

GRADBENI VESTNIK

GLASILO
ZVEZE DRUŠTEV
GRADBENIH
INŽENIRJEV
IN TEHNIKOV
SLOVENIJE

Poština plačana pri
pošti 1102 LJUBLJANA

OKTOBER 2001



1951
2001

Glavni in odgovorni urednik:

Prof.dr. Janez **DUHOVNIK**

Lektorica:

Alenka **RAIČ - BLAŽIČ**

Tehnični urednik:

Danijel **TUDJINA**

Uredniški odbor:

Doc.dr. Ivan **JECELJ**

Andrej **KOMEL**, u.d.i.g.

Mag. Gojmir **ČERNE**

Prof.dr. Franci **STEINMAN**

Prof.dr. Miha **TOMAŽEVIČ**

Janja **PEROVIC-MAROLT**, u.d.i.g.

Tisk:

TISKARNA LJUBLJANA d.d.

Količina: 900 izvodov

Revijo izdaja ZVEZA DRUŠTEV GRAD-BENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE, Ljubljana, Karlovška 3, telefon/faks: 01 422-46-22, ob finančni pomoči Ministrstva RS za znanost in tehnologijo, Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani ter Zavoda za gradbeništvo Slovenije.

<http://www.zveza-dgits.si>

Letno izide 12 števil. Letna naročnina za individualne naročnike znaša 5000 SIT; za študente in upokojene 2000 SIT; za gospodarske naročnike (podjetja, družbe, ustanove, obrtnike) 40500 SIT za 1 izvod revije; za naročnike v tujini 100 USD. V ceni je všteti DDV.

Žiro račun se nahaja pri Agenciji za plačilni promet, Enota Ljubljana, številka: 50101-678-47602.

Navodila avtorjem za pripravo člankov in drugih prispevkov

1. Uredništvo sprejema v objavo znanstvene in strokovne članke s področja gradbeništva in druge prispevke, pomembne in zanimive za gradbeno stroko.

2. Znanstvene in strokovne članke pred objavo pregleda najmanj en anonimen recenzent, ki ga določi glavni in odgovorni urednik.

3. Besedilo prispevkov mora biti napisano v slovenščini.

4. Besedilo mora biti izpisano z dvojnimi presledki med vrsticami.

5. Prispevki morajo imeti naslov, imena in priimke avtorjev ter besedilo prispevka.

6. Besedilo člankov mora obvezno imeti: naslov članka (velike črke); imena in priimke avtorjev; naslov POVZETEK in povzetek v slovenščini; naslov SUMMARY, naslov članka v angleščini (velike črke) in povzetek v angleščini; naslov UVOD in besedilo uvoda; naslov naslednjega poglavja (velike črke) in besedilo poglavja; naslov razdelka in besedilo razdelka (neobvezno); naslov SKLEP in besedilo sklepa; naslov ZAHVALA in besedilo zahvale (neobvezno); naslov LITERATURA in seznam literature; naslov DODATEK in besedilo dodatka (neobvezno). Če je dodatkov več, so dodatki označeni še z A, B, C, itn.

7. Poglavja in razdelki so lahko oštevilčeni.

8. Slike, preglednice in fotografije morajo biti oštevilčene in opremljene s podnapisi, ki pojasnjujejo njihovo vsebino. Slike in fotografije, ki niso v elektronski obliki, morajo biti priložene prispevku v originalu in dveh kopijah.

9. Enačbe morajo biti na desnem robu označene z zaporedno številko v okroglem oklepaju.

10. Uporabljena in citirana dela morajo biti navedena med besedilom prispevka z oznako v obliki [priimek

prvega avtorja, leto objave]. V istem letu objavljena dela istega avtorja morajo biti označena še z oznakami a, b, c, itn.

11. V poglavju LITERATURA so dela opisana z naslednjimi podatki: priimek, ime avtorja, priimki in imena drugih avtorjev, naslov dela, način objave, leto objave.

12. Način objave je opisan s podatki: knjige: založba; revije: ime revije, založba, letnik, številka, strani od do; zborniki: naziv sestanka, organizator, kraj in datum sestanka, strani od do; raziskovalna poročila: vrsta poročila, naročnik, oznaka pogodbe; za druge vrste virov: kratek opis, npr. v zasebnem pogovoru.

13. Pod črto na prvi strani, pri prispevkih, krajših od ene strani pa na koncu prispevka, morajo biti navedeni obsežnejši podatki o avtorjih: znanstveni naziv, ime in priimek, strokovni naziv, podjetje ali zavod, naslov.

14. Prispevke je treba poslati glavnemu in odgovornemu uredniku prof. dr. Janezu Duhovniku na naslov: FGJ, Jamova 2, 1000 LJUBLJANA. V spremnem dopisu mora avtor članka napisati, kakšna je po njegovem mnenju vsebina članka (pretežno znanstvena, pretežno strokovna) oziroma za katero rubriko je po njegovem mnenju prispevek primeren. Prispevke je treba poslati v treh izvodih in v elektronski obliki (WORD, EXCEL, AVTOCAD, DESIGNER).

Uredniški odbor

VSEBINA - CONTENTS

IN MEMORIAM

Stran 230

Branko Zadnik

**VLADO SLOKAN, univ. dipl. inž. grad.
1922 - 2001**



Stran 231

Stipan Mudražija

V SPOMIN BRANKU ROSINI



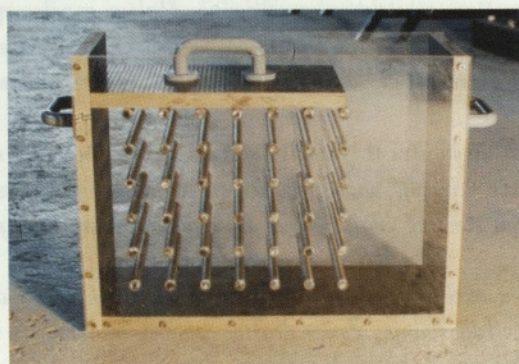
Članki, študije, razprave Articles, studies, proceedings

Stran 232

Violeta Bokan Bosiljkov

**POSEBNE LASTNOSTI SVEŽEGA
SAMOZGOŠČEVALNEGA BETONA -
PREGLED OBSTOJEČIH METOD
PREISKAV**

**KEY PROPERTIES OF FRESH SELF-
COMPACTING CONCRETE - EXISTING
TEST METHODS**



Stran 240

Bruno Duič, Roko Žarnić

**PROJEKTIRANJE KONSTRUKCIJ
LESENIH MONTAŽNIH HIŠ NA POTRES-
NIH OBMOČJIH**

**STRUCTURAL DESIGN OF
PREFABRICATED TIMBER HOUSES IN
SEISMIC REGIONS**



IN MEMORIAM



Vlado Slokan, univ. dipl. inž. grad.
1922 - 2001

Konec avgusta nas je v 79. letu starosti zapustil Vlado Slokan, univ. dipl. inž. grad., projektant, gradbenik in dolgoletni direktor sektorja za gradbeništvo, arhitekturo in geodezijo v projektantsko - konzultantskem podjetju Inženirski Biro Elektroprojekt Ljubljana.

Prve stike z gradbeno stroko je dobil že v najzgodnejših letih, saj je imel njegov oče pred drugo svetovno vojno gradbeno podjetje »Ivan Slokan, pooblaščen graditelj«. Po opravljeni osnovni šoli in zaključku srednjega šolanja na I. državni gimnaziji v Ljubljani leta 1940 se je vpisal na Tehnično fakulteto v Ljubljani. Študij je zaradi vojnih razmer leta 1943 prekinil in ga nadaljeval po vojni tako, da je diplomiral leta 1951. Že leta 1943 se je zaposlil v družinskem podjetju, kjer je opravljal delovodska in tehnična dela. V začetku leta 1951 je nastopil službo pri Projektivnem zavodu LR Slovenije, od koder je bil že avgusta meseca 1951 po službeni dolžnosti prerazporejen na Hidroelektroprojekt. Temu podjetju, ki je glede na razvoj spreminjalo svoje ime v Elektroprojekt in kasneje v Inženirski Biro Elektroprojekt ter končno v današnji IBE, d.d., je ostal zvest vse do upokojitve leta 1988.

Svojo inženirsko kariero je pričel kot inženir pripravnik in nato prešel vse razvojne faze od mladega uspešnega inženirja do samostojnega in priznanega projektanta, šefa inženirja, kot so bili takratni nazivi. V letu 1971 je prevzel namestništvo šefa gradbenega oddelka in v letu 1973 direktorovanje sektorja za gradbeništvo, arhitekturo in geodezijo vse do svoje upokojitve v letu 1988. Celotno poklicno kariero je posvetil istemu podjetju in bil eden njegovih stebrov dolga desetletja.

V svoji karieri je sodeloval in vodil projektiranje številnih objektov s področja energetike in industrije. Naj omenim le to, da je bil med pionirji pri snovanju Termoelektrarne Šoštanj, kjer je nastopal v funkciji OP in OVP za I., II. in IV. blok, pa tudi pri Ljubljanski toplotni, kjer je vodil I. in II. fazo projekta. Kasneje se je posvetil vodenju sektorja za gradbeništvo, arhitekturo in geodezijo. Nalogo je zelo uspešno opravljal v času največje ekspanzije podjetja pa tudi celotne slovenske in jugoslovanske družbe. To so bili časi velikih vlaganj v energetiko in industrijo, ki jih je Elektroprojekt s svojimi aktivnostmi, kadrovskim širjenjem in prevzemanjem vedno zahtevnejših del intenzivno spremljal.

Tudi po upokojitvi je ostal v stiku s stroko, in sicer na najžlahtnejši način, tako da je prenašal bogate življenjske in strokovne izkušnje na mlajše generacije. Smrt je prekinila njegove aktivnosti v Inženirski zbornici Slovenije, kjer je spremljal številne mlajše kolege pri pridobitvi strokovnega izpita.

Njegova aktivnost pa ni bila samo strokovna. Deloval je tudi na številnih drugih področjih, od zvezne gospodarske zbornice Jugoslavije, Zveze društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije, sveta za urbanizem Ljubljane do Šahovske zveze Slovenije, kjer je kot aktiven šahist pričel v mladosti in z ekipo Ljubljanskega šahovskega društva osvojil tudi naziv državnega moštvenga prvaka. Šahu je ostal organizacijsko aktivno zvest do konca.

Kot oseba, polna elana in življenjske energije ter kot odličen organizator in direktor sektorja nam bo ostal v trajnem spominu in zapisan v zgodovini IBE.

Branko Zadnik

V spomin Branku Rosini

Dne 29. 1. 2001 je zadet od srčne kapi naše vrste zapustil dolgoletni član Društva gradbenih inženirjev in tehnikov gospod Branko Rosina. Vsi se ga spominjamo kot pokončnega moža, vseskozi poštenjaka, bistrega duha, strogega gradbenega inšpektorja, pa vendar človeka z veliko začetnico. Vsega se je loteval z velikim entuziazmom in vero v dobroto in poštenje soljudi, čeprav so ga mnogokrat razočarali. S kakšnim žarom je deloval v Zvezi društev Maribor in v Društvu inženirjev in tehnikov – saj je bil celo med ustanovitelji – dolga leta kot tajnik in predsednik nadzornega odbora! Bil je pobudnik raznih akcij v okviru Društva, organiziral seminarje za dodatno izobraževanje članov, strokovne ekskurzije po celotni nekdanji državi Jugoslaviji, predaval o predpisih in zakonih s področja gradbeništva ter se vseskozi tudi sam izobraževal, saj je bil izredno vedoželjen. Čeprav je bil le gradbeni tehnik, se je lahko kosal z diplomiranimi inženirji, saj je v vseh letih svojega strokovnega izpopolnjevanja postal strokovnjak na vseh področjih gradbeništva in z veseljem svoje znanje prenašal tudi drugim.

Izvoljen je bil v Zvezo društev gradbenih inženirjev in tehnikov Jugoslavije kot edini tehnik med člani te Zveze, ki so jo sestavljali večinoma univerzitetni profesorji.

V Mariboru je bil tudi med prvimi zapriseženimi sodnimi izvedenci in cenilci za gradbeno stroko.

Rojen je bil leta 1925 v Brežicah. Srednjo gradbeno šolo je obiskoval v Zagrebu. Po začetku II. svetovne vojne je delal pri pripravljalnih delih za projektiranje Savskih elektrarn. Pomladi leta 1944 je bil mobiliziran v nemško vojsko in bil zaprt zaradi sabotaže. Junija leta 1945 se je peš vrnil iz Nemčije domov v Ormož, kamor so starši pobegnili pred nemškim izseljevanjem v Zasavju. Takoj je bil mobiliziran v obnovo vasi v Slovenskih goricah, ki jih je uničila Rdeča armada. Kot gradbeni referent je bil prestavljen v Maribor na Okrajni ljudski odbor. Vmes je leta 1948 odslužil vojaški rok ob nevarnem deaktiviranju min ob Sotli. Kot tehnična pomoč nerazvitim je bil najprej poslan na gradbišče novega Beograda, potem pa v Istro, kjer je bil odgovoren za investicije kot pomočnik Ministrstva za novo osvobojene kraje. Po vrnitvi v Maribor je deloval kot gradbeni inšpektor – do upokojitve v letu 1986.

Bil je naš zaslužni član, bil je naš prijatelj - slava njegovemu spominu!



Predsednik DGIT Maribor
Stipan MUDRAŽIJA, univ. dipl. inž.gr.

POSEBNE LASTNOSTI SVEŽEGA SAMOZGOŠČEVALNEGA BETONA - PREGLED OBSTOJEČIH METOD PREISKAV

KEY PROPERTIES OF FRESH SELF-COMPACTING CONCRETE - EXISTING TEST METHODS

STROKOVNI ČLANEK
UDK 691.32 : 620.16

VIOLETA BOKAN BOSILJKOV

P O V Z E T E K Po daljšem uvodnem delu, v katerem podajamo definicijo samozgoščevalnega betona in predstavimo njegove posebne lastnosti: sposobnost tečenja, viskoznost, sposobnost prehajanja med ovirami, sposobnost samoniveliranja, sposobnost samoodzračenja in stabilnost strukture, sledi predstavitev zahtev glede obdelavnosti samozgoščevalnega betona in ukrepov za izpolnitev teh zahtev. Jedro prispevka je predstavitev metod preiskav, ki so bile razvite za oceno posebnih lastnosti samozgoščevalnega betona širom po svetu. Učinkovita ocena zmogljivosti samozgoščevalnega betona s pomočjo predlaganih metod preiskav je prevečkrat povezana s strokovno usposobljenostjo delavca, ki preiskave izvaja. To je verjetno tudi razlog, zakaj nobena izmed predlaganih metod preiskav ni univerzalno sprejeta in zakaj se vedno pogosteje pojavljajo zahteve po razvoju novih metod preiskav za oceno posebnih lastnosti samozgoščevalnega betona, pri katerih bi lahko dobljene rezultate interpretirali tudi minimalno strokovno usposobljeni delavci.

S U M M A R Y The definition and key properties of the Self-Compacting Concrete (SCC): flow ability, viscosity, passing ability, self-levelling ability, ability of forcing entrapped air out of the concrete and stability of the structure are given in the introduction. In the sequel of the paper the demands for workability of SCC and measures for fulfilling them are presented. The paper concentrates on the method/principle of the most common tests for the assessment of key properties of fresh SCC developed world-wide. The efficient assessment of the performance of fresh SCC with the help of the proposed tests relies too much on the expertise of the test operators. This is probably the reason why the most common test methods are not universally accepted. For this reason the demands for the development of new tests for the assessment of the key properties of SCC with meaningful results, which can be interpreted with a minimum of training, have recently appeared.

