

Gradbeni vestnik • GLASILO ZVEZE DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE in MATIČNE SEKCIJE GRADBENIH INŽENIRJEV INŽENIRSKO ZBORNICE SLOVENIJE

UDK-UDC 05 : 625; ISSN 0017-2774
Ljubljana, maj 2008, letnik 57, str. 109-140

Izdajatelj:

Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS), Leskoškova 9e, 1000 Ljubljana, telefon 01 52 40 200; faks 01 52 40 199 v sodelovanju z **Matično sekcijo gradbenih inženirjev Inženirske zbornice Slovenije (MSG IZS)**, ob podpori **Javne agencije za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije, Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani** in **Zavoda za gradbeništvo Slovenije**

Izdajateljski svet:

ZDGITS: **mag. Andrej Kerin**
izr. prof. dr. **Matjaž Mikoš**
Jakob Presečnik
MSG IZS: **Gorazd Humar**
mag. Črtomir Remec
doc. dr. **Branko Zadnik**
FGG Ljubljana: **doc. dr. Marijan Žura**
FG Maribor: **Milan Kuhta**
ZAG: **prof. dr. Miha Tomaževič**

Glavni in odgovorni urednik:
prof. dr. Janez Duhovnik

Sodelavec pri MSG IZS:
Jan Kristijan Juteršek

Lektorja:
Alenka Raič Blažič
Jan Grabnar

Lektorica angleških povzetkov:
Darja Okorn

Tajnica:
Anka Holobar

Oblikovalska zasnova:
Mateja Goršič

Tehnično urejanje, prelom in tisk:
Kočevski tisk

Naklada:
3000 izvodov

Podatki o objavah v reviji so navedeni v bibliografskih bazah COBISS in ICONDA (The Int. Construction Database) ter na

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

Letno izide 12 števk. Letna naročnina za individualne naročnike znaša 22,95 EUR; za študente in upokojence 9,18 EUR; za družbe, ustanove in samostojne podjetnike 169,79 EUR za en izvod revije; za naročnike iz tujine 80,00 EUR. V ceni je vstet DDV.

Poslovni račun ZDGITS pri NLB Ljubljana:
SI56 0201 7001 5398 955

Navodila avtorjem za pripravo člankov in drugih prispevkov

- Uredništvo sprejema v objavo znanstvene in strokovne članke s področja gradbeništva in druge prispevke, pomembne in zanimive za gradbeno stroko.
- Znanstvene in strokovne članke pred objavo pregleda najmanj en anonimen recenzent, ki ga določi glavni in odgovorni urednik.
- Besedilo prispevkov mora biti napisano v slovenščini.
- Besedilo mora biti izpisano z znaki velikosti 12 pik z dvojnimi presledkom med vrsticami.
- Prispevki morajo imeti naslov, imena in priimke avtorjev ter besedilo prispevka.
- Besedilo člankov mora obvezno imeti: naslov članka v slovenščini (velike črke); naslov članka v angleščini (velike črke); oznako ali je članek strokoven ali znanstven; nazive, imena in priimke avtorjev ter njihove naslove; naslov POVZETEK in povzetek v slovenščini; naslov SUMMARY 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.
- Poglavja in razdelki so lahko oštevilčeni.
- Slike, preglednice in fotografije morajo biti omenjene v besedilu prispevka, oštevilčene in opremljene s podnapisi, ki pojasnjujejo njihovo vsebino. Vse slike in fotografije v elektronski obliki (slike v običajnih vektorskih grafičnih formatih, fotografije v formatih .tif ali .jpg visoke ločljivosti) morajo biti v posebnih datotekah, običajne fotografije pa priložene.
- Enačbe morajo biti na desnem robu označene z zaporedno številko v okroglem oklepaju.
- Kot decimalno ločilo je treba uporabiti vejico.
- 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.
- V poglavju LITERATURA so uporabljena in citirana dela opisana z naslednjimi podatki: priimek, ime prvega avtorja (lahko okrajšano), priimki in imena drugih avtorjev, naslov dela, način objave, leto objave.

• 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.

• Prispevke je treba poslati glavnemu in odgovornemu uredniku prof. dr. Janezu Duhovniku na naslov: FGG, Jamova 2, 1000 LJUBLJANA oz. janez.duhovnik@fgg.uni-lj.si. 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 enem izvodu na papirju in v elektronski obliki v formatu MS WORD in v 8. točki določenih grafičnih formatih.

Uredništvo

Vsebina • Contents

Nagrajeni gradbeniki

stran **110**

**PREŠERNOVE NAGRADE ŠTUDENTOM FAKULTETE ZA GRADBENIŠTVO
IN GEODEZIJO UNIVERZE V LJUBLJANI**

Članki • Papers

stran **113**

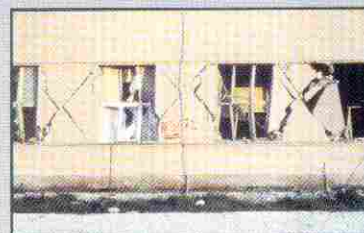
prof. dr. Miha Tomaževič, univ. dipl. inž. grad.

STRIŽNA ODPORNOST ZIDOV IN EVROKOD 6:

NATEZNA ALI STRIŽNA TRDNOST ZIDOVJA

SHEAR RESISTANCE OF MASONRY WALLS AND EUROCODE 6:

TENSILE VERSUS SHEAR STRENGTH OF MASONRY



stran **129**

Matej Rozman, univ. dipl. inž. grad.

akad. prof. dr. Peter Fajfar, univ. dipl. inž. grad.

PRIMERJAVA POTRESNEGA OBNAŠANJA ARMIRANOBETONSKE

OKVIRNE STAVBE STAREJŠE IN SODOBNE GRADBENE PRAKSE

COMPARISON OF SEISMIC RESPONSE OF RC FRAME BUILDING

OF OLDER AND CONTEMPORARY BUILDING PRACTICES



Odmev

stran **141**

Franz Maleiner, univ. dipl. kom. inž.

Strokovne pripombe na članek

Mitja Rismal: PROBLEMATIKA NEGOSPODARNE DISPOZICIJE BLATA IZ

LJUBLJANSKE ČISTILNE NAPRAVE; Gradbeni vestnik, februar 2008

Skupščina ZDGITS

stran **143**

Povzetek s skupščine ZDGITS

Novi diplomanti

J. K. Juteršek, univ. dipl. inž. grad.

Koledar prireditev

J. K. Juteršek, univ. dipl. inž. grad.

Slika na naslovnici: Steber porušenega železniškega viadukta Borovnica, foto Janez Duhovnik

PREŠERNOVE NAGRADE ŠTUDENTOM FAKULTETE ZA GRADBENIŠTVO IN GEODEZIJO UNIVERZE V LJUBLJANI

V decembru 2007 je Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo ob tednu Univerze v Ljubljani podelila študentske Prešernove nagrade trem študentom gradbeništva, ki so se posebej izkazali pri raziskovalnem delu.



DANIJEL CELAREC je Prešernovo nagrado za študente FGG prejel za delo POENOSTAVLJENA VERZIJA PROGRAMA EAVEK, ki ga je izdelal pod mentorstvom doc. dr. Matjaža Dolška.

Program EAVEK (Elastična analiza večetažnih konstrukcij) je bil izdelan v začetku sedemdesetih let prejšnjega stoletja v uporabniku prijazni obliki. Program se je več kot trideset let uspešno uporabljal pri pouku na Oddelku za gradbeništvo FGG in v praksi za analize stavb pri potresni obtežbi. Projektanti so program EAVEK v tem obdobju uporabili pri projektiranju velike večine objektov visokogradnje v Sloveniji, uporabljal pa se je tudi drugod v bivši Jugoslaviji. Teoretične osnove programa in uporabljene metode računa še vedno v celoti ustrezajo sodobnim standardom (Evrokod 8). Ker pa program ne ustreza novim zahtevam uporabnikov, ki pričakujejo grafične možnosti pri pripravi podatkov in prikazu rezultatov, se v zadnjih letih program EAVEK umika iz uporabe. Nadomeščajo ga novi komer-

cialni programi, ki so večinoma namenjeni analizi splošnih konstrukcij. Ti programi, ki so opremljeni s sodobnim načinom priprave podatkov in prikaza rezultatov, so po drugi strani mnogo zahtevnejši za uporabnika pri definiranju matematičnega modela in pri vrednotenju rezultatov. Zato obstaja, predvsem pri neizkušenih uporabnikih, precej velika možnost napak. Iz tega razloga je smiselno, da se ohrani možnost uporabe programa EAVEK vsaj v pedagoške namene. V ta namen se je avtor lotil priprave nove, poenostavljene verzije programa EAVEK, ki naj bi vsebovala bistvene značilnosti obstoječega programa, ob tem pa vključevala nekatere dodatne možnosti, in ki bi bila programirana povsem na novo ob uporabi sodobnih računalniških orodij. Avtor je novo verzijo programa EAVEK izdelal v programu MATLAB. Teoretične osnove je povzel po osnovni verziji programa, dodal pa je nekaj novosti, ki jih zahteva standard Evrokod 8. Te novosti se nanašajo na kontrolo florisne nepravilnosti stavbe, upoštevanje slučajne ekscentričnosti mase in vpliv teorije drugega reda. Za kontrolo florisne nepravilnosti stavbe program avtomatsko določi središče togosti in torzijski polmer za vse etaže stavbe. V ta namen se za določitev središča togosti kot za določitev torzijskega polmera avtomatsko tvorijo obtežni primeri z enotnimi silama in momentom v vsaki etaži. Rezultati teh analiz so avtomatsko obdelani, uporabnik pa lahko kontrolira vmesne rezultate ali pa samo končni rezultat o pravilnosti floris, ki v nekaterih primerih vpliva na velikost projektne potresne obtežbe. Druga novost, ki je vgrajena v novo verzijo programa EAVEK, se nanaša na upoštevanje slučajne ekscentričnosti stavbe. V skladu s standardom Evrokod 8 je pri potresni analizi treba upoštevati, da je masa izmaknjena za 5 % iz nominalne lege. Takšen izmik mase se modelira v vseh štirih kvadrantih stavbe, kar pomeni, da je potrebno definirati štiri modele konstrukcije, ovojnico notranjih sil pa se običajno računa peš, saj komercialni programi za analizo konstrukcij nimajo možnosti hkratne analize več matematičnih modelov. V novi verziji programa EAVEK je ta problem rešen tako, da se avtomatsko tvorijo štirje modeli kon-

strukcije z različno lokacijo mase. Za vsak model se izračunajo nihajni časi, lastne nihajne oblike in potresne sile. Notranje sile se prav tako lahko izpišejo za vsak model posebej ali pa kot ovojnico vseh štirih modelov. Dodatno je vgrajena še možnost, da se skladno z Evrokod 8 upošteva tudi povečan vpliv na pomike in notranje sile zaradi vpliva teorije drugega reda. Omenjene novosti še nismo zasledili pri nobenem komercialnem programu za potresno analizo konstrukcij, čeprav bistveno olajšajo delo projektantom. Program je izdelan tako, da ga je mogoče dograjevati, npr. z dodajanjem novih makroelementov in novih metod računa. Trenutno so na voljo makroelement za modeliranje okvirja, stene, stene na stebrih, stene z odprtinami in jedra. Vsi ti makroelementi so definirani na osnovi splošnega linijskega končnega elementa, kar za nekatere primere stavb omogoča nekoliko točnejši račun v primerjavi z osnovno verzijo programa. Poleg funkcij, ki so potrebne za potresno analizo konstrukcije, je Daniel Celarec razvil tudi funkcije za prikaz rezultatov. Tako je mogoče grafično prikazati floris konstrukcije, makroelemente stavbe ter osnovne podatke o konstrukciji, nihajne oblike, spekter pospeškov in vpliv posameznih nihajnih oblik, pomike konstrukcije in makroelementov ter momente, osne in prečne sile na makroelemente konstrukcije. Rezultate raziskovalne naloge je avtor skrbno predstavil v poročilu, v katerem je opisan algoritem programa, tvorjenje togostnih matrik makroelementov in oblika vhodnih ter izhodnih podatkov programa. Predstavljeni so ukazi za analizo in prikaz rezultatov. Uporaba programa je prikazana na dveh primerih. Rezultati analize so primerjani z rezultati programov SAP 2000, ETABS in EAVEK. Delo, ki ga je opravil Daniel Celarec, je bilo zelo obsežno in je izrazito presegalo raven dodiplomskega študija. Da je lahko to delo uspešno opravil, je moral dopolniti znanje na področju dinamike konstrukcij in računalništva. Delo je Daniel Celarec opravil samostojno. Pokazal je sposobnost za kritično analizo rezultatov in za postavljanje primernih zaključkov. Rezultate je zgledno dokumentiral in jih predstavil v lepem slovenskem jeziku.



ANŽEJ KNE je Prešernovo nagrado za študente FGG prejel za delo **ODLOČANJE V VZDRŽEVANJU CESTNIH OBJEKTOV: PRIMER SKUPINE NADVOZOV NAD AVTOCESTO**, ki ga je izdelal pod mentorstvom doc. dr. Jane Šelih in somentorstvom Ksenije Marc, univ. dipl. inž. grad.

Vsi gradbeni objekti so med uporabo izpostavljeni različnim negativnim vplivom iz okolja, zaradi česar s časom propadajo. Da zagotovimo primeren nivo obnašanja gradbenega objekta, moramo objekte med njihovo celotno življenjsko dobo ustrezno vzdrževati in obnavljati. Zaradi večanja obstoječega gradbenega fonda postaja vzdrževanje v razvitih deželah vse pomembnejše, kar se še zlasti kaže v primeru upravljanja večjih nepremičninskih fondov, kamor sodijo tudi cestni infrastrukturni sistemi. Javna cestna infrastruktura predstavlja pomemben delež javnega premoženja, ki zagotavlja neovirano gibanje ljudi in dobrin, zato ji moramo posvetiti posebno pozornost. Le učinkovito, celostno upravljanje tega infrastrukturnega sistema, ki vključuje tudi sistemski pristop k vzdrževanju, vodi k ohranjanju njegove vrednosti in funkcionalnosti. Naloga obravnava problematiko vzdrževanja cestnih objektov, pri čemer se osredinja na nadvoze nad avtocesto. Kot je v nalogi lepo prikazano, je vzdrževanje cestnih objektov zelo pomembno opravilo, saj se brez pravilnega načrta vzdrževanja

in doslednega upoštevanja le-tega skupni stroški za vzdrževanje in popravila lahko bistveno povečajo.

Ker v Sloveniji do sedaj ni postavljenega enotnega informacijskega sistema, s katerim bi se upravljavci cestnega omrežja lahko odločili za optimalne postopke vzdrževanja posameznih objektov, predstavlja ta raziskovalna naloga dober začetni korak v smeri priprave takega sistema. Naloga je sestavljena iz treh delov. V prvem sta opisani problematika in ustrezna metodologija, po kateri je v nadaljevanju naloga določen optimalni postopek vzdrževalnih oziroma obnovitvenih del. V drugem delu je opisana baza podatkov za izbrani odsek avtoceste, na katerem je obravnavanih 27 mostov. Ob tem je avtor prototipno bazo podatkov za nadaljnjo analizo tudi samostojno ustvaril, podatke o stanju objektov pa je na podlagi pregledov skupine objektov deloma tudi samostojno pridobil. V zadnjem delu je predstavljen večkriterijski model odločanja za določanje vrstnega reda vzdrževalnih in obnovitvenih projektov na obravnavanih nadvozi. Pri tem so najprej identificirani ustrezni kriteriji, nato pa podrobno predstavljene teoretske podlage večkriterijskega odločanja, ki vključuje omejitve skupnih razpoložljivih sredstev in rezultira v največji možni koristi glede na postavljene kriterije. Za določitev relativnih pomembnosti posameznih kriterijev je uporabljena metoda analitičnega hierarhičnega procesa, s čimer se zmanjša subjektivnost, obenem pa se z uporabo te metode zajame nezanesljivost, ki se sicer lahko pojavi pri kvantificiranju pomembnosti posameznih kriterijev. Naloga problematiko vzdrževanja cestnih objektov predstavlja celovito: od pregleda metod, ki so pri tem običajno uporabljene, zbiranja in urejanja podatkovne baze do uporabe opisanih metod na konkretnih podatkih in priprave napotkov za optimalno razvrstitev vzdrževalnih in obnovitvenih projektov. Delo je bilo zelo obsežno in je izrazito presegalo raven dodiplomskega študija. Da je lahko svoje delo uspešno opravil, je moral bistveno poglobiti svoje znanje na področjih, ki so izven obsega dodiplomskega študija, preštudirati pa je moral tudi precej domače in tuje literature s področja upravljanja in vzdrževanja mostov ter večkriterijskih metod odločanja, kar dokazuje tudi spisec virov in literature, ki vsebuje 36 enot. V predloženem delu je avtor pokazal sposobnost za kritično analizo rezultatov in postavljanje ustreznih zaključkov.



ALEŠ KROFLIČ je Prešernovo nagrado za študente FGG prejel za delo **ANALIZA OBNAŠANJA DVOSLOJNIH ELASTIČNIH NOSILCEV Z UPOŠTEVANJEM ZDRSA IN RAZMIKA**, ki ga je izdelal pod mentorstvom doc. dr. Bojana Časa in somentorstvom izr. prof. dr. Igorja Planinca.

V delu je analizirano obnašanje kompozitnih konstrukcij. Tovrstne konstrukcije se v gradbeništvu uporabljajo zelo pogosto. Med njimi so najbolj znane armiranobetonske konstrukcije. Za kompozitne konstrukcije je značilno, da so nosilni elementi sestavljeni iz slojev, ki so različnih ali enakih materialov, lahko tudi različne starosti. Na stikih so strižno povezani v enovito celoto. Odziv kompozitnih nosilcev na zunanjo obtežbo je v veliki meri odvisen od oblike in kvalitete strižne povezave med sloji. Toga povezava omogoča popolno sodelovanje slojev pri prevzemu obtežbe nosilca. Računske metode za analizo takih primerov so razmeroma dobro razvite. V gradbeništvu pa je toge stike pri kompozitnih konstrukcijah zelo težko narediti, zato se pogosteje pojavljajo podajni stiki. Tedaj moramo računske metode dopolniti tako, da omogočajo upoštevanje relativnega premika med sloji kompozitnega nosilca. Glede na to, da lahko podajnost stika bistveno vpliva na togost in nosilnost kompozitnih konstrukcij, in ker je modeliranje pojava zelo zapleteno, je raziskovalno delo na tem področju bogato. Za analizo kompozitnih nosilcev in konstrukcij obstaja veliko različnih računskih postopkov. Večina jih je zasnovanih na metodi

končnih elementov. Največ raziskovalcev se usmerja na študij lesenih in sovprežnih konstrukcij. Manj jih obravnava nosilce, ki so sestavljeni iz različno starih armiranobetonskih slojev, čeprav se take kompozitne konstrukcije zelo pogosto pojavljajo pri sanacijah obstoječih konstrukcij. V zadnjem času zasledimo veliko raziskav, s katerimi avtorji numerično analizirajo povečano togost in nosilnost armiranobetonskih nosilcev z dolepljenimi jeklenimi ali polimernimi trakovi. Skupne značilnosti vseh raziskav o obnašanju gradbenih kompozitnih linijskih konstrukcij so v tem, da raziskovalci pri analizi večinoma predpostavijo, da lahko sloji kompozitnega nosilca drsijo en po drugem, ne morejo pa se razmakniti. Aleš Kroflič je skušal to pomanjkljivost odpraviti. V nalogi je predstavil matematični model in pripadajočo analitično rešitev za določitev napetostnega in deformacijskega stanja dvoslojnih elastičnih kompozitnih nosilcev z upoštevanjem zdrsa in razmika oziroma vtiskanja med sloji. Pri tem je pri izpeljavi modela dodatno predpostavil, da sta sloja kompozitnega nosilca povezana med seboj

preko tankega vmesnega sloja. Tako zasnovan matematični model dvoslojnega kompozitnega nosilca in pripadajoča analitična rešitev dejansko predstavlja pomembno novost in dopolnitev znanim matematičnim modelom in pripadajočim analitičnim rešitvam v svetovni literaturi. Naloga vsebuje poleg uvoda in zaključka še štiri poglavja. V drugem poglavju so na zanimiv način predstavljene različne kompozitne konstrukcije, ki jih uporabljamo v gradbeništvu. V tretjem poglavju so natančneje predstavljene računski postopki za dimenzioniranje značilnih kompozitnih nosilcev, ki jih predpisujejo Evrokodi. Četrto poglavje predstavlja osrednje poglavje raziskovalne naloge. Tu so detajlno predstavljene osnovne predpostavke predstavljenega matematičnega modela ter matematični model, ki ga sestavlja sistem algebrskih in diferencialnih enačb z ustreznimi robnimi pogoji. Ta sistem enačb je v nadaljevanju nadomeščen le z eno linearno diferencialno enačbo sedmega reda s konstantnimi koeficienti, ki ima analitično rešitev. Vse izpeljave v raziskovalni nalogi so zelo natančne in pre-

gledne. V predzadnjem poglavju sta z uporabo analitične rešitve in računalniškega programa Mathematica analizirana vpliv prečne togosti stika in debelina vmesnega sloja na togost dvoslojnega prostoležečega kompozitnega nosilca. Na podlagi obsežne parametrične študije je ugotovljeno, da oba na novo vpeljana materialna parametra nimata bistvenega vpliva na pomike dvoslojnih kompozitnih nosilcev in ju lahko v inženirski analizi kompozitnih nosilcev zanemarimo. Seveda pa imata, predvsem prečna togost stika, bistven vpliv na velikost obremenitve veznih sredstev na stiku med slojema. Obravnavana tematika je izredno aktualna, o čemer pričajo številni članki, objavljeni v mednarodnih revijah. Delo kaže velik raziskovalni potencial kandidata in je tudi odlično izhodišče za nadaljnje raziskovalno delo.

