzročili avtomobili, ki so vozili po cesti, oddaljeni 15 m od občutljivega elementa magnetometra. Pozitivne motnje, za katere sodijo, da so v vzročni zvezi s potresom, so se začele 1 uro in 7 minut pred potresom s tremi ostrimi odkloni, ki so po eni minuti kulminirali — kot rečeno — v pozitivni motnji, relativne vrednosti 100 gama. Tej sta sledila dva, zopet manjša odklona in tretji, še



Sl. 6. Zapis pozitivnih magnetnih motenj, ki so se pojavile pred potresom na Aljaski, 27. marca 1964.

1 gama, v absolutni krivulji pa 2 gama. Detajlnejša analiza časovne odvisnosti zapisa je celo kvalitativno potrdila Staceyovo teorijo časovnega poteka magnetnih sprememb pred potresom.

Zahvaljujoč se srečnim okoliščinam imamo še eno — pravzaprav edino, nadvse pomembno — potrdilo, da so anomalije v zemeljskem polju predhodnik potresnih sunkov (G. W. Moore, *Nature*, 1. avgust 1964). Ob potresu na Aljaski, 27. marca 1964, je v mestu Kodiak, 30 km severozahodno od površinske sledi prelomne cone, vzdolž katere je napredovalo potresno gibanje, deloval magneto-

manjši, 18 minut kasneje. Nobenih ostrih, pozitivnih motenj pa niso našli v zapisu magnetometra za obdobje dober mesec nazaj.

Po vsem napisanem moremo zaključiti: ne glede na to, da do sedaj še ni bil napovedan noben potres, nam daje današnja teorija seizmomagnetnih efektov že danes trdna izhodišča za ugotavljanje seizmičnih premikov, letošnja seizmomagnetna opazovanja pa obetajo, da bomo dobili v prihodnosti odgovore na bistvena vprašanja. Potrebni pa bo še mnogo meritev po vsem svetu, ne samo na Japonskem in v Ameriki.

I. LEVSTEK

SEISMO-MAGNETIC EFFECT AND THE POSSIBILITY OF FORECASTING EARTHQUAKES

Synopsis

About a decade ago Japanese observations of correlated geomagnetic and seismic disturbances led to suggestions that a proper study of geomagnetic observations may provide forewarning of earthquakes. Laboratory experiments on the piezomagnetic properties of basic igneous rocks have confirmed that tectonic stresses are sufficient to produce marked changes in the magnetization of rocks under natural conditions. Such stress-induced magnetic anisotropies must result

in readily observable local anomalies in the geomagnetic field. Changes in the field thus reflect changes in the stress patterns producing the anomalies. The stress in the vicinity of an impending earthquake often builds up over a sufficient time (hours at least) for a differential magnetometer system to give a useful indication. Piezomagnetic effect at the time of local earthquakes (Nevada, 1962) and magnetic disturbances preceding the 1964 Alaska Earthquake are reported.

Razpokanje betona v armiranih elementih

(Po novih francoskih predpisih za armirani beton)

DK 624.012.43

JOŽE STARIČ, DIPL. INŽ.

Razpokanje železobetonskih konstrukcij je pogost pojav. Še prav pogosto pa se pojavljajo razpoke v elementih, katerih obremenitev dejansko doseže računsko obtežbo. Vse ploskve, kjer bi se razpoke lahko pojavile, pa morajo biti premostene z armaturo, tako da armatura veže oba ločena dela, če do razpoke res pride. Natezna trdnost armature in njeno sidranje v oba betonska bloka zagotavljata stabilnost razpokane konstrukcije.

Konstrukcijo pod obtežbo si lahko predstavljamo kot skupek betonskih blokov, ki se opirajo drug na drugega in so povezani med seboj z armaturo. Tak skupek imenujemo »razpokani sistem«. Obtežba, pod katero bi se »razpokani sistem« porušil, mora biti seveda večja od obtežbe, pri kateri nastanejo razpoke.

Razpoke so posledica normalnega mehaničnega funkcioniranja zgradbe. Ne ogrožajo niti trdnosti niti trajnosti zgradbe, če ostanejo toliko tanke, da armatura ni izpostavljena koroziji.

Velikost odprtih razpok je odvisna od natezne napetosti jekla v »razpokanem sistemu«, od premera in oblike površine armature, od betona, ki obdaja armaturo, od mehaničnih lastnosti jekla in betona, od krčenja in eventualno še od drugih okoliščin, ki jih vzamemo v poštev.

V novih francoskih predpisih je važnost problema razpokanja izrecno poudarjena. Tako se za dopustno natezno napetost jekla vzame manjša izmed dveh vrednosti σ_1' in σ_2' , kjer je σ_1' določen na podlagi mehaničnih lastnosti jekla in betona, kakor tudi narave obtežbe, medtem ko se druga vrednost σ_2' določi s pogoji razpokanja betona (σ_2' je v nadaljnjem tekstu podrobneje obrazložen). Dalje je vpliv razpokanja upoštevan pri določitvi minimalne armature upogibnih elementov (minimalna armatura zagotavlja potrebno trdnost no-

silnega elementa tudi po razpokanju betona), pri razporeditvi prečnih armatur idr.

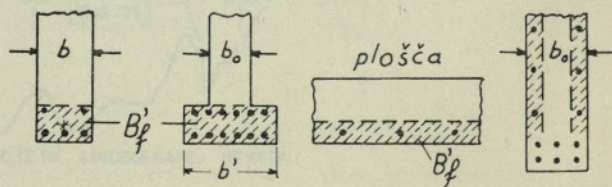
V nadaljnjem tekstu je obravnavana poenostavljena teorija razpokanja betona. Formule so prirejene za razpokanje betona v neposredni bližini tegnjene armature elementov, obremenjenih z enostavnim nategom in sicer, če tak element nastopa sam kot vez, ali pa če je taka vez priključena elementu, obremenjenem na upogib kot njegov natezni pas. Za natezni pas smatramo tegnjeno armaturo A' in betonski prerez okoli nje, ki ga imenujemo prijemljivostni prerez B'_t (pri čemer se vzame, da ima prijemljivostni prerez isto težišče kot tegnjena armatura).

Obravnavana teorija o razpokanju se more uporabljati s pridržkom, da se za visoke nosilce, kjer je armatura osredotočena na majhen del višine, izvrši še posebna preiskava.

Razpokanje tegnjene betona

Beton je drobljiv in razpoka zaradi natega, ne da bi pri tem nastali neki znatnejši raztegi. V običajnih primerih razteg pri razpokanju betona ni večji od ene desetine raztega armature obremenjene z dopustno napetostjo.

Razpoka nastane zato, ker je natezna trdnost betona lokalno prekoračena. Dejanskih vrednosti te trdnosti v vsaki točki konstrukcije pa ni mo-



Sl. 1

goče poznati. V računu razpokanja se upošteva natezna trdnost betona, od katere poznamo le nje-
no verjetno poprečno vrednost, določeno na po-
skusnih elementih. Od teh računov torej ne mo-
remo pričakovati neke točnosti, kajti bila bi po-
vsem iluzorna.

Natezne napetosti morejo nastati zaradi krče-
nja in obtežbe.

Ko beton razpoka, se armatura premakne na-
sproti betonu, kar povzroča spremembo razdelitve
napetosti med jeklom in betonom. Zveza med je-
klom in betonom ni elastična, ampak je ustvarjena
s trenjem. Njena učinkovitost je odvisna od hra-
pavosti površine armature, od načina njene vgra-
ditve v beton in od kvalitete betona (predvsem
njegove natezne trdnosti).

Razmaki med razpokami, če te nastanejo sistematično

Če je natezna sila v armaturi vezi $A'\sigma_t'$ (A' — prerez armatur, σ_t' — napetost v njih) večja od $B_f'\sigma_j'$ (B_f' — prijemljivostni prerez betona, ki ob-
daja armaturo, σ_j' — natezna trdnost betona po j
dnevih), nastane prva razpoka pravokotno na vez
v prerezu najmanjšega odpora. Pogoji za sistema-
tičen nastanek razpok je torej

$$A'\sigma_t' \geq B_f'\sigma_j'$$

ali če vstavimo izraz odstotka armiranja

$$\left(\omega_f' = \frac{100 A'}{B_f'} \right) \quad \omega_f' \geq \frac{100 \sigma_j'}{\sigma_t'}$$

Privzame se, da teorija razpokanja velja le do $\omega_f' = 20$.

Takoj po nastanku prve razpoke prevzame
armatura na mestu razpoke vse napetosti, ki so
bile prej razdeljene deloma tudi na beton. Razteg
armature nasproti betonu na tem mestu ima za
posledico, da je natezna napetost betona pri ust-
nicah razpoke enaka ničli in raste z oddaljenostjo
od razpoke. Razdalja, kjer ta vrednost doseže na-

težno trdnost betona, je minimalna razdalja $\Delta l_{\min}$,
kjer se lahko pojavi druga sosednja razpoka.

Če je razmak dveh sosednjih razpok manjši
od $\Delta l_{\max} = 2 \Delta l_{\min}$, potem natezna napetost beto-
na med tema dvema razpokama ne more doseči
natezne trdnosti betona in se med njima ne more
pojavit nova razpoka.

Velikost razmaka med dvema sosednjima raz-
pokama bi se gibala med $\Delta l_{\min}$ in $2 \Delta l_{\max}$, popreč-
ni razmak pa bi znašal torej $1,5 \Delta l_{\min}$.

Pod predpostavko, da je prijemljivost τ_d kon-
stantna vzdolž palic na neko določeno dolžino Δl
od prve razpoke, znaša sila F' , ki se prenese na
beton iz m palic premera Φ

$$F' = \Delta l \tau_d m \pi \Phi$$

Kjer F' doseže vrednost $B_f'\sigma_j'$, se lahko pojavi nova
sosednja razpoka.

$$\Delta l \tau_d m \pi \Phi = B_f'\sigma_j'$$

Iz tega pogoja se dobi minimalna razdalja Δl :

$$\begin{aligned} \frac{m \pi \Phi^2}{4} &= A' & m \pi \Phi &= \frac{4 A'}{\Phi} \\ \Delta l &= \frac{B_f' \sigma_j'}{\tau_d 4 \frac{A'}{\Phi}} & \omega_f' &= \frac{100 A'}{B_f'} & \frac{B_f'}{A'} &= \frac{100}{\omega_f'} \\ \Delta l &= \frac{100 \sigma_j' \Phi}{\omega_f' \tau_d 4} = \frac{25 \Phi \sigma_j'}{\tau_d \omega_f'} \end{aligned}$$

Prijemljivostna napetost τ_d je odvisna od:

- natezne trdnosti betona σ_j' in posledično od njegove strižne trdnosti,
- prijemljivostne sile, ki lahko nastane v pre-
rezu vezi, kjer so palice razporejene enako-
merno v prijemljivostnem prerezu (ta sila je
funkcija odstotka armiranja $f(\omega_f')$),
- hrapavosti površine palic, kar karakterizira-
mo s koeficientom η .

Enačba za napetost prijemljivosti se torej
glasi:

$$\tau_d = \sigma_j' \eta f(\omega_f')$$

srednji razmak med razpokami pa znaša:

$$\Delta l_m = s \Delta l = \frac{25 s \Phi}{\eta \omega_f' f(\omega_f')}$$

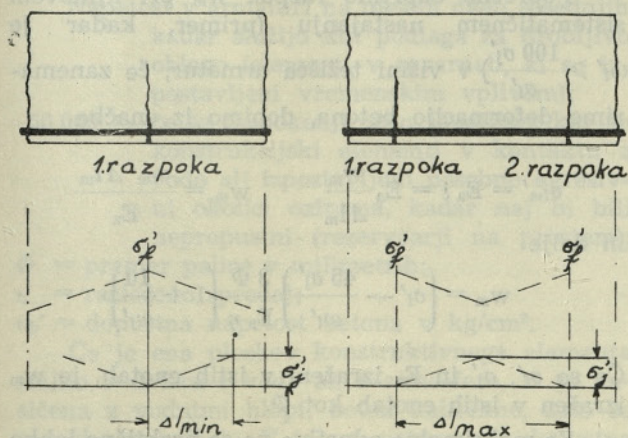
kjer je s koeficient, ki je večji od 1.