Avtor:

doc.dr. Violeta Bokan Bosiljkov, univ.dipl.inž.grad., Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Jamova 2, Ljubljana

UVOD

Za angleški izraz "Self-Compacting Concrete" ali nemški izraz "selbstverdichtender Beton" se v Sloveniji uporablja kar nekaj različnih izrazov: samovgradljiv beton, samorazlivni beton, samozgoščevalni beton. Izmed navedenih slovenskih izrazov se mi zdi najprimernejši samozgoščevalni beton.

Samozgoščevalni beton je beton, ki je samo zaradi delovanja lastne teže in lastne sposobnosti tečenja sposoben popolnoma zapolniti opaž poljubne oblike, tesno oblitati nameščeno armaturo, se odzračiti in znivelirati, ne da bi pri tem segregiral. Za izpolnitev navedenih zahtev mora imeti sveža betonska mešanica posebne lastnosti. Po eni strani mora imeti ekstremno sposobnost tečenja, po drugi strani mora biti stabilnost strukture tako visoka, da je pasta (mešanica vode in cementa ter ostalih praškastih delcev) še sposobna ovirati pogrezanje grobega agregata ter ga med tečenjem betona ves čas transportirati s seboj. Samozgoščevalni beton pa mora imeti tudi visoko sposobnost prehajanja skozi ozke predele med armaturnimi palicami ali med armaturo in opažem. V otrdelem stanju lahko samozgoščevalni beton izpolnjuje enake zahteve glede mehanskih in trajnostnih karakteristik kot tradicionalni beton ali pa zahteve, ki so značilne za visokozmogljive betone.

Posebne lastnosti sveže mešanice samozgoščevalnega betona zahtevajo sestavo betona, ki v določenih točkah odstopa od tehnologije običajnega betona. Uravnotežiti in optimirati je potrebno dva vplivna parametra, ki imata nasproten učinek na svežo mešanico, sposobnost tečenja in viskoznost. Z večanjem sposobnosti tečenja narašča namreč nagnjenost betona k segregaciji. Ukrepi, ki ovirajo segregacijo, na primer povečanje lepljivosti paste, pa ne smejo zaustaviti dviganja zračnih por v betonu, kar je predpostavka za samoodzračenje in s tem za gosto strukturo sveže mešanice. Glede na dosedanja spoznanja lahko izpolnimo

navedene zahteve s povečanjem deleža praškastih delcev v mešanici z uporabo ustreznih materialov in z dodatkom visokozmogljivih plastifikatorjev z dovolj dolgim časom delovanja.

Zmogljivost samozgoščevalnega betona je torej lastnost, ki jo določajo naslednje karakteristike: sposobnost tečenja, viskoznost, sposobnost prehajanja med ovirami, sposobnost samoniveliranja, sposobnost samoodzračanja in stabilnost strukture [Gruebl, 2000]. Za oceno navedenih karakteristik standardnih metod preiskav ni na voljo. Izjema je metoda za določanje poroznosti svežega betona. Obstaja pa relativno veliko različnih nestandardnih metod preiskav, ki jih priporočajo različni avtorji, raziskovalne skupine ali izvajalska podjetja [Billberg, 1999], [Okamura, 1997], [Domone, 1999], [Ouchi, 1999], [Gruebl, 2000], [Bartos, 2000], [Petersson, 1999]. Katere izmed predlaganih metod preiskav dovolj učinkovito ocenijo posebne lastnosti svežega samozgoščevalnega betona? Na to vprašanje bo mogoče odgovoriti na podlagi rezultatov sistematičnega preverjanja in kritičnega ovrednotenja teh preiskav v laboratorijih, betonarnah in na gradbiščih širom po svetu.

Za samozgoščevalni beton je značilno, da je bistveno bolj občutljiv na spremembe v sestavi mešanice in na nihanja lastnosti izhodiščnih materialov kot vibrirani beton. Tako lahko že manjša odstopanja pri doziranju superplastifikatorja ali sestavi peska od zahtevanih vrednosti ter nenatančnost pri preverjanju dejanske vlažnosti agregata povzročijo, da projektirane lastnosti sveže mešanice niso dosežene. Zato je potrebno sprejeti ustrezne ukrepe, ki zagotavljajo, da se lastnosti izhodiščnih materialov, na podlagi katerih je bila določena receptura samozgoščevalnega betona, med proizvodnjo betona spreminjajo le v dopustnih mejah in da se morebitne večje spremembe teh lastnosti pravočasno ugotovijo. Eden izmed potrebnih ukrepov je preverjanje posebnih lastnosti svežega betona takoj po izdelavi mešanice. Če

beton ne izpolnjuje postavljenih zahtev glede samozgoščevalnih lastnosti, betonska mešanica betonarne ne sme zapustiti, saj je na gradbišču zelo malo možnosti za korigiranje sestave betona. Trajanje učinkovitosti superplastifikatorjev, ki so nujni za izdelavo samozgoščevalnega betona, je omejeno. S tem je omejen tudi časovni interval, v katerem beton izkazuje samozgoščevalne lastnosti. Zato je potrebno opraviti preiskave posebnih lastnosti sveže mešanice tudi tik pred vgradnjo. Za uspešno uporabo samozgoščevalnega betona je namreč odločilnega pomena, da ima beton v trenutku, ko je pripravljen za vgraditev v opaž, optimalno obdelavnost.

ZAHTEV GLEDE OBDELAVNOSTI SAMOZGOŠČEVALNEGA BETONA

SPOSOBNOST TEČENJA, VISKOZNOST IN STABILNOST STRUKTURE

V literaturi je sposobnost tečenja samozgoščevalnega betona definirana kot njegova sposobnost, da se samo zaradi delovanja lastne teže horizontalno razprostira [Gruebl, 2000]. Kot mera za sposobnost tečenja betona se uporabljajo premer razleza pri ustrezni preiskavi ali računске vrednosti, izpeljane iz tega.

Poleg sposobnosti tečenja se kot drugi kriterij ovrednotenja zmogljivosti samozgoščevalnega betona uporablja viskoznost betona. Viskoznost ali notranje trenje v tekočini je posledica medsebojnega delovanja sosednjih tekočinskih plasti, ki se med tečenjem različno hitro gibljejo. Za tekoči beton je značilno, da začne teči šele, ko dosežejo strižne napetosti v materialu kritično minimalno vrednost, tako imenovano napetost na meji tečenja. Od tukaj naprej je zveza med strižno napetostjo in strižno hitrostjo približno linearna, zato se tečenje svežega betona velikokrat opiše z Binghamovim mode-

lom:

$$\tau = \tau_0 + \beta_p \cdot \dot{\gamma}$$

kjer je

$\dot{\gamma}$ - strižna hitrost,

τ - strižna napetost,

τ_0 - napetost na meji tečenja in

β_p - plastična viskoznost.

Napetost na meji tečenja τ_0 in plastično viskoznost β_p lahko relativno natančno določimo z reometrom. Ker pa so reometri relativno dragi, se kot mera viskoznosti praviloma uporablja ustrezen čas iztekanja znane količine betona iz lijaka.

Pri izdelavi samozgoščevalnega betona si prizadevamo doseči sposobnost tečenja in viskoznost znotraj relativno ozkega območja, ki dovoljuje ekstremno tečenje in zadostno viskoznost. Če izhajamo iz Binghamovega reološkega modela tečenja betona, vidimo, da je sposobnost tečenja betona odvisna od velikosti napetosti na meji tečenja. Če pade med tečenjem betona strižna napetost v betonu pod napetost na meji tečenja, se tečenje ustavi in beton se umiri. Torej je sposobnost tečenja betona tem večja, čim nižja je napetost na meji tečenja. Pri samozgoščevalnem betonu z ekstremno sposobnostjo tečenja težimo k zelo nizki napetosti na meji tečenja. Dosežemo jo z dodatkom ustrezne količine superplastifikatorja, ki je v primeru samozgoščevalnega betona obvezen dodatek. Da pa pri tako nizki napetosti na meji tečenja preprečimo pojav segregacije, moramo povečati viskoznost paste v betonu. To dosežemo z vključitvijo bistveno večjega deleža praškastih delcev (apnene ali kremenčeve moke, elektrofiltrskega pepela, mikrosilike, ...) v svežo betonsko mešanico kot pri običajnem vibriranem betonu. Pri tem ni pomemben le prostorninski delež praškastih delcev, ampak tudi njihova zrnavostna sestava in razmerje med prostornino vode in prostornino praškastih delcev v betonu. Ciljno sposobnost tečenja in viskoznost samozgoščevalnega betona pa lahko poleg zado-

stne količine praškastih delcev ustrezne zrnivosti in z zadostno količino vode dosežemo tudi s pomočjo dodatka za spremembo viskoznosti betona (angleško Viscosity-Enhancing-Agents), na primer "Welan Gum".

V literaturi so velikokrat navedene priporočene vrednosti reoloških parametrov, napetosti na meji tečenja τ_0 in plastične viskoznosti β_p za pasto in malto za samozgoščevalni beton ter za sam samozgoščevalni beton. Tako naj bi imela malta za samozgoščevalni beton napetost na meji tečenja med 20 in 50 Pa, plastično viskoznost pa med 6 in 12 Pa·s [Gruebl, 2000].

NAGNjenost k blokiranju

Za enakomerno razširitev svežega samozgoščevalnega betona v opažu z armaturo je poleg ustrezne sposobnosti tečenja in viskoznosti pomembna tudi sposobnost prehajanja med ovirami. Ko beton med tečenjem doseže armaturo, groba agregatna zrna ne smejo oblikovati zapore. Pojav oblikovanja zapore imenujemo blokiranje. Do blokiranja lahko pride tudi v primeru, ko razmak med armaturnimi palicami presega premer največjega zrna tudi za nekajkrat. Blokiranju se lahko izognemo z omejitvijo prostornine grobozrnatega agregata ali s povečanjem prostorninskega deleža paste v betonu [Petersson, 1999].

Sposobnost samoodzračenja

Samozgoščevalni beton mora biti sposoben zrak, zajet med mešanjem in vgrajevanjem v opaž do določene mere sam tudi oddati. Sila vzgona, ki deluje na zračne pore, je odvisna od velikosti por in od gostote ter kakovosti paste. Če sploh in kako hitro se pore v samozgoščevalnem betonu dvigajo proti površini, je pri danjem vzgonu odvisno od napetosti na meji tečenja in plastične viskoznosti [Gruebl,

2000]. Za dobro samoodzračenje je torej prednost, če sta napetost na meji tečenja in viskoznost nizki. Čim daljša je pot, ki jo mora preiti zračni mehurček do površine, tem večja je verjetnost, da bo njegovo dviganje preprečeno z agregatnim zrnem. Zato naj bi bila pot tečenja samozgoščevalnega betona do končne pozicije v konstrukcijskem elementu brez prekinitev in dovolj dolga, da ima beton dovolj priložnosti za samoodzračenje.

Podatki o vsebnosti zraka vgrajenega samozgoščevalnega betona v literaturi zelo nihajo. V nekaterih državah podajajo kot dopustno vrednost vsebnost zraka med 4 in 6%, v drugih državah pa želijo doseči vsebnost zraka 2,5% in manj.

Metode preverjanja lastnosti samozgoščevalnega betona

Posebni lastnosti samozgoščevalnega betona se s standardnimi metodami preiskav svežega betona ne da ovrednotiti. Zato so raziskovalci vključeni v razvoj samozgoščevalnega betona in prenos njegove uporabe v prakso razvili številne metode preiskav, s pomočjo katerih naj bi učinkovito ovrednotili omenjene lastnosti samozgoščevalnega betona med projektiranjem sveže betonske mešanice, po zamešanju samozgoščevalnega betona in na mestu vgradnje betona v konstrukcijo. Večina teh preiskav je bila tudi že uspešno uporabljena v praksi, to je na gradbiščih. Vendar pa je bil v vseh primerih samozgoščevalni beton bodisi proizveden in vgrajen s pomočjo izkušenega tehničnega osebja usposobljenega laboratorija ali pa je izvajalec del predhodno izobrazil delavce, ki so preverjali posebne lastnosti samozgoščevalnega betona v betonarni in na terenu. Delavci niso natančno vedeli samo, v kakšnem območju morajo biti rezultati preiskav, ampak tudi, kako mora betonska mešanica izgledati in na kaj vse je treba biti pozoren [Bartos, 2000]. To pomeni, da je pri določenih preiskavah posebnih lastnosti

samozgoščevalnega betona ustrezna ocena zmogljivosti tega betona preveč odvisna od strokovne usposobljenosti delavca, ki preiskave opravi.

V nadaljevanju podajamo preiskave posebnih lastnosti samozgoščevalnega betona, ki jih v literaturi največkrat navajajo in se tudi v praksi največ uporabljajo [Billberg, 1999], [Okamura, 1997], [Domone, 1999], [Ouchi, 1999], [Gruebl, 2000], [Bartos, 2000], [Petersson, 1999].

RAZLEZ S POSEDOM

S preiskavo razleza s posedom ocenimo sposobnost tečenja samozgoščevalnega betona. Pri izvedbi preiskave uporabimo standardni prisekan stožec za določitev posedu običajnega betona (Abramsov stožec) in dovolj veliko ravno horizontalno podlago. Površino podlage pred preiskavo pazljivo navlažimo, tako da na površini ni proste vode. Stožec postavimo natančno na sredino podlage in ga do vrha napolnimo z betonom. Skompaktiranje s prebadanjem z jekleno palico, ki se zahteva pri običajnem betonu, pri samozgoščevalnem betonu seveda odpade. Nato jeklen stožec dvignemo v vertikalni smeri tako, da se beton na podlagi razleze samo zaradi delovanja lastne teže. Ko

se beton umiri, izmerimo končni premer betona v dveh pravokotnih smereh in če je potrebno tudi mejo segregacije na obodu (slika 1). Hkrati zabeležimo vsa opažanja glede homogenosti sveže betonske mešanice.

Mera za razlez s posedom je povprečje dveh meritev in je ocena napetosti na meji tečenja. Ustrezna vrednost razleza s posedom pri samozgoščevalnem betonu je 650 ± 50 mm, istočasno pa mora ostati mešanica med preiskavo stabilna. Ne sme se oblikovati meja segregacije iz vode, paste ali fine malte, preveriti pa je potrebno tudi porazdeljenost grobega agregata na zunanjem obodu svežega betona.