Uredništvo čestita prejemnikom nagrad, jim želi še naprej uspešno raziskovalno in strokovno delo, hkrati pa tiste, ki to še niso storili, vabi, da s svojimi deli podrobneje seznanijo bralce Gradbenega vestnika.

STRIŽNA ODPORNOST ZIDOV IN EVROKOD 6: NATEZNA ALI STRIŽNA TRDNOST ZIDOVJA

SHEAR RESISTANCE OF MASONRY WALLS AND EUROCODE 6: TENSILE VERSUS SHEAR STRENGTH OF MASONRY

prof. dr. Miha Tomaževič, univ. dipl. inž. grad.

miha.tomazevic@zag.si

Zavod za gradbeništvo Slovenije, Dimičeva 12,
1000 Ljubljana

Znanstveni članek

UDK 692.2 : 620.167 : 006.86(4) EC 6 : 699.841

Povzetek | Kot kažejo eksperimentalne raziskave in analize poškodb, pri zidanih konstrukcijah med potresom prevladuje strižni porušni mehanizem, ki se odraža z diagonalnimi razpokami, medtem ko se le redkokdaj opazi prestig. Kljub temu standard Evrokod 6 upošteva za račun strižne odpornosti pri delovanju vodoravnih sil v ravnini zidov prav prestig. S primerjavo računskih ocen in rezultatov eksperimentalnih raziskav obnašanja nearmiranih zidov smo pokazali, kako različne od dejanske so ocene strižne odpornosti zidov, dobljene na podlagi prestrižnega mehanizma. Na drugi strani se izračuni, izdelani z upoštevanjem referenčne natezne trdnosti zidovja kot odločilnega parametra, zelo dobro ujemajo z dejanskim stanjem. Pokazali smo tudi, da se vrednosti začetne strižne trdnosti, določene s preizkusom po standardu, ne ujemajo s priporočili, pa tudi, da ocene potresne odpornosti zidane konstrukcije na podlagi zahtev Evrokoda 6 ne dajejo realne slike. Ker gre do lahko celo na škodo varnosti konstrukcije, menimo, da se mora z nacionalnim dodatkom k Evrokodu 6 zagotoviti, da se bo poleg prestrižne preverjale tudi strižna odpornost, ki jo določa mehanizem porušitve zaradi natega v diagonalni smeri oziroma da se bo še naprej uporabljala v desetletja dolgi praksi že preverjena metoda z referenčno natezno trdnostjo zidovja. Sicer varnost zidanih konstrukcij ne bo dosegala ravni, ki jo zahteva evropski standard za projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. Da bi se izognili včasih pomembnim odstopanjem pri porazdelitvi potresne obtežbe na zidove, naj se v izračunih upoštevajo s preiskavami določene, ne pa priporočene vrednosti strižnega modula zidovja.

Summary | As indicated by experimental investigations and earthquake damage observations, shear failure mechanism, characterized by the formation of diagonal cracks, by far predominates the sliding shear failure mechanism. However, sliding shear mechanism is assumed to be the critical one for the shear resistance calculations according to Eurocode 6. The results of a series of cyclic lateral resistance tests of unreinforced masonry walls have been used to show that the Eurocode 6 based calculations yield overestimated values, whereas the results of calculations, where diagonal tension shear mechanism and tensile strength of masonry are considered as the critical parameters, are close to the experimental ones. It has been shown that the code recommended values of initial shear strength disagree with the values, determined by standardized testing procedure. Since the results of numerical analysis required by Eurocode 6 are not in favor of structural safety, it has been proposed that in addition to sliding shear, diagonal tension

shear mechanism be also considered in the calculations. Otherwise, the seismic safety of unreinforced and confined masonry buildings will not attain the general level of safety, assumed by the standard for earthquake resistant design for other types of structural. Besides, in order to avoid misleading distribution of seismic actions on the resisting shear walls, shear modulus of masonry should be determined in an appropriate way.

1 • UVOD

Zidovje je tipičen kompozitni material, ki ga v osnovni obliki sestavljajo zidaki in malta. Lahko je tudi ojačeno z armaturo, ki je bodisi položena v malto bodisi v posebne votline v zidakih in zalita z betonom. Za izdelavo zidakov se uporabljajo različne naravne ali umetne surovine, medtem ko malto sestavljajo apno, cement in pesek, ki so v predpisanih medsebojnih razmerjih zmešani z vodo, v mešanici pa so lahko tudi posebni dodatki. Za armiranje se uporablja gladko ali rebrasto jeklo različnih oblik in kakovosti. Čeprav ima vsaka od teh materialnih komponent svoje specifične mehanske lastnosti, se pričakuje, da bo zidovje, ko bo izpostavljeno obtežbi, delovalo kot homogen konstrukcijski material.

Zaradi specifičnih lastnosti posameznih sestavnih materialov, ki pri zidakih niso odvisne samo od materiala, pač pa tudi od njihove oblike in velikosti, se mehanske lastnosti posameznega tipa zidovja težko predvidijo samo na podlagi poznanih mehanskih lastnosti sestavin, zidakov in malte ter morebiti armaturnega jekla in betona. Da bi dobili zanesljive vrednosti, je treba mehanske lastnosti vsakega tipa zidovja posebej določiti s preizkusom, saj dajo empirične enačbe, s katerimi se mehanske lastnosti zidovja ocenijo na podlagi lastnosti sestavnih materialov in ki jih je najti v predpisih, pravo vrednost le za tisti tip zidovja, za katerega so bile izpeljane. Da so neskladja med dejanskimi in z empiričnimi enačbami izračunanimi vrednostmi lahko zelo velika, se moramo zavedati še posebej takrat, ko v računskih preverjanjih odpornosti in stabilnosti zidanih konstrukcij uporabljamo vrednosti, ki jih sami izračunamo na podlagi enačb iz predpisov. V primeru večjih neskladij so lahko sklepi, ki jih izpeljemo na podlagi računskih analiz, zavajajoči.

Treba se je tudi zavedati, da se vrednosti, s katerimi opišemo trdnostne lastnosti zidovja, že pri zidakih izražajo kot povprečne vredno-

sti, preračunane na bruto površino prereza in torej ne predstavljajo dejanskih porušnih napetosti v samem materialu. Tako pomeni npr. vrednost, s katero označimo tlačno trdnost zidaka, ki ima 50 % prostornine votlin, da so dejanske tlačne napetosti v materialu pri porušitvi skoraj dvakrat višje kot pri polni opeki z enako nominalno tlačno trdnostjo. Resda standard poskuša razlike odpraviti z normalizacijo in s faktorjem oblike zidaka (SIST EN 772-1), vendar ostajajo velike razlike med dejanskimi napetostmi v materialu in napetostmi, s katerimi računamo. Podobno je pri zidovju: da bi poenostavili analizo in projektiranje zidanih konstrukcij, vrednosti notranjih sil v prerezihi elementov, to je vplive obtežbe, določimo z upoštevanjem bruto (nominalnih) dimenzij zidov in pri tem predpostavimo, da je zidovje elastičen, homogen in izotropen konstrukcijski material. Te predpostavke nam omogočijo, da uporabljamo tudi za zidane konstrukcije enačbe in metode vsakdanje teorije konstrukcij. Da bi enačbe in metode veljale, jih moramo seveda prilagoditi lastnostim zidovja in dejanskemu obnašanju zidanih konstrukcij v obravnavanih obtežnih pogojih.

Zidovje je konstrukcijski material, ki razmeroma dobro prenaša tlačne obremenitve, precej slabše pa strige in natege. Ker težnostna obtežba navadno ni problematična, je na potresnih območjih pri preverjanju mehanske stabilnosti in odpornosti zidanih konstrukcij odločilen potres. Razmerja med strižno in tlačno trdnostjo ter strižnim modulom G in modulom elastičnosti E zidovja so zaradi nehomogenosti in neizotropnosti materiala, ki ga imenujemo zidovje, precej drugačna oziroma bistveno nižja kot pri homogenih in izotropnih materialih. Strižna trdnost oziroma strižni modul zidovja dosega v najboljšem primeru samo 10 % tlačne trdnosti oziroma modula elastičnosti. Ker so nosilni elementi stene, pri obtežbi zidane konstrukcije z vodoravnimi potresnimi si-

lami v njihovi ravnini pri porušitvi prevladuje strižni mehanizem. Upogibni mehanizmi pri porušitvi nearmiranega zidovja le izjemoma pridejo v poštev. Zato je pri preverjanju potresne odpornosti zidanih konstrukcij vseh sistemov zidanja, nearmiranem, povezanem in armiranem zidovju, ključnega pomena, kako se določi parameter, s katerim se opiše strižna odpornost zidu. Še posebej to velja za nearmirano in povezano zidovje, kjer Evrokod 6 sploh ne pozna upogibnega mehanizma in po katerem se pri delovanju vodoravne obtežbe v ravnini zidu preverja le strižna odpornost. Po Evrokodu 6 se na upogib v svoji ravnini preverjajo samo armirani zidovi.

Raziskave kažejo, da lahko z upoštevanjem določil standarda Evrokod 6 pri sodobnem zidovju iz opečnih votlakov, ki jih ponuja trg, na podlagi poznane tlačne trdnosti votlakov in malte razmeroma dobro ocenimo vrednosti ključnih parametrov, ki določajo obnašanje zidovja pri tlačnih obremenitvah, kot sta tlačna trdnost f in modul elastičnosti E .

Raziskave pa hkrati kažejo, da odvisnosti niso tako enostavne in da so razlike med dejanskim obnašanjem in predpostavkami standarda precej velike, ko preverjamo strižno odpornost zidanih konstrukcij, ki je v večini primerov kritična pri delovanju vodoravne obtežbe v ravnini zidov. Pri zidanih konstrukcijah, pri katerih prevladuje strižno obnašanje, so parametri, ki določajo strižno odpornost (strižna oziroma natezna trdnost zidovja) in porazdelitev potresnih sil na posamezne elemente konstrukcije (strižni modul), ključnega pomena. Zato ni vseeno, kako se ti parametri določajo in katere računske metode se uporabijo za preverjanje potresne odpornosti. V prispevku bomo predstavili rezultate študije, ki smo jo izdelali na Zavodu za gradbeništvo Slovenije, da bi pripravili predlog vrednosti parametrov, ki določajo strižno odpornost zidovja, za slovenski nacionalni dodatek k Evrokodu 6. Čeprav se bomo v razpravi omejili na nearmirano zidovje, velja, da so razmere podobne pri vseh sistemih gradnje zidanih konstrukcij.

2 • OBNAŠANJE ZIDOV PRI VODORAVNI OBEŽBI V NJIHOVI RAVNINI

Mehanizem obnašanja zidu pri vodoravni obtežbi je odvisen tako od geometrije zidu (razmerja višina/dolžina) in mehanskih lastnosti materialov zidovja kakor tudi od pogojev vpetosti na podprtih robovih. Mehanizem je odvisen tudi od razmerja med navpično in vodoravno obtežbo, seveda pa tudi od smeri delovanja vodoravne obtežbe, ki lahko prevladujoče deluje bodisi v ravnini zidu bodisi pravokotno nanjo. V nadaljevanju se bomo omejili na mehanizem obnašanja zidu pri delovanju vodoravne obtežbe v njegovi ravnini in še posebej na strig.

Če so tlačne napetosti v zidu majhne in je slaba tudi kakovost malte, potresne sile lahko predvsem pri dolgih zidovih povzročijo pre-

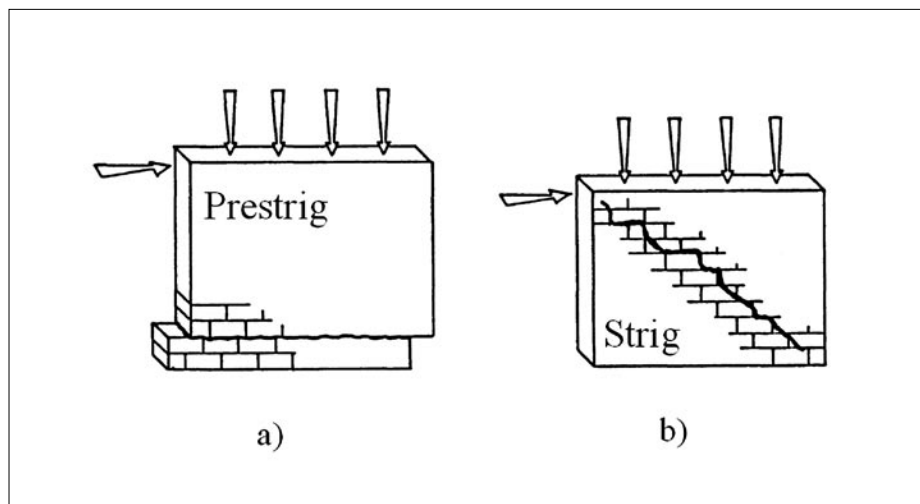
strig, pri čemer zgornji del zdrzne po eni od naležnih reg (slika 1a). Zidovi se pogosto prestrižejo v zgornjem delu stavbe pod togo strešno konstrukcijo, kjer so pospeški med potresom največji, navpične obremenitve pa najmanjše. Mehanizem imenujemo prestrižni mehanizem porušitve (angl. »sliding shear failure«).

V običajnih razmerah potres povzroči strižno porušitev, pri kateri v zidu nastanejo značilne poševne razpoke. To je pravzaprav strižni mehanizem, ki določa potresno odpornost zidane konstrukcije, in ki mu zaradi poteka razpok po angleško pravijo tudi »diagonal tension failure«, porušitev zaradi natega v diagonalni smeri. Če je zid sezidan iz opeke ali blokov,

poševne razpoke potekajo bodisi cik-cak po naležnih in navpičnih regah bodisi naravnost po diagonalni po zidakah oziroma deloma po regah in deloma po zidakah (slika 1b). Če je zid kamnit, razpoke sicer potekajo v diagonalnih smereh, vendar kamna ne prestrižejo. Tipična primera strižnih razpok v nosilnem zidovju, ki nastanejo po potresu, kažeta sliki 2 in 3.

Čeprav je odpornost ključna, so za oceno obnašanja pri potresu pomembni tudi drugi parametri, kot so togost, sposobnost deformiranja, duktilnost in sposobnost sipanja energije. Zato so bile že pred desetletji preiskave zasnovane tako, da se je z njimi dalo ponazoriti stanje zidu in porušni mehanizem pri ciklično delujoči vodoravni obtežbi (npr. (Meli, 1973), (Priestley in Bridgeman, 1974), (Mayes in sod., 1976), (Terčelj in sod., 1978, 1980), (Tomaževič in sod., 1996)). To je omogočilo ovrednotiti ne le parametre, ki določajo trdnost, pač pa tudi vse ostale parametre, ki vplivajo na obnašanje zidu med potresom, kot so duktilnost oziroma sposobnost deformacij in sipanje energije, upadanje togosti in odpornosti pri ponavljajoči se vodoravni obtežbi, in podobno.

Če je zid sestavni del konstrukcije, se v njem med potresom spreminjajo tako vodoravne kot navpične obremenitve. Zaradi vpetja v vodoravne elemente konstrukcije, parapete in strop, ki preprečujejo vrtenje zidu kot togega telesa pri velikih vodoravnih pomikih, nastanejo dodatne tlačne napetosti, ki preprečujejo nastanek nateznih razpok na mestih vpetja. Ker bi bilo v laboratoriju razmeroma zahtevno in drago ponazoriti dejanske robne pogoje (namesto posameznega zidnega slopa bi morali preiskati celotno večnadstropno strižno steno), se zid preišče pri obvladovanem ni-



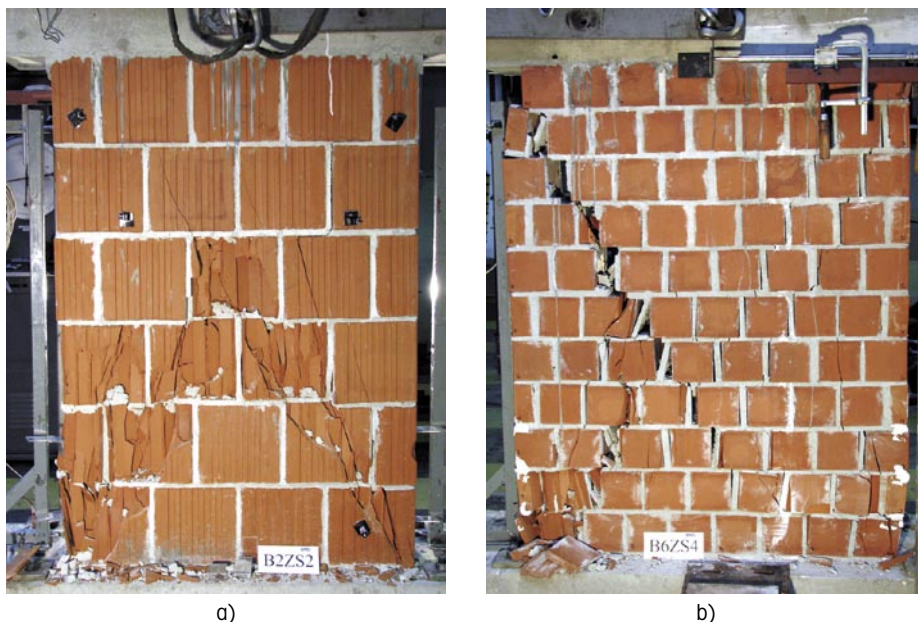
Slika 1 • Strižni mehanizem obnašanja zidu med potresom. a) prestrig po naležnih regah, b) strižna porušitev z nastankom diagonalne razpoke



Slika 2 • Strižna porušitev opečnih slopov med potresom



Slika 3 • Strižne razpoke v stari kamniti hiši po potresu



Slika 4 • Poškodbe zidov med preiskavo v laboratoriju. a) Opečni votlaki B2: strižne razpoke potekajo po zidakih. b) Opečni zidaki B6: strižne razpoke potekajo deloma po regah. V obeh primerih so pred strižno porušitvijo nastale natezne razpoke ob temelju, votlaki v tlačnih vogalih pa so se začeli drobiti

voju navpične obtežbe, pa tudi pri poznanih in obvladovanih pogojih vpetosti na spodnjem in zgornjem robu. Zid je med preiskavo bodisi simetrično »vpet« med dve armiranobetonski vezi, bodisi se preišče kot konzola, sezidana na armiranobetonskem temelju, vodoravna in navpična obtežba pa se vnašata v zidovje

preko zgornje zaključne vezi. Navadno je navpična obtežba med preiskavo potresne odpornosti konstantna, njena velikost pa se giblje v mejah dopustnih navpičnih obremenitev v dejanskih stavbah. Ker je čista natezna trdnost zidovja majhna, se bo nearmirani zid med preiskavo v laborato-

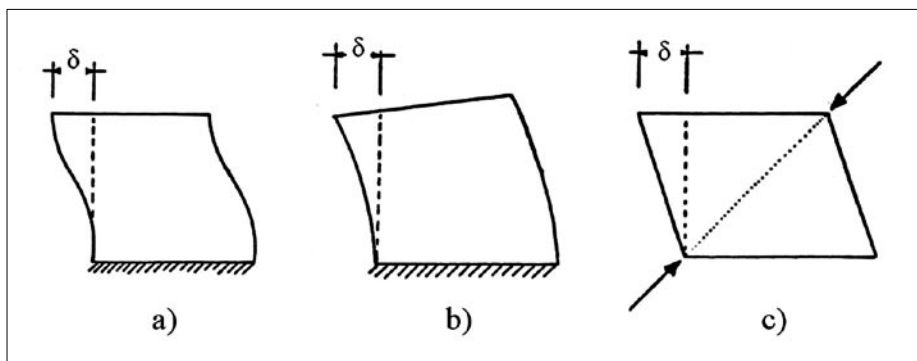
riju skušal vrteti. Da bi se preprečilo vrtenje, se pri nekaterih metodah preizkušanja konzolnih zidov, ko je npr. tako imenovani »racking test« po standardu ASTM E72 (ASTM, 1998), pri vodoravni obtežbi nastale natezne sile prevzamejo s posebnimi jeklenimi zategami. Če se vrtenje med preiskavo nearmiranega zidu ne prepreči, strižni mehanizem vsaj v začetni fazi nelinearnega obnašanja spremljajo pojavi, ki jih opazimo med upogibom (slika 4). Če preiskujemo nearmiran zid, v tegnjem delu naleznihih reg ob vpetju v konstrukcijo nastanejo vodoravne natezne razpoke, prav tako pa se na tlačnih vogalih lahko začnejo drobiti zidaki še pred nastankom poševnih razpok v osrednjem delu zidu. To sicer res pomeni, da v tej fazi preiskave prevladujejo vplivi upogiba, vendar to še ni vzrok, da se je zid porušil zaradi upogiba. Res se z nastankom razpok na podpornih ploskvah izčrpa čista natezna nosilnost zidovja, ki je v resnici zelo majhna. Prav tako tlačne napetosti v tlačnih vogalih niso daleč od tlačne trdnosti zidovja. Vendar osrednji del zidu pri tem ni bistveno poškodovan. Čeprav se razpoka na natezni strani z naraščajočimi vsiljenimi pomiki daljša in se s tem manjša efektivna tlačna (nalezna) površina prereza zidu, se odpornost na vodoravno obtežbo povečuje, vse dokler v osrednjem delu ne nastanejo poševne razpoke in se zid v končnem stanju ne poruši zaradi striga.