Na podlagi več sto preiskav, ki so bile izvr-
šene v raznih deželah, moremo privzeti naslednje
vrednosti:

$\eta = 1$ za gladke okrogle palice

$\eta = 1,6$ za palice visoke prijemljivosti

$s = 1,8$ (srednji razmak med razpokami je enak 1,8
minimalnemu razmaku)



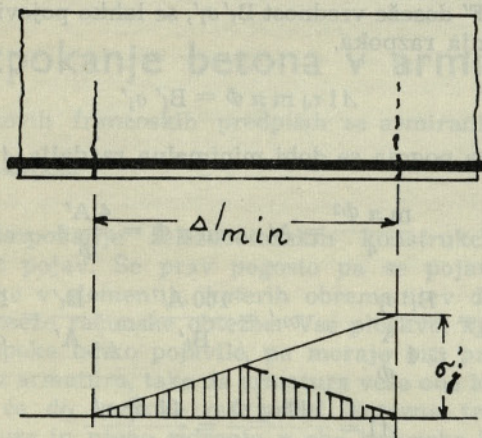
Sl. 2

$$f(\omega_f') = \frac{15}{10 + \omega_f'} \left(\text{iz česar sledi } \tau_d = \frac{15 \sigma_j' \eta}{10 + \omega_f'} \right)$$

$$\Delta l_m = \frac{25 \cdot 1,8 \Phi}{\eta \omega_f' \frac{15}{10 + \omega_f'}} = \frac{3 \Phi}{\eta} \left(1 + \frac{10}{\omega_f'} \right)$$

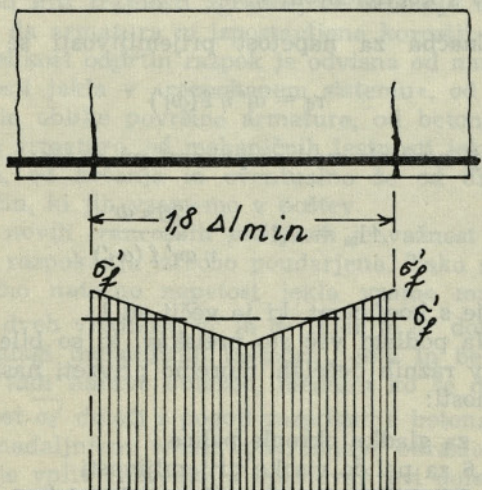
Poprečna napetost v armaturi med dvema razpokama

razpok je σ_f' . Trenje (prijemljivost) med betonom in armaturo ima za posledico zmanjšanje te napetosti med dvema razpokama za del, ki se prenese na beton. Maksimalna sila, ki se lahko prenese na beton, je enaka porušni sili $B_f' \sigma_j'$.



Sl. 3

Na sliki je prikazan diagram nateznih napetosti v betonu, iz katerega je razvidno, da znaša poprečna napetost betona $\sigma_j'/4$. Sila, ki se prenese na dolžini minimalnega razmaka $\Delta l_{\min}$ na beton, torej znaša $\frac{1}{4} B_f' \sigma_j'$. Če pa je razmak razpok enak poprečnemu, to je 1,8-kratnemu minimalnemu, potem je poprečna napetost enaka



Sl. 4

$1,8 \frac{\sigma_j'}{4}$ in znaša sila, ki se prenese na beton

$$1,8 \cdot \frac{1}{4} B_f' \sigma_j' = 0,45 B_f' \sigma_j'$$

Poprečna napetost v armaturi znaša torej:

$$\sigma_{fm}' = \frac{1}{A'} (A' \sigma_j' - 0,45 B_f' \sigma_j')$$

$$\omega_f' = \frac{100 A'}{B_f'} \quad B_f' = \frac{100 A'}{\omega_f'}$$

$$\sigma_{fm}' = \frac{1}{A'} \left(A' \sigma_j' - 0,45 \frac{100 A'}{\omega_f'} \sigma_j' \right) = \sigma_j' - \frac{45 \sigma_j'}{\omega_f'}$$

V splošnem primeru je odvisen σ_f' od predpostavljene stalnih in koristnih obtežb, kakor tudi od vplivov krčenja in sprememb temperature. Kadar so ti vplivi neznatni (krčenje in temperatura), ni težko določiti približne vrednosti za σ_f' .

V primeru čistega natega se ta vrednost določi eksaktno, če sega razpoka preko celega prereza. Napetost jekla je enaka v vseh razpokah. V elementih, obremenjenih na upogib, pa je napetost jekla približno enaka napetosti, ki jo izračunamo po klasični metodi (to je z izključitvijo tegnjene betona). Treba pa je oceniti za vsak primer posebej dolžine odsekov, v katerih se lahko smatra, da je napetost jekla konstantna.

Pri izmeničnem obremenjevanju in razbremenjevanju se trenje upira drsenju armature v betonu. V takih primerih pa ugotovimo, da deformacije niso prenosorazmerne obtežbam. To si tolmačimo tako, da se torne sile pri pogostem obnavljanju obtežb zmanjšujejo in se lahko celo izgube. V takem primeru moremo pričakovati povečevanje odprtih razpok in povesa, na koncu določenega števila ciklov pa se odprtine razpok in poves stabilizirajo.

Velikost odprtine razpok pri njihovem sistematičnem nastajanju

Poprečno odprtino razpok w_m pri njihovem sistematičnem nastajanju (primer, kadar je $\omega_f' \geq \frac{100 \sigma_j'}{\sigma_f'}$) v višini težišča armatur, če zanemarimo deformacijo betona, dobimo iz enačbe

$$\sigma_{fm}' = E_a \varepsilon = E_a \frac{w_m}{\Delta l_m} \quad w_m = \frac{\sigma_{fm}' \Delta l_m}{E_a}$$

in dalje

$$w_m = \left(\sigma_j' - \frac{45 \sigma_j'}{\omega_f'} \right) \frac{3 \Phi}{E_a \eta} \left(1 + \frac{10}{\omega_f'} \right)$$

Če so σ_f' , σ_j' in E_a izraženi v istih enotah, je w_m izražen v istih enotah kot Φ .

Za maksimalno odprtino pa se praktično lahko privzame:

$$w = \frac{1}{500\,000\,\eta} \Phi \left(1 + \frac{10}{\omega_t'} \right) \sigma_t'$$

Ta formula je izpeljana iz obrazca za poprečno odprtino razpoke, kjer je namesto poprečne napetosti jekla vnesena napetost jekla na mestu razpoke σ_t' , izražena v kg/cm², z upoštevanjem eksperimentalno določenega koeficienta povečanja 1,4. Od vseh opazovanih razpok jih je imelo 85 % manjše odprtine od spredaj navedene.

Ker je velikost odprtine zelo nedoločenega pomena in da bi se izognili napačni interpretaciji določenih numeričnih vrednosti, določajo predpisi za armirani beton gornjo mejo za izraz:

$$\Phi \left(1 + \frac{10}{\omega_t'} \right) \sigma_t'$$

in sicer kot funkcijo pogojev uporabe konstrukcije in narave armatur. To mejo določa druga mejna vrednost dopustne napetosti jekla $\bar{\sigma}_2'$ ($\sigma_t' \leq \bar{\sigma}_2'$), ki je določena s pogoji razpokanja. Predpisi določajo, da se vzame za $\bar{\sigma}_2'$ večja od naslednjih dveh vrednosti, izraženih v kg/cm²:

$$(\bar{\sigma}_2')_1 = \frac{k\,\eta\,\omega_t'}{\Phi(10 + \omega_t')}$$

$$(\bar{\sigma}_2')_2 = 7,5 \sqrt{\frac{k\,n\,\sigma_b'}{\Phi}}$$

kjer pomeni:

k = koeficient, ki je odvisen od vpliva, ki ga imajo lahko razpoke tako na ponašanje, kakor tudi na videz konstrukcije, in znaša:

200 000 — za provizorne zgradbe;

150 000 — če je razpokanje le malo škodljivo in ne ogroža niti konserviranja jekla, niti trajnosti zgradbe (notranji elementi zgradb v normalni atmosferi);

100 000 — če je razpokanje škodljivo, ker so elementi izpostavljeni vremenskim vplivom, vodi ali agresivni atmosferi ali

Napetost v armaturi na mestih dveh sosednjih kadar služijo kot podlaga za drobljivo oblogo (elementi v tovarnah, ki so izpostavljeni vremenskim vplivom);

50 000 — če je razpokanje zelo škodljivo, ker so konstrukcijski elementi v kontaktu z vodo ali izpostavljeni posebno agresivni okolici oziroma, kadar naj bi bili nepropustni (rezervoarji na prostem);

Φ = premer palice v milimetrih;

η = razloženo spredaj;

σ_b' = dopustna napetost betona v kg/cm².

Če je ena ploskev konstruktivnega elementa stalno v dotiku z vodo ali z atmosfero, ki je nasičena z vodnimi hlapi, beton nabrekne, zato se razpoke zmanjšajo. V takem primeru se dopustna napetost $\bar{\sigma}_2'$ lahko zviša za 300 %.

Kot je spredaj omenjeno, se predpisi nameroma izogibajo podajanju numeričnih vrednosti, to je dopustnih odprtin razpok. Vendar pa se iz formule za

$$w = \frac{1}{500\,000\,\eta} \Phi \left(1 + \frac{10}{\omega_t'} \right) \sigma_t'$$

da dobimo mejne vrednosti za w , če za σ_t' vstavimo dopustno napetost

$$\sigma_t' = (\bar{\sigma}_2')_1 = \frac{k\,\eta\,\omega_t'}{\Phi(10 + \omega_t')}$$

Za vrednost w , izraženo v milimetrih, dobimo nato:

$$w = \frac{k\,\eta}{500\,000}$$

Za gladke, okrogle palice ($\eta = 1$) dobimo naslednje mejne vrednosti za razne koeficiente k :

$k = 200\,000$	$w = 0,4\text{ mm}$
$k = 150\,000$	$w = 0,3\text{ mm}$
$k = 100\,000$	$w = 0,2\text{ mm}$
$k = 50\,000$	$w = 0,1\text{ mm}$

Razpoke ne bi bile torej nevarne, če njihove odprtine ne bi bile večje od 0,1 mm. Po prejšnjem predpisu pa se svetuje, da odprtine razpok v stenah rezervoarjev ne bi prekoračile 0,03 do 0,045 mm. Iz previdnosti je torej bolje, da se držimo prejšnjega predpisa za take in podobne konstrukcije, ki omejujejo dopustno natezno napetost običajnega jekla na 1000 kg/cm² in 1400 kg/cm² za visokovredna jekla.

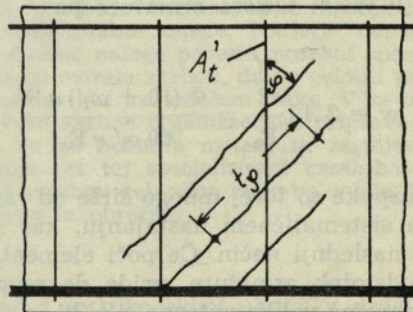
Mogoče je izračunati tudi velikost odprtin razpok zaradi prečnih sil v elementih velike višine (nosilne stene oziroma nosilci, kjer je višina najmanj 10-krat večja od širine). V tem primeru se za odstotek armiranja vstavi:

$$\omega_t' = \frac{A_t' \sin \varphi}{b_o t_\varphi}$$

kjer pomeni:

b_o = debelina stene;

t_φ = razmak prečnih armatur, merjen vzdolž razpoke;

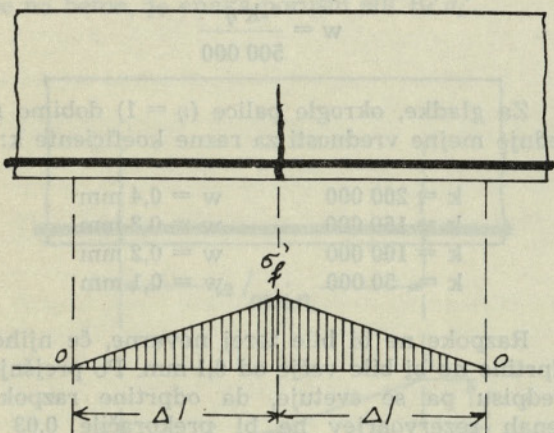


Sl. 5

A_t' = pravokotni prerez prečnih armatur, ki seka-
jo ploskev $b_0 t_p$
 φ = kot, ki ga oklepa razpoka s prečno armaturo.

Velikost odprtine razpoke, če razpokanje ni sistematično

Če je odstotek armiranja $\omega_t' < \frac{100 \sigma_j'}{\sigma_t'}$, se ar-
maturne palice obnašajo, kot da bi bile vsidrane
v betonska bloka na obeh straneh razpoke in na-
petost v jeklu postane v določeni oddaljenosti Δl
od razpoke enaka 0; tam se torej vse sile prene-
sejo iz jekla na beton.