V nekaterih državah izvajajo preiskavo razleza s posedom tako, da je manjša odprtina prisekanega stožca spodaj. V tem primeru je za izvedbo preiskave dovolj ena sama oseba. Velikokrat se poleg merjenja končnega razleza betona priporoča tudi merjenje časa, ki ga beton potrebuje, da se razleze do vnaprej določenega premera. Ta čas je ocena plastične viskoznosti betona. Kot oceno plastične viskoznosti pri preiskavi razleza s posedom priporoča švedski inštitut za raziskavo cementa in betona CBI čas, ki ga potrebuje beton od trenutka, ko dvignemo stožec, do trenutka, ko doseže beton pre-

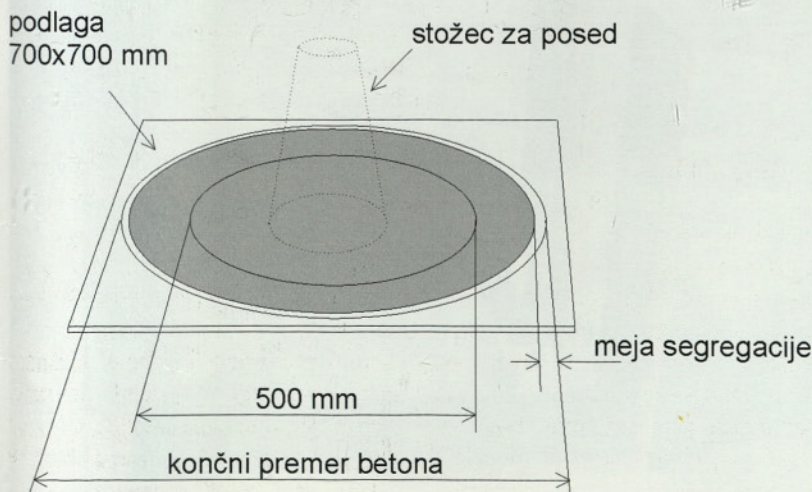
mer 500 mm (oznaka T50, čas v sekundah) [Billberg, 1999]. Na tehnični univerzi v Darmstadtu v Nemčiji pa priporočajo, da se kot ocena plastične viskoznosti vzame čas v sekundah, ki ga beton potrebuje, da se s premera 450 mm, razleze na premer 650 mm [Gruebl, 2000]. Kot prednost svoje variante preiskave razleza s posedom navajajo dejstvo, da lahko preiskavo v taki obliki opravi v celoti ena sama oseba in da je trenutek, ko doseže beton premer 450 mm natančneje definiran kot trenutek dviga prisekanega stožca.

Razlez s posedom je metoda preiskave, ki je uporabna tako pri projektiranju samozgoščevalnega betona v laboratoriju ali betonarni kot pri preverjanju karakteristik svežega betona v betonarni ali na gradbišču.

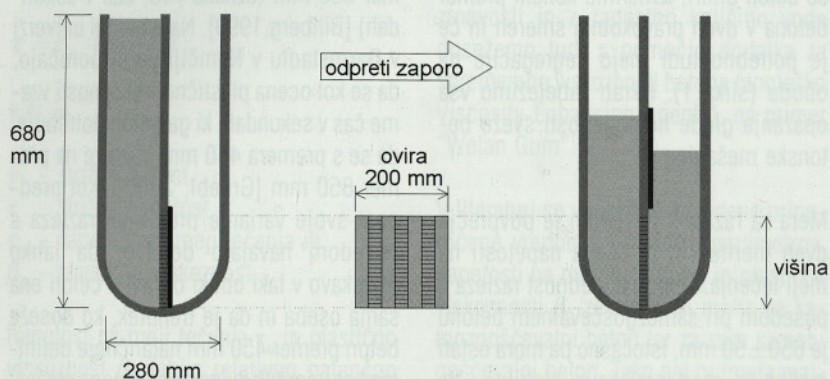
PREISKAVA Z U-ŠKATLO

S to preiskavo ocenimo sposobnost samoniveliranja betona in njegovo nagnjenost k blokiranju. Za izvedbo preiskave potrebujemo škatlo prečnega prereza v obliki črke U, ki je razdeljena v dva enaka prekata. Ločilno steno v spodnjem delu škatle nadomešča drsna zapora (slika 2). Pri zaprti drsni zapori napolnimo levi prekat z betonom. Potem zaporo dvignemo in beton lahko steče skozi odprtino na dnu v desni prekat. Pri tem mora premagati še oviro iz armaturnih palic, nameščenih v odprtini.

Praviloma tvorijo oviro tri armaturne palice $\phi 14$ z enako medsebojno razdaljo vzdolž notranje širine U-škatle enake 200 mm (slika 2). Včasih se uporabljajo tudi ovire iz štirih ali več armaturnih palic. Samozgoščevalni beton mora pri tej preiskavi brez blokiranja steči skozi oviro in se v desnem prekatu dvigniti do najmanjše predpisane višine. V primeru U-škatle, prikazane na sliki 2, znaša omenjena višina 30 cm, pri enakih nivojih površine betona v levem in desnem prekatu pa je višina betona 36 cm.



Slika 1: Potek preiskave razleza s posedom, kot jo priporoča CBI.



Slika 2: Potek preiskave z U-škatlo, povzeto po [Okamura, 2000].

PREISKAVA Z L-ZABOJEM

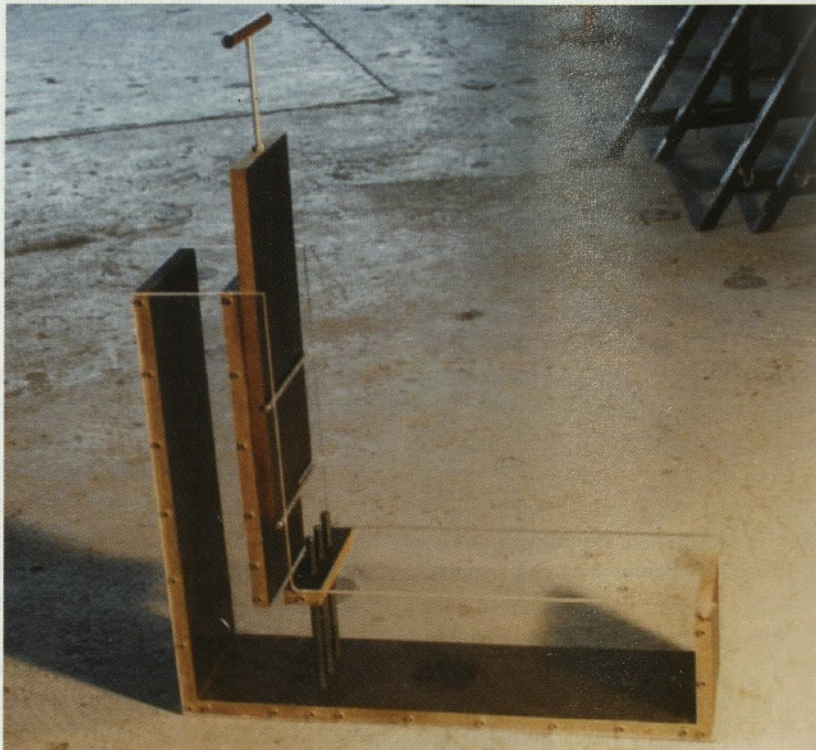
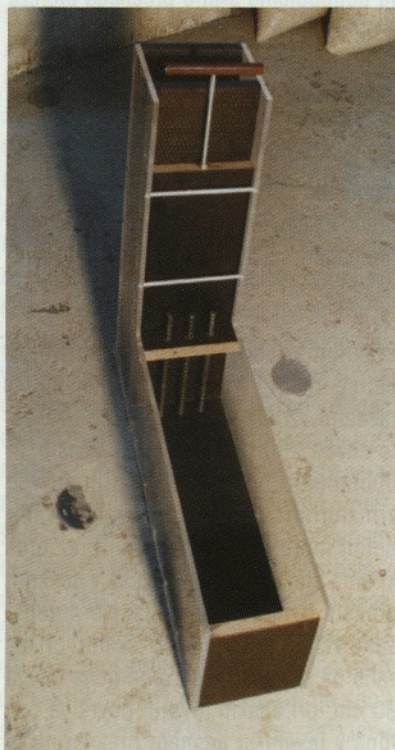
Tudi preiskava z L-zabojem (slika 3) je preiskava za oceno sposobnosti samoni-veliranja in nagnjenosti k blokiranju samozgoščevalnega betona. Obliko in notranje dimenzije L-zaboja, ki ga za izvedbo preiskave priporoča CBI [Billberg, 1999], prikazuje slika 4. Vertikalni del L-zaboja napolnimo z 12,7 litri betona (višina 0,6 m, širina 0,2 m in debelina 0,1

m + dodatno 0,7 litrov za zaporo). Po vgraditvi pustimo da beton miruje 60 sekund, da ugotovimo ali je mešanica stabilna ali ne (segregacija). Potem dvignemo zaporo in s tem omogočimo, da beton steče v horizontalni del L-zaboja skozi oviro iz armaturnih palic (običajno $3\phi 12$). Svetla razpetina med palicami na sliki 3 je 34 mm, vendar pa lahko to razdaljo z zamenjavo ovire prilagodimo dejanskim razmeram v konstrukciji [Petersson, 1999].

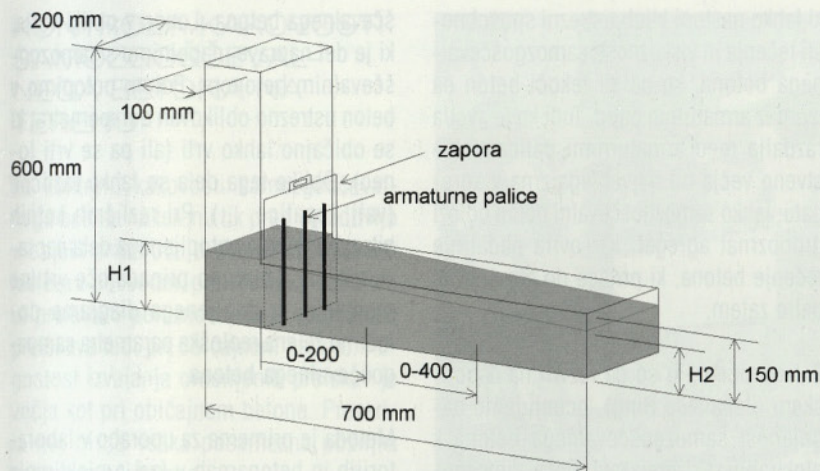
Med preiskavo merimo čas, ki ga potrebuje beton od dviga zapore do trenutka, ko doseže oznaki 200 mm (T20, s) in 400 mm (T40, s). Ko se beton umiri, izmerimo dimenziji H1 in H2. Sprejemljiva vrednost za tako imenovano blokirno razmere $H2/H1$ je $H2/H1 > 0,8$. Tako blokiranje na oviri kot segregacijo betonske mešanice lahko ugotovimo vizualno. Če oblikuje beton plato za oviro je prišlo ali do blokiranja ali do segregacije. Običajno se blokiranje na oviri odrazi v kopičenju grobih agregatnih zrn med armaturnimi palicami. Če pa so zrna grobega agregata na površini betona razporejena vse do konca horizontalnega dela L-škatle, je mešanica stabilna.

PREISKAVA OVIRANEGA TEČENJA (KAJIMA ŠKATLA)

Preiskava oviranega tečenja je še ena preiskava za oceno sposobnosti samoni-veliranja in nagnjenosti k blokiranju samozgoščevalnega betona. Preiskava poteka s pomočjo škatle iz pleksi stekla s



Slika 3: L-zaboj, ki se uporablja v laboratoriju FGG.



Slika 4: Preiskava z L-zabojem.

prečno nameščenimi armaturnimi palicami, kot je prikazano na sliki 5. Beton vli-vamo skozi odprtino za polnjenje dokler v območju polnjenja ne doseže višine h_1 . Počakamo, da se tečenje betona v škatli konča in se beton umiri. Potem izmerimo višino h_2 (slika 5) in določimo stopnjo zapolnjenosti F z izrazom:

$$F = \frac{h_1 + h_2}{2 \cdot h_1} \cdot 100 \text{ [%]}$$

Samozgoščevalni beton mora imeti stopnjo zapolnjenosti F najmanj 90% [Grube, 1999]. Pomanjkljivost opisane metode preiskave je v tem, da je potrebno po vsaki preiskavi opaži iz pleksi stekla odpreti in očistiti, zato se oprema v prime-

ru uporabe na gradbišču zelo hitro obrabi. Poleg tega potrebujemo za izvedbo preiskave skoraj 30 litrov ali več betona, kar je prevelika količina.

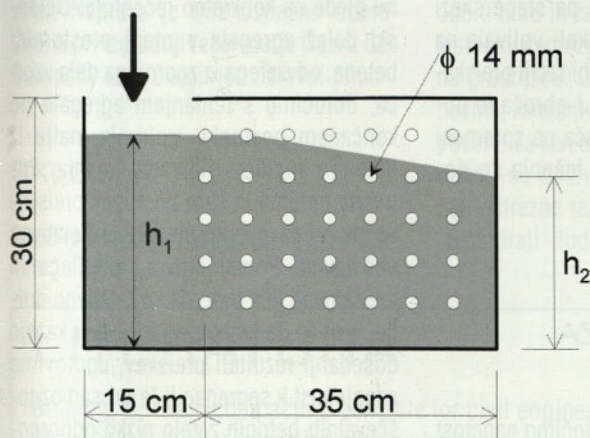
PREISKAVA Z V-LIJAKOM.

S preiskavo z V-lijakom ocenimo viskoznost samozgoščevalnega betona. Za preiskavo se uporabljajo V-lijaki različnih dimenzij, vendar se v literaturi največkrat pojavlja V-lijak z dimenzijami: širina zgornje odprtine 500 mm, višina lijaka 575 mm, debelina lijaka 75 mm, širina spodnje odprtine lijaka 75 mm in višina kvadratnega izpusta lijaka 150 mm (Slika 6). V-lijak napolnimo z 10 litri svežega

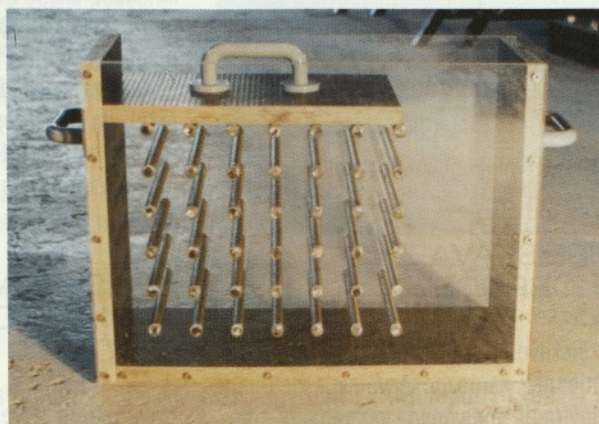
betona, odstranimo zaporo na izpustu in merimo čas od odstranitve zapore do trenutka, ko z vrha lijaka zagledamo svetlobo na izpustu. Čas iztekanja betona med 2 do 4 (odvisno od D_{maks} agregata) in 10 sekundami pomeni, da ima betonska mešanica ustrezno viskoznost. Če je čas iztekanja betona večji od 10 sekund, je beton ali preveč viskozen za ustrezno ravnanje in vgrajevanje ali tako nestabilen, da oblikujejo agregatna zrna oviro in blokirajo tečenje. Čas iztekanja pod spodnjo mejo (2 do 4 sekunde) pa kaže na nezadostno viskoznost betona za ustrezno odpornost na segregacijo [Domone, 1999].



Slika 6: V-lijak za preiskavo viskoznosti samozgoščevalnega betona v laboratoriju FGG.



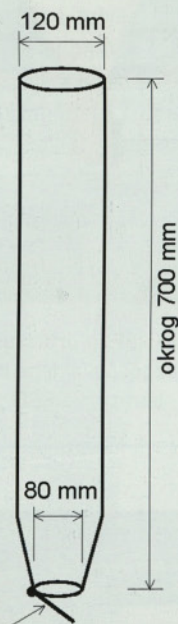
Slika 5: Kajima škatla.