Problemom v zvezi z vpetostjo in navpično obtežbo se izognemo, kadar preiskavo izvedemo v obstoječi stavbi in preizkusni zid ločimo od ostalega zidovja z dvema navpičnima rezoma (slika 5). Čeprav je bila preiskava, ki jo prikazuje slika 5, izvedena pri razmeroma majhnem nivoju tlačnih napetosti v zidovju (ocenjena tlačna napetost je bila $\sigma_0 = 0,15$ MPa, razmerje med dejanskimi tlačnimi napetostmi in tlačno trdnostjo zidovja pa ni presegalo 0,075), pred nastankom strižnih razpok v zidu ni videti niti vodoravnih razpok niti drobljenja zidovja v prerezihi, kjer je bil zidni slop vpet v konstrukcijo (Sheppard in Tomaževič, 1985).

Priporočila CIB za projektiranje zidanih konstrukcij, ki so bila podlaga za nastanek Evrokoda 6 in tistega dela Evrokoda 8, ki pokriva zidane konstrukcije, so priporočala tri načine preizkušanja zidov za določanje parametrov, ki jih upoštevamo pri projektiranju na potres (»design by testing«; (CIB, 1987): preiskavo bodisi simetrično vpetega bodisi konzolnega zidu s ciklično vodoravno obtežbo pri konstantni navpični obtežbi ali pa preiskavo zidu z diagonalno tlačno silo (slika 6).



Slika 5 • Preiskava strižne odpornosti opečnega zidu na terenu: pred nastankom strižne razpoke ni opaziti nobene vodoravne natezne razpoke ali drobljenja opeke v tlačnih vogalih (Sheppard in Tomaževič, 1985)



Slika 6 • Shematični prikaz tipov preiskav za določanje parametrov potresne odpornosti, tudi natezne trdnosti zidovja. a) ciklična preiskava simetrično vpetega zidu, b) ciklična preiskava konzolno vpetega zidu, c) preiskava z diagonalno tlačno silo (CIB, 1987)

3 • TRDNOST ZIDOVJA PRI STRIGU

»Strižna trdnost« je mehanska lastnost zidovja, ki določa odpornost zidu na vodoravno obtežbo, ki deluje v njegovi ravnini. Ker je možnih več mehanizmov strižne porušitve, »strižne trdnosti zidovja« ne moremo določiti enolično. Definicija parametra, ki določa strižno odpornost, je namreč odvisna od fizikalnega modela, s katerim se opiše katerikoli od možnih porušnih mehanizmov. Kot smo že omenili, sta pri zidovih pri delovanju vodoravne obtežbe najbolj pogosta mehanizem prestriga in mehanizem porušitve zaradi natega v diagonalni smeri. Ker sta najbolj pogosta in je enega od njiju privzel kot odločilnega za določitev strižne odpornosti zidu Evrokod 6, bomo nanju tudi omejili razpravo v prispevku.

Pri prestriznem mehanizmu, ki se navzven pokaže z nastankom vodoravnih razpok, zidaki zdrsnejo po naležnih regah, ko strižne napetosti presežejo vrednost, ki jo imenujemo »strižna trdnost zidovja« (analogija s trenjem). Pri strižnem mehanizmu, ki se kaže z nastankom poševnih, diagonalno usmerjenih razpok v zidnem panelu, so strižne razpoke posledica glavnih nateznih napetosti, nastalih v ravnini zidu pri kombinaciji navpične in vodoravne obtežbe. Ko glavne natezne napetosti presežejo vrednost, ki jo imenujemo »natezna trdnost zidovja«, včasih tudi »diagonalna natezna trdnost zidovja« (angl. »diagonal tensile strength«, hipoteza natezne trdnosti), zid počne. Čeprav bi morali mehanizma jasno razlikovati ((Drysdale, 1999), (Magenes in sod., 2000)) in odpornost zidov preveriti na oba, Evrokod 6 predpostavlja, da je mehanizem prestriga kritičen in edino možen. V skladu z

Evrokodom 6 se strižna odpornost zidov vseh sistemov zidanih konstrukcij, nearmiranega, povezanega in armiranega zidovja, določi na podlagi mehanskih lastnosti zidovja in enačb, ki so izpeljane s predpostavko mehanizma prestriga. Odpornost zidov pri vodoravni obtežbi v njihovi ravnini se ne preverja na druge, čeprav fizikalno bolj utemeljene mehanizme, kot sta mehanizem porušitve zaradi natega v diagonalni smeri in upogibni porušni mehanizem.

Medtem ko so preiskave za določitev začetne strižne trdnosti, ki jo rabimo kot vhodni podatek za račun prestrizne odpornosti, standardizirane, je izbira preiskave za določitev natezne trdnosti prepuščena posameznim laboratorijem. Korelacijska analiza rezultatov, dobljenih na zidovih, sezidanih iz enakega zidovja, vendar preiskanih na vse tri različne načine, ki jih priporoča CIB (CIB, 1987), je pokazala, da med njimi ni bistvene razlike (Bernardini in sod., 1980). Čeprav ta priporočila ne predpisujejo niti oblike preizkušancev niti časovnega poteka vodoravne obtežbe, se priporoča, da se v vseh primerih preiščejo zidovi z razmerjem $h/l = 1,5$.

3.1 Natezna trdnost zidovja

V Ljubljani je že po potresu v Skopju leta 1963 raziskovalna skupina, ki jo je vodil prof. Turnšek, ugotovila, da se po analogiji s trenjem ne da razložiti nastanka diagonalnih razpok pri strižni porušitvi zidov. Po obsežnih eksperimentalnih raziskavah (v tistih časih so za analizo poteka napetosti v zidu uporabljali še fotoelastične metode), je prišla do sklepa, da nastanek diagonalnih razpok v zidu

povzročijo glavne natezne napetosti, ki nastanejo v ravnini zidu pri kombinaciji navpične in vodoravne obtežbe. Vrednost glavne natezne napetosti pri doseženi največji odpornosti zidu in predpostavki, da se zidovje vse do porušitve obnaša kot elastičen, homogen in izotropen konstrukcijski material, se po tej razlagi imenuje »natezna« ali bolje »referenčna natezna trdnost zidovja« f_t (hipoteza natezne trdnosti (Turnšek in Čačovič, 1971)). Na podlagi te definicije je bila izpeljana enačba za račun strižne odpornosti zidu, ki so jo kasneje povzeli in nekoliko spremenili tudi drugi avtorji (npr. (Mann in Müller, 1982), (Magenes in Calvi, 1997)). Enačbo, osnovano na ideji, da natezna trdnost zidovja določa strižno odpornost zidov, so privzela tudi priporočila (npr. (DT2, 1977)) in potresni predpisi v bivši Jugoslaviji in drugod (Pravilnik, 1981).

Z upoštevanjem predpostavke, da je zid elastičen, homogen in izotropen panel, lahko osnovno enačbo izpeljemo s pomočjo elementarne teorije elastičnosti. Če na zid deluje navpična, N , in vodoravna, strižna sila H , se v srednjem prerezu zidu razvija glavna tlačna in glavna natezna napetost:

$$\sigma_p = \sqrt{\left(\frac{\sigma_o}{2}\right)^2 + (\tau)^2} \pm \frac{\sigma_o}{2}, \quad (1)$$

ki sta usmerjeni v smeri obeh diagonal zidu:

$$\phi_c = \phi_t = 0,5 \arctg \frac{2\tau}{\sigma_o}. \quad (2)$$

Simboli v enačbah (1) in (2) pomenijo:

- $\sigma_o = N/A_w$ – povprečno tlačno napetost v vodoravnem prerezu zidu zaradi konstantne navpične sile N ,

- $\tau = H/A_w$ – povprečno strižno napetost v vodoravnem prerezu zidu zaradi vodoravne sile H ,
- A_w – površino vodoravnega prereza zidu in
- b – faktor porazdelitve strižnih napetosti po prerezu, ki je odvisen od geometrije zidu in od razmerja med navpično silo N in največjo doseženo vodoravno silo $H_{\max}$. Če je geometrijsko razmerje zidu $h/l = 1,5$, lahko brez večje napake privzamemo vrednost $b = 1,5$. Faktor b ni faktor oblike porazdelitve strižnih napetosti κ , poznan iz trdnosti materialov.

Če predpostavimo, da se zid obnaša kot elastičen, homogen in izotropen panel vse do največje odpornosti $R_{\max}$, idealizirano glavno natezno napetost v tistem trenutku imenujemo »natezna« oziroma »referenčna natezna trdnost« zidovja, f_t :

$$f_t = \sigma_t = \sqrt{\left(\frac{\sigma_o}{2}\right)^2 + (b\tau_{\max})^2} - \frac{\sigma_o}{2}, \quad (3)$$

kjer je:

- f_t – natezna trdnost zidovja in
- $\tau_{\max}$ – povprečna strižna napetost v vodoravnem prerezu zidu pri največji vodoravni sili $H_{\max}$ oziroma odpornosti $R_{\max}$.

V zadnjih desetletjih so bili z enačbo (3) ovrednoteni rezultati večjega števila preiskav polnovpetih ali konzolnih zidov s ciklično vodoravno obtežbo. Tipične vrednosti, dobljene na preizkušancih iz različnih vrst zidovja, so bile kot pripomoček projektantom navedene tudi v jugoslovanskem predpisu iz leta 1981. V preglednici 1 navajamo vrednosti, ki smo jih dobili z nedavnimi preiskavami zidov, sezidanih z opečnimi votlaki, ki smo jih uporabili tudi za določitev začetne strižne trdnosti zidovja pri ničelni tlačni napetosti. Ker so v preglednici navedene tudi osnovne značilnosti preiskanih zidov, lahko ugotovimo, da v nasprotju z dosedanjimi izkušnjami trdnost votlakov ni bistveno vplivala na natezno trdnost zidovja.

3.2 Strižna trdnost po Evrokodu 6

Evrokod 6 strižno trdnost zidovja definira kot seštevek začetne strižne trdnosti (strižne trdnosti pri ničelni tlačni napetosti) in prirastka trdnosti zaradi tlačne napetosti v obravnavanem vodoravnem prerezu zidu, pravokotnem na strig. Začetna karakteristična strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti, f_{vk0} , se po standardu SIST EN 1052-3 določi s preiskavo t.i. trojčka, preizkušanca, pripravljenega iz treh zidakov (sliki 7 in 8). Preizkušanec mora biti

Oznaka zidaka	Normalizirana tlačna trdnost zidaka f_b (MPa)	Povprečna tlačna trdnost malte f_m (MPa)	f_{tk} (MPa)
B1	20,7	4,7	0,19
B2	13,0	5,0	0,20
B3	14,6	5,4	0,17
B4	12,2	5,0	0,22
B6	30,3	2,8	0,19

Preglednica 1 • Eksperimentalno dobljene karakteristične vrednosti natezne trdnosti zidovja f_{tk} iz opečnih votlakov (Tomaževič in Weiss, 2008)

podprt tako in sila vnašana na tak način, da se prepreči zaklinjenje zidakov in se zagotovi, da v malti v stični ravnini z zidakom nastanejo samo strižne napetosti. Preizkusi se šest vzorcev, kot karakteristična pa se privzame manjša vrednost od 80 % povprečja oziroma najmanjše izmerjene vrednosti.

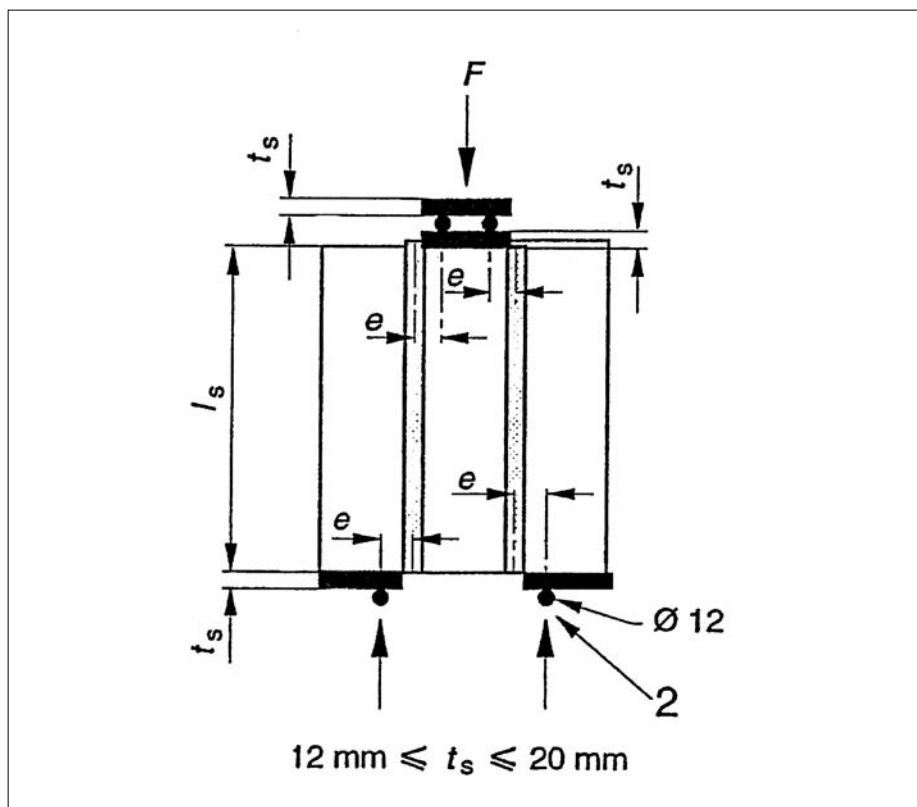
Karakteristična strižna trdnost zidovja, f_{vk} , sezidanega s katerokoli malto (navadno, tankoslojno, lahko), se pri pogoju, da so vse rege, naležne in navpične, v celoti zapolnjene z malto, izračuna z enačbo:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \sigma_d, \quad (4)$$

če navpične rege niso zapolnjene z malto, pa z enačbo:

$$f_{vk} = 0,5 f_{vko} + 0,4 \sigma_d, \quad (4a)$$

kjer je f_{vko} karakteristična začetna strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti, σ_d pa projektna tlačna napetost v prerezu v smeri, pravokotni na strižno silo. Ker je vrednost odvisna od napečnostnega stanja v obravnavanem zidu, strižne



Slika 7 • Preizkus začetne strižne trdnosti zidovja po SIST EN 1052-3



Slika 8 • Preizkus začetne strižne trdnosti zidovja po SIST EN 1502-3 v laboratoriju

trdnosti po definiciji Evrokoda 6 ne moremo obravnavati kot eno od mehanskih lastnosti zidovja. Strižna trdnost predstavlja povprečno strižno napetost v vodoravnem prerezu zidu, ki se prestrižno poruši pri točno določeni navpični obtežbi. Koeficient, ki določa prirastek strižne trdnosti zaradi tlačnih napetosti v zidu, 0,4, je po Evrokodu 6 v vseh primerih enak, čeprav standard SIST EN 1502-3 predpisuje tudi način, kako se določi kot notranjega trenja. Evrokod 6 zahteva, da karakteristična strižna trdnost v nobenem primeru ne sme biti večja od $0,065 f_b$ (6,5 % tlačne trdnosti zidaka) oziroma mejne vrednosti f_{vlt} , ki jo predpiše nacionalni dodatek.

Preden so bile opravljene v tem prispevku opisane preiskave, je bil podan predlog, naj se pri nas karakteristična strižna trdnost zidovja omeji na največjo vrednost, enako $0,065 f_b$. Če nimamo rezultatov preiskav, lahko upoštevamo vrednosti začetne strižne trdnosti zidovja, f_{vko} , ki jih priporoča Evrokod 6. Po Evrokodu 6 so vrednosti odvisne samo od materiala zidakov in trdnosti malte. Trdnost zidakov nanje ne vpliva. Za trdnostne razrede malt, ki se uporabljajo za zidanje na potresnih območjih, so vrednosti začetne strižne trdnosti f_{vko} navedene v preglednici 2.

Pred nedavnim smo po standardu SIST EN 1502-3 določili začetno strižno trdnost zidovja, ki smo ga sezidali iz 6 različnih vrst opečnih votlakov z malto dveh različnih trdnosti, kar pomeni, da smo skupaj preiskali 72 preizkušancev. Preiskani opečni votlaki so prikazani na slikah 9 in 10, v preglednici 3 so navedene njihove dimenzije in trdnostne lastnosti, tipične preizkušance po končanem preizkusu pa prikazuje slika 11.

Za zidanje smo uporabili vnaprej pripravljeno malto Omalt MzZ tipov M5 in M10, ki jo proizvaja Cinkarna Celje, d.d. Zidovje, sezidano z malto M5 spada v trdnostni razred, za katerega lahko po preglednici 2 upoštevamo vrednost začetne strižne trdnosti $f_{vko} = 0,20$ MPa, za zidovje, sezidano z malto M10 pa lahko upoštevamo $f_{vko} = 0,30$ MPa. S preiskavo dobljene karakteristične vrednosti navajamo v preglednici 4.

Ugotovimo lahko, da so se pri vseh preizkusih vzorci prestrigli po eni od obeh naležnih reg, pri čemer je praviloma na eni strani rege odstopila malta od opeke (glej sliko 11). V nobenem primeru se niso porušili zidaki, pač pa je šlo za porušitev prijemnosti med malto in zidaki. Preizkusi po SIST EN 1502-3 so pokazali, da vrednosti začetne strižne trdnosti praktično niso odvisne od trdnosti malte, s katero so bili sezidani preizkusni vzorci. Vrednosti začetne strižne trdnosti so sicer odvisne od tipa zidaka, vendar z analizo rezultatov nismo mogli ugotoviti povezave med geometrijo ali trdnostjo zidaka in začetno strižno trdnostjo.