Sl. 6

Razdalja Δl se določi iz pogoja:

$$\frac{\pi \Phi^2}{4} \sigma_t' = \pi \Phi \tau_d \Delta l$$

$$\Delta l = \frac{\Phi \sigma_t'}{4 \tau_d}$$

Če za τ_d vstavimo izraz $\frac{15 \sigma_j' \eta}{10 + \omega_t'}$ (glej spredaj),
dobimo:

$$\Delta l = \frac{\Phi (10 + \omega_t') \sigma_t'}{60 \sigma_j' \eta}$$

Srednja napetost jekla je enaka $\frac{\sigma_t'}{2}$, velikost
odprtine v višini težišča armature pa

$$w = 2 \Delta l \frac{\frac{\sigma_t'}{2}}{E_a} = \frac{\Phi (10 + \omega_t') \sigma_t'^2}{60 \sigma_j' \eta E_a}$$

Te razpoke so torej mnogo širše od razpok pri
njihovem sistematičnem nastajanju, kar si razla-
gamo na naslednji način. Če počí element, ki ima
majhen odstotek armature, pride do razpoke za-
radi razmeroma velike natezne sile, ki je potrebna,
da počí relativno znatna masa betona. Ta sila po-

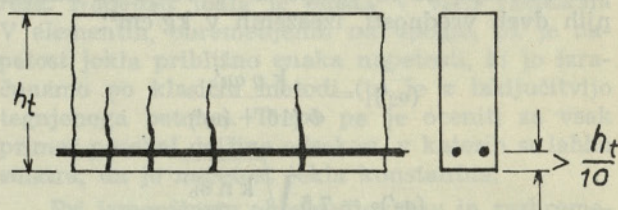
vzroča potem, ko je razpoka nastala, močno zviša-
nje napetosti jekla, kar ima seveda za posledico
široko razpoko.

Majhen odstotek armiranja se pojavlja lahko
pri lupinah, ploščah, stropnih vezeh in venci. V
takih elementih se lahko pojavijo lokalne razpoke.
Če istočasno nastopijo iz kakršnega koli razloga
še deformacije, ki jih v računu nismo predvideli
(npr.: krčenje ali posedanje), ima to lahko za po-
sledico nesprejemljivo velikost odprtine razpoke.

Način razpokanja elementov, obremenjenih na upogib

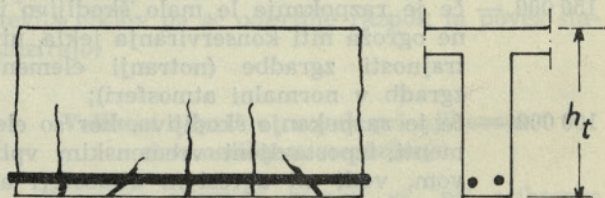
V odvisnosti od razporeda armature po višini
nosilca lahko nastanejo naslednji tipi upogibnih
razpok:

1. Če ima nosilec le eno ali dve vrsti arma-
ture, katerih težišče je oddaljeno od tegnjene-
ga roba vsaj za eno desetino višine, potem so razpoke
pravokotne na armaturo, jasno ločene in gredo od
tegnjenega roba do bližine nevtralne osi.



Sl. 7

V območju, kjer postaja prečna sila znatnejša,
postajajo razpoke poševnejše, da bi dosegle nagib
45° na mestih, kjer je prečna sila maksimalna,
moment pa majhen.



Sl. 8

2. Če je armatura zelo blizu tegnjene-
ga roba razmeroma tanko, se lahko pojavijo ob
glavnih razpokah še manjše poševne razpoke.

Manjše poševne razpoke imajo za posledico
povečanje skupnega števila razpok in s tem zmanj-
šanje velikosti njihovih odprtin.

3. Če imamo visok in relativno tanek nosilec,
ki je ojačen z več sloji armature, nastopajo v be-
tonu kompleksne sile striga in natega. Pojavi se
več razpok v območju glavne armature in posa-
mezne, ki segajo v bližino nevtralne osi. Te glav-
ne razpoke so torej manj številne, so pa bolj od-
prte. Upogibni elementi, v katerih more nastati
tak tip razpokanja, so označeni s pogojem:

$$\frac{\eta^2 m h_t}{b_0} > 40$$

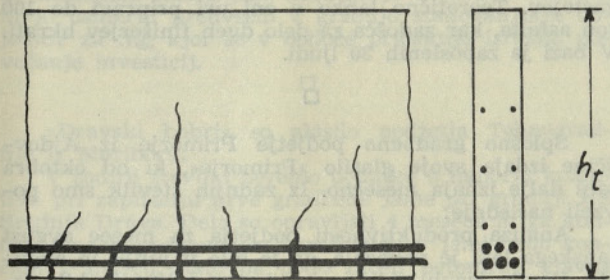
kjer pomeni:

η = koeficient hrapavosti površine palic (glej spredaj);

m = število palic glavne armature;

b_0 = najmanjša širina nosilca.

Omejitev sprednjega izraza na 40 ustreza opa-



SI. 9

zovanju narave razpok pri laboratorijskih preiskavah nosilcev, kjer je variiral odnos višine nosilca proti oddaljenosti težišča glavne armature od teg-njenega roba nosilca med 4 in 30.

Riziko razpokanja je toliko večji, kolikor je izraz $\frac{\eta^2 m h_t}{b_0}$ večji.

Povečanje števila razpok in s tem zmanjšanje velikosti njihovih odprtin dosežemo tako, da ob

iz glasil naših kolektivov

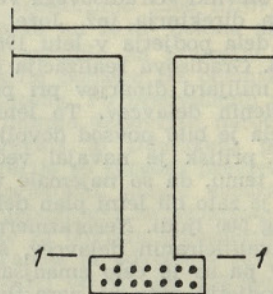
Biro za projektiranje, študij in razvoj pri centrali podjetja Gradis je v desetih letih svojega dela izdelal investicijsko tehnično dokumentacijo za vrsto pomembnih objektov, ki jih je gradilo podjetje. Osnovne prednosti projektivnega biroja v gradbenem podjetju pa se kažejo predvsem v zadnjem času, ko gradi podjetje Gradis stanovanja za tržišče. Različni tipi stanovanjskih objektov so projektirani tako, kot tehnološko najbolj ustreza operativnim enotam podjetja. Predvsem predvidevajo lastni projekti uporabo materialov podjetja in polizdelkov. Tako uspešno vgrajujejo žlindre zidake, betonske zidake, stropne plošče, stopniščne elemente in druge konstrukcije, ki jih izdeluje Gradisov obrat gradbenih polizdelkov. Povezava Biroja z obrati in operativno je bila zlasti uspešna pri gradnji malih hišic na Šalari v Kopru. Serijska gradnja po projektih Biroja pa se bo razvila tudi na novem naselju v Jaršah in v Celju. Prizadevanja Biroja so usmerjena k sodobnejši, modernejši, hitrejši in cenejši gradnji objektov.

□

Za gradnjo velike nove stanovanjske soseske v Novih Jaršah pri Ljubljani se vodstvo podjetja Gradis pripravlja že več kot dve leti. V tej soseski bo v nekaj letih zgrajenih 1600 stanovanj, ki bodo v glavnem namenjena za prodajo za trg. Nova soseska je projektantsko že tako pripravljena, da bodo z delom letos že za-

stranskih stenah vložimo posebno vzdolžno armaturo. Ta armatura pa je učinkovita le, če je njen odstotek zadosten.

4. Če ima nosilec v območju natezne armature razširjen prerez, ki je močno armiran, ima to za posledico nastanek zelo neugodnih razmer zlasti v prerezu 1-1.



SI. 10

Potrebno je torej ojačiti zvezo obeh elementov, ki se stikata v tem prerezu, s pomočjo veznih armatur tudi v območjih, kjer so prečne sile majhne.

Uporabljena literatura:

Règles pour le calcul et l'exécution des constructions en béton armé, Edition »La documentation technique du bâtiment et des travaux publics«, Paris 1960.

J. le Covet: Memento d'emploi des règles B. A. 1960, Edition Dunod, Paris 1964.

čeli, najprej z gradnjo komunalnih objektov, vodo-voda in kanalizacije. Vse projekte, tako za ureditveni in zazidalni načrt ter projekte komunalnih naprav kakor tudi stanovanjskih objektov, je financiral Gradis, ki je tako v to perspektivno področje vložil že precej sredstev. S tehnološkega vidika bo celotna soseska grajena v polmontažnem sistemu, tako da bodo kot montažni elementi uporabljena stopnišča, stropovi, pregradni zidovi in še nekateri elementi. V bistvu bo to neke vrste sistem PBM, le da bo namesto zunanjih sten uporabljen zidak Zidob 30. Več objektov skupaj bo imelo svojo kotlarno, kar bo omogočalo delo tudi pozimi. Sten ne bodo ometavali in slikali niti znotraj niti zunaj, ker bodo v stanovanjih uporabljene najboljše domače pralne tapete. Podjetje namerava izvedbo te obsežne naloge poveriti posebni specializirani skupini, ki bo morala skrbeti, da bo celotni proces potekal nemoteno kot na tekočem traku. V ta namen bo morala izvesti skrbne organizacijske priprave in zagotoviti, da ne bo nobenih motenj in zastojev. Sistem nagrajevanja pri tej specializirani enoti bo dosledno odvisen od uspehov dela; čim bolje bo delala, tem bolje bo nagrajena in obratno.

□

V zvezi z restriktivskimi ukrepi v drugi polovici lanskega leta je delavski svet podjetja Gradis sprejel zaradi ureditve stanja pri investicijskih gradnjah rigo-

rozne ukrepe. Sklenil je med drugim, da je treba ustaviti vse gradnje tam, kjer ni ustreznega zavarovanja v smislu uredbe o zavarovanju plačil za pogodbene obveznosti med uporabniki družbenega premoženja, da je treba za vse zapadle situacije vložiti tožbe proti investitorjem ali banki, če je dala garancijo, da se po novih pogodbah z deli ne sme začeti, če ni podano zavarovanje in da je treba tekoče obračunavati vsa izvršena dela.

V januarški številki »Gradisovega vestnika« je pomočnik glavnega direktorja inž. Jože Uršič kritično ocenil rezultate dela podjetja v letu 1964 in perspektive za leto 1965. Gradisova realizacija v letu 1964 bo znašala nad 19 milijard dinarjev pri povprečnem številu 5400 zaposlenih delavcev. To leto je bilo zelo ugodno, kajti dela je bilo povsod dovolj, večinoma pa celo preveč. Ta pritisk je navajal večino poslovnih enot podjetja k temu, da so najemale vedno nove in nove delavce in je zato bil letni plan delovne sile prekoračen za okrog 500 ljudi. Nesorazmerno se je povečalo število nekvalificiranih delavcev, število kvalificiranih delavcev pa se je celo zmanjšalo. Produktivnost dela pri podjetju zato ni narastla. Prekomerno prevzemanje del in sprejemanje novih delavcev je tudi znižalo koeficient mehanske opremljenosti podjetja, ker se ustrezno ni povečalo število novih strojev. V zvezi s sprejetimi restriktivnimi ukrepi in drugimi predpisi, ki stremijo k umiritvi investicijske potrošnje, obstaja bojazen, da bo leto 1965 pomenilo drugo skrajnost, to je, da bodo investicije in z njimi gradbena dejavnost pod normalo. Večjo angažiranost pri stanovanjski izgradnji ovira pomanjkanje lokacij in s tem v zvezi pomanjkanje načrtov, razen tega pa stanovanjski skladi v pričakovanju znižanja cen gradbenih storitev zadržujejo oddajo del. Iz vseh teh razlogov pri Gradisu pričakujejo, da je treba v letu 1965 računati z manjšim obsegom del. Po dosedanjih podatkih računajo, da bodo za leto 1965 planirali z realizacijo v znesku 16 milijard ali 16 % manj kot lani. Za izvršitev tega plana pa bodo potrebovali 20 % manj delovne sile. S tem problemom se bodo morale baviti poslovne enote in organi upravljanja. Razen tega bodo potrebni ukrepi za izboljšanje kvalifikacijskega sestava. Ne glede na navedene težave in ob morebitnem padcu cen pa ima podjetje Gradis realne možnosti za dvig produktivnosti, ki bo poleg drugih ukrepov predvsem pripomogla, da bo v letu 1965 proizvodnja potekala brez motenj in panike.

□

Po večmesečnem obravnavanju je delavski svet podjetja Gradis sprejel pravilnik o delitvi osebnih dohodkov delavcev. Osnovna misel novega pravilnika je uveljavljanje že v statutu podjetja določenega načela delitve po delu. Sestavni del pravilnika je shema delovnih mest, s katero so postavljene zahteve za posamezno delovno mesto in s tem tudi določeno število osnovnih točk, s katerimi je posameznik udeležen pri celotni delitvi doseženih sredstev za osebne dohodke. Višina osebnih dohodkov, ki jih prejema zaposleni, pa je povsem odvisna od doseženega učinka pri delu, ekonomskega uspeha poslovne enote in uspeha, ki ga je doseglo podjetje.