ORIMET PREISKAVA

Tudi s to preiskavo ocenimo viskoznost samozgoščevalnega betona. Preiskava poteka s pomočjo kovinske cevi dolžine okrog 700 mm in notranjega premera 120 mm, ki se na spodnjem delu postopoma zoži na 80 mm ob izpustu (slika 7). Na izpustu je nameščena zapora. Cev napolnimo z betonom, odstranimo zaporo in merimo čas iztekanja betona iz cevi.

Samozgoščevalni beton naj bi imel pri tej preiskavi čas iztekanja največ 5 sekund [Bartos, 2000]. Orimet preiskavo lahko kombiniramo z drugimi preiskavami (preiskava z J-obročem, preiskava z L-zabojem) in tako ocenimo še druge lastnosti samozgoščevalnega betona (spodobnost tečenja, nagnjenost k blokiranju).



Slika 7: Orimet preiskava.

PREISKAVA Z J-OBROČEM

Preiskave so pokazale, da je ocena nagnjenosti samozgoščevalnega betona k blokiranju bistvenega pomena za zmožljivost tega betona. Blokiranje je pojav,

ki lahko nastopi kljub ustrezni sposobnosti tečenja in viskoznosti samozgoščevalnega betona, ko naleti tekoči beton na oviro iz armaturnih palic. Tudi ko je svetla razdalja med armaturnimi palicami bistveno večja od največjega zrna v agregatu, lahko samozgoščevalni beton odloži grobozrnat agregat, kar ovira nadaljnje tečenje betona, ki priteče do armaturnih palic zatem.

Z J-obročem, ki so ga razvili na Japonskem (Japanese Ring), ocenjujemo nagnjenost samozgoščevalnega betona k blokiranju. Pri preiskavi mora samozgoščevalni beton steči med armaturnimi palicami brez blokiranja. Beton znotraj J-obroča spravimo v tečenje ali s pomočjo prisekanega stožca (preiskava razleza s posedom) ali z orimet napravo. Konstantno svetlo razdaljo med armaturnimi palicami vzdržujemo s pomočjo togega kovinskega obroča premera okrog 30 cm, na katerega so pritrjene armaturne palice. Premer palic je običajno $\phi 16$, svetla razdalja med sosednjima palicama pa je približno enaka 2 do 3-kratniku premera palic. Zahteve glede odpornosti proti blokiranju samozgoščevalnega betona lahko s spremembo premera palic in svetle razdalje med njimi prilagodimo vsakokratnim dejanskim razmeram v konstrukciji.

Če je beton nagnjen k blokiranju, lahko ostane skoraj celotna količina preiskovanega betona znotraj obroča ali pa ostane znotraj obroča njegov večji del. Beton, ki ni nagnjen k blokiranju, pa steče skozi oviro, ne da bi ta kakorkoli vplivala na njegovo tečenje. Pri kombinaciji preiskave razleza s posedom in J-obročem to pomeni, da prisotnost obroča ne spremeni razleza betona niti časa tečenja do določenega premera.

PREISKAVA Z REOMETROM ZA BETON

Z reometrom za beton določimo napetost na meji tečenja in viskoznost samozgo-

ščevalnega betona. Lonec v obliki valja, ki je del naprave, napolnimo s samozgoščevalnim betonom. Potem potopimo v beton ustrezno oblikovan del reometra, ki se običajno lahko vrti (ali pa se vrti lonec). Oblike tega dela so lahko različne (valj, lopatice, ...). Pri različnih kotnih hitrostih vrtenja potopljenega dela naprave ali lonca merimo pripadajoče vrtilne momente. Iz dobljenega diagrama določimo želena reološka parametra samozgoščevalnega betona.

Metoda je primerna za uporabo v laboratorijih in betonarnah v fazi projektiranja samozgoščevalnega betona, v betonarnah pa tudi za kontrolo kakovosti proizvedenega samozgoščevalnega betona. V primerjavi z ostalimi metodami za oceno reoloških parametrov tekočega betona daje preiskava z reometrom natančnejše rezultate, pomanjkljivost metode pa je bistveno dražja in težka oprema, ki je ne moremo prenašati.

PREISKAVE ODPORNOSTI NA SEGREGACIJO

V literaturi lahko zasledimo kar nekaj predlogov metod preiskav nagnjenosti samozgoščevalnega betona k segregaciji. Vse metode temeljijo na določanju razmerja med deležem grobozrnatega agregata v zgornjem delu vzorca svežega betona glede na delež agregata, ki ga pričakujemo v samozgoščevalnem betonu glede na konkretno recepturo. Dejanski delež agregata v znani prostornini betona, odvzetega iz zgornjega dela vzorca, določimo s tehtanjem agregata po končanem postopku izpiranja malte iz betona z metodo mokrega sejanja. Potrebna oprema in sam postopek preiskave sta pri navedenih preiskavah relativno enostavna. Pomanjkljivost predlaganih preiskav pa je v tem, da so relativno dolgotrajne in da lahko z njimi, kakor kažejo dosednji rezultati preiskav, ugotovimo nagnjenost k segregaciji le pri samozgoščevalnih betonih z zelo nizko odpornostjo na segregacijo [Bartos, 2000].

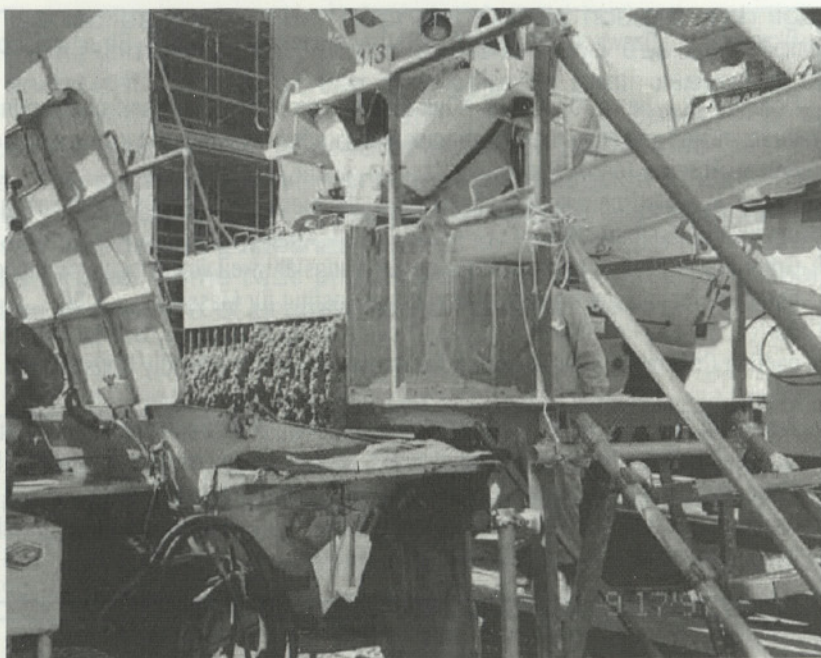
KONTROLA KAKOVOSTI SAMOZGOŠČEVALNEGA BETONA NA TERENU

Za kontrolo kakovosti samozgoščevalnega betona na terenu tik pred vgraditvijo v objekt priporočajo običajno preiskavo razleza s posedom, preiskavo z L-zabojem in preiskavo porznosti, ki je standardna preiskava tudi pri običajnem betonu. Pogostost izvajanja omenjenih preiskav je večja kot pri običajnem betonu. Preverila naj bi se vsaka posamezna pošiljka betona iz betonarne.

Zanimiva metoda, ki zagotavlja, da vsaka pošiljka betona, ki se vgradi, izpolnjuje zahteve, je metoda kontinuirnega preverjanja betonske mešanice, ki jo priporočajo Japonci [Ouchi, 1999] (Slika 8). Med izpustno drčo avtomobilskega mešalnika (agitatorja) in črpalko namestimo napravo v obliki kontejnerja z armaturnimi palicami, ki predstavljajo oviro. Iz mešalnika se ves beton iztvori v napravo. Če je beton stabilen in ima ustrezno sestavo, bo tekel skozi oviro v avtomobilsko črpalko. Če pa beton segregira ali/in pride do blokiranja tečenja na oviri, se lahko zavrne in se ne vgradi v konstrukcijo. Prednost te metode je tudi v tem, da ni potrebno opraviti odvzema vzorcev iz dostavljene količine betona, kar običajno izvaja večje število delavcev. S tem izločimo človeški vpliv (različni ljudje) na rezultat preiskave, istočasno pa zmanjšamo tudi število potrebnih delavcev. Naprava je bila uspešno uporabljena pri izgradnji rezervoarja Osaka Gas Company za utekočinjen naravni plin.

SKLEP

Kljub relativno velikemu številu predlaga-



Slika 8: Kontinuirna kontrola kakovosti SCC na terenu [Ouchi, 1999].

nih metod preiskav za oceno posebnih lastnosti samozgoščevalnega betona ni soglasja o tem, katere izmed njih te lastnosti najboljše ocenijo in bi jih lahko sprejeli kot univerzalne, čeprav še niso standardizirane. Ustrezna ocena zmogljivosti samozgoščevalnega betona je v praksi namreč še vedno preveč odvisna od strokovnosti delavca, ki preiskavo opravi. Zato je potrebno obstoječe metode preiskav samozgoščevalnih betonov sistematično preveriti, jih kritično ovrednotiti in izdvojiti tiste, ki bi jih lahko sprejeli kot standardne metode. S standardnimi metodami preiskav bi morali dobiti hitro in zanesljivo oceno posebnih lastnosti samozgoščevalnega betona tudi na gradbišču. Oprema bi morala biti robustna, zanesljiva, enostavno prenosna in poceni. Za izvedbo preiskave bi moral biti dovolj en delavec. Preiskava bi morala dati ustrezne rezultate, ki bi jih znali interpretirati tudi minimalno strokovno

usposobljeni delavci in s katerimi bi lahko identificirali različne mešanice samozgoščevalnega betona. Vse kaže, da je prav odsotnost standardnih metod preiskav za oceno posebnih lastnosti samozgoščevalnega betona temeljni razlog zato, da uporaba samozgoščevalnega betona v gradbeni praksi ni nekaj običajnega vsaj v deželah, kot so Japonska, Švedska in Kanada, kjer so z razvojem metod projektiranja in preverjanja lastnosti tega betona najdlje.

ZAHVALA

Prispevek je nastal kot rezultat dela v okviru razvojno-raziskovalne naloge "Betoni vgradljivi brez kompaktiranja (SCC) za cestne objekte". Družbi za avtoceste v Republiki Sloveniji, ki razvojno raziskovalno nalogo financira po pogodbi št. 593/00, se najlepše zahvaljujem.

LITERATURA

- Billberg, P., "Self-compacting concrete for civil engineering structures - the Swedish experience", CBI report, 1999.
Okamura, H., "Self-compacting high-performance concrete", Concrete International, letnik 19, številka 7, strani 50-54, 1997.

Okamura, H., Ozawa, K., Ouchi, M., "Self-compacting concrete", Structural Concrete, številka 1, letnik 1, strani 3-17, 2000.

Domone, P.L., Jin, J., Chai, H-W, "Optimum mix proportioning of self-compacting concrete", Innovation in concrete structures: design and construction, zbornik mednarodne konference Creating with Concrete, Dhir, R. K. in Jones, M.R., (urednika), Thomas Telford Publishing, London, strani 277-285, 1999.

Ouchi, M., "Self-compacting concrete development, applications and investigations", prispevek številka 3 v 23. NCR publikaciji, 5 strani, 1999.

Grübl, P., Lemmer, C., "Überprüfung der Leistungsfähigkeit von selbstverdichtendem Beton (SVB)", DBV-Nr. 215, končno poročilo, Technische Universität Darmstadt, Institut für Massivbau, 2000.

Bartos, P., "Key Properties of fresh self-compacting concrete: a case for standardisation", zbornik seminarja Self-Compacting Concrete, Target Research Action Environmentally Friendly Construction Technologies, ECCREDI, , strani 21-26, 2000.

Petersson, Ö., Billberg, P., "Investigation on blocking of self-compacting concrete with different maximum aggregate size and use of viscosity agent instead of filler", zbornik prvega mednarodnega RILEM simpozija Self-Compacting Concrete, Skarendahl, L. in Petersson, Ö., (urednika), Rilem Publications S.A.R.L., strani 333-34, 1999.

Grube, H., Rickert, R., "Selbstverdichtender Beton – ein weiterer Entwicklungsschritt des 5-Stoff-Systems Beton", Beton, letnik 49, zvezek 4, strani 239-244, 1999.

PROJEKTIRANJE KONSTRUKCIJ LESENIH MONTAŽNIH HIŠ NA POTRESNIH OBMOČJIH

STRUCTURAL DESIGN OF PREFABRICATED TIMBER HOUSES IN SEISMIC REGIONS

STROKOVNI ČLANEK

UDK 624.011.1 : 694.057 : 699.841 : 006.8

BRUNO DUJČIČ, ROKO ŽARNIČ

POVZETEK Naraščanje števila gradenj montažnih objektov z lahko leseno okvirno konstrukcijo nas je kot gradbenike in raziskovalce pripeljalo do problema izračunljivosti tovrstnih objektov na delovanje vodoravnih obtežb, kot sta potres in veter. Le z natančnim poznavanjem mehanskih lastnosti osnovnih elementov konstrukcije, ki ji zagotavljajo togost in nosilnost, lahko izračunamo varnost objekta pred nezgodnimi obtežbami. V prispevku smo opisali stanje na tem področju ter podali smernice, ki jih bi bilo potrebno upoštevati pri načrtovanju in gradnji montažnih objektov v Sloveniji. Obravnavali smo nove evropske standarde in njihove smernice pri načrtovanju lesenih okvirnih konstrukcij na potresnih območjih. Izpostavili smo določene preiskave, ki bi jih proizvajalci montažnih hiš morali izvesti, da bi določili mehanske lastnosti konstrukcijskega sistema. Poznavanje le-teh je nujno potrebno pri računskih metodah za dokazovanje varnosti montažnih objektov na delovanje navpične obtežbe ob kombinaciji vetrne ali potresne obtežbe.

S U M M A R Y The increasing number of prefabricated houses with light frame timber construction demands the use of reliable analytical models for the prediction of their response to earthquake, wind and similar accidental actions. The prediction can be based only on accurate experimentally obtained mechanical characteristics of basic load-bearing elements and/or assemblages. The paper deals with the present situation in Slovenian practice and suggests the way of the assurance of proper resistance of prefabricated houses. The european standards and design guidelines related to earthquake resistance of prefabricated houses are discussed. Some test procedures are highlighted and their application are recommended to producers of prefabricated houses.

Avtorja:

asist. mag. Bruno Dujč, univ. dipl. inž. grad., Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Katedra za preskušanje materialov in konstrukcij, Jamova 2, Ljubljana
izr. prof. dr. Roko Žarnić, univ. dipl. inž. grad., Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Katedra za preskušanje materialov in konstrukcij, Jamova 2, Ljubljana

UVOD

Način gradnje lesenih stanovanjskih objektov je v zadnjih desetletjih v zahodni in srednji Evropi sledil načinu gradnje v Severni Ameriki in Skandinaviji, kjer se v večini primerov pri gradnji nižjih objektov izvaja lahka lesena okvirna konstrukcija z uporabo obložnih plošč na osnovi lesa. Delež lesenih konstrukcij proti vsem konstrukcijam se na različnih področjih v ZDA giblje med 80 % in 90 % [Malik, 1995].