Preiskave ne potrjujejo priporočila Evrokoda 6 (preglednica 2), da je začetna strižna trdnost zidovja odvisna od trdnostnega razreda malte. Kot kažejo rezultati, navedeni v preglednici 4, so izmerjene vrednosti približno podobne tistim, ki jih priporoča Evrokod 6, samo v primeru, ko so bili preizkušanci sezidani z malto deklariranega trdnostnega razreda M5. Ta pa je v resnici dosegla celo tlačno trdnost 17,9 MPa. Od povprečja sicer navzgor zelo odstopajo vrednosti, ki smo jih ugotovili s preizkusom vzorcev, sezidanih z zidaki tipa B5, s katerimi pa nismo sezidali zidov za preiskavo potresne odpornosti.

3.3 Korelacija med strižno in natezno trdnostjo

Če bi veljalo, da sta strižna in natezna trdnost parametra, ki oba določata isto lastnost, to je strižno odpornost zidu, bi med njima morala obstajati odvisnost. Če že ne med strižno in natezno trdnostjo, pa vsaj med začetno strižno trdnostjo pri ničelni tlačni napetosti, f_{vko} , in natezno trdnostjo zidovja, f_t , saj nobena ni

Material zidakov	f_{vko} (MPa)			
	Malta za splošno uporabo (glede na trdnostni razred)		Tankoslojna malta (naležna rega $\geq 0,5$ mm in ≤ 3 mm)	Lahka malta
Opeka	M10 – M20	0,30	0,30	0,15
	M2,5 – M9	0,20		
Kalcijev silikat	M10 – M20	0,20	0,40	0,15
	M2,5 – M9	0,15		
Beton	M10 – M20	0,20	0,30	0,15
Avtoklavirani celični beton	M2,5 – M9	0,15		
Umetni kamen in obdelani naravni kamen	M1 – M2	0,10		

Preglednica 2 • Karakteristične vrednosti začetne strižne trdnosti zidovja f_{vko}
(po SIST EN 1996-1-1:2006)

Oznaka zidaka	Dolžina	Širina	Višina	Votlavost	Debelina sten	Debelina reber	Tlačna trdnost*
	(mm)	(mm)	(mm)	(%)	(mm)	(mm)	(MPa)
B1	188	288	189	58	9,8	6,5	20,7
B2	238	282	234	55	10,8	6,7	13,0
B3	189	292	188	53	11,4	7,2	14,6
B4	331	292	189	54	11,7	7,4	12,2
B5	244	297	236	51	11,8	6,8	11,5

Opomba: * - normalizirane srednje vrednosti

Preglednica 3 • Dimenzije in tlačna trdnost opečnih zidakov



Slika 9 • Zidaki B1, B2 in B3, uporabljeni za zidanje zidov za ciklično preiskavo potresne odpornosti in za preiskavo začetne strižne trdnosti zidovja po SIST EN 1502-3



Slika 10 • Zidaki B4, B5 in B6, uporabljeni za zidanje zidov za ciklično preiskavo potresne odpornosti in za preiskavo začetne strižne trdnosti zidovja po SIST EN 1502-3



Slika 11 • Tipični primeri porušne ravnine po končanem preizkusu začetne strižne trdnosti zidovja. Preiskave vzorcev iz votlakov B3, B5 in B

odvisna od napetostnega stanja v zidovju. Če bi bilo tako, potem bi lahko bil skupni imenovalec pri obeh povprečna strižna napetost v prerezu zidu pri strižni porušitvi. Če je $\tau_{\max}$ v enačbi (3) res ekvivalent strižni trdnosti f_{vk} , ki jo določa enačba (4), potem bi pri predpostavki, da je pri prestrigu dolžina tlačnega dela prereza zidu enaka kar dolžini zidu, veljalo:

$$\tau_{\max} = f_{vk} \cdot \quad (5)$$

Povezavo med strižno trdnostjo zidovja po Evrokodu 6 in natezno trdnostjo po hipotezi v (Turnšek in Čačovič, 1971) bi našli tako, da bi v enačbi (3) $\tau_{\max}$ zamenjali s f_{vk} ter ekvivalentno natezno trdnost, f_{tk}' , izrazili kot:

$$f_{tk}' = \sqrt{\left(\frac{\sigma_d}{2}\right)^2 + (bf_{vk})^2} - \frac{\sigma_d}{2}, \quad (6)$$

Če upoštevamo karakteristične vrednosti začetne strižne trdnosti zidovja f_{vko} po preglednici 2 ($f_{vko} = 0,2$ MPa) in široko območje vrednosti projektnih tlačnih napetosti v zidovju σ_d , izraženih z razmerjem med projektno vrednostjo napetosti in karakteristično tlačno trdnostjo zidovja, lahko ocenimo »ekvivalentno« karakteristično natezno trdnost zidovja, f_{tk}' . Tako izračunane vrednosti f_{tk}' , ki so navedene v preglednici 5, so nesprejemljivo visoke in so daleč od vrednosti, ki so bile za zidovje podobne tlačne trdnosti ugotovljene z eksperimentalnimi raziskavami (glej npr. preglednico 1).

Čeprav je na prvi pogled teoretično izpeljana soodvisnost ustrezna, med vrednostmi enolične soodvisnosti dejansko ni. To je bilo pričakovati, saj imata obe veličini različen fizikalni pomen in določata različna porušna mehanizma. Zato tudi pretvorba iz ene v drugo ni mogoča.

Zidak	Trdnost zidaka ⁽¹⁾	Trdnostni razred malte	
		5 MPa ⁽²⁾	10 MPa ⁽³⁾
		f_{vko}	f_{vko}
B1	20,7	0,17	0,19
B2	13,0	0,19	0,21
B3	14,6	0,16	0,16
B4	12,2	0,26	0,22
B5	11,5	0,50	0,55
B6	30,3	0,28	0,28
Povprečje ⁽⁴⁾		0,21	0,21

Opomba: ⁽¹⁾ – normalizirana srednja vrednost,

⁽²⁾ – dejanska srednja vrednost tlačne trdnosti malte $f_m = 17,9$ MPa,

⁽³⁾ – dejanska srednja vrednost tlačne trdnosti malte $f_m = 23,2$ MPa,

⁽⁴⁾ – ker preveč odstopa od povprečja, ni upoštevana vrednost za zidak B5!

Preglednica 4 • Karakteristična začetna strižna trdnost zidovja f_{vko} , dobljena s preiskavo po SIST EN 1502-3 (vrednosti so v MPa)

σ_d	0,1 f_k^*	0,2 f_k^*	0,3 f_k^*	0,4 f_k^*	0,5 f_k^*
f_{vko}	f_{ik}'	f_{ik}'	f_{ik}'	f_{ik}'	f_{ik}'
0,20	0,400	0,530	0,665	0,803	0,941
0,30	0,541	0,663	0,794	0,929	1,066

Opomba: * – $f_k = 5,0$ MPa

Preglednica 5 • Korelacija med karakteristično začetno strižno trdnostjo, f_{vko} , in karakteristično natezno trdnostjo zidovja, f_{ik}' , pri različnih vrednostih projektnih tlačnih napetostih, σ_d , v zidovju (vrednosti so v MPa)

4 • STRIŽNA ODPORNOST NEARMIRANEGA ZIDU

Medtem ko je strižna trdnost f_v (enačba 4) definirana na podlagi predpostavke, da porušitev zidu nastane zaradi zdrsa zidakov po naležnih regah, in je pri enakem materialu odvisna od projektnih tlačnih napetosti v vsakem posameznem zidu, je natezna trdnost f_t (enačba 3) mehanska lastnost zidovja, ki ni odvisna od napetostnega stanja v zidu. Natezna trdnost je definirana kot glavna natezna napetost v zidu, nastala pri doseženi največji odpornosti zidu, če bi bilo zidovje elastičen, homogen in izotropen material. Zato se razlikujeta tudi enačbi za izračun strižne odpornosti zidu pri enem ali drugem porušnem mehanizmu.

Po Evrokodu 6 se strižna odpornost zidu oceni tako, da se karakteristična vrednost strižne trdnosti pomnoži s površino zidu, ki prevzema strige. V skladu z načeli Evrokodov za doseganje dogovorjene varnosti se karakteristična vrednost trdnosti zmanjša z delnim faktorjem varnosti γ_M za zidovje, tako da se projektna strižna odpornost nearmiranega zidu $R_{ds,w}$ izračuna z enačbo:

$$R_{ds,w} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} t l_c, \quad (7)$$

kjer je:

– t – debelina zidu in

– l_c – dolžina tlačnega dela zidu, ki se izračuna s predpostavko linearne porazdelitve tlačnih napetosti po prerezu in z

upoštevanjem vseh odprtín, utorov in oslabitev, pri čemer se pri izračunu površine zidu, ki prevzema strig, ne sme upoštevati noben del zidu, ki je izpostavljen navpičnim nateznim napetostim.

V primeru, da je ekscentričnost osne sile večja od 1/6 dolžine zidu (rezultanta deluje izven jedra prereza), se dolžina tlačnega dela prereza izračuna z enačbo:

$$l_c = 3 \left(\frac{l}{2} - e \right), \quad (8)$$

kjer je $e = H ah/N$ – ekscentričnost navpične obtežbe in ah – ročica vodoravne obtežbe, ki je odvisna od vpetostnih pogojev na spodnjem in zgornjem robu zidu ($\alpha = 1,0$ v primeru konzolnega in $\alpha = 0,5$ v primeru na obeh koncih vpetega zidu).

Kot je videti, je enačba (7) namenjena za preverjanje strižne odpornosti zidu pri poznani porazdelitvi celotne potresne prečne sile na zidove, saj dolžino tlačnega dela prereza zidu lahko izračunamo samo v primeru, če poznamo robne pogoje ter navpično, V , in vodoravno silo H , ki delujeta na obravnavani zid. Enačba (7) je torej namenjena za preverjanje mejnega stanja odpornosti na klasičen način, pri katerem za vsak element posebej in za konstrukcijo v celoti primerjamo projektno odpornost s projektnim vplivom obtežbe. V primeru nelinearne analize tipa push-over bi

bila v vsakem koraku računa potrebna dodatna iteracija zaradi sprememb porazdelitve vodoravnih sil v nelinearnem področju

Če upoštevamo enake zahteve za varnost konstrukcije in karakteristično vrednost natezne trdnosti zmanjšamo z delnim faktorjem varnosti γ_M za zidovje, se strižna odpornost nearmiranega zidu pri mehanizmu porušitve, ki ga definira nastanek diagonalnih razpok zaradi glavnih nateznih napetosti, izrazi z enačbo:

$$R_{ds,w} = A_w \frac{f_{tk}}{\gamma_M} \frac{1}{b} \sqrt{\frac{\gamma_M}{f_{tk}}} \sigma_d + 1, \quad (9)$$

kjer je:

– $A_w = t l$ – površina vodoravnega prereza zidu in

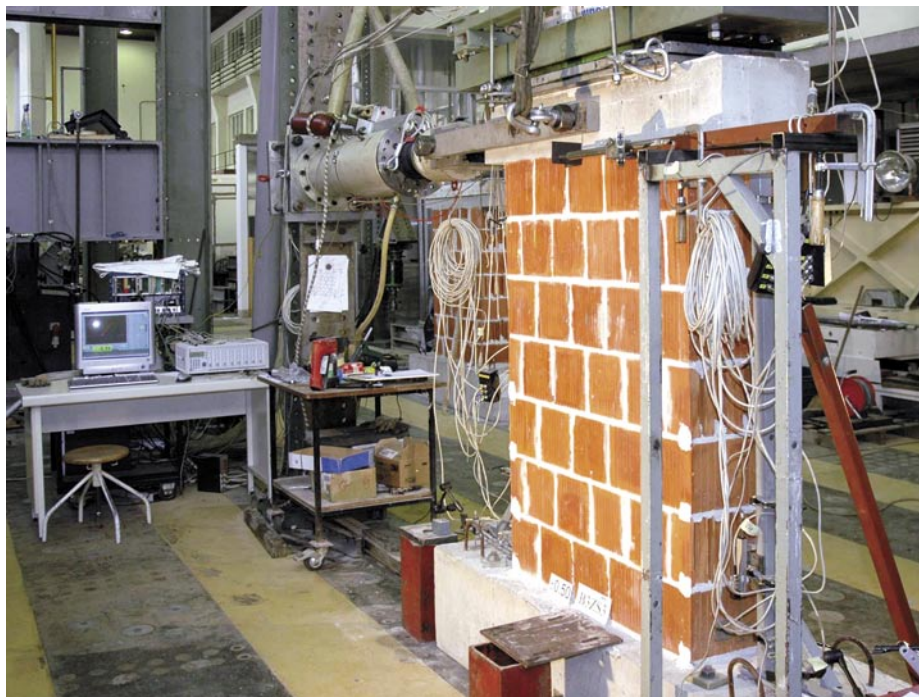
– $\sigma_d = V_d/A_w$ – povprečna projektna tlačna napetost v vodoravnem prerezu zidu zaradi projektnih težnostnih obtežbe V_d .

Pred nedavnim smo pri konstantni navpični sili s ciklično vodoravno obtežbo preiskali serijo zidov, sezidanih z opečnimi votlaki, s katerimi smo sezidali tudi vzorce za preiskavo začetne strižne trdnosti zidovja pri ničelni tlačni napetosti in katerih lastnosti so navedene v preglednici 3. Zasnovo preiskave prikazuje slika 12, dimenzije zidov, navpična sila, V , ki je delovala na zidove med preiskavo in odgovarjajoče tlačne napetosti v vodoravnem prerezu zidov, σ_v , pa so navedene v preglednici 6. V isti preglednici so navedeni tudi najpomembnejši rezultati meritev, $R_{max,exp}$ in

odgovarjajoče povprečne strižne napetosti v prerezu, $\tau_{\max}$. Čeprav so v začetni fazi preiskave nastale pri temelju natezne razpoke in so se začeli drobiti zidaki, so se vsi zidovi med preiskavo porušili strižno, potem ko so v njih nastale značilne diagonalne razpoke (slika 4).

Rezultate preiskav smo primerjali z izračunanimi vrednostmi strižne odpornosti, pri čemer smo uporabili bodisi model prestrižnega mehanizma (enačba 7) bodisi mehanizma porušitve zaradi natega v diagonalni smeri (enačba 9). V prvem primeru smo strižno trdnost določili z enačbo (4), pri čemer smo vrednosti začetne strižne trdnosti zidovja povzeli po preglednici 4 (zidovje, sezidano z malto trdnostnega razreda M5). Da računski rezultati ne bi preveč odstopali od izmerjenih, v računu nismo upoštevali projektnih, pač pa karakteristične vrednosti strižne trdnosti in dejanske vrednosti tlačnih napetosti v zidovih (preglednica 6). Pri vrednotenju strižne odpornosti zidov zaradi natega v diagonalni smeri so bile upoštevane karakteristične vrednosti natezne trdnosti, navedene v preglednici 1, in dejanske tlačne napetosti v zidovih.

Ko smo določali tlačni del dolžine zidov, smo upoštevali dejansko razmerje med navpično silo in vodoravno silo pri porušitvi oziroma doseženi maksimalni odpornosti. Ker so bili zidovi preiskani kot navpične konzole, smo v računu najprej upoštevali spodnji prerez. Glede na to, da je bila izračunana dolžina prereza zidu v tlaku včasih nerealno majhna (v dveh primerih naj bi se zid celo prevrnil, čeprav med preiskavo ni bilo opaziti izgube nestabilnosti), smo za primerjavo upoštevali tudi prerez na sredini višine zidov. Rezultati računa dolžine tlačnega dela in odgovarjajoče vrednosti strižne trdnosti so za oba prereza povzeti v preglednici 7. Ker se z manjšanjem dolžine tlačnega dela prereza povečujejo tlačne napetosti, je v primeru, ko smo analizirali spodnji prerez, strižna trdnost presegla zgornjo priporočeno mejo, ki jo določa trdnost zidakov, t.j. $f_{vk, \max} = 0,065 f_b$. Zato smo v računu strižne odpornosti spodnjega prereza upoštevali mejno vrednost strižne trdnosti. Izračunane vrednosti strižne odpornosti zidov so primerjane z eksperimentalnimi v preglednici 8. Pri primerjavi se je treba zavedati, da so se med preiskavo vsi zidovi porušili zaradi natega v diagonalni smeri, z nastankom značilnih diagonalnih razpok v obeh smereh. Zato je dobro ujemanje med rezultati izračuna na podlagi mehanizma porušitve zaradi natega v diagonalni smeri in meritvami samo po sebi umevno. Čeprav je ujemanje malo slabše



Slika 12 • Zasnova preiskave potresne odpornosti zidu s ciklično vodoravnoobtežbo

Zidaki	Zid	Dimenzije zidov l/h/t (cm)	A_w (m ²)	f_k (MPa)	V (kN)	σ_o (MPa)	σ_o/f_k	$R_{\max, \exp}$ (kN)	$\tau_{\max}$ (MPa)
B1	B1/1	100/143/28	0,281	4,78	550,8	1,92	0,40	140,6	0,49
	B1/2				274,8	0,96	0,20	92,0	0,32
B2	B2/1	102/151/28	0,287	4,82	490,2	1,71	0,35	133,7	0,47
	B2/2				268,0	0,94	0,20	90,9	0,32
	B2/3				388,2	1,37	0,28	118,0	0,41
B3	B3/1	101/142/29	0,294	4,48	509,2	1,67	0,37	128,7	0,44
	B3/2				259,2	0,89	0,20	84,2	0,29
B4	B4/1	99/142/29	0,287	4,73	464,7	1,62	0,34	141,7	0,51
	B4/2				261,7	1,00	0,21	93,9	0,34
B6	B6/1	107/147/25	0,270	5,47	524,2	1,96	0,36	131,0	0,49
	B6/2				273,9	1,01	0,18	91,6	0,34

Preglednica 6 • Značilnosti preiskanih zidov in rezultati preiskav potresne odpornosti (po Tomaževič in Weiss, 2008)

pri nižjih ravneh predobremenitve, je še vedno zelo dobro.

Na drugi strani pa primerjava pokaže, da v primeru, ko je strižna odpornost zidov izračunana na podlagi prestrižnega mehanizma in na način, ki ga predpisuje Evrokod 6, ni nobene korelacije med izračunanimi in eksperimentalno dobljenimi vrednostmi odpornosti. V primeru, ko smo se strogo držali zahtev Evrokoda 6 in preverjali prestriž po spodnjem prerezu, pri čemer smo upoštevali mejno dopustne vrednosti strižne trdnosti, ki jih določa trdnost zidakov, je kakršnokoli ujemanje zgolj

slučajno. V primeru, ko smo upoštevali prerez na sredini višine zidov, pa so vrednosti 1,6- do 2,2-krat večje kot eksperimentalno dobljene.

Simboli v preglednici 8 pomenijo:

- $R_{\max, \exp}$ – eksperimentalno dobljeno vrednost strižne odpornosti zidu,
- $R_{\max, ftk}$ – strižna odpornost zidu, dobljeno z upoštevanjem mehanizma porušitve zaradi natega v diagonalni smeri (enačba 9),
- $R_{\max, fvk}$ – strižna odpornost zidu, izračunano z upoštevanjem prestrižnega mehanizma in priporočila Evrokoda 6 (enačba 7).

Zid	f_{tk} (MPa)	$l_c^{(1)}$ (cm)	$f_{vk}^{(1)}$ (MPa)	$l_c^{(2)}$ (cm)	$f_{vk}^{(2)}$ (MPa)	$0,065 f_b$ (MPa)
B1/1	0,19	41,0	2,05	95,6	0,94	1,35
B1/2		6,8	5,83	78,5	0,56	1,35
B2/1	0,20	29,0	2,59	91,0	0,88	0,85
B2/2		-1,0	-	75,6	0,57	0,85
B2/3		14,9	3,94	83,5	0,74	0,85
B3/1	0,17	43,6	1,70	97,4	0,83	0,95
B3/2		13,0	2,91	82,1	0,51	0,95
B4/1	0,22	14,2	4,64	79,0	0,91	0,79
B4/2		-8,7	-	67,5	0,66	0,79
B6/1	0,19	50,3	1,94	105,3	1,06	1,97
B6/2		13,2	3,56	86,7	0,69	1,97

Opomba: ⁽¹⁾ – prerez pri temelju, ⁽²⁾ – prerez na sredini višine zidu

Preglednica 7 • Karakteristične vrednosti natezne trdnosti zidovja, f_{tk} , dolžina tlačnega dela prereza, l_c , in odgovarjajoče vrednosti strižne trdnosti preiskanih zidov, f_{vk} , ovrednotene z upoštevanje spodnjega(1) in prereza na sredini višine zidov(2)

Zid	$R_{max,exp}$ (kN)	$R_{max,fik}$ (kN)	$R_{max,fik}^{(1*)}$ (kN)	$R_{max,fik}^{(1)}$ (kN)	$R_{max,fik}^{(2)}$ (kN)
B1/1	140,6	120,8	157,7	239,7	266,2
B1/2	92,0	89,2	26,3	113,5	148,3
B2/1	133,7	117,5	69,2	210,9	243,7
B2/2	90,9	90,7	-	-	147,6
B2/3	118,0	106,5	35,5	164,2	200,9
B3/1	128,7	109,1	120,2	215,7	240,7
B3/2	84,2	82,7	35,8	109,7	141,8
B4/1	141,7	116,9	32,2	189,1	237,5
B4/2	93,9	95,1	-	-	160,5
B6/1	131,0	114,6	250,1	246,1	284,9
B6/2	91,6	85,8	65,6	118,4	170,3

Opomba: ^(1*) prerez pri temelju, $f_{vk} = 0,065 f_b$;

⁽¹⁾ prerez pri temelju, $f_{vk} = f_{vk}^{(1)}$ iz preglednice 7;

⁽²⁾ prerez na sredini višine zidu.