□

Pri Gradisu bodo dopolnili pravilnik o nagrajevanju študentov štipendistov. Uvedli bodo poseben dodatek, gibljivi del, ki bo odvisen od učnega uspeha. Za odličen uspeh bodo študentje prejeli dodatek v višini 10.000 din, za prav dober uspeh 6000 din, za nezadostne ocene ali popravni izpit pa bodo odbijali po 1000 din. Pri Gradisu izplačujejo štipendistom letno 36 milijonov dinarjev.

□

Že v lanskem letu so pri Gradisu uvedli cepljenje proti gripi. Čeprav se je te akcije udeležilo le 75 %

vseh zaposlenih, so dosegli uspeh, saj pri njihovem podjetju ni bilo občutnih epidemij. Cepljenje proti gripi bodo izvedli tudi letos in bo končano januarja.

□

Asfaltna baza podjetja »Slovenija ceste« v Črnučah je zabeležila v lanskem letu rekordno proizvodnjo — 88.160 ton asfalta. Ta obrat, ki je šel v poskusno obratovanje leta 1963, je največja asfaltna baza v naši državi. Baza, ki je izdelek italijanskega podjetja »Marini« in popolnoma avtomatizirana je lani delala brez zastojev. Teoretično lahko v eni uri pripravi do 100 ton asfalta, kar zadošča za delo dveh finišejev hkrati. V bazi je zaposlenih 30 ljudi.

□

Splošno gradbeno podjetje Primorje iz Ajdovščine izdaja svoje glasilo »Primorje«, ki od oktobra lani dalje izhaja mesečno. Iz zadnjih števil smo povzeli naslednje:

Analiza produktivnosti podjetja za mesec avgust lanskega leta je pokazala, da je bilo v juliju in avgustu število izgubljenih ur veliko: v juliju je bilo izpadlih ur 53.000, v avgustu pa 33.000. Fond delovnega časa je bil v juliju izkoriščen s 74 %, v avgustu pa s 83 %.

□

Splošno gradbeno podjetje Stavbenik iz Izole izdaja svoj časopis »Glasilo«, ki izhaja že tretje leto.

V zadnji številki najdemo poleg drugega članek, ki obravnava problematiko podjetja po zmanjšanju investicij, ki je nastopilo po znanih ukrepih za stabilizacijo gospodarstva. Ustanovitev del je prizadela podjetje zlasti v Kopru, kjer so prekinili dela na sodni zgradbi, po gradbi Taberne v Luciji, zmanjšali pa obseg del pri gradnji objektov prometne milice v Kopru. Delovne enote v Ljubljani, ki grade v glavnem objekte družbenega standarda, zaradi omenjenih ukrepov niso bile prizadete. Zato so del dobre delovne sile iz obalnega področja premestili na ljubljanska gradbišča. S prevzemom nekaterih novih del na Koprskem področju so uspeli za silo angažirati vse razpoložljive kapacitete.

□

Pri delih na Jadranski magistrali izvršuje podjetje trenutno dela na odseku Opuzen—Neum. Pri delih uporabljajo 7 buldozerjev, 2 nakladalca, 4 demperje in 10 kompresorjev s 23 prištolami. Pred kratkim sta se tej mehanizaciji pridružila še dva nova buldozerja in nakladalec, izdelek tovarne »Cartepillar« iz ZDA. Stroji so najnovejši in najsodobnejši izdelki te znane tovarne. Buldozer ima 160 konjskih moči. S to pridobitvijo se bodo dela občutno pospešila.

□

Osební dohodki zaposlenih so se v letu 1964 povečali v povprečju za 33 % v primerjavi za leto 1963. Povprečje osebnih dohodkov je znašalo 39.310 din.

□

Delavski svet podjetja je januarja sprejel osnovne smernice proizvodnega plana za leto 1965. Po teh smernicah naj bi znašala finančna vrednost proizvodnje v letu 1965 2,8 milijarde, kar je približno isto kot v lanskem letu. Plan predvideva: omejitev lastnih investicij do višine nadomestitev iz amortizacije, kar pomeni približno 80 milijonov; skrajno štednjo na porabljenem materialu in drugih storitvah ter na orodju in materialu, kar bi moralo zagotoviti 10 % prihrankov; izboljšanje kvalifikacijskega sestava in večja strokovnost kadrov, kar bi zagotovilo nadaljnjih 10 % prihrankov na dohodku. Nakazani prihranki bi omo-

gočili povečanje sklada osebnih dohodkov za 20 %, večja sredstva za sklad skupne porabe (127 milijonov), razmerje pri razporeditvi čistega dohodka na sklad osebnih dohodkov in sklad skupne porabe pa bi znašalo 89,6 : 10,4.

□

Spričo predvidene zmanjšane investicijske potrošnje v letu 1965 ugotavljajo, da bo treba čim bolj utrditi organizacijsko strukturo podjetja in enot, tako da bodo lahko v hudi konkurenci pri oddaji del uspešno nastopali. Razen tega bodo svojo dejavnost razširili in jo usmerili predvsem v gradnjo stanovanjskih objektov za trg, kjer se v bodoče pričakuje izrazito povečanje investicij.

□

»Dravski bobri« so glasilo podjetja Tehnogradnje iz Maribora.

V zadnji številki beremo podatke o naporih kolektiva pri zapiranju prve gradbene jame pri gradnji HE Srednja Drava. Delo so opravljali 4 mesece in ga končali pred pogodbenim rokom. Izkopi v jami bodo končani v marcu, nato pa bodo začeli betonirati glavne objekte, ki morajo biti gotovi do konca leta.

Podjetje ima na Pobrežju delovno enoto Strojni inventarni park, v katerega so vključene avtomeha-

nična, traktorska, motorna, elektrotehnična, ključavničarska in remontna delavnica. Tako lahko v tej enoti izvršujejo najrazličnejša popravila. Delavnice se bore tudi s težavami, ker jim primanjkuje prostora, strokovnega kadra, večkrat pa tudi rezervnih delov.

Betonarna, ki jo je podjetje zgradilo na Pobrežju, ima zmogljivost 60 m³ betona na uro. Naprave betonarne je dobavilo italijansko podjetje Loro e Parasini iz Milana. Če bi pri betonarni postavili še tretji betonski mešalec s prostornino 1500 litrov, bi zmogljivost betonarne povečali na 90 m³ betona na uro.

Podjetje je zgradilo na Pobrežju centralno separacijo, ki bo krila potrebe po betonskem agregatu v mariborskem bazenu. Po predvidenih potrebah bo separacija letno morala dobavljati naročnikom 65.000 m³ betonskega agregata in zidarskega peska. V okviru centralne separacije so zgradili prevzemne silose, drobilnice s predsejanjem, glavni separacijski objekt s pripadajočimi deponijami za separiran gramoz in odvzemne hodnike za odvzem posameznih frakcij, silose za separiran gramoz in odvzemne hodnike za odvzem posameznih frakcij od 0,1 do 1,25 mm, z odvzemnim odhodnim in vhodnim stopniščem, jeklene silose za nakladanje posameznih frakcij, mešalne naprave oziroma betonarno za pripravo mešanic in betonov, vodnjak za tehnično vodo za pranje gramoza.

D. R.

vesti

Varstvo voda v Švici

Na študijskem potovanju v Švici smo se spoznali tudi z ukrepi, ki jih izvaja Švica kot visoko razvita industrijska dežela in svetovni center turizma, na področju varstva voda. Izkušnje, ki jih imajo Švicarji na omenjenem področju, so vsekakor zanimive tudi za nas, saj pravimo, da je Slovenija jugoslovanska Švica.

Švica ima danes okrog 5,6 milijona prebivalcev, ki živijo na površini 41.000 km². Približno ena četrtnina površine dežele odpade na stanovanjska in industrijska področja, poljedelsko izrabljene površine, gozdne površine in neproduktivno zemljo. Okrog dve tretjini dežele pa pokrivajo Alpe. Že zgodaj so Švicarji izkoriščali svoje vodne sile za razne vodosilne naprave, ki so še danes eden izmed stebrov švicarske industrije. Gostote naselitve ustrezajo drugim industrijsko razvitim deželam. Poraba vode je sorazmerno visoka, saj porabi več kot polovico švicarskih občin iz javnih vodovodov 300—500 l/preb. na dan.

Uporabljen vodo, ki jo odvajajo v pretežni meri v vodotoke, je povzročila že mnogo težav. Zato je ustrezno varstvo voda vseh vrst neizogibna zahteva in potreba. Veljavno vodno pravo je v prvi vrsti predmet zakonodaje kantonov (pri nas republik) in šele v drugi vrsti spada v zakonodajo federacije. V Švici je 25 kantonskih uradov, ki skupaj s federalnim uradom skrbijo, da se izvajajo in nadzorujejo ukrepi za varstvo voda, posebno v pogledu gradnje čistilnih naprav.

Zvezni zakon o varstvu voda, ki so ga sprejeli leta 1955, velja od leta 1957 naprej. Ukrepi za varstvo voda morajo zagotoviti naslednje:

- zdravje človeka in živali;
- uporabo talne in izvirne vode za pitno vodo;
- pripravo vode iz površinskih voda za pitno in uporabno vodo;

- uporabo za kopanje;
- vzdrževanje voda za potrebe ribištva;
- varstvo vodnih zgradb;
- varstvo zunanjega videza pokrajine pred nepravilno uporabo vode.

Odpadne vode se smejo načelno le z dovoljenjem pristojnega kantona spuščati v odprte vodotoke. V dovoljenju so predpisani pogoji in naprave, ki jih mora zgraditi tisti, ki spušča odpadne vode v vodotoke. Zvezni zakon ureja tudi finančno podporo za raziskave in sistematične preiskave jezer in vodozbirnih področij. Zanimivo je, da izvršilni predpis k zveznemu zakonu o varstvu voda pooblašča zvezni department za notranje zadeve, da s svojimi strokovnimi organi in v sodelovanju s kantoni, zastopniki znanosti in prizadejimi interesi postavlja tehnične smernice ali pa sprejme in razglasi za obvezne tudi take, ki so jih izdelale strokovne organizacije.

Tako trenutno pripravlja Švicarsko združenje strokovnjakov za plin in vodo skupaj s Carburo (Združenje prodajalcev tekočih goriv) nove »Tehnične smernice za uskladičenje pogonskih in gorilnih sredstev«.

Druge komisija ekspertov raziskuje problem sintetičnih pralnih sredstev (detergentov), ki povzročajo toliko težav v čistilnih napravah. Ravno tako so že izdelali osnutek »Zveznega zakona o cevovodih za transport tekočih in plinastih goriv in pogonskih sredstev«. Na podlagi tega predpisa bo možno odkloniti koncesijo za cevovod, če bi grozilo onesnaženje vode. Po »Pravilih za zgraditev, pogon in vzdrževanje cevovodov za transport tekočih ali plinastih goriv in pogonskih sredstev« se je treba izogniti vseh področij s podtalnico, ki že služi za oskrbo z vodo ali pride v bodočnosti v poštev za ta namen.

Izredno velik pomen za varstvo voda so ukrepi, ki jih morajo sprejeti posamezne občine. Semkaj spada neoporečna odprava in čiščenje odpadnih voda in odstranjevanje vseh vrst trdnih odpadkov iz naselij in industrije. Skupinske čistilne naprave in večje skupne naprave za predelavo vseh vrst odpadkov imajo prednost pred individualno predelavo in čiščenjem, ker so v izgradnji in obratovanju ekonomičnejše. Zakonita podlaga je dana v predpisih za obdelavo odpadnih voda in odpadkov, ki jih sprejemajo posamezne občine in potrjuje odgovarjajoči urad kantona. Zgoščena naselitev in mali razpoložljivi prostor zahteva v mnogih primerih medobčinsko sodelovanje pri gradnji naprav za čiščenje odpadnih voda in odpadnih snovi.

Tudi na področju oskrbe z vodo veljajo ista načela. Tudi tu se mora preiti na prostorsko reševanje problema tako, da se grade skupinski vodovodi in drugi objekti. Pri tem stopa v ospredje vprašanje zavarovanja s področij s podtalnico in območij zajetih vodnih virov.