Tudi v slovenskem prostoru se gradi vse več montažnih objektov z leseno okvirno konstrukcijo. Predvsem zaradi ekološke osveščenosti ljudi, ekonomičnosti gradnje pri porabi materiala in časa ter ostalih prednosti, ki jih imajo lahke lesene konstrukcije v primerjavi s konstrukcijami iz drugačnih materialov, se vse več ljudi odloča za nakup montažnih hiš. Proizvajalci in investitorji že kažejo želje po graditvi večnadstropnih objektov in montažnih konstrukcij večjih dimenzij. Nekaj jih je bilo že zgrajenih v zadnjih letih. Pri nas omejitve višine oziroma števila etaž stavb z leseno okvirno konstrukcijo ni. Večina držav je to omejitev

določila na osnovi različnih vplivov, ki so posebej nevarni za tovrstne objekte. Tako so države v Evropi in Skandinaviji omejitve postavile na osnovi požarne varnosti, v potresno ogroženih državah pa so omejitve v številu etaž določene predvsem zaradi potresnega vpliva na lesene okvirne konstrukcije (Kalifornija, ZDA).

Inženirsko znanje o obnašanju lesenih konstrukcij na potresnih področjih je v primerjavi z znanjem o obnašanju konstrukcij iz drugačnih materialov zelo pomanjkljivo. Rezultati preiskav različnih konstrukcijskih sklopov v različnih laboratorijih so tudi težko primerljivi - predvsem zaradi različnosti izvedbe in sestave elementov iz različnih materialov. Zato so preiskave lesenih konstrukcijskih sklopov in elementov z natančno določenimi robnimi pogoji in razvoj čim bolj natančnih računskih modelov še kako potrebni pri razvoju znanja o obnašanju tovrstnih konstrukcij.

Trenutno v Sloveniji nobeden izmed proizvajalcev lesenih montažnih objektov v projektu za pridobitev gradbenega dovoljenja nima izdelanega izračuna potrebne odpornosti objekta, čeprav bi s sta-

lišča potresne ogroženosti slovenskega prostora to od njih pričakovali. Za računsko analizo potresnega vpliva na konstrukcijo je potrebno določiti mehanske lastnosti tipskih stenskih elementov in stikov pri kombinirani obtežbi. Tako so za določitev odziva stenskih elementov in stikov potrebne eksperimentalne preiskave. Z njimi določimo obnašanje elementov in stikov pri izmenični obtežbi in mehčanje stikov zaradi upadanja nosilnosti pri ponavljajočih se obtežbah. Natančnih in preverjenih računskih metod, s katerimi bi lahko računsko ovrednotili nosilnost in togost stika med lesenim okvirom in ploščo, ki ni izdelana na osnovi lesa, ni. Tako tudi evropski standardi za lesene konstrukcije EC5 in projektiranje konstrukcij na potresnih območjih EC8 predlagajo standardne metode preizkušanja osnovnih komponent montažnih konstrukcij. Na podlagi rezultatov preiskav se nato po veljavnih in preverjenih metodah računa, določi potresni vpliv na analizirani konstrukciji. Iz kombinacije vpliva potresnih sil in ostale obtežbe, ki deluje na konstrukcijo, je potrebno dimenzionirati elemente, ki konstrukciji v njeni življenjski dobi zagotavljajo določeno togost in nosilnost.

POTRESNI VPLIV NA MONTAŽNE KONSTRUKCIJE

Potresna odpornost montažne konstrukcije je odvisna od zasnove konstrukcije, izbire dimenzij posameznih elementov, izvedbe stikov med lesenimi elementi in poznavanja obnašanja konstrukcije med ciklično oziroma spreminljivo vodoravno obtežbo [Dujč, 2000]. V večini primerov so računsko preverjene lesene konstrukcije varne pred porušitvijo, vendar pa se zaradi podajnosti konstrukcijskih elementov in predvsem stikov lahko precej deformirajo. Pri močnejših potresih velika podajnost lahko povzroči poškodbe nekonstrukcijskih oziroma nenosilnih elementov. Podatki iz predhodnih potresov [Rainer, 2000] kažejo, da ne gre zanemarjati poškodb lesenih konstrukcij, hkrati pa je potrebno poudariti, da tako lesene konstrukcije kakor tudi ostale konstrukcije potrebujejo skrbno načrtovanje in računsko preverjanje na potresno obtežbo na potresno ogroženih področjih, kamor sodi tudi Slovenija.

Znano je, da so objekti z leseno nosilno konstrukcijo, kot so montažne hiše, težko izračunljivi zaradi velikega števila mehanskih veznih sredstev, ki se že pri majhnih obtežbah obnašajo nelinearno. V večini primerov se konstrukcije deformirajo in poškodujejo prav zaradi porušitve stikov med elementi. Do sedaj je veljala presoja o potresni varnosti montažnih objektov predvsem na grobi oceni, da so lahki montažni objekti potresno varni zaradi majhne lastne teže konstrukcije. Vendar je potrebno kljub precej manjši lastni teži konstrukcije upoštevati, da so stenski elementi montažnih hiš veliko manj nosilni in precej bolj deformabilni, kot so masivnejši stenski elementi, ki so izdelani iz drugačnih materialov (kamen, opeka, armirani beton, jeklo). Poleg tega imajo nosilni elementi v lahki montažni konstrukciji enako vlogo pri prevzemanju stalne in koristne obtežbe kot pri bolj masivnih konstrukcijah. Večina obstoječih montažnih objektov v Evropi ni

bila izpostavljena močnejšim potresom, saj večina dežel, kjer je zgrajenih največ montažnih objektov, ni potresno ogrožena. Zato tako slikovitih primerov o dejanskem obnašanju lahkih lesenih okvirnih objektov pri močnih potresih, kakor so se pokazali v zadnjih potresih predvsem v Kaliforniji, ZDA, v Evropi nimamo.

Močnejši potresi so v zadnjem desetletju pokazali, da se lesene konstrukcije, ki niso pravilno dimenzionirane in konstruirane za potresno obtežbo, lahko močno poškodujejo ali celo porušijo. Tako je bilo po zadnjih analizah posledic potresa z magnitudo 6.7 v Northridgu leta 1994 v ameriški zvezni državi Kaliforniji poškodovanih okoli 200.000 lesenih objektov. Od skupaj 60 je bilo 25 smrtnih žrtev zaradi poškodb na stavbah, od tega je 24 ljudi izgubilo življenje zaradi porušitve ali poškodb lesenih konstrukcij. Od skupaj 40 milijard ameriških dolarjev ocenjene škode na vseh poškodovanih in porušeni objekti je bilo polovico škode na lesenih konstrukcijah. Od skupaj 48.000 po potresu neuporabnih stanovanjskih enot so bile skoraj vse lahke lesene okvirne konstrukcije [Rainer, 2000]. Vendar je potrebno pri tolmačenju teh podatkov upoštevati, da v okolici Los Angelesa oziroma v Kaliforniji predstavljajo leseni stanovanjski objekti okoli 95 % vseh stanovanjskih objektov.

DOGAJANJE NA PODROČJU PREISKAV POTRESNE ODPORNOSTI LESENIM OBJEKTOV

Septembra 1998 je bil v Kaliforniji osnovan California Universities for Research in Earthquake Engineering - Caltech Woodframe Project (CUREE-Caltech projekt o lesenih okvirnih konstrukcijah) z naslovom Earthquake Hazard Mitigation of Woodframe Construction (Zmanjšanje potresnega tveganja pri lesenih okvirnih konstrukcijah), s katerim upravlja California Governor's Office of Emergency Ser-

vices (OES). Vladne organizacije so namenile 5,2 milijona ameriških dolarjev, skupaj z nevladnimi viri iz industrije in akademije pa ima celoten projekt proračun prek 7 milijonov dolarjev. Prvi pogodbenik do OESa pri izvedbi projekta je California Institute of Technology (Caltech). CUREE organizira in izvaja naloge v okviru projekta kot podizvajalec Caltech-a, hkrati pa vključuje v projekt tudi ostale univerze, inženirje iz prakse in industrije pri izvajanju različnih nalog. Ker so v projekt vključene tudi organizacije in ustanove zunaj Kalifornije, se je jeseni 2000 organizacija preimenovala v Consortium Universities for Research in Earthquake Engineering.

Razlog za pripravo tako velikega projekta na področju potresne varnosti lesenih konstrukcij je bilo ogromno število poškodovanih lesenih objektov v zadnjih potresih. Namen projekta je izboljšati obnašanje lesenih konstrukcij pri potresni obtežbi z razvojem zanesljivih in ekonomičnih načinov utrditve starih objektov. Hkrati je potrebno na osnovi nadaljnjih eksperimentalnih preiskav, z razvojem matematičnih modelov in s primerjalnimi študijami določiti preverjene računske metode, ki bi dopolnile obstoječe predpise za projektiranje novih lesenih konstrukcij.

Pomemben del pri razvoju matematičnih modelov in natančnih računskih metod predstavljajo eksperimentalne raziskave posameznih sklopov in elementov lesenih konstrukcij. Še posebej so pomembne eksperimentalne preiskave celotnega lesenega objekta v naravnem merilu na potresni mizi. Tako so v okviru projekta v konstrukcijsko - raziskovalnem laboratoriju Charles Lee Powell v San Diegu v Kaliforniji izvedli preiskave dvonadstropnega lesenega objekta z enostavnim tlorisom 5 x 6 m na potresni mizi v naravni velikosti (slika 1). Po zaključku preiskav julija 2000 se je vključilo v CUREE-Caltech Woodframe projekt enajst raziskovalnih skupin (iz Evrope sta le naša iz Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na Katedri za preskušanje materialov in kon-

strukcij ter raziskovalna skupina iz Italije pod vodstvom prof. Ceccottija), ki smo analizirali odziv lesene konstrukcije na potresno obtežbo. Iz osnovnih geometrijskih podatkov konstrukcije in njenih sestavnih delov ter le nekaterih materialnih karakteristik uporabljenih materialov je bilo potrebno izračunati odziv konstrukcije na različna potresna gibanja tal (akceleroگرامe), ki jim je bila konstrukcija izpostavljena med preiskavo. Od enajstih raziskovalnih skupin nas je le šest uspešno končalo in januarja 2001 oddalo računsko analizo oziroma slepo napoved odziva konstrukcije na dinamično obtežbo. Junija 2001 smo bili povabljeni, da kot raziskovalna skupina iz Slovenije v San Diegu predstavimo naš matematični model in potek računskih metod, ki so bile razvite in uporabljene pri dinamični analizi lesenega objekta. Predstavili smo svoje rezultate in jih primerjali z dejanskim odzivom konstrukcije, ki so ga merili med preiskavo na potresni mizi. Dobili smo dobro ujemanje z eksperimentalnimi rezultati, ki bodo skupaj z računskim modelom predstavljeni v naslednjih objavah avtorjev prispevka.

Pričakovati je, da se bo v okviru tega projekta izboljšalo poznavanje odzivov za

OPOZORILO

VSE DOLŽNIKE, KI ŠE NISTE PORAVNALI NAROČNINE ZA »GRADBENI VESTNIK« V LETU 2001, OPOZARJAMO, DA STE PREJELI ŽE 10 ŠTEVILK. PROSIMO ZA TAKOJŠNJE PLAČILO OBVEZNOSTI!

Če ste izgubili položnico (prejeto maja oz. junija 2001), boste našli podatke o višini naročnine in številko žiro računa v kolofonu revije.

Uprava in uredništvo
»Gradbenega vestnika«

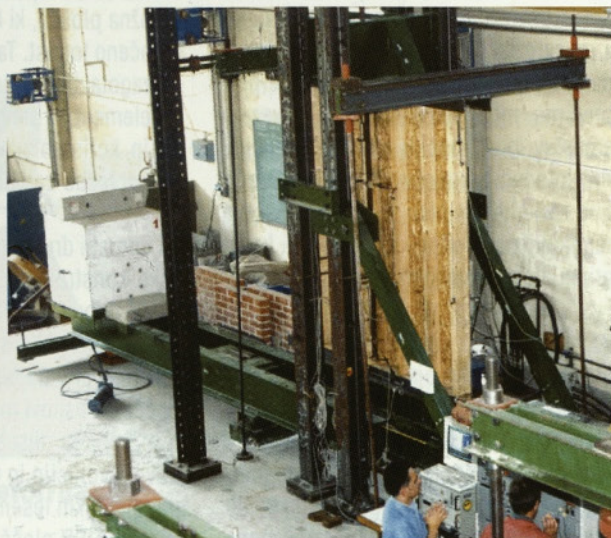
lesenih konstrukcij na potresno obtežbo, kar naj bi v končni meri vplivalo na spremembe in dopolnitev obstoječih predpisov in standardov za preizkušanje osnovnih elementov in konstrukcijskih sklopov ter načrtovanje in izgradnjo lesenih objektov na potresnih območjih.

Na Katedri za preskušanje materialov in konstrukcij na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani v okviru raziskav

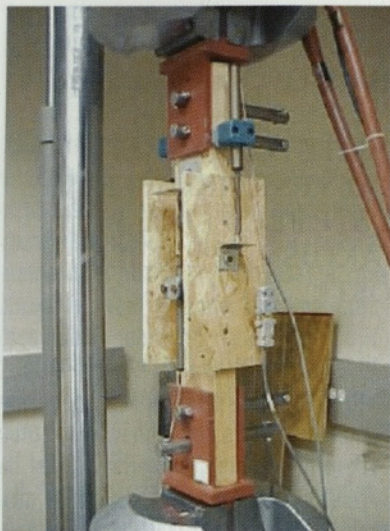
potresne odpornosti lesenih objektov izvajamo tudi eksperimentalne preiskave stenskih elementov lesenih okvirnih konstrukcij (slika 2), mehanskih stikov (slika 3) in sidrišč pri ciklično spreminjajoči se obtežbi. Izdelali smo univerzalno napravo, ki je potrebna za eksperimentalne preiskave osnovnih stenskih elementov montažnih hiš pri kombinaciji vodoravne in navpične obtežbe. Naprava nam omogoča preskušanje konzolnih sten. Razlog



Slika 1: Preiskava dvonadstropnega lesenega objekta v naravni velikosti na potresni mizi v raziskovalnem laboratoriju Charles Lee Powell v San Diegu aprila 2000.



Slika 2: Preiskava tipskega stenskega elementa, sestavljenega iz dveh panelnih enot.



Slika 3: Preiskava mehanskega stika med obložno ploščo in lesenim okvirom.

izdelavo takšne naprave so konstantna navpična obtežba med vodoravnim obteževanjem in natančno določeni robni pogoji, ki jih moramo zagotoviti preizkušancu med preiskavo. Zagotoviti moramo odziv stenskega elementa z možnostjo deformiranja tako lesenega okvira, obložne plošče kakor tudi mehanskih veznih sredstev. Dejanski odziv pri spremenljivi obtežbi stenskega elementa določa obnašanje mehanskih veznih sredstev, zato je izredno pomembno, da z mehanizmi vpenjanja oziroma sidranja panela v preizkuševalno napravo ne preprečimo možnosti deformacije veznih sredstev in disipacije vnesene energije. Pri določenih preiskavah iz literature je bilo zaslediti, da niso bili med preiskavo zagotovljeni omenjeni robni pogoji, kar je pripeljalo do napačnih rezultatov.