Preglednica 8 • Primerjava med eksperimentalno dobljenimi in izračunanimi vrednostmi strižne odpornosti zidov

5 • STRIŽNI MODUL ZIDOVJA

V računski analizi potresno obtežbo porazdelimo po konstrukcijskih elementih v sorazmerju z njihovimi togostmi. Ker so nosilni elementi zidane konstrukcije, ki prevzamejo potresno obtežbo, strižne stene, so njihove deformacije in togosti bolj kot od lastnosti pri tlaku odvisne od mehanskih lastnosti zidovja pri strigu. Zato je poznavanje parametra, ki določa deformabilnost zidovja pri strigu, strižnega modula G , pri tem ključnega pomena.

Preizkus za določitev strižnega modula zidovja G ni standardiziran. Po določilih Evrokoda 6 vrednosti strižnega modula G ne določimo neposredno, pač pa jo kar ocenimo na podlagi poznane vrednosti modula elastičnosti E :

$$G = 0,4 E. \quad (10)$$

V resnici lahko strižni modul zidovja ovrednotimo na podlagi deformacij v ravnini zidu, ki jih izmerimo med preiskavo odpornosti na vodoravno obtežbo pri konstantni navpični predobremenitvi. Sila H , ki povzroči, da se zid deformira za enoto pomika (zasuka), po definiciji predstavlja togost zidu:

$$K_c = H/d. \quad (11)$$

Če na zid, vpet na zgornjem in spodnjem robu, v njegovi ravnini deluje vodoravna sila, H , bo utrpel deformacijo, d , ki je deloma posledica upogiba, deloma pa striga:

$$d = \frac{H h^3}{12 E I_w} + \frac{\kappa H h}{G A_w}, \quad (12)$$

kjer je:

- d – pomik zidu,
- h – višina zidu,
- t – debelina zidu,
- $I_w = \frac{t l^3}{12}$ vztrajnostni moment prereza zidu,

– $A_w = t l$ – površina vodoravnega prereza zidu,

– $\kappa = 1,2$ – strižni koeficient za pravokotni prerez.

Efektivno (začetno, elastično) togost zidu, K_c , definiramo z naklonom sekante na krivulji odvisnosti sila-pomik, ki povezuje izhodišče in točko, kjer v zidu med preiskavo nastanejo poškodbe. Ker je postopek določanja efektivne togosti enostaven, togost uporabimo kot osnovni podatek za določitev strižnega modula G pri pogoju, da poznamo vrednost modula elastičnosti E (tega določimo s tlačno preiskavo zidu po standardu SIST EN 1502-1). Strižni modul G ovrednotimo tako, da enačbo (12) preuredimo in vpeljemo izraz za togost (11):

Zidak	Eksperimentalno			Evrokod 6
	E (MPa)	G (MPa)	G/E	$G = 0,4 E^{(1)}$ (MPa)
B1	6826	551	0,08	2388
B2	7402	561	0,08	1757
B3	5436	565	0,10	1950
B4	6883	573	0,08	1680
B6	4724	603	0,13	2669

Opomba: ⁽¹⁾ $E = 1000 K f_b^\alpha f_m^\beta$; za f_b in f_m glej preglednico 1

Preglednica 9 • Primerjava med eksperimentalno dobljenimi vrednostmi strižnega modula G in vrednostmi, ki jih priporoča Evrokod 6

$$G = \frac{K_e}{1,2h - \alpha' \frac{K_e}{E} \left(\frac{h}{l} \right)^2} \quad (13)$$

kjer je:

– K_e – efektivna togost zidu, izmerjena med preiskavo,

– h – višina zidu,
– l – dolžina zidu,
– α' = koeficient robnih pogojev ($\alpha' = 0,83$ za polnovpeti zid in $\alpha' = 3,33$ za konzolo).

Eksperimentalno ovrednotene vrednosti strižnega modula G in dejanska razmerja med strižnim modulom G in modulom elastičnosti

zidovja E so navedene v preglednici 9. Kot kažejo rezultati analiz, se vrednosti strižnega modula zidovja G gibljejo med 6 % in 10 % vrednosti modula elastičnosti E . Le izjemoma dosežejo vrednosti, enake 15 % vrednosti modula E . Vrednosti, ki bi bile blizu 40 % E , kot priporoča Evrokod 6-1, nismo dobili v nobenem primeru.

6 • PREVERJANJE POTRESNE ODPORNOSTI KONSTRUKCIJE

Za preverjanje potresne odpornosti zidanih konstrukcij so razvite različne metode. Pri nas smo poenostavljeno nelinearno metodo tipa »push-over« za analizo potresne odpornosti nearmiranih zidanih konstrukcij, imenovano POR, razvili že po potresu v Furlaniji leta 1976 ((Tomaževič, 1978), (Tomaževič in Turnšek, 1982)). Pod imenom SREMB je danes na razpolago izboljšana metoda, podobne metode, kot npr. metoda SAM (Magenes in sod., 2000), pa so bile iz nje izpeljane v Italiji in tudi drugod po svetu. V Italiji so nekatere izpeljanke prvotne metode še vedno poznane po imenu POR ali POR-FLEX. Pri vseh metodah se preveri več možnih porušnih mehanizmov zidu, tudi porušitev zaradi natega v diagonalni smeri in upogibna porušitev. Pri preverjanju potresne odpornosti konstrukcije se upošteva kritični mehanizem, ki nudi najmanjšo odpornost. Pri vseh metodah se izračunajo krivulje odpornosti kritične etaže, potresna odpornost konstrukcije pa preveri s primerjavo izračunane maksimalne vrednosti odpornosti in duktilnosti konstrukcije s projektno potresno obtežbo in z zahtevami za duktilnost, ki so upoštevane v izbranem faktorju obnašanja konstrukcije (faktorju redukcije elastičnih potresnih sil). Rezultati izračunov so bili v desetletjih razvoja metod preverjeni s številnimi eksperimentalnimi raziskavami in s primerjavo z dejanskim obnašanjem zidanih stavb po potresih.

V splošnem moramo pri preverjanju odpornosti konstrukcije po standardih Evrokod upoštevati načelo, da mora za vsak konstrukcijski element in konstrukcijo v celoti veljati:

$$E_d \leq R_d, \quad (14)$$

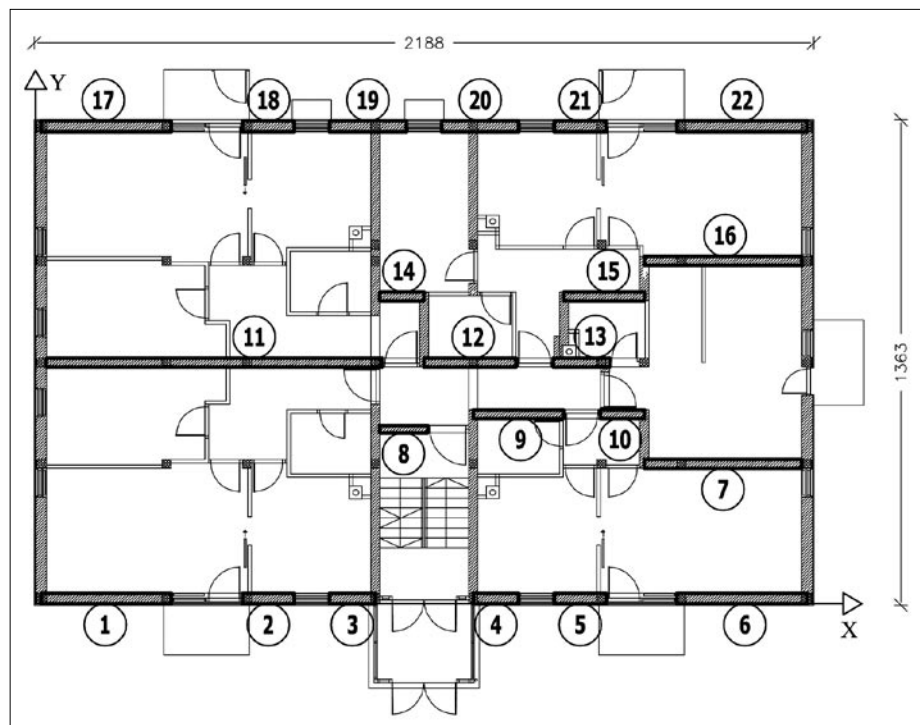
kjer je E_d projektna vrednost učinek vpliva, R_d pa projektna odpornost obravnavanega konstrukcijskega elementa. Če preverjamo mejno stanje, ko se konstrukcija spremeni v

mehanizem (ko izgubi stabilnost pri delovanju obtežbe), moramo pri takšni analizi preveriti, da mehanizem ne nastane prej, preden vplivi obtežbe ne dosežejo projektnih vrednosti.

Če za preverjanje odpornosti uporabljamo enostavne elastične modele, na podlagi katerih porazdelimo projektno potresno obtežbo na posamezne elemente, v skladu s pogojem (14) preverimo odpornost vsakega posameznega elementa posebej. Kot primer smo izbrali tipično trinadstropno hišo, sezidano v sistemu povezanega zidovja, katere tloris prikazuje slika 13. Za analizo izbrane konstrukcije smo uporabili najenostavnejši model: etažni mehanizem obnašanja pri potresu in predpostavko, da so zidovi zgoraj in spodaj vpeti v toge prečke, ki jih predstavljajo prekladni in parapetni del zidovja

s stropno konstrukcijo. Da bi analizirali vpliv razmerja med strižnim modulom G in modulom elastičnosti E na porazdelitev projektno potresne prečne sile v pritličju na posamezne zidove in projektno potresno odpornost, smo upoštevali tako s preiskavami zidov ugotovljeno razmerje kot tudi razmerje, ki ga predpisuje Evrokod 6. Ker se po Evrokodu 6 pri nearmiranih in povezanih zidanih konstrukcijah preverja le strižna odpornost zidu, upogibne odpornosti nismo preverjali, zato tudi nismo upoštevali zidov, ki stoje pravokotno na smer delovanja potresnih sil. Ravno tako nismo upoštevali vpliva navpičnih vezi.

Dimenzije zidov stavbe, ki jih upoštevamo v analizi (glej sliko 13), kot so dolžina, l , debelina, t , in višina zidu, h , so navedene v preglednici 10. Vrednosti projektnih tlačnih napetosti v vodoravnem prerezu zidu, σ_d , so privzete iz dejanske analize obravnavane konstrukcije. V preglednici 10 so navedene tudi vrednosti togosti zidov, ki smo jih izračunali z enačbo:



Slika 13 • Tlorisna porazdelitev nosilnih zidov obravnavane stavbe

Wall no.	l (m)	t (m)	h (m)	σ_d (MPa)	$K_{e,i-test}$ (kN/m)	$(K_i/\Sigma K_i)_{test}$ (%)	$K_{e,i-EC6}$ (kN/m)	$(K_i/\Sigma K_i)_{EC6}$ (%)
1	3,65	0,30	2,62	0,38	198,53	5,59	973,95	5,26
2	1,45	0,30	1,50	0,69	142,71	4,02	782,10	4,23
3	1,28	0,30	1,50	0,34	128,36	3,61	741,67	4,01
4	1,28	0,30	1,50	0,34	128,36	3,61	741,67	4,01
5	1,45	0,30	1,50	0,69	142,71	4,02	782,10	4,23
6	3,65	0,30	2,62	0,38	198,53	5,59	973,95	5,26
7	4,43	0,25	2,62	0,48	198,64	5,59	938,86	5,07
8	1,35	0,20	2,13	0,47	67,91	1,91	460,70	2,49
9	2,53	0,25	2,13	0,34	142,82	4,02	729,96	3,94
10	1,22	0,25	2,13	0,36	79,18	2,23	573,28	3,10
11	9,43	0,25	2,62	0,43	415,30	11,69	1836,50	9,92
12	2,58	0,25	2,13	0,40	145,39	4,09	738,94	3,99
13	1,58	0,25	2,13	0,38	95,52	2,69	591,67	3,20
14	1,25	0,25	2,62	0,29	70,89	2,00	583,50	3,15
15	2,25	0,25	2,62	0,325	107,54	3,03	619,54	3,35
16	4,43	0,25	2,62	0,48	198,64	5,59	938,86	5,07
17	3,65	0,30	2,62	0,38	198,53	5,59	973,95	5,26
18	1,45	0,30	1,50	0,69	142,71	4,02	782,10	4,23
19	2,15	0,30	1,50	0,28	203,88	5,74	993,96	5,37
20	2,15	0,30	1,50	0,28	203,88	5,74	993,96	5,37
21	1,45	0,30	1,50	0,69	142,71	4,02	782,10	4,23
22	3,65	0,30	2,62	0,38	198,53	5,59	973,95	5,26

Preglednica 10 • Dimenzije zidov, projektne tlačne napetosti in izračunane togosti

$$K_e = \frac{G A_w}{1,2 h \left[1 + \alpha' \frac{G}{E} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right]}, \quad (15)$$

kjer smo upoštevali bodisi eksperimentalno dobljeno razmerje ($K_{e,i-test}$) bodisi razmerje med strižnim modulom, G , in modulom elastičnosti, E , kot ga priporoča Evrokod 6 ($K_{e,i-EC6}$). Čeprav se vrednosti togosti močno razlikujejo, se v danem primeru faktorji porazdelitve $K_{e,i}/\Sigma K_{e,i}$ ne razlikujejo v tolikšni meri.

Mehanske lastnosti zidovja, iz katerega je sezidana analizirana stavba (zidovi, sezidani z zidaki tipa B1), dobljene bodisi s preiskavo bodisi z izračunom po določilih Evrokoda 6, so navedene v preglednici 11. V računu smo upoštevali eksperimentalno dobljene karakteristične vrednosti. Za določitev projekt-nih vrednosti smo upoštevali delni faktor var-nosti za materiale $\gamma_m = 1,5$.

Stavbo smo analizirali le v x-smeri. Po stan-dardu Evrokod 8 se projektna spektralna vred-nost izračuna z enačbo:

Veličina	Preiskava	Priporočeno po Evrokodu 6	
		Enačba	Vrednost
Tlačna trdnost f_k	4,78 MPa	$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta$	5,97 MPa
Modul elastičnosti E	6826 MPa	$E = 1000 f_k$	5971 MPa
Strižna trdnost f_{vk}	–	$f_{vk} = 0,20 + 0,4 \sigma_d$	vsak zid posebej
Natezna trdnost f_{tk}	0,19 MPa	–	–
Strižni modul G	551 MPa	$G = 0,4 E$	2388 MPa

 Preglednica 11 • Mehanske lastnosti zidovja, upošteevane v analizi potresne odpornosti stavbe (zidovi tipa B1, $f_b = 20,7$ MPa, $f_m = 4,7$ MPa)

$$S_d(T) = \gamma_1 \frac{S a_g 2,5}{q}, \quad (16)$$

kjer je:

- $S_d(T)$ – projektna spektralna vrednost,
- γ_1 – faktor pomembnosti; $\gamma_1 = 1,0$ za stano-vanjske stavbe,
- a_g – projektni pospešek tal; v danem primeru privzamemo $a_g = 0,15$ g,
- S – koeficient tipa tal; v danem primeru pri-vzamemo $S = 1,2$ za tla tipa B,

- 2,5 – spektralni ojačitveni faktor. Pred-postavimo, da je na območju tipičnih ni-hajnih dob, T , za zidane konstrukcije, kon-stanta,
- q – faktor obnašanja konstrukcije; privza-memo $q = 2,0$ za povezane zidane kon-strukcije.

V obravnavanem primeru je spektralna vred-nost enaka $S_d(T) = 0,225$ g. Če predposta-vimo, da je teža stavbe nad analiziranim

prerezom $W = 12,85$ MN (vrednost je privzeta iz analize dejanske stavbe), znaša v danem primeru projektna prečna sila v pritličju $F_{Bd} = 2,89$ MN. Projektna prečna sila v pritličju se na posamezne zidove porazdeli v sorazmerju z njihovimi togostmi:

$$F_{Bd,i} = \frac{K_{e,i}}{\sum K_{e,i}} F_{Bd} \quad (17)$$

Na podlagi razmerja med strižno in osno silo smo za vsak zid posebej izračunali dolžino tlačnega dela prereza in odgovarjajočo vrednost strižne trdnosti. V primeru, ko bi ekscentričnost osne sile teoretično povzročila prevrnitev zidu (dolžina tlačnega dela prereza ima negativni predznak), zidu nismo več upoštevali kot elementa, ki prevzema potresno obtežbo. Projektno prečno silo v pritličju smo porazdelili na preostale zidove in računski postopek ponovili.

Rezultati računa so povzeti v preglednici 12. Ker je strižna odpornost zidov, izračunana z enačbo (7), odvisna od razmerja med osno in prečno silo, t.j. od dolžine tlačnega dela prereza, smo analizirali tudi vpliv velikosti razmerja G/E na porazdelitev projektne prečne sile v pritličju na posamezne zidove in s tem tudi na izračunane vrednosti strižne odpornosti. Tako smo potresno odpornosti stavbe preverili na eni strani za porazdelitev, pri kateri smo upoštevali eksperimentalno ugotovljeno razmerje G/E , na drugi strani pa za porazdelitev, pri kateri smo upoštevali priporočila Evrokoda 6. Za primerjavo smo strižno odpornost zidov izračunali tudi z upoštevanjem mehanizma porušitve zaradi natega v diagonalni smeri (enačba 9).

Če analiziramo rezultate, navedene v preglednici 12, lahko ugotovimo, da so v obravnavanem primeru razlike med dejanskim razmerjem G/E in razmerjem, ki ga priporoča Evrokod 6, vplivale na razmerja med vodoravno in navpično silo, ki deluje na posamezen zid, in s tem seveda na računsko strižno odpornost. Čeprav se porazdelitev navidez bistveno ni spremenila, preverjanje projektne odpornosti posameznih zidov v skladu s pravilom (14) lahko v odvisnosti od vrednosti parametrov, s katerimi smo izračunali togost zidov, privede na napačnih sklepanj. Čeprav v obravnavanem primeru niso vsi zidovi zadostili pogoju (14), lahko ugotovimo, da je potresna odpornost stavbe ustrezna. Če namreč kot indikator potresne odpornosti uporabimo kar vsoto strižnih odpornosti vseh zidov v kritični etaži, lahko ugotovimo, da je projektna odpornost celotne stavbe večja kot projektna potresna prečna sila v pritličju.