Kot posebnost moramo omeniti, da imajo občine, kjer so večja jezera, posebno jezersko policijo, ki ima nalogo, da nadzoruje stanje jezer in ukrepa v primerih, ko grozi onesnažitev jezerskih voda. Tako smo bili priča ob Züriškem jezeru, da je ob manjšem dežju,

ko je z atmosfersko vodo odtekalo v jezero tudi nekaj olja in bencin s ceste, takoj intervenirala jezerska policija. S posebnimi sredstvi je polovila z jezerske površine vse odpadne snovi ter jih odpeljala na posebno mesto, kjer so jih sežgali. Vedeti moramo namreč, da se krije 40 % vse oskrbe vode mesta Zürich iz jezerske vode. Jezersko vodo predelajo in očistijo v posebni napravi, ki velja okrog 40 milij. Šfr.

Zelo širokogrudno pomagata federacija in kantoni pri gradnji naprav za zbiranje in čiščenje odpadnih voda in odpadkov. Prispevki, ki jih dajejo kantoni občinam za gradnjo kanalizacij in čistilnih naprav, se gibljejo med 20 in 50 %, poleg tega pa dajejo posebno zainteresirani kantoni (npr. zaradi turizma — Zermatt) še dodatno pomoč v višini 20 do 25 % stroškov. Zvezna pomoč se giblje, odvisno od gospodarske moči občine, od 6 do 35 %. Tako dobe finančno šibke občine, ki pa imajo težke probleme v zvezi s čiščenjem odpadnih voda, skupno od 42 do 56 %, v posebnih primerih pa tudi 80 do 90 % sredstev od kantona in zveze.

Zadnje katastrofe na področju vodnega gospodarstva in vse tiste, ki nas še čakajo, posebno zaradi onesnažitve vode, nas resno opozarjajo, da moramo tudi pri nas zastaviti vse sile, da jih v bodoče preprečimo.

Marjan Prezelj, dipl. inž.

gospodarsko-pravna vprašanja

Uskladitev temeljnega zakona o graditvi investicijskih objektov z ustavo

Skladno z 8. členom ustavnega zakona o izvedbi zvezne ustave je zvezna skupščina morala po uveljavitvi nove ustave sprejeti spremembe in dopolnitve vrste zakonov in jih uskladiti z novo ustavo. Pri tem je šlo pretežno le za terminološke spremembe in le v izjemnih primerih za vsebinske. Po novi ustavi smo namesto ljudskih odborov dobili občinske skupščine kot temeljne družbeno politične skupnosti. Zato je bilo v tem smislu potrebno spremeniti besedila zakonov in vnesti nove termine. Nadalje je bilo treba spremeniti besedila zakonov na tistih mestih, kjer govorijo o pooblastilih upravnih organov. Pravilnikov, odredb in navodil za izvajanje zakonov ne izdajajo več upravni organi, temveč starešine teh organov.

Zakon o spremembah in dopolnitvah temeljnega zakona o graditvi investicijskih objektov je bil objavljen v Uradnem listu SFRJ, št. 5, z dne 5. februarja 1965. Večina sprememb in dopolnitev je terminološkega pomena in se nanašajo le na tiste spremembe besedila zakona, ki smo jih uvodoma omenili.

Poleg terminološke uskladitve prinaša novi zakon spremembe v 13., 16. in 70. členu zakona.

Po sprejetju investicijskega programa je bil investitor dolžan poslati brez odlašanja glavne podatke iz tega programa upravnemu organu okrajnega ljudskega odbora. Spremenjeni 13. člen temeljnega zakona določa, da mora investitor omenjene podatke iz investicijskega programa poslati pristojnemu občinskemu upravnemu organu, če ni v predpisih republike določen kakšen drug upravni organ. Ker dosedaj ni bil glede tega izdan republiški predpis, so investitorji dolžni sporočati glavne podatke iz investicijskih programov občinskemu upravnemu organom. Ta sprememba je tudi v skladu s predvideno ukinitvijo okrajev v naši republici.

Po 16. členu temeljnega zakona o graditvi investicijskih objektov je treba kopijo investicijske tehnične

dokumentacije z vsemi spremembami in dopolnitvami, po kateri je bil zgrajen investicijski objekt, hraniti pri upravnem organu okrajnega ljudskega odbora, pristojnem za področje, v katero spada investicijski objekt. Po spremenjenem 16. členu pa je treba to dokumentacijo hraniti pri pristojnem občinskem upravnem organu. V prvem odstavku 70. člena je temeljni zakon obravnaval vprašanje tehničnih inšpekcij, njihovo organizacijo, pristojnost in način opravljanja tehnične inšpekcije ter dal pooblastilo Zveznemu izvršnemu svetu, da začasno izdaja natančnejše predpise o tej službi. V spremenjenem temeljnem zakonu je ta odstavek v celoti črtan. Ta sprememba je prišla v zakon zato, ker se predvideva, da bo v kratkem sprejet temeljni zakon o tehničnih inšpekcijah oziroma zakon, ki bo uredil vprašanje tehničnih inšpekcijskih služb. Na podlagi bodočega temeljnega zakona bodo republike s svojimi predpisi uredile vprašanje organizacije, pristojnosti in načina dela organov tehničnih inšpekcij.

Z omenjenim zakonom je bila izvršena uskladitev temeljnega zakona o graditvi investicijskih objektov z ustavo. Spremembe niso bistvenega pomena in pomenijo predvsem le izpolnitev določila 8. člena ustavnega zakona o izvedbi zvezne ustave. Zvezni sekretariat za industrijo in trgovino pa pripravlja spremembe, ki se bodo nanašale na posamezna določila temeljnega zakona. Predlog sprememb pripravlja posebna komisija, ki je preučila predloge, ki so jih v tej zvezi predložile vse republike in druge organizacije in ustanove iz vse države. Ko bo komisija zavzela končna načelna stališča do določenih vprašanj, ki naj bi jih novi zakon drugače reševal, bo izdelala osnutek novega zakona. Ta osnutek bodo prejeli prizadeti organi, organizacije in zavodi ter ga preučili in dali nanj svoje pripombe. Pristojni zvezni organ bo na podlagi pripomb izdelal predlog zakona in ga nato predložil skupščinskemu organom zaradi obravnavanja in sprejetja.

D. R.



Kalkulacije v industrijski gradnji stanovanj

Poročilo, ki ga je za posvetovanje o industrializaciji stanovanjske graditve v SRS pripravil ekon. Adalbert Trobec, se omejuje samo na kalkulacijo stanovanj, grajenih za tržišče oziroma na industrijski način. Zato so v prvem poglavju po uvodu obravnavane glavne posebnosti industrijske gradnje stanovanj in pogoji gradnje stanovanjskih objektov, ki se razlikujejo od specifičnosti proizvodov večine drugih industrijskih panog, štejemo zlasti naslednje:

1. stanovanjski objekt (stanovanje) se lahko uporablja samo na mestu, kjer je zgrajen, toda ker je vsako mesto, na katerem stoji novi objekt, več ali manj drugačno, se zato vsak novi stanovanjski objekt gradi v novih, več ali manj drugačnih okoliščinah in v več ali manj drugačnimi delovnimi pogoji;

2. gradnja stanovanjskega objekta je izredno komplicirana. V njej sodelujejo delavci različnih poklicev, uporabljajo se najrazličnejši gradbeni stroji in naprave, najrazličnejši gradbeni materiali, kakor tudi vnaprej izdelani konstruktivni elementi in deli objektov. Ker se torej stanovanjski objekti lahko gradijo izključno kolektivno, celotni koristni efekt tega dela ni odvisen samo od truda in spretnosti posameznih delavcev, ampak še bolj od tega, kako so delovne skupine sestavljene in izučene in koliko je njihovo delo povezano v enakomeren in nepretrgan gradbeni proces. Ker pa so ti procesi zelo kompleksni in se med seboj močno ločijo, se zato težko povezujejo v tak enakomerni in nepretrgani proces;

3. večina gradbenih procesov, posebno na odprtih gradbiščih, je podvrženih atmosferskim vplivom. Zato ti vplivi posegajo v enakomerno in nepretrgano potekanje teh procesov;

4. stanovanjski objekti imajo več ali manj individualizirano funkcijo, konstrukcijo, obseg, zunanost in lokacijo. Zato je treba skoraj vsak stanovanjski objekt posebej programirati, projektirati in graditi;

5. kakor tudi drugi gradbeni objekti se stanovanjski objekti še vedno gradijo v relativno dolgih proizvodnih ciklih. Skrajševanje teh ciklov spada med najvažnejše naloge industrijske gradnje stanovanj.

Teorija in praksa sta izoblikovali različne kalkulationske metode. Katera izmed njih je najprimernejša, je odvisno od kalkulationskih problemov, ki se pojavljajo pri industrijski gradnji stanovanj za tržišče. Za ilustracijo navajamo nekatere teh problemov:

1. proizvajalec gradi stanovanja za neznane kupce. Ti neznani kupci se odločajo za nakup tistega stanovanja, ki po svoji funkcionalnosti, obsegu, videzu in lokaciji ustreza njihovim potrebam, če cena stanovanja ne presega njihovih finančnih možnosti (v katere se računajo tudi izposojena sredstva). To pomeni, da mora proizvajalec za tržišče, preden se odloči za proizvodnjo novega tipa stanovanj, proučiti potrebe in plačilne možnosti kupcev, pri tem pa upoštevati tudi konkurenčne ponudbe;

2. proizvajalec za trg gradi stanovanjske objekte po lastnih projektih, ne po projektih kupcev. To pomeni zanj določene prednosti, pa tudi tveganje. Zato je treba proučiti razlike med projekti, katere kupci stanovanj naročajo pri projektantih, in projekti, ka-

tere mora upoštevati proizvajalec stanovanj za tržišče. Teoh razlik je cela vrsta;

3. v zvezi z industrializacijo gradnje stanovanj za tržišče se proizvodnja vedno večjega števila konstruktivnih elementov kakor tudi kompletnih delov objektov prenaša z gradbišča v stalne obrate. Zato se gradbeni procesi na gradbišču vedno bolj omejujejo samo na montažne procese. S tako racionalizacijo gradnje so povezani tudi mnogi kalkulationski problemi.

Nadaljnji predmet raziskave je struktura stroškov gradbenih procesov. Analizirani so stroški proporcionalnega značaja in stroški stalnega značaja, s podrobnimi metodami izračunavanja vseh teh stroškov.

Posebej je obdelana metoda pokrivanja. Ta metoda omogoča, da lahko podjetje izbira proizvode, ki mu bodo pokrivali iznos njegovih konstantnih stroškov, pa še pripomogli do določene tržiščne razlike. Poseben pomen metode je v tem, da sili podjetje k logičnemu ocenjevanju pogojev, pod katerimi dela. Metoda pokrivanja je podrobno obrazložena z nekaterimi pomenstavljenimi primeri in z obrazložitvijo formiranja in razporejanja stroškov in dohodkov za vse podjetje, z uporabo metode pokrivanja pri sestavljanju prodajnih planov, z nasveti, kako prilagoditi plan prodaje proizvodnim kapacitetam podjetja.

Poročilo vsebuje še: analiziranje ukrepov racionalizacije s pomočjo metode pokrivanja in sicer skoz načrt plana prodaje in program racionalizacijskih ukrepov, analizo teh ukrepov, ki omogočajo analizo konstantnih stroškov, ukrepov, s katerimi se znižujejo proporcionalni stroški, dalje ukrepov, s katerimi se proizvodnja preusmerja na donosnejše proizvode in se z njimi povečuje obseg proizvodnje itd.

Na koncu referata je podan obširen pregled pogojev za uvajanje novih kalkulationskih metod, usmerjen predvsem na različne organizacijske probleme, ki se pojavljajo ob uvajanju teh metod.

Sklepi poročila bi bili na kratko naslednji:

Po predmetu svoje dejavnosti se industrijska gradnja stanovanj v ničemer ne loči od klasične (obrtiške) gradnje. Njena naloga je, da iz ustreznega gradbenega materiala oziroma gradbenih polproizvodov zgradi določen tip stanovanja. Prav tako ni mogoče potegniti ostre meje med oblikami industrijske in klasične gradnje. Industrijska gradnja stanovanj pomeni najnovejšo fazo ekonomskega in tehničnega razvoja, ki se od klasične gradnje razlikuje:

- po svoji prilagoditvi sodobnim pogojem tržišča,
- po svojih tehničnih in organizatorskih postopkih,
- po položaju, ki ga ima delovni človek v gradbenem procesu.

Potreba po stanovanjih je množična. Odvisna je od gostote prebivalstva, od hitrosti, s katero raste število prebivalstva in od migracijskih tokov prebivalstva, ki spremljajo gospodarski razvoj države. Z ozirom na poseben pomen, ki ga imajo stanovanjski objekti (podobno kot tudi drugi gradbeni objekti) za vso družbeno skupnost, gradbenega tržišča ne urejajo samo tržna vrednost in drugi pri nas običajni ekonomski instrumenti, pač pa tudi uradni predpisi, s katerimi se odločajo urbanistični, projektni, gradbeni in drugi pro-

blemi, ki se pojavljajo v zvezi z gradnjo stanovanjskih objektov.