V laboratoriju smo izvedli obsežne preiskave različno ojačenih stenskih elementov pri različnih nivojih navpične obtežbe. Preizkušeni stenski elementi z OSB ploščo so značilni za severnoameriški način sestavljive gradnje lesenih okvirnih objektov na terenu. Iz eksperimentalnih preiskav smo dobili odziv stenskih elementov pri izmenični ciklični obtežbi. Iz odziva smo določili začetno

togost, nosilnost, duktilnost, upadanje togosti pri ponovljivih ciklih, disipacijo energije ter mehanizem porušitve. Iz ugotovljenih karakteristik obnašanja smo izdelali matematični model stika in stenskega elementa, s katerim lahko simuliramo odziv elementa in celotne konstrukcije na potresno obtežbo.

RAZLIKE MED EVROPSKIMI IN AMERIŠKIMI LESENIMI OKVIRNIMI KONSTRUKCIJAMI

Lahke montažne konstrukcije, ki se gradijo v Evropi, se razlikujejo od ameriških lesenih okvirnih konstrukcij predvsem v načinu gradnje, v konstrukcijskih detajlih in pri uporabi drugačnih materialov. V Evropi prevladujejo velikopanelni montažni sistemi gradnje, kjer na terenu sestavijo objekte iz tovarniško izdelanih celotnih stenskih elementov. V Severni Ameriki (tudi v Skandinaviji) pa prevladuje sestava in gradnja lesenih okvirnih konstrukcij na terenu (platform construction). Nosilni sistem je enak, saj v obeh primerih lesena okvirna konstrukcija prevzema navpično obtežbo, pri kombinaciji vodoravne in navpične obtežbe pa preko mehanskih veznih sredstev sodeluje tudi obložna plošča, ki konstrukciji zagotavlja določeno togost. Tako je osnovni element pri zagotavljanju stabilnosti objekta stenski element, ki prevzema tako lastno, stalno in koristno navpično obtežbo kakor tudi obtežbo zaradi potresa ali vetra.

Pri uporabi drugačnih materialov se ameriške konstrukcije predvsem razlikujejo zaradi uporabe obložnih plošč na osnovi lesa, medtem ko se v Evropi za nosilne obložne plošče večinoma uporabljajo plošče na osnovi mavca in cementa. Tako je v zadnjem desetletju v Kanadi in ZDA pravo revolucijo in množično uporabo pri gradnji lahkih lesenih objektov povzročila izdelava OSB plošč (Oriented Strand Board). Te plošče so iz velikih iveri, zlepljenih s posebnimi smolami. Smer iveri in število plasti lahko med proizvodnim

procesom kontrolirajo in tako določajo potrebne mehanske lastnosti v različnih smereh. OSB plošče so zaradi cene in ekonomičnosti izdelave s porabo lesenih odpadkov, ki ostanejo v lesnopredelovalnih industrijah pri obdelavi ali izdelavi lesenih masivnih elementov, večinoma izpodrinile dolgoletno uporabo vezanih plošč. Te imajo nekoliko boljše mehanske lastnosti, a so dražje. Vendar lahko glede na dimenzijske parametre sestavljenih materialov z različnimi mehanizmi deformiranja veznega sredstva v OSB plošči dobimo večje sipanje vnesene energije.

Za pritrdjevanje obložnih plošč na leseni okvir in za stikovanje elementov lesenega okvira se v ameriških konstrukcijah uporabljajo obročasti in spiralni žebliji ("paletniki"), ki imajo zaradi oblike stebra veliko večjo nosilnost na izvlek iz lesenega medija kot običajni oziroma gladki žebliji. Značilnost evropskih stenskih panelov pa je, da so obložne plošče na osnovi mavca ali cementa (mavčno-kartonske, mavčno-vlaknaste ali cementno-iverne plošče) pritrjene na leseni okvir z jeklenimi sponkami.

Pomemben napredek v zadnjih letih pri izdelavi ameriških konstrukcij je viden na področju različnih sistemov sidranja stenskih elementov. Poškodbe lesenih konstrukcij med potresi in eksperimentalne preiskave stenskih elementov so pokazale, da je klasično sidranje lesenega okvira v talno konstrukcijo nezadostno. Z direktnim sidranjem navpičnih elementov lesenega okvira v talno konstrukcijo in premišljenim razporedom sider se zelo izboljša odziv stenskih elementov na izmenično vodoravno obtežbo.

PROJEKTIRANJE LESENIM KONSTRUKCIJ NA POTRESNIH OBMOČJIH

Pri projektiranju montažnih objektov na potresnih območjih je potrebno določiti potresno obtežbo zaradi vztrajnostnih sil,

ki jih povzroči gibanje temeljnih tal med potresom. Stavbe je potrebno projektirati v skladu s potresno obtežbo, ki lahko z določeno verjetnostjo nastopi na konstrukciji na določeni lokaciji. Pri potresih z veliko verjetnostjo, da se zgodijo v življenjski dobi objekta, je potrebno dimenzionirati elemente na mejne deformacije konstrukcije, ki jih lahko dopustimo pri nadaljni uporabi objekta glede na nastalo škodo, ki je še dopustna v primerjavi z vrednostjo objekta. Pri močnejših potresih pa moramo konstrukciji zagotoviti dovolj veliko nosilnost, ki ji zagotavlja varnost pred porušitvijo (slika 4). Pri tem nastanejo določene poškodbe v konstrukciji, ki jih lahko z nekoliko večjimi začetnimi vlaganji bistveno zmanjšamo. V potresnem inženirstvu namreč velja načelo, da se običajni objekti projektirajo tako, da ostanejo v glavnem nepoškodovani med bolj pogostimi šibkejšimi potresi in da se ne porušijo med najmočnejšimi potresi. Tako je potrebno v fazi načrtovanja objekta z naročniki določiti nivo zaščite objekta. Lastniki se lahko odločijo za večjo zaščito od tiste, ki jo ponujajo predpisi, kar pomeni nekoliko večja začetna vlaganja in bistveno zmanjšanje škode med morebitnim potresom [Fajfar, 1999]. Vendar pa morajo izvajalci in projektanti na vsak način naročniku zagotoviti predpisano varnost, ki jo je

potrebno z veljavnimi računskimi postopki določanja potresnega vpliva na posameznih objektih dokazati.

Raziskovalno delo in izkušnje o obnašanju lesenih konstrukcij na potresnih območjih niso tako bogate kot pri drugih vrstah materialov. Tako so na primer v okviru jugoslovanskih tehničnih predpisov pri manjših zidanih objektih že določena pravila konstruiranja, z upoštevanjem katerih zgradimo potresno varen objekt. Ta pravila so bila določena na podlagi dolgoletnih eksperimentalnih raziskav in izkušenj pri obnašanju zidanih konstrukcij na potresnih območjih. Tudi pri ostalih vrstah konstrukcij so določena pravila in detajli potresno varnega konstruiranja ob dovolj natančnem poznavanju lastnosti vgrajenih materialov.

Pri lesenih okvirnih konstrukcijah pa kljub natančnemu poznavanju lastnosti uporabljenih materialov (les, vezna sredstva in obložne plošče) ne poznamo lastnosti sestavljenih elementov. Zato je potrebno pri lesenih okvirnih konstrukcijah natančno poznati odziv oziroma obnašanje stikov, sidrišč in stenskih elementov pod ciklično spreminjajočo se vodoravno obtežbo, da lahko analiziramo in dimenzioniramo elemente in stike v celotni leseni konstrukciji. Če že za do-

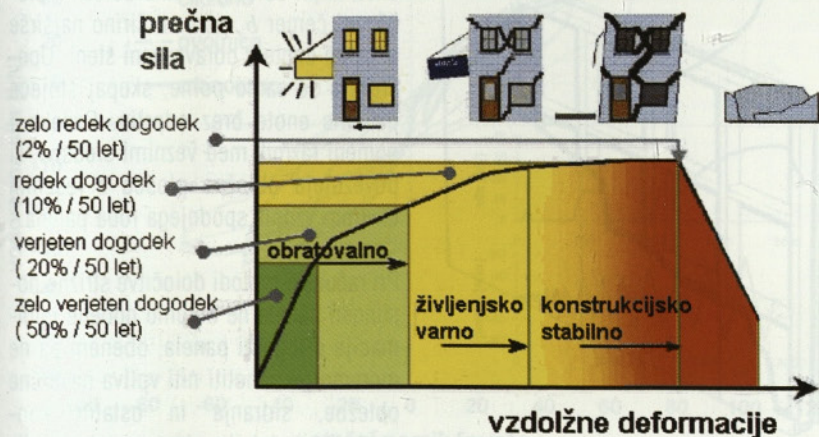
ločene vrste stikov računski postopki obstajajo, so v večini primerov le-ti zelo približni in nenatančni, hkrati pa v računih niti ne moremo upoštevati večine karakteristik konstrukcijskega sistema. Zato so nujno potrebne eksperimentalne preiskave za določitev osnovnih mehanskih lastnosti stenskih elementov in stikov, da lahko celotno konstrukcijo izračunamo in ji pri dimenzioniranju in konstruiranju zagotovimo določeno potresno varnost.

PREDPISI IN STANDARDI NA PODROČJU POTRESNE ODPORNOSTI MONTAŽNIH OBJEKTOV

Montažni objekti so predizdelane konstrukcije, ki se zaradi lesenega nosilnega sistema uvrščajo med lesene okvirne konstrukcije. Slovenija je v prehodnem obdobju, ko opuščamo jugoslovanske standarde in tehnične predpise ter postopoma uvajamo nove sodobne evropske standarde. Tako je v tem prehodnem obdobju na področju gradnje montažnih objektov v Sloveniji potrebno spremljati dogajanje pri pripravi novih sodobnih standardov in upoštevati zahteve po potresni varnosti, ki izhajajo iz jugoslovanskih tehničnih predpisov. Ker so montažni objekti v Sloveniji novejši objekti, katerih gradnja narašča predvsem v zadnjih letih, je potrebno slediti določila, ki izhajajo iz evropskih standardov, ki že natančno obravnavajo projektiranje tovrstnih konstrukcij na potresnih območjih.

1) JUGOSLOVANSKI TEHNIČNI PREDPIS

V sklopu jugoslovanskih tehničnih predpisov je leta 1981 v Uradnem listu št. 31/81 izšel Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih. V tem pravilniku natančno določil za lesene konstrukcije ne najdemo. Glede na način serijske izdelave velikostenskih kompozitnih elementov iz osnovnih materialov (leseni



Slika 4: Načrtovanje odziva konstrukcije glede na stopnjo tveganja, ki temelji na verjetnosti dogodka v določenem obdobju (povzeto iz PEER Research Plan; <http://peer.berkeley.edu>).

elementi, obložne plošče in vezna sredstva) pa sodijo montažne hiše v področje predizdelanih konstrukcij. V pravilniku se zahteva kontrola največjega vodoravnega pomika za predpisano potresno obtežbo in izračun potresnih sil po metodi ekvivalentne statične obtežbe ali po metodi dinamične analize. Za predizdelane konstrukcije, kar so v primeru hiš z leseno konstrukcijo velikostenski ali malostenski montažni elementi, pravilnik v 86. členu predpisuje, da je stabilnost konstrukcijskega sistema in sistema zvez pri predizdelanih konstrukcijah potrebno dokazati z eksperimentalno in analitično študijo.

Tako kot pri serijsko izdelanih elementih iz armiranega betona in prednapetega betona, ki jim je potrebno glede na določeno število izdelkov eksperimentalno določiti mehanske lastnosti, se tudi pri panelnih stenskih elementih zahteva eksperimentalna in analitična študija. V primeru kompozitnih panelnih elementov je eksperimentalna preiskava še toliko bolj potrebna, saj še niso razvite ustrezne računske metode, s katerimi bi lahko izračunali njihove mehanske karakteristike.

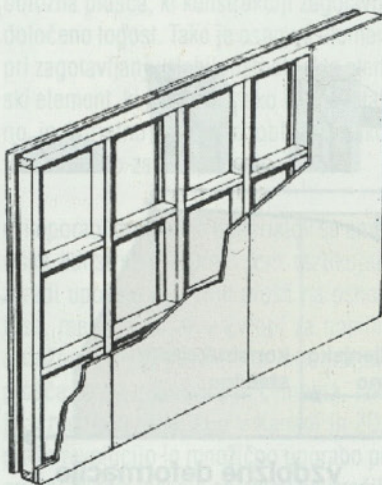
2) EUROCODE 5 – PROJEKTIRANJE LESENIH KONSTRUKCIJ

Računske metode pri analizi lesenih konstrukcij temeljijo na metodi mejnih stanj. Večinoma se računski postopki nanašajo na posamezne konstrukcijske elemente in spoje, ki jih dimenzioniramo z uporabo delnih varnostnih faktorjev, in na čas trajanja obtežbe po kriterijih nosilnosti ali uporabnosti konstrukcijskega elementa.

Osnovni element konstrukcije pri montažnih hišah je kompozitni stenski element – panel. Stenski element prenaša navpično obtežbo (lastno težo konstrukcije, stalno in občasno obtežbo), hkrati pa pri delovanju potresa ali vetra prevzema vodoravno obtežbo in zagotavlja konstrukciji določeno togost. Panel

je sestavljen iz okvira, ki ga sestavljajo medsebojno povezani elementi iz masivnega lesa (pokončniki in prečniki). Leseni okvir je lahko enostransko ali obojestransko zaprt z različnimi vrstami obložnih plošč na osnovi lesa ali iz drugih materialov (vezane plošče, OSB plošče, mavčne-kartonske in mavčno-vlknaste plošče, cementno-iverne plošče ter druge). Elementi so v steno (slika 5) povezani z veznimi sredstvi, ki se razlikujejo od sistema do sistema in so v nekaterih primerih lahko precej specifični. Le pri nekaterih sistemih se stena izvede iz masivnega ali lepljenega lesa.

Slovenski predstandard za projektiranje lesenih konstrukcij [SIST ENV 1995-1-1:1998] obravnava v poglavju 5.4.3 vodoravno nosilnost lesenih konzolnih okvirnih sten, ki so sestavljene iz lesene okvira in enostransko ali obojestransko nanj z mehanskimi veznimi sredstvi pritrjenih plošč na osnovi lesa. Pri določitvi računske nosilnosti stenskih elementov je možno po Johansenovih enačbah določiti nosilnost mehanskega veznega sredstva med obložno ploščo iz lesa in lesenim okvirom. Tako za računsko analizo strižne nosilnosti stene potrebujemo podatke o geometriji in mehan-



Slika 5: Stenski element, sestavljen iz lesenega okvira in z mehanskimi veznimi sredstvi nanj pritrjenih obložnih plošč.

skih lastnostih uporabljenih materialov, ki jo sestavljajo.

Karakteristično vtisno trdnost lesa pri bočnih pritiskih paličastega veznega sredstva in karakteristično vrednost momenta plastifikacije uporabljenega veznega sredstva lahko določimo le na podlagi približnih empiričnih enačb, ki veljajo le ob določenih predpostavkah. V vseh ostalih primerih je potrebno izvesti eksperimentalno preiskavo. EC5 določa standardizirani preiskavi EN 409 in EN 383, po katerih določimo zgoraj navedeni karakteristiki.