Zid št.	Porazdelitev z upoštevanjem $K_{e, \text{test}}$		Porazdelitev z upoštevanjem $K_{e, \text{EC6}}$		Porazdelitev z upoštevanjem $K_{e, \text{test}}$	
	$F_{Bd,i}$ (kN)	$R_{ds,i}$ (kN)	$F_{Bd,i}$ (kN)	$R_{ds,i}$ (kN)	$F_{Bd,i}$ (kN)	$R_{ds-ft,i}$ (kN)
1	168,78	257,54	190,09	247,20	168,78	166,77
2	121,32	128,38	152,65	114,41	121,32	84,15
3	109,13	11,02	–	–	109,13	55,90
4	109,13	11,02	–	–	109,13	55,90
5	121,32	128,38	152,65	114,41	121,32	84,15
6	168,78	257,54	190,09	247,20	168,78	166,77
7	168,87	288,54	183,24	288,54	168,87	183,75
8	57,73	46,39	–	–	57,73	44,65
9	121,42	120,24	142,47	103,16	121,42	92,66
10	–	–	–	–	–	45,30
11	353,06	586,55	358,44	586,55	353,06	376,62
12	123,60	142,61	144,22	128,34	123,60	99,96
13	81,20	55,62	–	–	81,20	59,80
14	–	–	–	–	–	42,87
15	91,42	90,39	120,92	60,16	91,42	80,73
16	168,87	288,54	183,24	288,54	168,87	183,75
17	168,78	261,94	190,09	247,20	168,78	166,77
18	121,32	128,38	152,65	114,41	121,32	84,15
19	173,33	81,69	194,00	52,48	173,33	87,40
20	173,33	81,69	194,00	52,48	173,33	87,40
21	121,32	128,38	152,65	114,41	121,32	84,15
22	168,78	257,54	190,09	247,20	168,78	166,77
Σ	2891 kN	3352 kN	2891 kN	3007 kN	2891 kN	2500 kN

Preglednica 12 • Porazdelitev projektne potresne sile v pritličju na posamezne zidove, $F_{Bd,i}$ in projektna odpornost zidov, izračunana na podlagi prestrižnega mehanizma, $R_{ds,i}$, in mehanizma porušitve zaradi natega v diagonalni smeri, $R_{ds-ft,i}$

Tega ne moremo sklepati, če projektno potresno odpornost izračunamo z upoštevanjem mehanizma porušitve zaradi natega v diagonalni smeri. Če primerjamo vrednosti, ki so

navedene v preglednici 12, lahko ugotovimo, da je razen v primerih, kjer naj bi teoretično pričakovali prevrnitev zidov, strižna odpornost, izračunana na podlagi mehanizma porušitve

a_g	F_{Bd} (kN)	$\sum R_{ds,i}$ (kN)		$\sum R_{ds-ft,i}$ (kN)
		$K_{e, \text{test}}$	$K_{e, \text{EC6}}$	
0,10 g	19285	3788	3677	2500
0,15 g	2891	3352	3007	2500
0,175 g	3373	3191	3026	2500
0,20 g	3855	2670	2572	2500
0,225 g	4337	2433	2111	2500
0,25 g	4819	428	1135	2500

Preglednica 13 • Primerjava med izračunano strižno odpornostjo stavbe, predstavljeno z vsoto odpornosti posameznih zidov, izračunanih na podlagi prestrižnega mehanizma, R_{ds} , in mehanizma porušitve zaradi natega v diagonalni smeri, R_{ds-ft} , s projektno prečno silo v pritličju F_{Bd}

zaradi natega v diagonalni smeri, manjša od strižne odpornosti, izračunane na podlagi mehanizma prestriga. V splošnem razlike niso tako velike kot razlike, ki smo jih ugotovili s primerjavo rezultatov izračunov z vrednostmi, dobljenimi s preiskavo zidov v laboratoriju. Vendar niso niti tako majhne: razmerje med vrednostmi strižne odpornosti, izračunanimi na en ali drug način, pri posameznih zidovih tudi v obravnavanem primeru presega 1,5.

Če strižno odpornost zidov izračunamo po Evrokodu 6, lahko ugotovimo, da različna razmerja med vodoravno in navpično obtežbo dajejo precej različne vrednosti za isti zid. Če se spremeni projektna vrednost potresne prečne sile, se spremeni razmerje med vodoravno in navpično silo, dolžina tlačnega dela in, seveda, na koncu tudi strižna odpornost.

Da bi lahko ocenili možne razlike, smo potresno odpornost obravnane stavbe po določitih Evrokoda 6 izračunali pri različnih velikostih projektne potresne obtežbe.

Rezultati te analize so povzeti v preglednici 13, kjer smo kot indikator potresne odpornosti stavbe izračunali vsoto vseh odpornosti tistih zidov v kritični etaži, ki prevzemajo potresno obtežbo pri izbranem nivoju projektne potresne obtežbe. Rezultati so zanimivi, saj lahko ugotovimo, da so za isto konstrukcijo izračunane vrednosti potresne odpornosti pri različni potresni obtežbi lahko popolnoma različne. Čeprav vsota odpornosti posameznih zidov ne predstavlja dejanske potresne odpornosti konstrukcije (to lahko ocenimo le z analizo tipa push-over), lahko ugotovimo, da analiza potresne odpornosti po določitih Evrokoda

6 ne daje realne ocene o dejanski potresni odpornosti zidane konstrukcije. Tako lahko npr. ugotovimo, da bi potresna odpornost konstrukcije, izračunana na podlagi projektne potresne prečne sile v pritličju, ki jo povzroči projektni pospešek tal $a_g = 0,1$ g praktično ustrezala tudi projektni obtežbi pri dvakrat večjem projektnem pospešku tal, t.j. pri $a_g = 0,2$ g. Če pa bi v skladu z določitih Evrokoda 6 ponovno preverili potresno odpornost konstrukcije, bi pa ugotovili, da izračunana odpornost pri projektni potresni prečni sili, ki odgovarja prospešku 0,2 g, znaša samo 70 % odpornosti pri projektni obtežbi, ki odgovarja projektnemu pospešku tal $a_g = 0,1$ g. Za primerjavo lahko navedemo, da znaša z metodo SREMB izračunana vrednost projektne potresne odpornosti stavbe za x-smer delovanja potresa $R_{a, \text{tot}} = 2490$ kN.

6 • SKLEP

Določanje trdnostnih in deformabilnostnih lastnosti zidovja, ki niso enolično odvisne od mehanskih lastnosti sestavnih materialov, zidakov in malte, z ustreznimi preiskavami je pomemben sestavni del projektiranja oziroma preverjanja odpornosti in stabilnosti zidanih konstrukcij. Z uveljavitvijo evropskih standardov za projektiranje in spremljajočih produktivnih standardov je večina postopkov na tak ali drugačen način že določena, žal ne vedno na najbolj ustrezen način.

V prispevku smo na primeru eksperimentalnih raziskav obnašanja neamiranih zidov, ki smo jih sezidali s tovarniško pripravljeno malto in z različnimi opečnimi votlaki, ki jih je dobiti na trgu, pokazali, kako različne od eksperimentalno ugotovljenih so lahko vrednosti strižne odpornosti zidov, izračunane v skladu z določitih Evrokoda 6. Pokazali smo, da enačbe za račun strižne odpornosti zidakov, izpeljane na podlagi prestrižnega mehanizma, ki ga kot edino odločilnega upošteva Evrokod 6, ne dajejo informacij, na podlagi katerih bi lahko zanesljivo ocenili potresno odpornost neamirane zidane konstrukcije. Čeprav parametre, ki določajo obnašanje zidovja pri prestrigu, določimo s standardnimi preiskavami.

Podobno neskladnost z dejanskim stanjem lahko ugotovimo tudi pri strižnem modulu zidovja. Vrednosti, ki jih določa Evrokod 6, so previsoke in imajo za posledico neustrezno porazdelitev potresnih sil po posameznih zi-

dovih. Velja priporočilo, naj se za oceno vrednosti strižnega modula namesto določila v Evrokodu 6, da je strižni modul enak $G = 0,4 E$, upošteva vsaj priporočilo, da je strižni modul enak $G = 0,10 E$.

Na drugi strani smo pokazali, da se rezultati izračunov z upoštevanjem pri nas, pa tudi drugod v svetu že nekaj desetletij uveljavljene in s številnimi eksperimenti in analizami poškodb po potresih preverjene predpostavke, da strižno porušitev zidu določa mehanizem nastanka poševnih razpok zaradi nategov v diagonalni smeri in z referenčno natezno trdnostjo zidovja kot odločilnim parametrom, zelo dobro ujemajo z eksperimentalnimi rezultati.

Ugotovimo lahko, da ima definicija strižne odpornosti zidov na način, ki ga predpisuje Evrokod 6, fizikalni smisel le v primeru, kadar strižna porušitev nastane zaradi prestriga zidu po naležnih regah. Analogija s trenjem ni sprejemljiva, pa tudi parameter, kot je karakteristična začetna strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti $f_{vk,0}$, ni niti uporaben niti eksperimentalno določljiv za oceno strižne odpornosti zidu v primeru, ko bolj ali manj gladka strižna porušna ravnina poteka v diagonalni smeri oziroma ko poševna razpoka, značilna za strižno porušitev zidu, poteka po zidakih. Karakteristična začetna strižna trdnost zidovja po definiciji, ki jo navaja Evrokod 6, ni eksperimentalno določljiva niti pri starejšem zidovju, predvsem kamnitem in debelejšem

opečnem zidovju, kjer se izmenjujejo prečno in vzdolžno položene opeke.

Zato velja zahteva, da se pri preverjanju potresne odpornosti zidanih konstrukcij ne smemo omejiti na priporočila, ki jih navaja Evrokod 6. Vsekakor je treba še naprej uporabljati tudi enačbe, ki so izpeljane na podlagi drugih tudi možnih, še posebej pa kritičnih mehanizmov porušitve, sicer bodo analize potresne odpornosti z veliko verjetnostjo dale zavajajoče rezultate. Ravno tako ne gre odrekati uporabnosti in zanesljivosti poenostavljenim nelinearnim metodam tipa push-over, ki pri oceni potresne odpornosti stavbe upoštevajo tipične možne porušne mehanizme zidov. Ne smemo pozabiti, da so bile te metode v prefeklosti že večkrat preverjene z laboratorijskimi preiskavami in z analizami poškodb zidanih stavb po potresih doma in v tujini.

Postavljanje omejitev oziroma določanje mejnih vrednosti nekaterim parametrom v nacionalnem dodatku ni smiselno. Ker parametri, ki določajo možne porušne mehanizme, med seboj fizikalno niso primerljivi, pravih vrednosti ne bi dale niti obsežne parametrične študije. Zato je strokovno utemeljena edino uvedba alternative, to je da se poleg preverjanja prestrižnega mehanizma zahteva tudi preverjanje drugih relevantnih mehanizmov, tako strižnega mehanizma zaradi natega v diagonalni smeri, ki ga definira natezna trdnost zidovja, kot tudi upogibnega mehanizma, pri čemer pa se kot odločilna vrednost pri preverjanju strižne odpornosti konstrukcije upošteva vrednost, dobljena na podlagi kritičnega mehanizma.

7 • ZAHVALA

V opisani raziskavi je avtor uporabil podatke nekaterih, v preteklosti že opisanih in objavljenih eksperimentalnih raziskav, oprl pa se je predvsem na najnovejše raziskave, opravljene v okviru raziskovalnega programa P2-0274, ki ga financira Ministrstvo za visoko šolstvo, znanost in tehnologijo.

8 • LITERATURA

- ASTM, American Society for Testing and Materials, Test Method for Conducting Strength Tests on Panels for Building Construction, ASTM E72, 1998.
- Bernardini, A., Modena, C., Turnšek, V. in Vescovi, U. A comparison of three laboratory test methods used to determine the shear resistance of masonry walls. Proceedings, 7th World Conference on Earthquake Engineering. International Association for Earthquake Engineering, Istanbul, Vol. 7, 181–184, 1980.
- CIB, International Recommendations for Design and Erection of Unreinforced and Reinforced Masonry Structures. CIB Recommendations, Publication 94. CIB, Rotterdam. 1987.
- Drysdale, R.G., Hamid, A.A. in Baker, L.R. Masonry structures. Behavior and design. The Masonry Society, Boulder Colorado, 1999.
- DT 2, Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura. Regione Autonoma Friuli Venezia-Giulia, Legge Regionale 20 giugno 1977, no. 30, 1977.
- Evrokod 6 – Projektiranje zidanih konstrukcij – 1. del: Splošno – pravila za armirano in nearmirano zidovje. SIST EN 1996-1-1: 2006.
- Evrokod 8. Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. SIST EN 1998-1: 2005.
- Magenes, G. in Calvi, M. In-plane seismic response of brick masonry walls. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 26, 1091–1112, 1997.
- Magenes, G., Bolognini, D. in Braggio, C. Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare de edifici in muratura. CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti. Roma, 99 str., 2000.
- Mann, W. in Müller, H. Failure of shear-stressed masonry – an enlarged theory, tests and application to shear walls. Proceedings of the British Ceramic Society. No.30. Shelton House, Stoke-on-Trent, 223–235, 1982.
- Mayes, R.L., Omote, Y. in Clough, R.W. Cyclic shear tests on masonry piers – Vol. 1. Report No. UCB/EERC 76-8, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, 1976.
- Metode preskušanja zidakov – 1. del: Določevanje tlačne trdnosti. SIST EN 772-1:2002. 2002.
- Metode preskušanja za zidovje – 1. del: Ugotavljanje tlačne trdnosti. SIST EN 1502-3:2004.
- Metode preskušanja zidovine – 3. del: Določevanje začetne strižne trdnosti. SIST EN 1502-3:2004.
- Meli, R. Behavior of masonry walls under lateral loads. Proceedings, 5th World Conference on Earthquake Engineering. International Association for Earthquake Engineering, Rome, paper 101a, 1973.
- Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na potresnih območjih, Ur. list SFR Jugoslavije, št. 31, Beograd, 1981.
- Priestley, M.J.N. in Bridgeman, D.O. Seismic resistance of brick masonry walls. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 7 (4), 167–187, 1974.
- Sheppard, P. in Tomaževič, M. Možnosti revitalizacije stanovanjskih zidanih zgradb z aspekta potresne varnosti – aplikativni del. Poročilo ZRMK, Ljubljana, 1985.
- Terčelj, S., Turnšek, V., Tomaževič, M. in Sheppard, P. Laboratorijske preiskave pri reševanju problemov grajenja na potresnem področju. Materiali i konstrukcije, 21 (4), 3–11, 1978.
- Terčelj, S., Turnšek, V., Tomaževič, M. in Sheppard, P. Le ricerche di laboratorio sui problemi del recupero strutturale dell' edilizia preesistente in zone sismiche. Ricostruire, 10/11, Martin Internazionale, Udine, 29–34, 1980.
- Tomaževič, M. Izpopolnitev računalniškega programa POR. Poročilo ZRMK-IK, Ljubljana, 1978.
- Tomaževič, M. in Turnšek, V. Verification of the seismic resistance of masonry buildings. Proceedings of the British Ceramic Society. No. 30. Shelton House, Stoke-on-Trent, 360–369, 1982.
- Tomaževič, M. in Weiss, P. Vpliv robustnosti zidakov na obnašanje zidov pri potresni obtežbi. Rezultati preiskav zidov. Poročilo ZAG/0964/04-1, Zavod za gradbeništvo Slovenije, Ljubljana, 2008.
- Turnšek, V. in Čačovič, F. Some experimental results on the strength of brick masonry walls. Proceedings, 2nd International Brick-Masonry Conference. British Ceramic Society, Stoke-on-Trent, 149-156, 1971.

PRIMERJAVA POTRESNEGA OBNAŠANJA ARMIRANOBETONSKE OKVIRNE STAVBE STAREJŠE IN SODOBNE GRADBENE PRAKSE

COMPARISON OF SEISMIC RESPONSE OF RC FRAME BUILDING OF OLDER AND CONTEMPORARY BUILDING PRACTICES

Matej Rozman, univ. dipl. inž. grad.

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo
in geodezijo, Ljubljana, Jamova 2 in
Trimo d. d., Prijateljjeva 12, 8210 Trebnje
mrozman@ikpir.fgg.uni-lj.si

akad. prof. dr. Peter Fajfar, univ. dipl. inž. grad.

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo
in geodezijo, Ljubljana, Jamova 2
pfajfar@ikpir.fgg.uni-lj.si

Znanstveni članek

UDK: 550.34:624.012.45:624.042

Povzetek | Predstavljena je primerjava potresnega obnašanja trietažne armirano-betonske okvirne konstrukcije SPEAR, ki je bila projektirana na več načinov. Osnovna konstrukcija je predstavnica gradbene prakse pred sprejetjem prvih predpisov s področja potresnoodporne gradnje (v Sloveniji 1963). To konstrukcijo primerjamo s štirimi modificiranimi različicami, ki so bile delno oziroma v celoti projektirane v skladu s standardi iz družine evrokodov. Primerjava na eni strani prikaže potresno ogroženost starejših objektov, na drugi strani pa omogoča boljšo predstavbo o zahtevah in prednostih novih standardov. Z upoštevanjem evrokoda 8 konstrukcijam zagotovimo zadostno nosilnost, togost in duktilnost. Z načrtovanjem nosilnosti (»capacity design«) lahko zagotovimo ustrezen globalni plastični mehanizem. Vse našteje lastnosti prispevajo k veliki potresni odpornosti konstrukcij, projektiranih po evrokodu 8 in k njihovemu dobremu obnašanju med manjšimi in večjimi potresi ob zmernih dodatnih stroških.

Summary | In the paper the seismic response of different variants of the three-story reinforced concrete frame structure SPEAR is compared. The basic structure is representative of building practice before the adoption of seismic codes (in Slovenia 1963). The four modified variants of the structure were designed, two of them partly and the other two completely, in accordance with Eurocode standards. The results demonstrate low seismic resistance of buildings designed only for gravity loads. On the other hand, the requirements and advantages of new standards are visible. The structures designed in compliance with Eurocode 8 have adequate strength, stiffness and ductility. As a result of the capacity design approach, a favourable global plastic mechanism is formed. All these characteristics contribute to a large seismic resistance of structures designed in accordance to Eurocode 8 and to their appropriate response during smaller and larger earthquakes, at moderate additional cost.

1 • UVOD

Uvajanje evrokodov je trenutno izredno aktualna tema v številnih evropskih državah. Sprejemanje standardov povsod spremljajo burna razprava v strokovni javnosti ter obsežno raziskovalno in razvojno delo v različnih raziskovalnih ustanovah. Namen tega dela je med drugim priprava primerov uporabe, ki pokažejo poglobitve novosti, ki jih prinašajo novi standardi. V IKPIR-u je bilo opravljenega precej dela pri uvajanju evrokoda 8, ki obravnava projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, v slovenski prostor. Evrokod 8 prinaša precej strožje in podrobnejše zahteve kot predpisi, ki smo jih prevzeli od bivše skupne države (Pravilnik, 1981). Glavni namen članka je prikazati zahteve novega standarda v primerjavi s starejšo gradbeno prakso in njihov vpliv na potresno

odpornost armiranobetonskih (AB) konstrukcij. Za testni primer smo uporabili trietažno nesimetrično armiranobetonsko okvirno stavbo. Predstavljena je primerjava potresnega obnašanja petih različic obravnavane konstrukcije. Primerjali smo plastične mehanizme konstrukcije in potresne kapacitete posameznih obravnavanih različic, ki smo jih določili po metodi N2, ki je bila razvita na IKPIR-u in je sestavni del evrokoda 8. Primerjali smo tudi deformacije posameznih različic. Pri primerjavi smo izhajali iz osnovne konstrukcije SPEAR (Test), ki je tipični primer projektantske prakse izpred pol stoletja in je bila projektirana le na vertikalno obtežbo. Osnovni model smo primerjali z različicama Test 0,15 in Test 0,25. Obe različici smo projektirali pri nespremenjeni obtežbi, geo-

metriji in dimenzijah nosilnih elementov po evrokodu 8. Prvo na 0,15 g projektnega pospeška tal, drugo pa na 0,25 g, kar je po Karti potresne nevarnosti v Sloveniji največja vrednost (za tla tipa A). Zaradi omenjenih izhodišč nismo mogli zagotoviti *pogoju globalne in lokalne duktilnosti*, ki ga zahteva standard. Zaradi tega smo na koncu analizirali še različici EC8 M in EC8 H, ki sta bili v celoti projektirani po zahtevah standarda. V ta namen smo morali pri obeh konstrukcijah povečati dimenzije stebrov in nekoliko prilagoditi dimenzije gred. Obe različici sta bili projektirani na projektni pospešek 0,25 g. Pri EC8 M smo upoštevali srednjo stopnjo duktilnosti (DCM), pri EC8 H pa visoko stopnjo duktilnosti (DCH). Poleg primerjav obnašanja pri potresni obtežbi smo v članku prikazali tudi primerjave količine betona in vzdolžne armature za vse analizirane konstrukcije, kar omogoča oceno vpliva zahtev novih standardov na ceno konstrukcije.