Podobno kot pri proizvodnji drugih proizvodov, se tudi pri proizvodnji stanovanj splača uporaba industrijskih proizvodnih sredstev in industrijske proizvodnje organizacije samo tedaj, če obstoji potreba po velikem številu stanovanj iste vrste oziroma stanovanj istega tipa.

Grabeni obrat, ki se specializira za industrijsko proizvodnjo posameznih tipov stanovanj, postaja bolj neelastičen kot je nespecializirani obrat. Zato je pogoj za industrijsko gradnjo stanovanj *množična* potreba po tipiziranih stanovanjih.

Industrializacijo stanovanjske gradnje moremo doseči po različnih poteh in z različno intenziteto. Pri industrijski gradnji stanovanjskih objektov se uveljavljajo naslednji racionalizacijski ukrepi:

- proizvodnja raznih konstruktivnih elementov in delov objektov se prenaša v stalne obrate, kjer se razvija v industrijsko proizvodnjo t. i. gradbenih proizvodov;

- gradbeni, predvsem montažni procesi na gradbišču se vse bolj mehanizirajo in avtomatizirajo;

- delo specializiranih delovnih skupin na gradbišču se organizira v enakomeren in nepretrgan tok, to pa pomeni grajenje po taktu.

Ti racionalizacijski ukrepi se lahko uveljavijo:

- če obstoji potreba po stalni proizvodnji enakih gradbenih predproizvodov, in

- če obstoji možnost za proizvodnjo več enakih, ali vsaj približno enakih gradbenih proizvodov.

Zaradi tako različnih poti, po katerih se uveljavlja industrijska gradnja stanovanj, se cene posameznih stanovanj ne morejo kalkulirati samo po en metodi, še manj pa šablonsko.

Osnovna kalkulacijska shema stanovanj, izdelanih na industrijski način, torej stanovanj za tržišče, se bistveno ne razlikuje od osnovne kalkulacijske sheme stanovanj po naročilu, torej na klasični (obrtniški) način zgrajenih stanovanj.

Kalkulacijska shema za klasično gradnjo:

1. Posamezni stroški za posamezne pozicije del:

- material s stroški transporta,
- usluge,
- strojno delo (obratni material, amortizacija),
- osebni dohodki (za delo, transport, upravljanje strojev).

2. Splošni stroški gradnje:

- pripravljalna in zaključna dela,
- režija gradbišča.

3. Splošni stroški uprave in prodaje.

4. Fondi podjetja in prispevki skupnosti.

Prodajna cena.

Kalkulacijska shema za industrijsko gradnjo:

1. Stroški izdelave:

- material za izdelavo (s stroški transporta),
- usluge,
- osebni dohodki v zvezi z izdelavo v specialnih delovnih skupinah (ki delajo po taktu).

2. Splošni stroški gradnje:

- pripravljalna in zaključna dela, režija posameznih specialnih delovnih skupin,
- pripravljalna in zaključna dela in režija teritorialnih gradbenih vodstev.

3. Splošni stroški uprave in prodaje.

4. Fondi podjetja in prispevki skupnosti.

Prodajna cena.

Kalkulacijska shema mora ustrezati tehnološkemu procesu in organizaciji gradnje. Zato mora vsak proizvajalec stanovanj za tržišče poiskati tako kalkulacijsko shemo, ki ustreza njegovim potrebam.

Proizvajalec ima veliko korist, če pri kalkulaciji stroškov loči tiste stroške, ki imajo proporcionalni značaj, in tiste, ki imajo konstantni značaj; podatki o tako razčlenjenih stroških omogočajo pravilne odločitve pri nabavljanju nove opreme in uvajanju novih delavskih postopkov.

Pri usmerjanju proizvodne politike v pogojih danih kapacitet more proizvajalec stanovanj uspešno uporabljati metodo pokrivanja (Direct costing Marginal Costing). Po tej metodi lahko hitro izbere tiste tipe stanovanj, ki bodo njegovi režiji in tržnemu presežku zagotovili najvišji iznos pokrivanja.

Metoda pokrivanja je koristna še zlasti zato, ker proizvajalec stanovanj za tržišče sili k pravilni poslovni presoji in pravilnemu odločanju. Lahko se uporablja pri sestavljanju planov proizvodnje in prodaje, pri prilagajanju proizvodnje proizvodnim kapacitetam podjetja, pri analiziranju rezultatov plana prodaje, pri kontroli pokrivanja iznad realizacije in pri analiziranju najrazličnejših ukrepov za racionalizacijo proizvodnje.

Načela za kalkuliranje, ki se v drugih industrijskih panogah že dolgo popolnoma samoumevna, se v gradbenih podjetjih uvajajo počasi in z velikimi pomisleki. Eden od vzrokov za te pomisleke je povezan z graditvijo po naročilu. Drugi pa leži v sedanji organizaciji kalkulacijskega dela v gradbenih podjetjih. V skoro vseh gradbenih podjetjih kalkulirajo sedaj samo tehniki (to je tehnično izobraženi delavci), ekonomisti (to je ekonomsko izobraženi sodelavci) pa se le redkokdaj uporabijo pri izdelavi gradbenih kalkulacij. Kalkulanti, ki so samo tehnično izobraženi, vidijo v kalkulaciji zgolj tehnični problem, ne pa tudi ekonomskega. Zato izdelajo kalkulacijo nekako na pol (tu ne mislimo na količino kalkulacijskega dela, ampak na njeno vsebino). Vzrokov za to je več: kalkulacija v gradbeništvu je neločljivo povezana s konstrukcijo. Zato so tu računanje količine del (mase del) po gradbenem projektu, izbira gradbenega postopka in planiranje gradbiščne organizacije čisto tehnične naloge. Poleg tega imajo naša gradbena podjetja le malo ekonomistov. Pa še tisti, ki so, niso tehnično razgledani in usposobljeni, da bi lahko enako pravno sodelovali s tehniki.

Pomanjkljivosti v sedanji kalkulacijski praksi gradbenih podjetij so že v pogojih graditve po naročilu zavajale podjetja v napačne poslovne odločitve. Toda tu so se gradbena podjetja izmotavala iz zadreg na račun razlik v ceni materiala in sprememb v pogojih dela. V normalnih pogojih graditve stanovanj za trg pa te možnosti ne bodo imela več. V teh pogojih bo obveljala *fiksna* cena. Da bo razvoj graditve stanovanj za trg šel to pot, nam dokazujejo med drugim oglasi gradbenih podjetij v Nemčiji. Tam ponujajo cene gotovih hiš ali stanovanj po *fiksni ceni*.

Gradbena podjetja, ki bodo gradila stanovanja za trg, bodo morala svojo kalkulacijsko službo reorganizirati in sicer nekako takole: tehniki bodo ugotavljali količine potrebnih vrst gradbenih del, ekonomisti pa bodo te količine preračunavali v vrednost. Probleme, ali naj se na gradbišču porabi dvigalo ali žerjav, bo moral reševati tehnik. Probleme, ali naj se poleg proporcionalnih stroškov krijejo tudi vsi konstantni stroški, ali pa se delu konstantnih stroškov odpovemo zato, da dobimo novo delo, pa spada v pristojnost ekonomistov.

Nadaljnji pogoji za smotrno kalkulacijsko službo v gradbenih podjetjih so:

- smotrno organizirana priprava dela, in pa
- smotrno organizirano računovodstvo stroškov.

Brez teh služb visi kalkulacijska služba v zraku. Kalkulacijska služba bo pravilno delovala le, če bo delovala skladno, tako s pripravo dela kot z računovodstvom stroškov.

V tem poročilu seveda nismo mogli obdelati vseh sodobnih kalkulacijskih metod, ki jih lahko uporabljajo upravni in vodstveni organi podjetij pri sprejemanju svojih poslovnih odločitev. Tako nismo obdelali metode operativne kalkulacije, ki jo uporabljajo predvsem tista podjetja, ki hočejo doseči optimalen poslovni rezultat v pogojih polno zasedenih kapacitet.

Nove kalkulacijske metode ne zahtevajo toliko novega tehniškega kalkuliranja, kot pa nov način mišljenja gradbenih in upravnih organov.

Fuge v betonskih cestiščih

I. UVOD

Fuge v betonskih cestah so najboljčutljivejši element vozišča in predstavljajo v tehniki gradnje betonskih cest osnovni problem, tako v pogledu konstruktivne rešitve, kot v pogledu same izvedbe z ustreznimi pripomočki.

Obsežna preiskovalna dela, ki so jih v inozemstvu izvršili z različnimi izvedbami, oziroma konstrukcijami fug na raznih poskusnih odsekih betonskih vozišč, kažejo na važnost rešitve tega problema.

Opazovanja in vzdrževalna dela na dosedaj izgrajenih betonskih cestah pri nas dajejo podlago za zaključek, da verjetno sama konstruktivna rešitev fug ne predstavlja edinega elementa okvare cestišča, pač pa je fuga tisti element, kjer občutimo pri prehodu vozila znatne in pogoste sunke ali pa opazimo iz robov fuge izhajajoče večje, oziroma daljše razpoke. Iz navedenega lahko sklepamo, da problem fug ne obstoji samo v konstruktivni rešitvi fuge, temveč je tudi tesno povezan s tehniko vgrajevanja betona, oziroma tehniko izdelave kvalitetnega betona za ceste.

Tvorba stopnic ob robovih dveh sosednjih tangirajočih plošč, ki jih na naših betonskih cestah zelo pogosto opazujemo, sicer ni neposredno v zvezi s konstruktivno rešitvijo fuge, temveč kot je znano s kvaliteto vgrajenim spodnjim ustrojem tj. s solidno komprimacijo, ki jo dosežemo po Proctorju samo pri optimalni vlagi za določeno vrsto zemljine ter je dana z modulom podajnosti.

Posredno pa je tvorba stopnic le v zvezi s samim izoblikovanjem fug. V primerih vdiranja površinske vode skozi nezadostno zatesnjene fuge z zalivnimi masami pride namreč do izpiranja spodnjega ustroja oziroma materiala in s tem do posedanja (sprememba E-modula). S primernim izoblikovanjem in ureditvijo odprtine fug bi obstajala verjetno možnost, da se tvorba stopnic na stikih dveh betonskih plošč iz navedenih razlogov v znatni meri omeji.

Iz navedenega sledi, da je reševanje problema fuge na betonskih cestiščih kompleksno, kar je tudi razvidno iz preiskovalnega dela, ki so ga v inozemstvu na področju gradnje cest izvršili.

II. SPLOŠNO O FUGAH V BETONSKIH CESTIŠČIH

Beton ima, kot večina takih materialov, lastnosti, da se pri ogrevanju in prepojitvi z vodo razteza, pri ohlaiditvi in izsuševanju pa skrči. Da bi se omogočile te dolžinske spremembe in preprečile razpoke v betonu, se v betonskih cestiščih izvajajo fuge. Poleg te naloge morajo fuge tudi omogočiti kolikor mogoče velike prenose obtežbe z ene plošče na sosednjo ploščo in držati sosednje konce plošč v istem višinskem položaju.

Da bi to dosegli, je potrebno fuge proti vertikalnim premikom zavarovati in proti vdoru vode zaščititi.

Poleg tega naj dobro izvedene fuge ne povzročajo pri prevozu vozil nobenih sunkov in naj zahtevajo kolikor mogoče malo vzdrževalnih del.

Razlikujemo v splošnem:

— prostorske fuge, ki prevzemajo raztezke, ki se pojavljajo v betonu zaradi segrevanja in dopuščajo

razmeroma velike premike. Sestojajo iz spodnjega, večinoma 20 mm debelega vložka iz mehkega lesa ali podobnega, elastično delujočega materiala ter zgornjega polnila za fuge iz zalivne mase. Za zavarovanje proti vertikalnim premikom služijo na polovici dolžine bituminizirani mozniki z matičnimi tulci, ki dopuščajo tudi horizontalne premike;

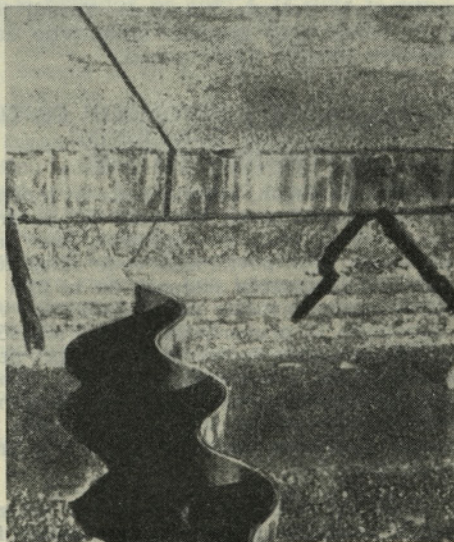
— navidezne fuge, ki dopuščajo v glavnem le krčenje betona, a raztezanje samo v mejah, ki jo dopušča razpoka v betonskem jedru, nastala zaradi padcev temperature v prerezu plošče.