Celotna strižna nosilnost lesene okvirne stene je vsota nosilnosti veznih sredstev na spodnjem robu stenskega elementa. Če je zaporedno skupaj postavljenih več različno širokih kril, se prispevek ožjih panelov zmanjša za kvadratno vrednost razmerja med širino danega krila in širino najširšega krila (en. 1).

$$F_{v,d} = \sum_i R_{d,min} \cdot \left(\frac{b_i}{b_1} \right)^2 \cdot \frac{b_1}{s} \quad (1)$$

V enačbi pomeni oznaka $R_{d,min}$ minimalno računsko nosilnost mehanskega veznega sredstva glede na način porušnega mehanizma v lesenem mediju. Oznake b_i pomenijo širino posameznih panelnih enot, ki jih določajo širine obložnih plošč, pri čemer b_1 pomeni širino najširše panelne enote v obravnavani steni. Upoštevajo se samo polne, skupaj stoječe panelne enote brez odprtin. Oznaka s pomeni razmik med veznimi sredstvi, ki povezujejo obložno ploščo z lesenim okvirom vzdolž spodnjega roba panela.

Pri računski metodi določitve strižne nosilnosti panela ne dobimo nobene informacije o togosti panela, obenem pa ne moremo ovrednotiti niti vpliva navpične obtežbe, sidranja in ostalih konstrukcijskih detajlov, ki pomembno vplivajo na njen odziv pri vodoravni obtežbi. Po zgoraj omenjeni računski poti tudi ne moremo ovrednotiti strižne nosilnosti panela z obložno ploščo, ki ni na osnovi

lesa, saj je odziv veznega sredstva v lesenem mediju različen od odziva v drugačnih materialih. Posebno v mavčnem mediju se ne ustvarijo takšni bočni pritiski paličastega veznega sredstva na okoliški medij, ki bi zagotovili nelinearno obnašanje veznega sredstva, preden se poruši struktura mavca. Pri teh kompozitnih stenskih elementih je torej nujno potrebno izvesti eksperimentalno preiskavo.

EC5 določa, da se odziv kompozitne stene, ki je sestavljena iz dveh panelnih enot, raziše pri kombinaciji navpične in monotono naraščajoče obtežbe v skladu s standardom [SIST EN 594:1995]. Standard natančno določa potek preiskave za določitev strižne togosti in nosilnosti stenskega elementa. Pri izvedbi takšne preiskave je potrebno pri monotono naraščajoči obtežbi vzdrževati stalen nivo navpične obtežbe, hkrati pa je potrebno preizkušancu zagotoviti ustrezne vpetostne pogoje. Na spodnjem robu se stenski elementu preprečita pomik in zasuk, na zgornjem pa sta tako zasuk kot tudi pomik elementa sproščena. Konzolno deformacijsko stanje stenskega elementa pri vodoravni obremenitvi ustreza podajni stropni konstrukciji, kar je primer lahke stropne plošče v hišah z leseno

konstrukcijo. S takšno preiskavo določimo bistvene parametre, ki so potrebni pri projektiranju lesenih okvirnih konstrukcij. Vendar bi bilo potrebno pri dopolnjevanju starih in razvoju novih standardiziranih metod določiti primeren ciklični potek vodoravnega obteževanja stenskega elementa. Tako so tudi v Kanadi in ZDA v standardiziranih metodah za določitev strižne nosilnosti lesenih okvirnih sten monotono obteževanje nadomestili s cikličnim vodoravnim obteževanjem. Takšna preiskava nam da potrebne podatke o odzivu stenskega elementa na spremenljivo obtežbo, na podlagi katerih lahko ovrednotimo potresno odpornost tovrstnih objektov (slika 6).

3) EUROCODE 8 – PROJEKTIRANJE POTRESNOODPORNIH KONSTRUKCIJ

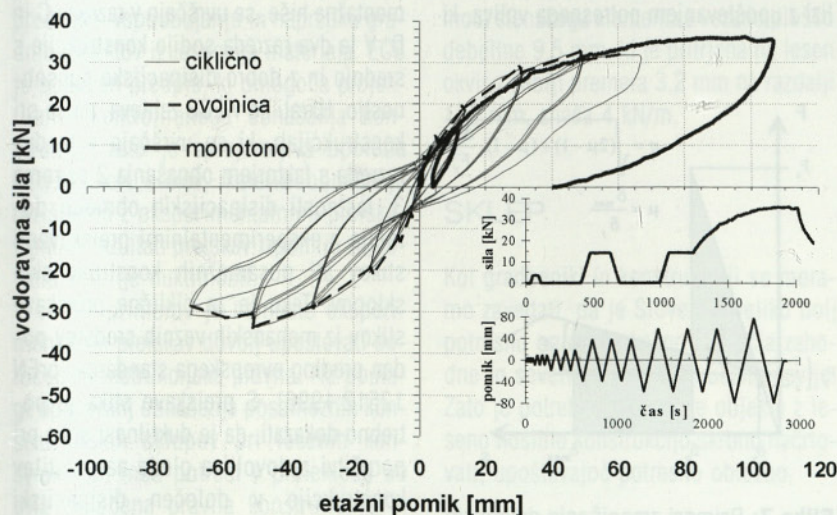
Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij po EC8 temelji na načrtovanju mejnih stanj [Fajfar, 1995]. Potresni vpliv na konstrukcijo oziroma velikost potresne obtežbe določimo s projektnim spektrom, v katerem izrazimo intenziteto potresa z vrednostjo največjega pospeška temelj-

nih tal – PGA (Peak Ground Acceleration). Seizmološka karta Slovenije, ki je zamenjala karto potresnih intenzitet, podaja direktno efektivne pospeške tal. Pri projektiranju je potrebno upoštevati predvsem dva kriterija, ki konstrukciji zagotavljata ustrezno stopnjo zanesljivosti na potresnih območjih.

Prvi kriterij je zahteva, da med življenjsko dobo objekta ne pride do porušitve zaradi potresa, ki ga na določeni lokaciji pričakujemo s povratno periodo 475 let. Glede na predvideno življenjsko dobo lahkih lesenih objektov, ki je okoli 50 let, to pomeni, da obstaja 10 % verjetnost, da se bo tak potres zgodil v času obstoja objekta.

Drugi kriterij pa je mejno stanje uporabnosti, po katerem bi morali objektu zagotoviti ustrezno togost. V primeru močnejšega potresa, za katerega obstaja velika verjetnost, da se bo pojavil med življenjsko dobo objekta, mora konstrukcija ostati nepoškodovana oziroma ne sme utrpeti škode, ki bi bila velika v primerjavi s ceno same konstrukcije. Izpolnjevanje tega kriterija bi morali kontrolirati z elastično analizo pri obremenitvah, ki jih povzroča potres, ki ima manjšo povratno periodo kot projektni potres. Vendar tega EC8 ne zahteva, pač pa omejuje kontrolo drugega kriterija na kontrolo pomikov pri projektnih obremenitvah.

Glede na specifično nelinearno obnašanje lesenih konstrukcij, bi bilo potrebno zagotoviti lesenim konstrukcijam "elastični odziv" na potres s povratno periodo 50 let. Pri tem je potrebno poudariti, da obravnavani konstrukcijski sistemi zaradi velikega števila stikov ne izkazujejo značilnega linearne obnašanja, zato prihaja postopoma pri različnih kombinacijah obtežb na konstrukciji do postopnega utrujanja in mehčanja stikov, kar pomeni, da se sčasoma poveča podajnost in občutljivost za določene potresne vplive. Zato je potrebno smiselno ovrednotiti mejo elastičnosti konstrukcijskih stikov, elementov oziroma sklopov, ki nam zagotavlja stabili-



Slika 6: Primerjava odziva lesenega stenskega elementa, sestavljenega iz dveh panelnih enot obteženega z navpično in obtežbo 51 kN pri cikličnem in monotonom vodoravnem obteževanju.

zacija nosilnosti pri večkratnih ponovitvah obtežbe.

Pri načrtovanju konstrukcij s sposobnostjo disipiranja energije ($q > 1$) je priporočljivo, da je nosilnost in togost lesenih elementov večja od nosilnosti in togosti stikov. S tem zagotovimo plastifikacijo stikov in preprečimo večinoma krhke porušitve lesenih elementov zaradi naravnih defektov lesenega medija, kot so npr. grče. Masivni in lepljeni leseni elementi se tako pri nezgodnih obtežbah zaradi potresa ali močnega vetra obnašajo elastično. Nelinearno obnašanje in sposobnost disipiranja energije izkazujejo lesene konstrukcije predvsem zaradi delno togih stikov med različnimi elementi, kar je značilno za stike pri uporabi mehanskih veznih sredstev.

EC8 (SIST ENV 1998-1-3, poglavje 4, Posebne zahteve za lesene konstrukcije) razvršča konstrukcije glede na njihovo duktilnost in sposobnost disipacije energije v različne kategorije. Bolj ko se lahko konstrukcije neelastično deformirajo (izraženo s faktorjem obnašanja q), večje so možnosti, da preživijo močne potrese. Drugače povedano, če se prične lesena konstrukcija nelinearno odzivati zaradi plastifikacije stikov pri potresu s pospeškom tal velikosti a_g , to pomeni, da lahko konstrukcija preneša brez porušitve tudi potres, ki je q -krat močnejši. Vendar je v tem primeru konstrukcija tako poškodovana, da jo je potrebno ali v celoti odstraniti ali ustrezno popraviti in utrditi [SIST ENV 1998-1-4].

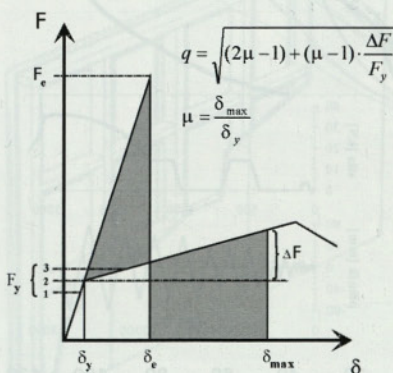
Tako je največji pospešek tal – PGA, ki ga struktura lahko prenese, ne da bi se porušila, velikosti a_g (en. 2) in ga imenujemo tudi projektni pospešek tal.

$$a_g = q \cdot a_y \quad (2)$$

Vsaka država je v svojih nacionalnih dokumentih s seizmološkimi kartami določila vrednosti projektnih pospeškov tal a_g , ki predstavljajo dejansko potresno aktivnost posameznih področij. Od konstrukcijskega sistema pa je odvisno, kako

se bo le ta odzval na takšno potresno obtežbo. Tako se po EC8 glede na specifičnost konstrukcijskega sistema in izkušenj iz preteklosti o obnašanju podobnih konstrukcijskih sistemov določi faktor obnašanja q za posamezno konstrukcijo. Z njim definiramo, koliko glede na projektno potresno obtežbo dopustimo konstrukciji, da se nelinearno deformira (slika 7). Seveda pri tem v konstrukciji nastanejo določene poškodbe. Tako je v novjšem času vse bolj prisotna in potresnem inženirstvu metoda vnaprej načrtovanega obnašanja konstrukcij, s katero vnaprej določimo mesta v konstrukciji, ki se pri močnejših potresih lahko poškodujejo.

S faktorjem obnašanja q reduciramo potresne sile na konstrukciji, kar pomeni, da lahko konstrukcija s sposobnostjo neelastičnega deformiranja prevzame q -krat večje vztrajnostne sile od računskih. Za lesene konstrukcije je glede na vrsto konstrukcijskega sistema v EC8 določen faktor obnašanja od 1 do 3, ki je lahko v določenih primerih zelo konservativen. Predvsem je to odvisno od meje elastičnosti konstrukcije, katere določitev je pri lesenih okvirnih konstrukcijah z velikim številom delno togih stikov zelo težavna. Z določitvijo faktorja obnašanja q lahko načrtujemo konstrukcijo po elastični analizi z upoštevanjem potresnega vpliva, ki



Slika 7: Primeri zmanjšanja dejanskih potresnih sil zaradi sposobnosti nelinearnega obnašanja konstrukcije, ki je izraženo s faktorjem obnašanja "q" [Ceccotti, 1999].

ga povzroči pospešek tal z velikostjo a_y . Tako je dejanska potresna sila na konstrukciji glede na vrednost faktorja q zmanjšana na računsko potresno silo F_{Ed} (en. 3).

$$F_{Ed} = \frac{W \cdot R(T, \eta) \cdot a_g}{q} \quad (3)$$

V zgornji enačbi predstavlja W težo konstrukcije, a_g je projektni pospešek tal na lokaciji objekta po seizmološki karti s povratno periodo 475 let. $R(T, \eta)$ je amplifikacijski koeficient projektnega pospeška tal glede na značilnost potresnega nihanja tal in z upoštevanjem karakteristik temeljnih tal, odvisen od osnovne nihajne dobe konstrukcije T ter viskoznega dušenja konstrukcije η v elastičnem območju. V EC8 je amplifikacijski koeficient $R(T, \eta)$ zajet v komponenti $S_d(T)$ projektnega spektra (en. 4).

$$S_d(T) = \frac{R(T, \eta) \cdot a_g}{q} \quad (4)$$

Določitev ustreznega faktorja obnašanja q , s katerim zmanjšamo dejanske potresne sile na konstrukciji, mora biti določena v skladu z EC8. Lesene konstrukcije iz panelnih stenskih elementov, kot so montažne hiše, se uvrščajo v razreda C in D. V ta dva razreda sodijo konstrukcije s srednjo in z dobro disipacijsko sposobnostjo. Hkrati se v EC8 zahteva, da se pri konstrukcijah, ki se uvrščajo v ta dva razreda s faktorjem obnašanja 2 oziroma 3, lastnosti disipacijskih območij določijo z eksperimentalnimi preiskavami stikov ali posameznih konstrukcijskih sklopov. Tako je za ciklične preiskave stikov iz mehanskih veznih sredstev podan predlog evropskega standarda [prEN 12512:1996]. S preiskavo stika je potrebno dokazati, da je duktilnost stika pri porušitvi zadovoljiva glede na uvrstitev konstrukcije v določen disipacijski razred. Zahteva se, da je duktilnost posameznega stika v konstrukciji pri ciklični obtežbi večja od trikratne vrednosti predpavljenega faktorja obnašanja q .

Kadar gre za velikega število nekonstrukcijskih elementov v objektu, kot je to v primeru montažnih hiš, pa se zahteva, da je duktilnost posameznega stika večja od dvakratne vrednosti q . Vzrok za manjšo vrednost je predvsem v upoštevanju pozitivnih učinkov zmanjšanja vztrajnostnih sil zaradi dušenja, ki ga povzročajo trenje in tlačne napetosti pravokotno na vlakna lesa lesenih materialov med nekonstrukcijskimi elementi v konstrukciji. Tako je potrebno z eksperimentalnimi preiskavami dokazati minimalno duktilnost stika kot kvocienta med mejno deformacijo in deformacijo na meji plastičnosti, ki ima vrednost vsaj 6 v konstrukciji, uvrščeni v razreda C ali D. Hkrati mora biti stik žilav, kar pomeni, da se je sposoben plastično deformirati pri treh polnih zaporednih ciklih z amplitudo mejne deformacije, na podlagi katere je določena duktilnost, pri čemer se njegova nosilnost v zadnjem ciklu ne sme zmanjšati za več kot 20 %.