2 • OPIS KONSTRUKCIJE IN OBTEŽBE

Obravnavana trietažna nesimetrična konstrukcija (slika 1) predstavlja poenostavljeno različico tipičnih starejših AB konstrukcij v Grčiji in drugod ob Sredozemlju brez ustrezne potresne odpornosti. Konstrukcija je bila projektirana samo na vertikalno silo brez upoštevanja potresnih sil, upoštevajoč gradbeno prakso in materiale, ki so se uporabljali v zgodnjih sedemdesetih letih 20. stoletja. Konstrukcija je bila v okviru projekta SPEAR (*Seismic Performance, Assessment and Rehabilitation – Potresno obnašanje konstrukcij, ocena in sanacija poškodb*) psevdodinamično (PsD) preizkušena v laboratoriju Evropske uni-je ELSA v Ispri, Italiji ((Negro, 2004), (Fajfar, 2006)).

2.1 Osnovne karakteristike konstrukcije

Objekt je florisnih dimenzij 9,7 x 10,5 m (slika 2) in je namenjen bivalnim prostorom. Etažna višina je 3,0 m, svetla višina stebrov med prečkami pa 2,5 m. Objekt obsega 3 etaže, ki so po florisu in višini med seboj enake.

2.1.1 Različice Test, Test 0,15 in Test 0,25

Vse tri različice imajo enako geometrijo, vertikalno obtežbo in dimenzije nosilnih elementov, razlikujejo pa se v količini vzdolžne in prečne armature.



Slika 1 • Konstrukcija SPEAR

Stebri so dimenzij $b/h = 25/25$ cm, medtem ko je močan steber (C6) dimenzije $b/h = 25/75$ cm. Grede so dimen-

zije $b/h = 25/50$ cm. Na sliki 3a so prikazani tipični konstrukcijski elementi osnovne konstrukcije ter njihova vzdolžna in prečna

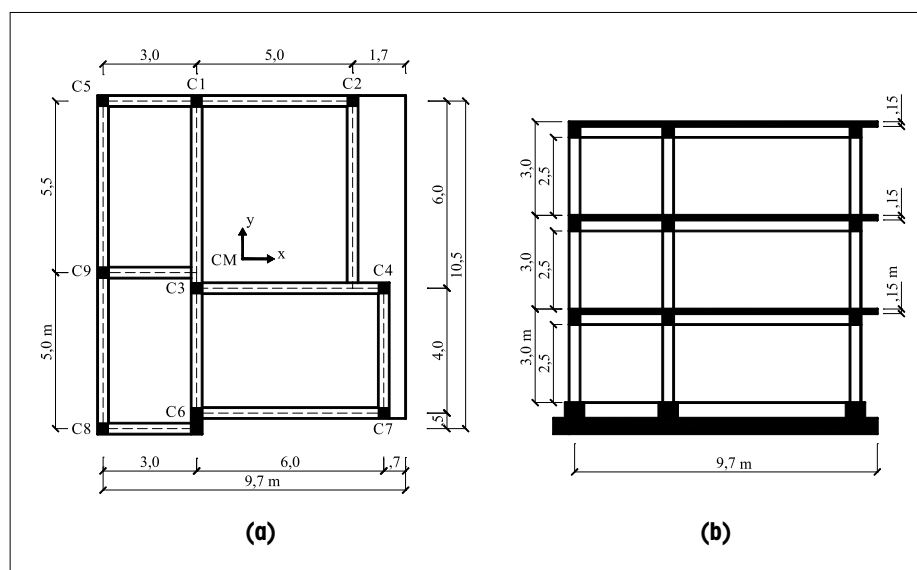
armatura. Na prvi pogled je razvidno, da je armatura nosilnih elementov zelo šibka. Ob tem je potrebno poudariti, da je bila pri osnovni konstrukciji (Test) uporabljena gladka armatura s srednjo natezno trdnostjo $46,7 \text{ kN/cm}^2$ ($\phi 8$), $45,9 \text{ kN/cm}^2$ ($\phi 12$) in $37,7 \text{ kN/cm}^2$ ($\phi 20$). Srednja vrednost tlačne trdnosti betona konstrukcije je $2,5 \text{ kN/cm}^2$. Naštete karakteristike materiala so bile upoštevane pri izračunu karakteristik prereзов elementov (M_y in θ_{um}^p) različice Test.

Pri spremenjenih konstrukcijah Test 0,15 in Test 0,25, kakor tudi pri EC8 M in EC8 H, smo pri projektiranju po EC8-1 upoštevali projektne vrednosti betona C25/30 in jekla RA 400/500, pri izračunu karakteristik prereзов za nelinearno analizo pa smo upoštevali karakteristične vrednosti materialov (preglednica 4).

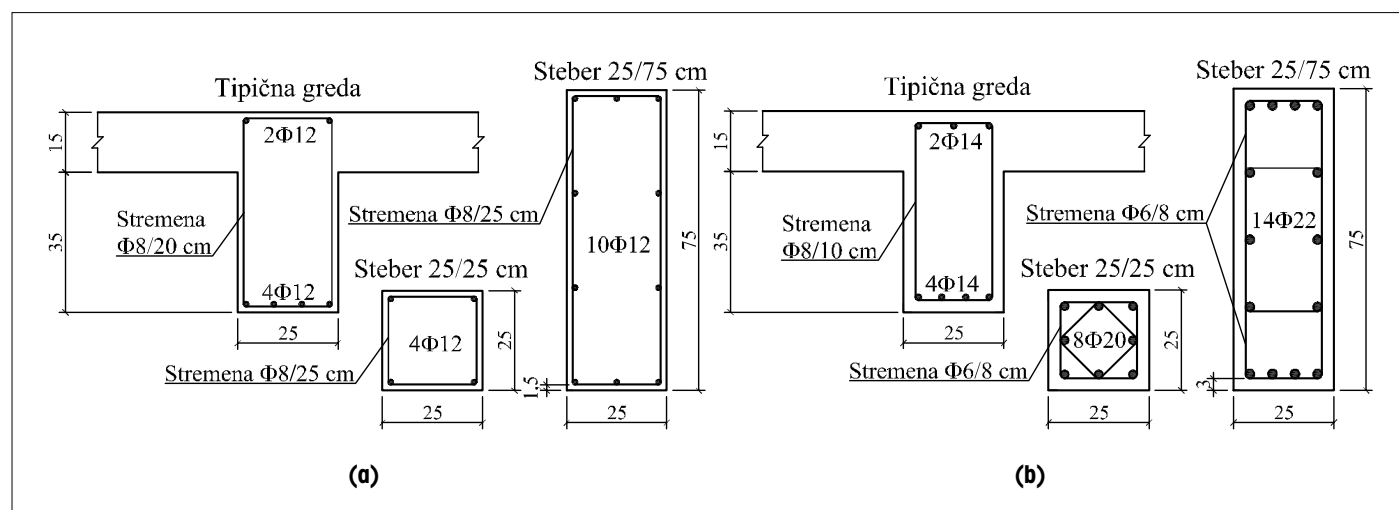
Pri osnovni konstrukciji (Test) so najkritičnejši elementi stebri, ki so izrazito šibkejši od gred ($\sum M_{rc} \approx 0,15 - 0,20 \sum M_{rb}$). Delež skupne vzdolžne armature (ρ) pri osnovni konstrukciji za tipični stebel (25/25 cm) znaša 0,72 %, kar je manj kot je zahteva EC8 (1,0 %), prav tako pa ni izpolnjena zahteva o najmanj osem palicah vzdolžne armature. Razdalje med strižnimi stremeni so prevelike (25 cm) in tako ni zagotovljeno zadostno objetje beton-skega jedra. Krovni sloj betona je pri prvotni konstrukciji (Test) znašal 1,5 cm, pri različicah Test 0,15 in Test 0,25 pa smo ga povečali na 3,0 cm (EN 1992-1-1: 2004, poglavje 4). Pri zadnjih dveh različicah smo izrazito povečali količino armature v stebrih (slika 3b). Zaradi nespremenjenih dimenzij nosilnih elementov konstrukcije sicer nismo mogli zadostiti Po-gaju globalne in lokalne duktilnosti, ki zahteva

Različica	Opis
Test	Prvotna konstrukcija, ki je bila PsD preizkušena v laboratoriju ELSA (Ispra, Italija)
Test 0,15	Konstrukcija delno projektirana po EC8 ($a_g = 0,15 \text{ g}$, DCM ($q = 3,45$), tip tal C) ob nespremenjeni geometriji, dimenzijah nosilnih elementov in vertikalni obtežbi
Test 0,25	Konstrukcija delno projektirana po EC8 ($a_g = 0,25 \text{ g}$, DCM ($q = 3,45$), tip tal C) ob nespremenjeni geometriji, dimenzijah nosilnih elementov in vertikalni obtežbi
EC8 M	Konstrukcija projektirana po EC0, EC1 in EC8 ($a_g = 0,25 \text{ g}$, DCM ($q = 3,45$), tip tal C) ob nespremenjeni geometriji, dimenzije nosilnih elementov so bile ustrezno povečane
EC8 H	Konstrukcija projektirana po EC0, EC1 in EC8 ($a_g = 0,25 \text{ g}$, DCH ($q = 5,20$), tip tal C) ob nespremenjeni geometriji, dimenzije nosilnih elementov so bile ustrezno povečane

Preglednica 1 • Obravnavane različice konstrukcije



Slika 2 • (a) Tloris in (b) Prečni prereз konstrukcije SPEAR



Slika 3 • Tipični nosilni elementi različic (a) Test in (b) Test 0,25

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (1)$$

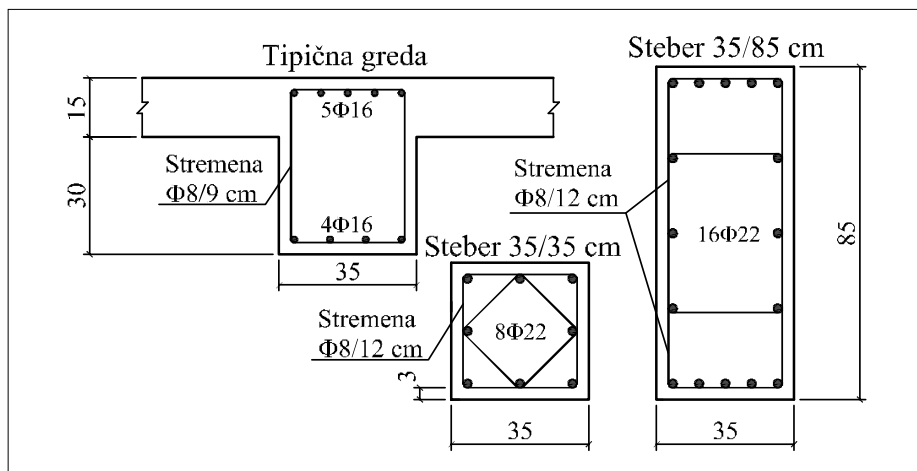
kjer je $\sum M_{Rc}$ vsota projektnih upogibnih nosilnosti stebrov, $\sum M_{Rb}$ pa vsota projektnih upogibnih nosilnosti gred v določenem vozlišču, se je pa razmerje med nosilnostmi stebrov in prečk precej izboljšalo v primerjavi s prvotno konstrukcijo in znaša za različico Test 0,25: $\sum M_{Rc} \approx 0,65 - 0,90 \sum M_{Rb}$. Primerjava razmerij je za vse različice konstrukcije SPEAR prikazana na sliki 7.

Medetažni stropni konstrukciji in strešna konstrukcija so enake in so izvedene kot masivne armiranobetonske plošče debeline 15 cm.

2.1.2 Različici EC8 M in EC8 H

Različici EC8 M in EC8 H v celoti upoštevata evrokode. Pri zasnovi konstrukcije smo izhajali iz osnovne konstrukcije (Test). Nespremenjena je ostala geometrija celotne konstrukcije, dimenzije posameznih nosilnih elementov pa smo spremenili. Dimenzije stebrov so se povečale na $b/h = 35/35$ cm, medtem ko je močan stebel (C6) dimenzije $b/h = 35/85$ cm. Grede so dimenzij $b/h = 35/45$ cm (slika 4). Krovni sloj betona znaša 3,0 cm (SIST EN 1992-1-1, poglavje 4). Plošče so enake kot pri osnovni različici.

Za razliko od predhodnih različic, pri katerih je bila vzdolžna armatura v vseh stebrih določene etaže enaka (z izjemo stebra C6), smo pri različicah EC8 M in EC8 H izbrali 7 tipov armiranja (preglednica 2) in za vsak stebel izbrali najprimernejšega, to je tistega, ki je najbližji zahtevam standarda in povzroča najmanjšo dodatno nosilnost. Tako znaša povprečni delež skupne vzdolžne armature (ρ_l) za prvi dve etaži 2,51 % (EC8 M) oziroma 1,87 % (EC8 H), za tretjo etažo pa 1,77 % oziroma 1,33 %. Pri različici EC8 M je močan ste-



Slika 4 • Tipični prerezi gred in stebrov (EC8 M)

ber C6 ($b/h = 35/85$ cm) v prvih dveh etažah armiran s $16 \phi 22$ ($\rho_l = 2,04$ %) in s $16 \phi 16$ ($\rho_l = 1,08$ %) v tretji etaži, pri različici EC8 H pa s $4 \phi 20$ in $12 \phi 16$ ($\rho_l = 1,23$ %) v prvih dveh etažah oziroma z $12 \phi 16$ in $4 \phi 14$ ($\rho_l = 1,02$ %) v tretji.

2.2 Vplivi na konstrukcijo (obtežba)

V preglednici 3 so zbrani vplivi, ki smo jih upoštevali pri projektiranju in analizi posameznih različic. Pri različicah EC8 smo upoštevali realne vrednosti za lastno težo, tako da smo poleg lastne teže konstrukcije upoštevali še težo estriha, zaključne obloge, predelnih sten in fasade v velikosti $2,7 \text{ kN/m}^2$, medtem ko je ta dodatna teža pri testnih konstrukcijah znašala samo $0,5 \text{ kN/m}^2$. Prav tako je bil pri različicah EC8 upoštevan tudi vpliv snega, ki pa ga pri potresni obtežni kombinaciji ne upoštevamo in je bil merodajen samo pri projektiranju gred zgornje etaže. Vpliv vetra ni bil upoštevan pri nobenem računskem modelu,

ker zaradi velikosti vpliva potresa ne bi bil merodajen.

Potresni vpliv smo upoštevali po EC8 z upoštevanjem projektnih spektrov pospeškov (SIST EN 1998-1, poglavje 3.2.2.5), ki so predstavljeni na sliki 5. Projektne spektre dobimo z redukcijo elastičnih spektrov za faktor obnašanja konstrukcije (q). Pri analizi je bil upoštevan faktor obnašanja 3,45 za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) oziroma 5,20 za visoko stopnjo duktilnosti (DCH). Upoštevana je bila enačba (SIST EN 1998-1, poglavje 5.2.2.2):

$$q = \begin{cases} 3,0 \alpha_u / \alpha_1 & \text{DCM} \\ 4,5 \alpha_u / \alpha_1 & \text{DCH} \end{cases} \quad (2)$$

Za koeficient α_u / α_1 , ki upošteva dodatno nosilnost, smo zaradi predpostavljene florisne nepravilnosti za vse obravnavane različice upoštevali vrednost 1,15. Kot kažejo rezul-

Tip	armatura	A_s (cm ²)	ρ_l (%)
A	8 ϕ 14	12,32	1,01
B	8 ϕ 16	16,08	1,31
C	4 ϕ 16, 4 ϕ 20	20,61	1,68
D	8 ϕ 20	25,13	2,05
E	8 ϕ 22	30,41	2,48
F	4 ϕ 22, 4 ϕ 20	34,84	2,84
G	8 ϕ 25	39,27	3,21

Preglednica 2 • Izbrani tipi armiranja za stebre $b/h = 35/35$ cm

Vpliv	Test	Test		EC8	
		0,15	0,25	M	H
Lastna teža konstrukcije	DA				
Druga lastna teža	0,5 kN/m ²			2,7 kN/m ²	
Koristna obtežba	2,0 kN/m ²				
Sneg	/			1,52 kN/m ²	
Potres (a_g ; q)	/	0,15 g; 3,45	0,25 g; 3,45	0,25 g; 3,45	0,25 g; 5,20
Tip tal	C				
Vpliv slučajne torzije	NE	DA			

Preglednica 3 • Upoštewane obtežbe

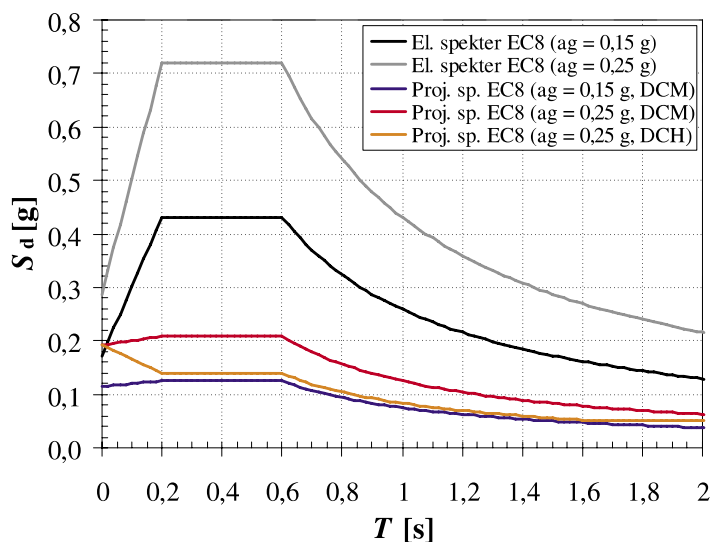
tati nelinearne statične analize, prikazani v poglavju 4.2, je dejanska dodatna nosilnost precej večja, zato bi v naslednji iteraciji lahko upoštevali večjo vrednost koeficienta α_0/α_1 in s tem manjši potresni vpliv.

2.3 Primerjava obravnavanih različic konstrukcije

V preglednici 4 so predstavljene osnovne karakteristike vseh petih obravnavanih različic, ki so podrobneje opisane v poglavjih 2.1 in 2.2. Oznake N1, N2 in N3 pomenijo prvo, drugo oziroma tretjo etažo konstrukcije.

Zanimiva je primerjava vzdolžne armature stebrov (brez močnega stebra C6) posameznih različic (slika 6), ki kaže zahtevano količino vzdolžne armature v posameznih etažah konstrukcije SPEAR, če jo projektiramo le na vertikalno obtežbo (Test) in če upoštevamo tudi potresno obtežbo. Čeprav smo vzdolžno armaturo pri modelu Test 0,25 povečali do maksimalne mere, ki jo dovoljuje standard EC8 ($\rho_1 = 4,0\%$), pa pogoju globalne in lokalne duktilnosti (SIST EN 1998-1, poglavje 4.4.2.3) nismo mogli zadostiti brez povečanja dimenzij stebrov na $b/h = 35/35$ cm. Prilagodili smo tudi dimenzije gred ($b/h = 35/45$ cm). Pri tem se je skupna količina betona nosilne konstrukcije (stebri, grede, plošče) povečala za $9,33 \text{ m}^3$ (13,7 %), kar ob relativno nizki ceni betona povzroča zelo majhno povečanje stroškov nosilne konstrukcije. Razmerja vsot nosilnosti stebrov in gred za najkritičnejše vozlišče so prikazana na sliki 7.

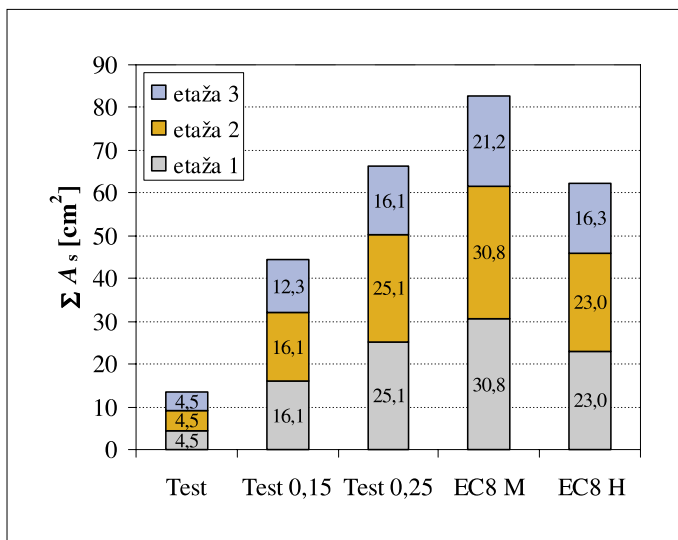
S spremembo dimenzij elementov je bilo mogoče projektirati konstrukcijo dosledno v skladu z evrokodom. Ob tem je potrebno še omeniti, da smo pri modelih EC8 upoštevali celotno obtežbo v skladu z evrokodi, kar se je odrazilo pri vertikalni obtežbi in masi, ki sta za približno 50 % večji kot pri prvotni konstrukciji (preglednica 4). To razliko je treba upoštevati pri primerjavi različic, projektiranih dosledno po EC8, z različicami prvotne konstrukcije (Test). Spremenjena konstrukcija, za razliko od prvotne konstrukcije, tudi ustreza pogojem evrokoda 8 za tlorisno pravilnost (SIST EN 1998-1, poglavje 4.2.3.2).