Navidezna fuga obstoji iz spodnjega vložka iz konične trirobne letve ali določenega profila iz umetnega materiala ali najbolje iz valovitega azbesta, kot je razvidno iz slike 1. Nadaljnji element navidezne fuge je betonsko jedro, ki se pretrga zaradi oslabilte prereza plošče, ter končno zgornja zarez, izpolnjena z rahlo maso, ter predhodno vložnim vložkom iz umetnega materiala. Ploskev, kjer se beton pretrga, daje skupno z mozniki varnost proti vertikalnim premikom plošče.

Fuge v betonskih cestiščih se razmeščajo po širini in dolžini voznega traku in omejujejo na ta način dolžine in širine plošč. Prečne fuge omejujejo dolžine plošč, vzdolžne fuge pa širino plošč.

II-1. Obremenitve in predoblikovanja betonskih cestnih plošč

Da bi dobili jasnejšo sliko o vlogi fug v betonskem cestišču, kakor tudi o vplivih na konstruktivno rešitev fug, je potrebno ugotoviti napetosti, katerim so podvržene cestne betonske plošče, oziroma vzroke napetostnega stanja v cestnih betonskih ploščah.



Slika 1

II-1.1. Vrste napetosti

Napetosti v betonskih ploščah izhajajo iz dveh vzrokov:

1. zaradi prometa, ki tangira ploščo;
2. zaradi sprememb prostornine, ki se pojavljajo v betonu med in po otditvi.

Spremembe prostornine betona se javljajo kot posledica:

1. krčenja betona;
2. spremembe temperature betona;
3. spremembe vsebine vlage v betonu.

Spremembe prostornine povzročajo v betonskih ploščah zaradi trenja in sprijemanja plošče s podlago tlačne in natezne obremenitve, nadalje upogibne obremenitve, ki se pojavljajo zaradi deformacije plošče, kot posledica neenakomerne porazdelitve vlage in temperature po prerezu plošče.

II-1.2. Vpliv nastopajočih upogibnih napetosti v ploščah na ureditev fug v ploščah

Meritve deformacij betonskih plošč zaradi temperaturnih padcev v sredini plošče in zaradi prometa so pokazale, da so skupne upogibne napetosti v sredini plošč največje podnevi, ponoči pa v bližini prečnih fug in robov plošč.

Iz izvršenih meritev na poskusnih betonskih ploščah dolžine 15,3 m in širine 3,95 m sledi, da znaša največja višinska sprememba v prečni smeri plošče 1,1 mm, a v vzdolžni smeri 0,1 mm. V sredini plošče v vzdolžni smeri, kjer so deformacije zelo majhne, nastopajo torej velike napetosti, medtem ko v prečni smeri, kjer so velike deformacije, majhne napetosti.

Številčno podane vrednosti v velikosti višinskih sprememb v betonskih ploščah so važne zato, da lahko pravilno presodimo učinek zamozničenja in sidranja v fugah, kakor tudi ustrezne rešitve v spodnjem stroju, posebno pod fugami betonskega cestišča.

II-1.3. Vpliv nastopajočih nateznih napetosti v betonu na izvedbo fug

V zvezi z izdelavo fug je potrebno vedeti naslednje: z naraščajočo dolžino plošč je raztezanje plošč kot posledica temperaturnih razlik med dnevom in nočjo vedno bolj ovirano zaradi trenja na podlagi. Istočasno pa rastejo tudi napetosti v betonu, ki zaradi potrebe oziroma težnje po skrajšanju povzročajo natezne razpoke v betonu.

Pri mladih betonskih ploščah z nezadostnim kasnejšim negovanjem betona, pri katerih fuge niso pravočasno vrezane, lahko nastopijo tudi pri običajnih dolžinah plošč od 6 do 10 m zaradi velikih temperaturnih razlik med dnevom in nočjo t. i. divje razpoke, v večini primerov prek fug.

Natezna trdnost mladega betona še namreč ne zadošča, da bi lahko plošče prevzele pri temperaturnem padcu nastopajoče natezne napetosti. Zaradi tega se mora mladi beton pred zgodnjo ohlaiditvijo zaščititi, fuge pa kolikor mogoče hitro vrezati.

III. NAČIN GRADNJE BETONSKIH CESTIŠČ S PRETEŽNO VGRAJENIMI NAVIDEZNIMI FUGAMI

Pri navideznih fugah, katerih rega je mnogo ožja od rege prostorskih fug, so možnosti za povzročanje sunkov pri prehodu vozil zelo omejene, prav tako pa tudi možnosti za vdor površinske vode skozi fugo. Iz navedenega bi bilo mogoče sklepati, da bi bila betonska cestišča s pretežno večino navideznih fug v vsakem pogledu ugodnejša in primernejša, tako s stališča ekonomičnosti (zmanjšanje vzdrževalnih del pri negi fug z zalivno maso, kot s tehničnega stališča (udobnejša vožnja). To spoznanje je vodilo tudi raziskovalno delo na področju gradnje cest k izvajanju obsežnih poskusov v smislu izvajanja betonskih cestišč s pretežno večino navideznih fug.

III-1. Rezultati in ugotovitve preiskav pri gradnji betonskih cestišč s pretežno navideznimi fugami

Pri primerjavi širine odpiranja prostorskih in navideznih fug popoldne nekega toplega majskega dneva

in odpiranja fug naslednjega dne vzbujajo pozornost dejstvo, da »delujejo« navidezne fuge podobno kot prostorske fuge tj. da se odpirajo in zapirajo.

Meritve so pokazale, da se navidezne fuge celo ob toplih dnevih ne zaprejo več popolnoma, med časom pa postanejo tudi prostorske fuge ožje in tudi pri nižjih temperaturah niso več tako odprte kot so bile v začetku, ko je beton otrdel, oziroma ko so bile izvedene.

Spremembo širine odpiranja fug je P. G. Walz zasledoval v času 9 let na neki ameriški poskusni cesti, kjer je bilo med 2 prostorskima fugama izvedenih 7 navideznih fug. Medtem ko se je prostorska fuga s časom vedno bolj zapirala, so se navidezne fuge odpirale. Plošče so se torej v smeri prostorske fuge premaknile, tako da so lahko tudi navidezne fuge delovale kot prostorske fuge.

III-1.1. Vpliv dolžine plošč na izklon betonskih plošč

Znano je, da se pri zunaj prednapetih tankih betonskih ploščah zaradi močnega segrevanja po deževnih periodah lahko pojavijo izkloni. K preprečitvi tega pojava pri cestnih betonskih ploščah bi razdelitev cestišča na krajše betonske plošče vsekakor delovala pozitivno.

Če gledamo na izklon betonske plošče kot na stabilitetni problem, podobno kot je izklon nekega vitkega stebra, potem delujejo fuge kot členki tj. betonska cestna plošča se tem lažje izkloni, kolikor je razstoj fug večji, in poleg tega tem lažje, čim tanjša je plošča.

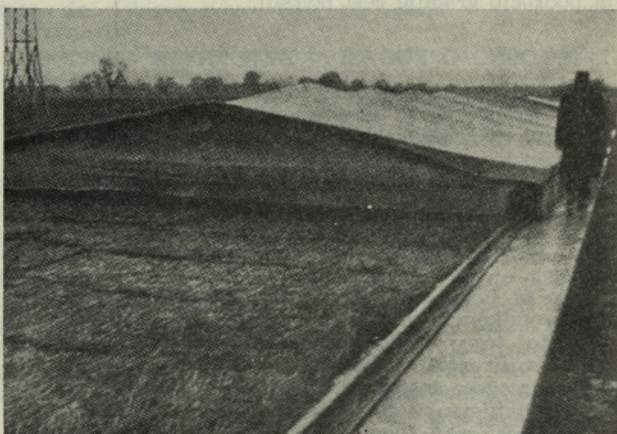
Na podlagi izkušenj iz prakse in teoretičnih preiskav v inozemstvu lahko smatramo, da v klimatskih pogojih srednje Evrope pri načinu gradnje betonskih cestišč brez prostorskih fug ne morejo nastopiti izkloni plošč, če so plošče več kot 16 cm debele in razstoji med navideznimi fugami v mejah od 4 do 12 cm.

To velja predvsem za odseke betonskih cestišč, ki so bili betonirani v mrzlih letnih obdobjih. Odseki, ki so bili izvedeni v toplih obdobjih, lahko dobe tako samo zelo majhne prednapetosti, ki ne predstavljajo nevarnosti za izklon plošč.

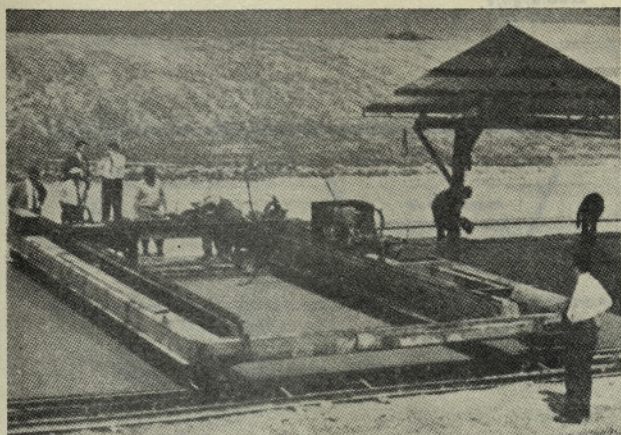
Poskusni odseki betonskih cest, ki so jih zgradili v Ameriki v zelo različnih klimatskih pogojih, s prostorskimi fugami in brez njih, potrjujejo zgornje navedbe.

III-1.2. Vpliv fiksnih cestnih objektov na izvedbo fug

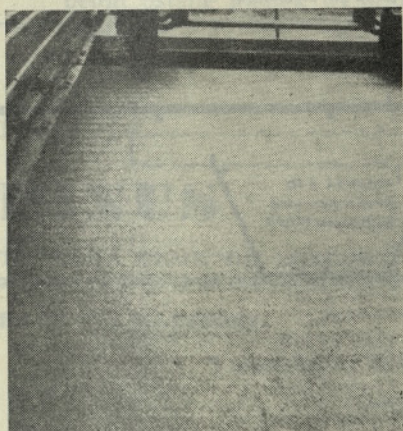
Cestni objekti, ki so vključeni v betonsko cestišče tako, da leže v ravnini betonskega cestišča, morajo nuditi betonskim ploščam možnost, da se po potrebi raztezajo. Pred mostovi in za njimi ter drugimi fiksnimi objekti se morata za to izvesti ena ali dve prostorski fugi. Sledje na dolžini 40 m plošče, katerih navidezne fuge so opremljene poleg moznikov s sidri. Ta sidra delujejo kot elastična telesa in zadržujejo, pri nastalih spremembah dolžine, plošče, ki se hočejo od navideznih fug premakniti proti prostorski fugi.



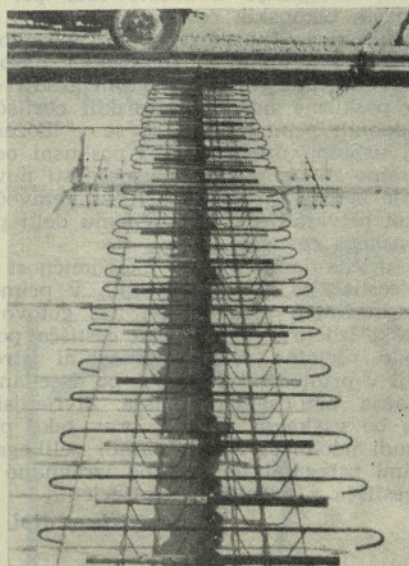
Slika 2



Slika 3



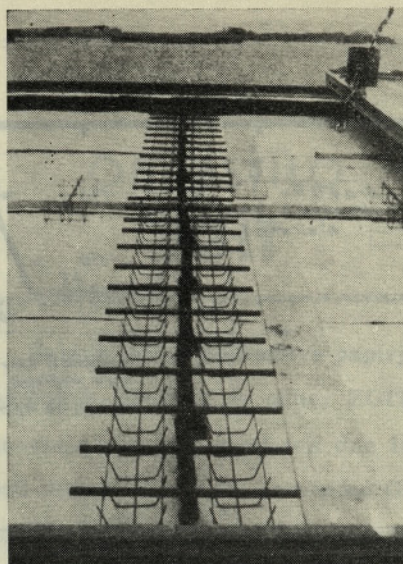
Slika 4



Slika 5

IV. IZVEDBA NAVIDEZNIH FUG V BETONSKEM CESTIŠČU S PRETEŽNO VEČINO VGRAJENIH NAVIDEZNIH FUG

Predvsem morajo biti navidezne fuge vrezane kolikor mogoče hitro, tako da se ne bi prek spodnjega vložka fuge pojavile na betonski površini »divje« razpoke. Če se pričakuje posebno mrzla noč, je potrebno



Slika 6

poleg običajnih sredstev za nego svežega betona dodati še na sveži beton toplotno dušilni sloj npr. iz suhega slamnatega pletiva, prikazanega na sl. 2.