Tako EC8 zahteva, da se pri načrtovanju lesenih konstrukcij, pri katerih reducira mo vztrajnostne sile ($q > 1$), dokaže njihova sposobnost duktilnega obnašanja in disipiranja energije z eksperimentalnimi preiskavami. Te zahteve niso namenjene oteževanju potresnoodpornega projektiranja lesenih konstrukcij, pač pa predvsem vspodbujanju in napredku gradnje objektov iz lesenega materiala. EC8 je sodoben predpis, ki omogoča projektiranje kontroliranega obnašanja konstrukcij, zato je sprejemljiva uporaba kakršnihkoli stikov, katerih obnašanje raziščemo z eksperimentalnimi preiskavami in rezultati preiskav izpolnijo zahtevane kriterije duktilnosti.

V večini primerov je namesto eksperimentalnih preiskav dovolj upoštevati določena konstrukcijska pravila. Na podlagi opazovanj obnašanja posameznih konstrukcijskih sklopov pri lesenih konstrukcijah med potresi v preteklosti so bila določena pravila konstruiranja in detajli, ki zagotavljajo zadovoljivo duktilno obnašanje med potresom. Tako so se določeni strižni panelni sistemi obnašali zelo duktilno in veliko bolj kot siste-

mi z diagonalnimi zavetrovanji. Zaradi tega se povezave z mehanskimi veznimi sredstvi med leseno okvirno konstrukcijo in obložno ploščo iz lesa po EC8 štejejo kot dovolj duktilne, če je debelina lesene obložne plošče večja od $4d$, kjer je d premer žeblija, ki pa ne presega 3,2 mm. To velja le v primeru, da obložna plošča izpolnjuje enega izmed naslednjih pogojev:

- plošča iz lesenih iveri (OSB) z najmanjšo gostoto 650 kg/m^3 ,
- vezana plošča najmanjše debeline 9 mm ali
- plošča iz lesenih iveri ali vlaken najmanjše debeline 13 mm.

Uporaba gladkih žebeljev in sponk na potresnih območjih ni priporočljiva, razen če z določenimi detajli ali konstrukcijskimi rešitvami preprečimo njihov izvlek. Sicer pa jih je dopustno uporabiti v stikih, kjer so obteženi pravokotno na svojo os, kot je to v primeru povezave med obložno ploščo in lesenim okvirjem. Priporočljiva sidrna dolžina je od 4 do 6-kratna debelina obložne plošče.

Za informacijo naj navedemo, da po kanadskih predpisih računska strižna nosilnost stenskega elementa z vezano ploščo debeline 9,5 mm, ki je pritrjena na lesen okvir z žebliji premera 3,2 mm na razdalji 150 mm, znaša 4 kN/m .

SKLEP

Kot gradbeniki in konstruktorji se moramo zavedati, da je Slovenija veliko bolj potresno ogrožena kakor področja zahodne in severne Evrope ter Skandinavije. Zato je potrebno tudi lahke objekte z leseno nosilno konstrukcijo skrbno načrtovati, upoštevajoč potresno obtežbo.

S časovno oddaljenostjo potresov v miselnosti ljudi potresna nevarnost izgublja pomen in ljudje niso pripravljeni vlagati dodatnih sredstev, ki so povezani s po-

tresno zaščito, vse dokler ponovno ne občutijo posledic močnejšega potresa. Med proizvajalci montažnih objektov pa je preveč prisotna miselnost, ki izvira iz potresno neogroženih področij zahodne in severne Evrope, kamor tudi največ naših proizvajalcev montažnih objektov svoje izdelke prodaja, da vetrna obtežba prevladuje v primerjavi s potresno obtežbo in zaradi tega potresne obtežbe ni potrebno računsko preverjati. Vendar je potrebno tudi v primeru računskega preverjanja lahkih lesenih objektov na vetrno obtežbo poznati osnovne mehanske lastnosti tipskega stika in osnovne panelne enote, ki objektu zagotavlja togost in nosilnost na delujočo vodoravno obtežbo.

Zaradi raznolikosti sistemov gradnje in sestave montažnih stenskih elementov pri različnih proizvajalcih mora vsak od proizvajalcev najprej eksperimentalno določiti odziv tipskega stika med obložno ploščo in lesenim okvirom (slika 3) ter odziv stenskega elementa (slika 2) v skladu z evropskimi standardi. Velikostenski elementi se izdelujejo serijsko, v njih so uporabljeni tipski stiki, vsak stenski element pa je sestavljen iz enakih panelnih enot. Enoto določa širina obložne plošče, ki je z določeno vrsto in razporedom mehanskih veznih sredstev pritrjena na leseni okvir. V primeru lesenih okvirnih konstrukcij predstavlja stenski element osnovno enoto pri konstruiranju celotne konstrukcije. Tako bi lahko vsak izmed proizvajalcev iz eksperimentalnih preiskav določil mehanske karakteristike nosilne konstrukcije, to pa je osnova za projektiranje potresnoodpornih montažnih objektov različnih oblik.

LITERATURA

Ceccotti, A., Analysis and Design of Woodframe Construction According to Eurocode 8, Proceedings of the Invitational Workshop on Seismic Testing, Analysis and Design of Woodframe Construction, Edited by Seible, F., Filiatrault, A., Uang, C. M., Los Angeles, Kalifornija, ZDA, marec 1996; str. 43-52, 1999.

Dujič, B., Žarnič, R., Ali so montažne hiše potresno varne?, revija Gradbenik, september 2000, letnik 4, številka 9; str. 18-21, 2000.

Dujič, B., Žarnič, R., Montažne hiše na potresnih območjih, revija EGES (Energetika, Gospodarstvo in Ekologija Skupaj), 9-11 2000, letnik 4, številka 4, str. 97-99, 2000.

Dujič, B., Žarnič, R., Potresna odpornost hiš z leseno konstrukcijo, Montažne hiše v Sloveniji, Priloga revije LES ob 2. posvetu o montažnih hišah v Sloveniji, marec 2000, izdajatelj Zveza lesarjev Slovenije, Ljubljana; str. 62-67, 2000.

Dujič, B., Žarnič, R., Zagotavljanje potresne odpornosti hiš z leseno konstrukcijo", Zbornik del 22. zborovanja gradbenih konstruktorjev Slovenije, Bled, oktober 2000; str. 203-210, 2000.

Eurocode 5, SIST ENV 1995-1-1:1998(en), Projektiranje lesenih konstrukcij – Splošna pravila in pravila za stavbe, USM, MZT, Urad RS za standardizacijo in meroslovje, 1998.

Eurocode 8, SIST ENV 1998-1-1:2000, Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – Splošna pravila – Potresna obežba in splošne zahteve za konstrukcije, SIST ENV 1998-1-2:2000, Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – Splošna pravila – Splošna pravila za stavbe, SIST ENV 1998-1-3:2000, Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – Splošna pravila – Posebna pravila za različne materiale in elemente, USM, MZT, Urad RS za standardizacijo in meroslovje, 2000.

Fajfar, P., Eurocode 8: Splošno in analiza, Uvajanje sodobnih evropskih standardov "EUROCODE" v Sloveniji, Zbornik seminarja ob 100-letnici potresnega inženirstva na Slovenskem v Postojni, urednik Fischinger M., september 1995; str. 151-176, 1995.

Fajfar, P., Obnašanje potresnovarnih objektov – pričakovanja in realnost, UJMA revija za vprašanja varstva pred naravnimi in drugimi nesrečami, št. 13, leto 1999; str. 240-244, ISSN 0353-085X, 1999.

Malik, A., Estimating Building Stock for Earthquake Mitigation and Recovery Planning, Cornell Institute for Social and Economic Research, 1995.

prEN 12512:1996 E, Timber structures – Test methods – Cyclic Testing of Joints Made with Mechanical Fasteners, CEN, Brussels, Belgium, 1996.

Rainer J. H., Karacabeyli E., Wood-frame Construction in Past Earthquakes, Proceedings on CD of the World Conference on Timber Engineering, Whistler Resort, British Columbia, Canada, avgust 2000; MS-DOS name: 4-3-2.pdf, 2000.

SIST EN 594:1995(en). Timber structures – Test methods – Racking strength and stiffness of timber frame wall panels, USM, MZT, Urad RS za standardizacijo in meroslovje, 1995.

STROKOVNO IZPOPOLNJEVANJE GRADBENIH INŽENIRJEV - TEČAJI EUROCODE

Na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani smo v šolskem letu 1999/2000 organizirali strokovno izpopolnjevanje iz projektiranja gradbenih konstrukcij v skladu z evropskimi predstandardi EUROCODE, ki so večinoma bili sprejeti tudi kot slovenski standardi. Izpopolnjevanje je v okviru podiplomskega študija konstrukcijske smeri potekalo v osmih tečajih:

- EC 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije, 16 ur, J. Duhovnik, J. Reflak
- EC 2: Betonske konstrukcije, 24 ur, F. Saje, J. Lopatič, M. Fischinger
- EC 3: Jeklene konstrukcije, 16 ur, D. Beg, J. Banovec
- EC 4: Sovprežne konstrukcije, 16 ur, D. Beg, F. Kržič
- EC 5: Lesene konstrukcije, 16 ur, S. Vratuša, J. Lopatič
- EC 6: Zidane konstrukcije, 16 ur, M. Tomaževič, V. Bosiljkov
- EC 7: Geotehnika, 16 ur, B. Majes, J. Logar
- EC 8: Potresnovarna gradnja, 32 ur, P. Fajfar, M. Fischinger

Do sedaj smo štirikrat izvedli tečaj EC1, po dvakrat tečaje EC2, EC7 in EC8 in po enkrat za vse druge Eurocode. V letošnji jeseni oziroma zimi bo ponovno potekal tečaj EC1. Če bo zanimanja dovolj, bomo nadaljevali z organiziranjem tečajev.

Strokovno izpopolnjevanje je namenjeno predvsem gradbenim inženirjem, ki se pri svojem delu srečujejo s projektiranjem konstrukcij, vabljeni pa so tudi drugi.

Glavni namen tečajev je omogočiti projektantom lažji prehod na projektiranje v skladu s standardi EUROCODE, ki bodo v naslednjih letih povsem nadomestili obstoječe tehnične pravilnike in JUS standarde. Posebno pozornost dajemo računskim zgledom, ki jim je namenjena vsaj četrtina ur posameznih tečajev. Predavatelji do začetka posameznih tečajev pripravijo ustrezno gradivo.

Cena tečajev je 50000 SIT za 16 urni tečaj, 75000 SIT za 24 urni tečaj in 100000 SIT za 32 urni tečaj. V to ceno so vključeni honorarji predavateljem, stroški priprave in nabave gradiva, stroški organizacije in drugi materialni stroški.

Na tečaj oziroma tečaje se lahko prijavite na naslov:
Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo
Jamova 2, 1000 Ljubljana
s pripisom "tečaji EuroCODE"

Rok za prijavo na naslednje tečaje je 15. november 2001.

Podrobne informacije o strokovnem izobraževanju lahko dobite po telefonu (01 4768628), po elektronski pošti (rhudin@fgg.uni-lj.si ali gturk@fgg.uni-lj.si) ali na spletni strani (<http://www.km.fgg.uni-lj.si/eurocode/tecaji.html>).



Prijavnica

Ime in priimek:

Organizacija:

Naslov:

Elektronski naslov:

Želje/pripombe:

Prijavljam se na naslednje tečaje (označite izbrane tečaje, tečaj EuroCode 1 je obvezen za vse udeležence tečajev, vsi drugi so izbirni):

- ☒ EuroCode 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije
- ☐ EuroCode 2: Betonske konstrukcije
- ☐ EuroCode 3: Jeklene konstrukcije
- ☐ EuroCode 4: Sovprežne konstrukcije
- ☐ EuroCode 5: Lesene konstrukcije
- ☐ EuroCode 6: Zidane konstrukcije
- ☐ EuroCode 7: Geotehnika
- ☐ EuroCode 8: Potresnovarna gradnja

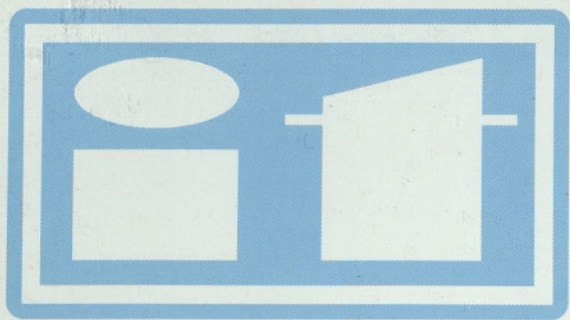
Na tečaj se lahko prijavite na naslov:

Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo
Jamova 2, 1000 Ljubljana
s pripisom "tečaj EUROCODE"

Podpis:

V

, dne



PRIPRAVLJALNI SEMINARJI TER IZPITNI ROKI ZA STROKOVNE IZPITE V GRADBENIŠTVU, ARHITEKTURI IN KRAJINSKI ARHITEKTURI V LETU 2001

MESEC	SEMINAR	IZPITI	
		GRADBENIKI	ARHITEKTI KRAJINARJI
Oktober	8. - 12.	pisni: 27.10.	
November	12. - 16.	ustni: 5. - 8.11.	pisni: 7.11.
		pisni: 24.11.	ustni: 19. - 21.11.
December	17. - 21.	ustni: 3. - 7.12.	

A. PRIPRAVLJALNE SEMINARJE

organizira **Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS)**,
Karlovška 3, 1000 Ljubljana (telefon/fax: 01 / 422-46-22), E-mail: gradb.zveza@siol.net

Seminar za GRADBENIKE poteka 5 dni (46 ur) in pripravlja kandidate za splošni in posebni del strokovnega izpita, Cena seminarja znaša 83.300,00 SIT z DDV.

Seminar za ARHITEKTE IN KRAJINSKE ARHITEKTE poteka (prve) 3 dni in jih pripravlja za splošni del strokovnega izpita. Cena seminarja je 39.270,00 SIT z DDV.

K seminarju vabimo tudi kandidate, ki so že opravili strokovni izpit po določeni stopnji izobrazbe, pa so si pridobili višjo in morajo opravljati dopolnilni strokovni izpit. Ponujamo jim predavanje iz področja "Investicijski procesi in vodenje projektov". Cena predavanja in literature je 11.900,00 SIT z DDV.

Seminar ni obvezen! Izvedba seminarja je odvisna od števila prijav (najmanj 20 kandidatov). Udeleženca prijavi k seminarju plačnik (podjetje, družba, ustanova, sam udeleženec ...). Prijavo v obliki dopisa je potrebno poslati organizatorju **najkasneje 20 dni** pred pričetkom določenega seminarja. Prijava mora vsebovati: priimek, ime, poklic (zadnja pridobljena izobrazba), in naslov prijavljenega kandidata ter naslov in davčno številko plačnika. Samoplačnik mora k prijavi priložiti kopijo dokazila o plačilu. Žiro račun ZDGITS je 50101-678-47602; davčna številka 79748767.

B. STROKOVNI IZPITI

potekajo pri **Inženirski zbornici Slovenije (IZS)**, Dunajska 104, 1000 Ljubljana. Informacije je mogoče dobiti pri Ge. Terezi Rebernik od 10.00 do 12.00 ure, po telefonu 01 / 568-52-76.