Čas za izvedbo zgornje zareze je seveda odvisen od hitrosti otrditve betona. Pri toplem vremenu je možno izvesti zarezo že po 24 urah, v Ameriki pa se to izvrši še prej. V odsek cestišča, ki je bil popoldne zabetoniran, se že zvečer istega dne vrežejo fuge.

Pri velikem številu navideznihih fug se to izvrši tako, da se vreže samo vsaka tretja ali četrta fuga isti večer, tako da ne nastanejo večje betonske površine brez fug. Pod zarezo vrezanih fug se tvori neka razpoka zaradi krčenja, tako da ostane odsek, ki leži med dvema istega večera vrezanima fugama, brez razpok. Med temi fugami ležeče navidezne fuge se vrežejo šele nekaj dni kasneje v otrdeli beton.

Delna pomanjkljivost tega postopka je v tem, da se pri rezanju fug v 6—8 ur stari beton lahko pojavijo posamezni odkruški na robovih zarez. To je možno odpraviti s pomočjo izvedbe teh »primarnih« navideznihih fug z uvibriranjem zareze v sveži beton, pri čemer se vloži v zarezo takoj vložek za fugo. Nastale neravnine v betonu kot posledica uvibriranja zareze (vložka) se izravnavajo z vzdolžnim finišerjem (sl. 3), katerega gladilni drog deluje pravokotno ali poševno na os cestišča. Površina tako izravnane betonskega cestišča je razvidna na sliki 4. Iz slike je razvidno, da se s prehodom gladilnega droga vzdolžnega finišerja zgornji vložek fuge v zarezi niti ne zamakne, niti upogne, temveč je na bet. površini premazan s tanko plastjo betonske malte. Ta plast se pretrga čisto že po nekaj urah v ravni črti in se pri zasidranih navideznihih fugah (N_z fugah) (sl. 5) obdela, oziroma odbrusi z brusilno ploščo, pri običajnih navideznihih fugah (N fugah) (slika 6) pa zaradi kasnejše izvedbe zareze v globino 15 mm in širino 8 mm nima nobenega odraza na betonski površini.

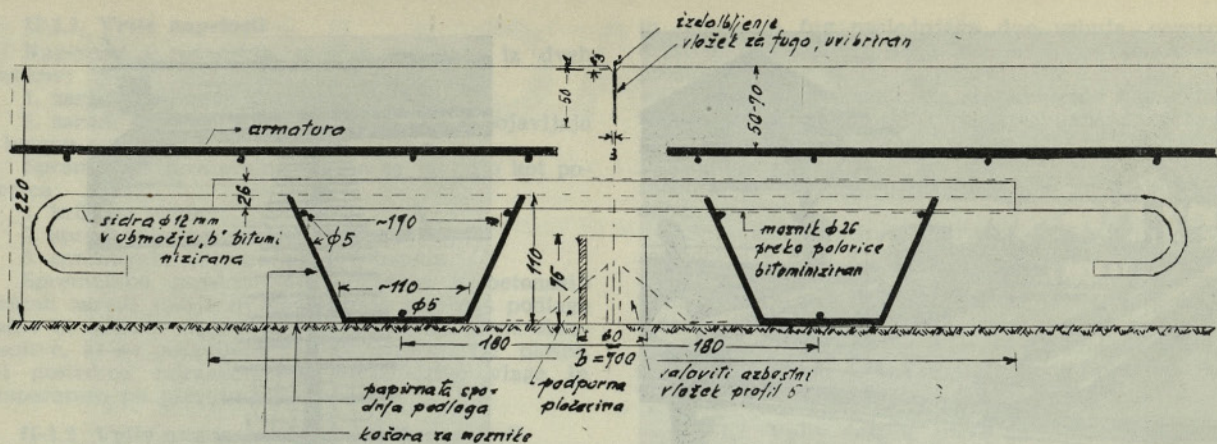
Konstruktivna rešitev navidezne zasidrane fuge, katerih sidra delujejo kot telesa ter omejujejo odpiranje navidezne fuge, ter običajne navidezne fuge so prikazane v skicah 1 in 2.

Dosedanje izkušnje pri gradnji betonskih cestišč s pretežno večino navideznihih fug so pokazale, da je najprimerneje razporediti med dve normalni navidezni fugi (N fuga) po tri zasidrane navidezne fuge (N_z fuga), torej po naslednjem vrstnem redu

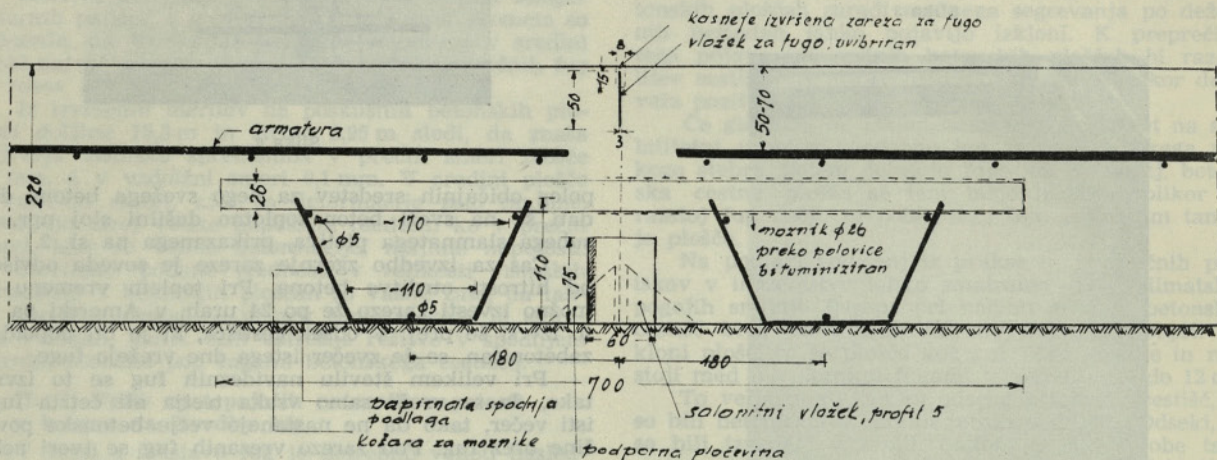
$$N - 3x N_z - N - 3x N_z - N \text{ itd.}$$

V. ZAKLJUČEK

Način graditve bet. cestišč s pretežno večino navideznihih fug, ki ima vrsto tehničnih prednosti, se je



Skica 1



Skica 2

že uspešno uveljavil tudi v Evropi in se danes izvaja z uspehom v Holandiji, Belgiji, Svici, Franciji ter v zadnjem času v Nemčiji. Pri tem je potrebno poudariti, da so ti uspehi tesno povezani s poznavanjem tistih činiteljev, ki vplivajo na vgraditev betona v cestišče, tako v pogledu kvalitete betona kot v pogledu konstrukcije betonskih plošč tj. predvsem primerne ter ustrezne dolžine betonskih plošč (kratke plošče). V le majhni meri je k uspehu novega načina graditve betonskih cestišč pripomogla tudi izboljšava naprav za graditev betonskih cestišč, kakor tudi uvedba novih dodatnih naprav (rezalci za fuge v otrdeli beton, ki so sposobni vrezati tudi le do 2 mm široke zareze v globino 4 do 6 cm, naprave za izdelavo zareze v sveži beton z uvibriranjem tanjše železne plošče, vzdolžni oziroma longitudinalni finišeji, ki delujejo kot samostojne naprave za primarnim finišejem, z izravnalnim drogom, ki teče pravokotno ali poševno na os cestišča).

Smatramo, da tvorijo izkušnje, ki so si jih pridobili v inozemstvu pri gradnji betonskih cestišč, in dosežki v pogledu izboljšave kvalitete z uvajanjem pretežno navideznih fug v betonsko cestišče podlago,

da se doseže izboljšanje kvalitete tudi pri bodočih gradnjah naših betonskih cestišč.

Ker izkušenj iz inozemstva ne moremo zaradi mnogih faktorjev avtomatično prenesti v našo prakso, bi bilo potrebno tudi v naših pogojih graditve izvesti predhodno poskusne odseke betonskih cestišč, grajenih po sodobnih principih, ki so se v inozemstvu v polni meri uspešno uveljavili. Ti poskusni odseki ne bi služili samo za ugotavljanje uspešnosti novega načina gradnje betonskih cestišč pri nas, temveč bi služili tudi kot privajanje k praktičnemu delu pri izvajanju betonskega cestišča.

Lahko pričakujemo, da bo ekonomičnost gradnje betonskih cestišč po novih principih v primerjavi z dosedanjim načinom gradnje pri nas gotovo utemeljena. Stroški izdelave betonskega cestišča po novem načinu bodo verjetno nižji, vzdrževalni stroški pa gotovo nižji v primerjavi s stroški po dosedanjem načinu izvajanja betonskega cestišča. Življenjska doba cestišča se bo vsekakor zvišala, prav tako pa se bo povečala tudi udobnost vožnje zaradi velikega števila fug z ozkimi zarezi ter solidno izravnano zgornjo površino cestišča z vzdolžnim finišejem.

Jože Hlebce, dipl. inž.

GRADBENIKI!

Opažem čas uporabnosti bistveno
podaljšate, če uporabljate

opažna olja

Stranolin in Planasit EM

Pri razopažanju opažni material
zlahka odstopa,
beton ostane gladek in brez
madežev

Izdeluje

PINUS

TOVARNA KEMIČNIH IZDELKOV

RAČE PRI MARIBORU

OBVESTILO **ZGIT**

Zaradi velike podražitve papirja in
tiskarskih stroškov je odbor ZGIT za
Slovenijo na svoji redni seji dne 18. II.
1965 sklenil, da poviša naročnino Grad-
benega vestnika v letu 1965 za gospo-
darske organizacije na 15.000 din letno

Ker so ta sklep narekovali nujni
objektivni razlogi, prosimo naročnike
za uvidevno razumevanje.

ZGIT

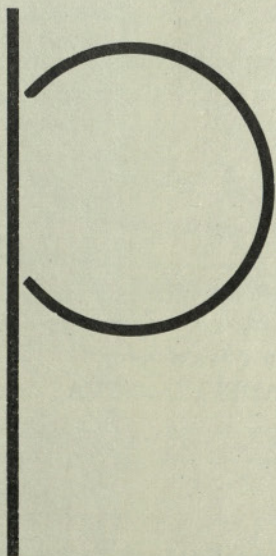
SLOVENIJA PROJEKT

PODJETJE ZA PROJEKTIRANJE

LJUBLJANA

CANKARJEVA CESTA 1

telefon: 2 25 46 — direktor: 2 15 69



PROJEKTIRAMO:

urbanistične in zazidalne ureditve
šole, inštitute, strokovne šolske centre
stolpnice, stolpiče, stanovanjske bloke
upravne stavbe, bolnišnice in ambulate
industrijske objekte

NUDIMO:

projektantski inženiring:
programske elaborate ter kompletno gradbeno
in instalacijsko projektno dokumentacijo
oddajo gradbenih in instalacijskih del ter
nadzor nad izvajanjem teh del



ZAGREBAČKI VELESAJAM

17.—25. APRILA 1965

sa priredbama

robe za široke potrošnje:

- Međunarodni sajam robe za široku potrošnju
- V sajam prehrane
- III međunarodni sajam drva i opreme za drvnu industriju
- Izložba turizma, opreme za turizam i ugostiteljstva te sportskih potrepština
- Revija suvremenog odijevanja

i specijaliziranim izložbama:

- X izložba mjerne i regulacione tehnike i automacije »JUREMA«
- III međunarodna izložba »Medicina i tehnika«
- III MEĐUNARODNI SAJAM GRAĐEVINARSTVA

POSJETITE

DOSAD NAJVEĆU

POSJETITE

PROLJETNU PRIREDBU ZAGREBAČKOG VELESAJMA