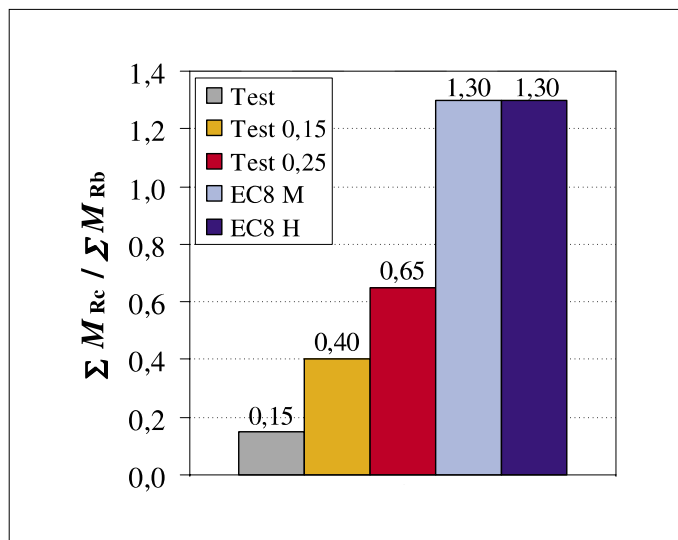
Slika 5 • Elastični in projektni spektri po evrokodu 8 za tla C

Predmet analitičnega modeliranja		Predpostavke				
		Test	Test		EC8	
			0,15	0,25	M	H
Geometrijske karakteristike	Geometrija	Konstrukcija SPEAR				
	Stebri	b/h = 25/25 cm		b/h = 35/35 cm		
		4 ϕ12	8 ϕ 16 (N1-2) 8 ϕ 14 (N3)	8 ϕ 20 (N1-2) 8 ϕ 16 (N3)	optimalno dimenzionirana vzd. armatura po EC8 za vsak stebel	
	Močan stebel	b/h = 25/75 cm		b/h = 35/85 cm		
		10 ϕ 12	14 ϕ 16 (N1-2) 14 ϕ 14 (N3)	14 ϕ 22 (N1-2) 14 ϕ 16 (N3)	16 ϕ 22 (N1-2) 16 ϕ 16 (N3)	12 ϕ 16, 4 ϕ 20 12 ϕ 14, 4 ϕ 16
	Grede	b/h = 25/50 cm		b/h = 35/45 cm		
	Pravilnost po višini	DA				
	Tlorisna pravilnost	NE		DA		
Material	Beton	– $f_c = 25$ MPa	$f_{cd} = 16,7$ MPa (dimenzioniranje; C25/30) $f_c = 25$ MPa (nelinearna analiza)			
	Jeklo	– $f_y = 459$ MPa	$f_{yd} = 348$ MPa (dimenzioniranje; RA400) $f_y = 400$ MPa (nelinearna analiza)			
Obtežba	Vertikalna obtežba (kN)	G + 0,30 Q				
		N1: 1939, N2: 1292; N3: 648		N1: 2917, N2: 1951; N3: 975		
	Izračun mase	G + 0,15 Q (N1 in N2) G + 0,30 Q (N3)				
	Masa (t)	N1 in N2: 67,3; N3: 62,8; Σ: 197,3		N1&2: 96,3; N3: 94,4; Σ: 287,0		

Preglednica 4 • Značilnosti različic konstrukcije



Slika 6 • Primerjava količine vzdolžne armature stebrov (brez C6)



Slika 7 • Primerjava razmerja vsot upogibnih nosilnosti stebrov in gred

3 • MODELIRANJE KONSTRUKCIJE

3.1 Matematični model

Za analizo konstrukcije smo uporabili komercialni program SAP2000, ki omogoča tudi upoštevanje materialne in geometrijske nelinearnosti. Stebre in grede smo modelirali z linijskimi elementi (slika 8). Medetažnih AB plošč nismo modelirali, temveč smo v ravnini plošč definirali toge diafragme. Predpostavljeno je bilo, da so AB plošče neskončno toge v svoji ravnini in povsem podajne izven svoje ravnine. Sodelujoče širine gred smo določili po EC2, pri tem smo upoštevali razporeditev momentov pri potresni obtežni kombinaciji. Slučajno ekscentričnost, ki jo predpisuje evrokod, smo upoštevali tako, da smo 3D modelu, v katerem so bile zajete vse geometrijske lastnosti konstrukcije, podali še torzijske momente, ki delujejo v posameznih etažah konstrukcije. Te smo dobili tako, da smo potresne sile v določeni smeri pomnožili z ustrezno slučajno ekscentričnostjo mase (0,05 L_y). Zaradi predpostavke o neskončni togosti plošč v njihovi ravnini je lahko prijemališče torzijskega momenta kjerkoli v nivoju plošče. Geometrijske nelinearnosti oz. teorije 2. reda (TDR) nismo upoštevali. Za začetno upogibno (EI) in strižno (GA_s) togost smo v skladu z EC8 upoštevali polovično vrednost ustrezne togosti nerazpokanih prereзов. Za višino etaž smo upoštevali 3,0 m, razen za prvo etažo, kjer smo zaradi vpliva vpetosti v temelje upoštevali nekoliko manjšo etažno višino

(2,75 m). Ta predpostavka, ki smo jo naredili v postopku vrednotenja matematičnega modela, omogoča zelo dobro ujemanje rezultatov analiz z rezultati PsD testov.

Matematični model konstrukcije razširimo v nelinearno območje tako, da linearnemu modelu dodamo materialno nelinearnost. To storimo z definiranjem plastičnih členkov za vsak konstrukcijski element (steber, greda) v obeh njegovih vozliščih. Plastičnemu členku predpišemo ovojnico moment – rotacija, ki definira njegovo obnašanje v plastičnem območju. S tem definiramo tudi plastično obnašanje celotne konstrukcije.

Pri modeliranju plastičnega členka smo predpostavili bilinearen odnos moment – rotacija brez utrjevanja prereza in prav tako brez mehčanja prereza (slika 9). Ta predpostavka močno poenostavi modeliranje plastičnih členkov, saj je za vsak plastični členek treba izračunati le dve količini (moment na meji elastičnosti M_y in plastični del mejne rotacije θ_{um}^{pl}). Pri stebrih je ovojnica simetrična, pri gredah pa nesimetrična (geometrija, različna armatura spodaj – zgoraj). Rotacije na meji tečenja (θ_y) ni potrebno računati posebej, saj jo program izračuna sam z elastično analizo iz podatkov o togosti elementov.

Moment M_y smo za vsak element izračunali s pomočjo analize prereza elementa. Rotacija za mejno stanje blizu porušitve (NC) se imenuje tudi mejna rotacija, saj se nosilnost po

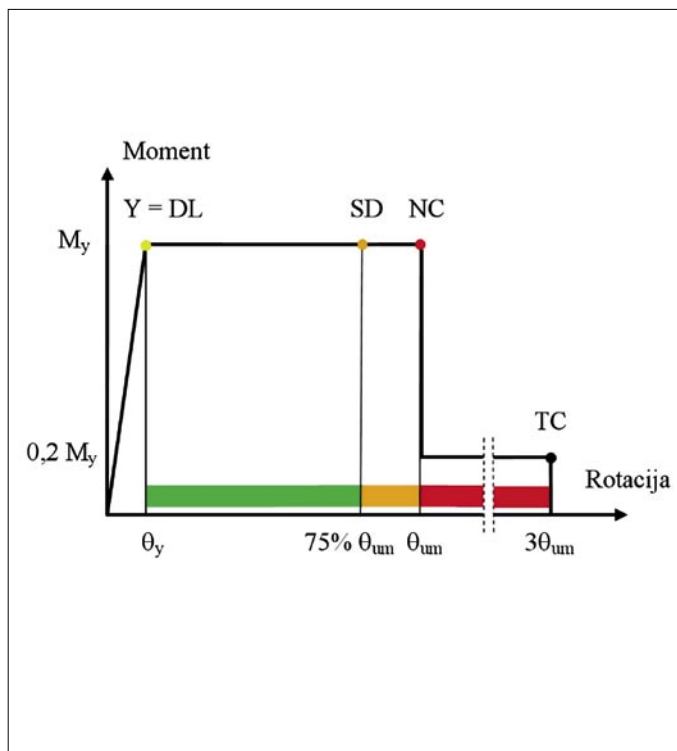
nastopu le-te hitro zmanjšuje in kmalu nastopi porušitev elementa. Predpostavili smo, da pri doseženi rotaciji θ_{um} nosilnost prereza hipno pade na 0,2 M_y , potem pa ostane na tem nivoju do 3 θ_{um} (slika 9). Oznaka Y pomeni tečenje armature, SD mejno stanje resnih poškodb, NC mejno stanje blizu porušitve, TC pa popolno porušitev prereza. Zaradi karakteristik programa je treba izračunati le plastični del deformacij θ_{um} , ki ga določimo po enačbi v EC8-3 (SIST EN 1998-3, enačba (A.3)):

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,0145 \cdot (0,25^v) \left[\frac{\max(0,01;\omega')}{\max(0,01;\omega)} \right]^{0,3} \cdot f_c^{0,2} \cdot \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,275^{100 \rho_d}) \quad (3)$$

kjer pomenijo posamezni parametri naslednje: γ_{el} znaša 1,5 za primarne potresne elemente, v je normirana osna sila v elementu: $v = N/(A_c \cdot f_c)$, ω, ω' je mehanski delež armiranja v natezni oz. tlačni coni: $\omega = (A_{st} \cdot f_y)/(A_c \cdot f_c)$, f_c je trdnost betona, f_y je natezna trdnost vzdolžne armature, L_v je razdalja med preučevanim prerezom in nično momentno točko, h je širina elementa v smeri obtežbe, α je faktor objetja betonskega prereza, ρ_{sx} je delež stremenske armature vzporedno s smerjo obtežbe: $\rho_{sx} = A_{sx}/(b_w \cdot s_n)$, s_n je razmak med stremeni, f_{yw} je natezna trdnost stremenske armature, ρ_d je delež diagonalne armature.



Slika 8 • Matematični model v programu SAP2000



Slika 9 • Odnos med momentom in rotacijo plastičnega členka

4 • ANALIZA ODZIVA KONSTRUKCIJE

4.1 Elastična analiza

4.1.1 Nihajni časi in nihajne oblike

Z analizo lastnega nihanja izračunamo nihajne čase in nihajne oblike. Rezultati analize so predstavljeni v preglednici 5 in na sliki 10. Za vse obravnavane različice konstrukcije velja, da sta prvi dve nihajni obliki pretežno translatorni. Za prvo je dominantno nihanje v smeri x, za drugo pa v smeri y. Tretja nihajna oblika je pretežno torzijska.

V preglednici 5 je prikazana primerjava začetnih nihajnih časov in efektivnih mas, dobljenih z elastično modalno analizo. V preglednici so prikazane tudi vrednosti, ki so bile izmerjene na testni konstrukciji (Negro, 2004) pri začetnem PsD preizkusu z majhno intenziteto ($a_g = 0,02 g$).

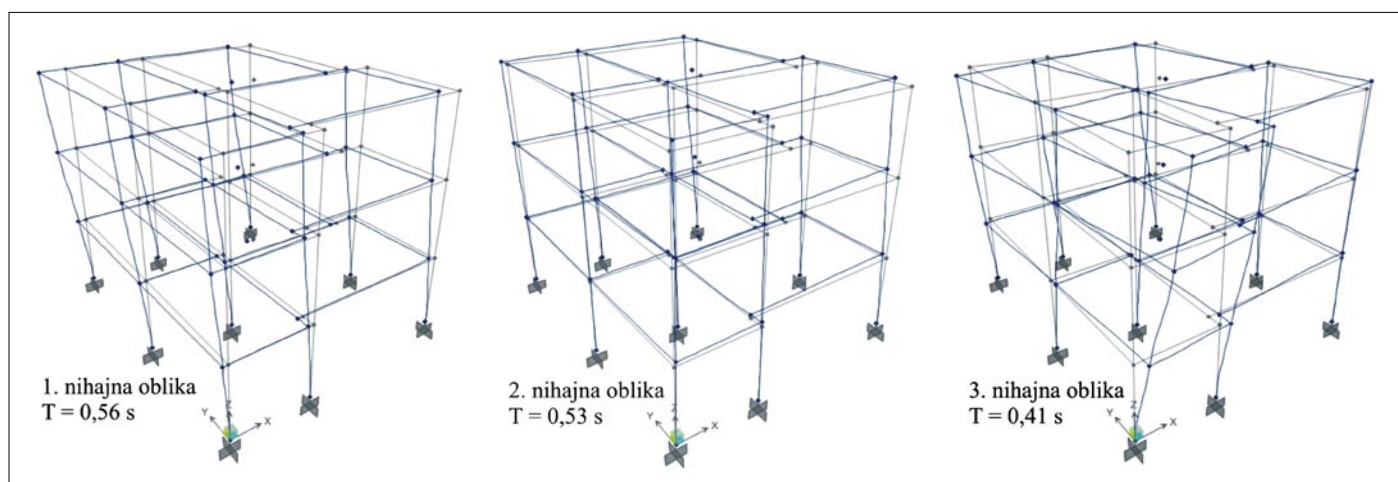
4.1.2 Primerjava etažnih pomikov

Standard EC8 predpisuje omejitev etažnih pomikov. Ta kriterij je za okvirne konstrukcije poleg pogoja globalne in lokalne duktilnosti eden izmed najbolj omejujočih pogojev EC8. Njegov namen je zagotovitev primernih dimenzij nosilnih elementov konstrukcije in s tem zadostne togosti konstrukcije. Na sliki 11 je prikazana primerjava projektnih etažnih pomikov za prvotno konstrukcijo SPEAR (Test) in njeno spremenjeno različico (EC8). Pomike, ki so neodvisni od faktorja obnašanja q , smo izračunali s pomočjo elastičnih spektrov po EC8 (slika 5). Prikazani so normirani povprečni etažni pomiki posameznih etaž za projektna pospeška tal $0,15 g$ in $0,25 g$ in dovoljeni etažni pomiki za tri tipe nekonstrukcijskih elementov po evrokodu (SIST EN 1998-1, poglavje 4.4.3.2). Etažni pomiki

kažejo, da je različica EC8, pri kateri smo povečali dimenzije stebrov (in maso), veliko bolj toga od prvotne konstrukcije (Test). Kljub temu pa je pri konstrukciji EC8 pri projektnem pospešku $0,25 g$ v drugi etaži malenkostno presežen najstrožji kriterij (za krhke nekonstrukтивne elemente).

4.1.3 Vpliv torzije

Zaradi nesimetričnosti konstrukcije SPEAR ima torzija velik vpliv na velikost pomikov krajnih stebrov vseh njenih različic. Še posebej ima velik vpliv na pomike testnih različic, ki so po evrokodu 8 tudi florisno nepravilne (SIST EN 1998-1, poglavje 4.2.3.2). Tako so pri obtežbi v smeri x pomiki v smeri x podajnega roba modalne analize (stebri C1, C2 in C5) kar za 34,5 % večji (slika 12) kot v centru mas (CM). Po drugi strani različici EC8 zaradi močnejših stebrov kljub enaki geometriji ravno še izpolnjujeta pogoj florisne pravilnosti. Posledično je vpliv torzije več kot dvakrat manjši. Tako so



Slika 10 • Nihajne oblike in nihajni časi konstrukcije SPEAR – EC8

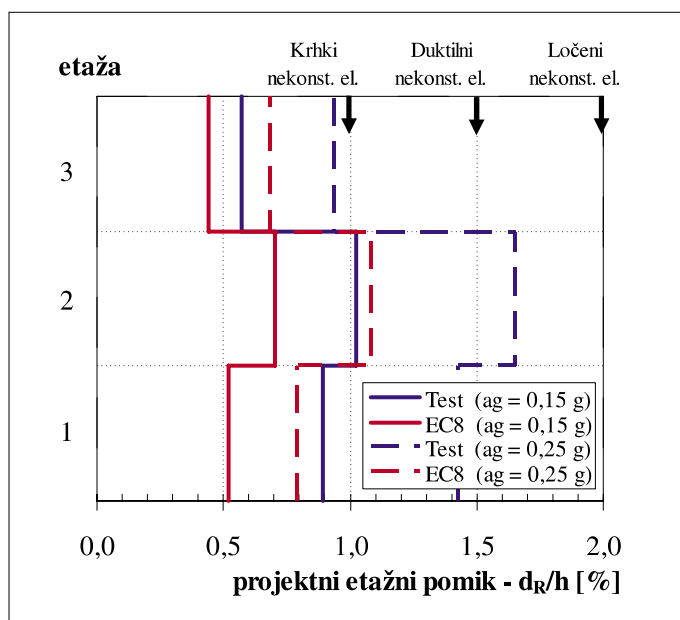
pomiki na podajnem robu samo 16,6 % večji kot v CM (slika 12).

4.2 Nelinearna statična analiza

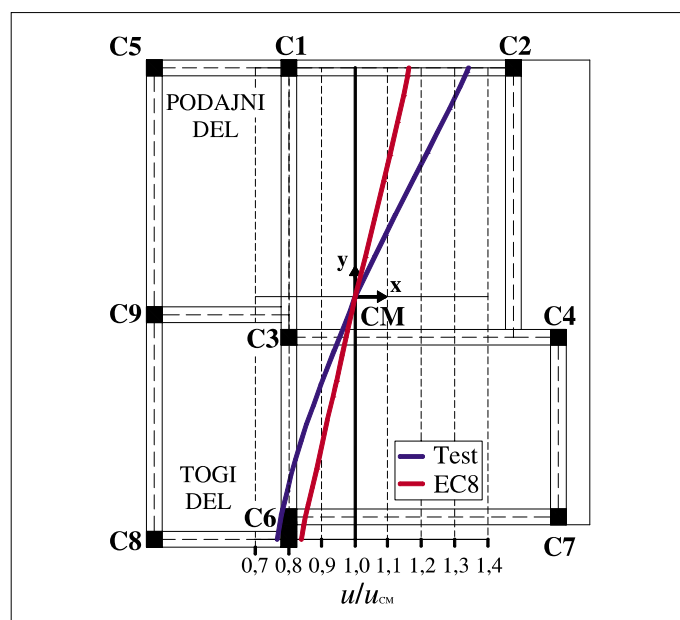
Z nelinearno statično (»pushover«) analizo izračunamo nelinearen odnos med celotno prečno silo in pomikom na vrhu konstrukcije (»pushover« krivuljo) in nato z metodo N2 določimo potresno kapaciteto konstrukcije, to je največjo intenziteto potresa, ki jo konstrukcija lahko prenese. Metoda N2 je vključena v EC8 in povezuje nelinearno statično analizo sistema z več prostostnimi stopnjami in spektralno analizo ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo. Koraki metode N2

	Nih. obl.	1	2	3
Test	T (s)	0,82	0,70	0,58
	$m_{eff,X}$ (%)	68,4	15,7	3,1
	$m_{eff,Y}$ (%)	5,3	50,8	26,6
Test 0,15 Test 0,25	T (s)	0,80	0,69	0,58
	$m_{eff,X}$ (%)	69,0	15,6	2,7
	$m_{eff,Y}$ (%)	4,8	47,8	30,3
EC8	T (s)	0,56	0,53	0,41
	$m_{eff,X}$ (%)	78,7	5,4	1,3
	$m_{eff,Y}$ (%)	3,6	72,3	6,4
PsD test	T (s)	0,84	0,78	0,67

Preglednica 5 • Primerjava nihajnih časov in efektivnih mas



Slika 11 • Primerjava projektnih etažnih pomikov z dovoljenimi etažnimi pomiki za tri tipe nekonstrukcijskih elementov



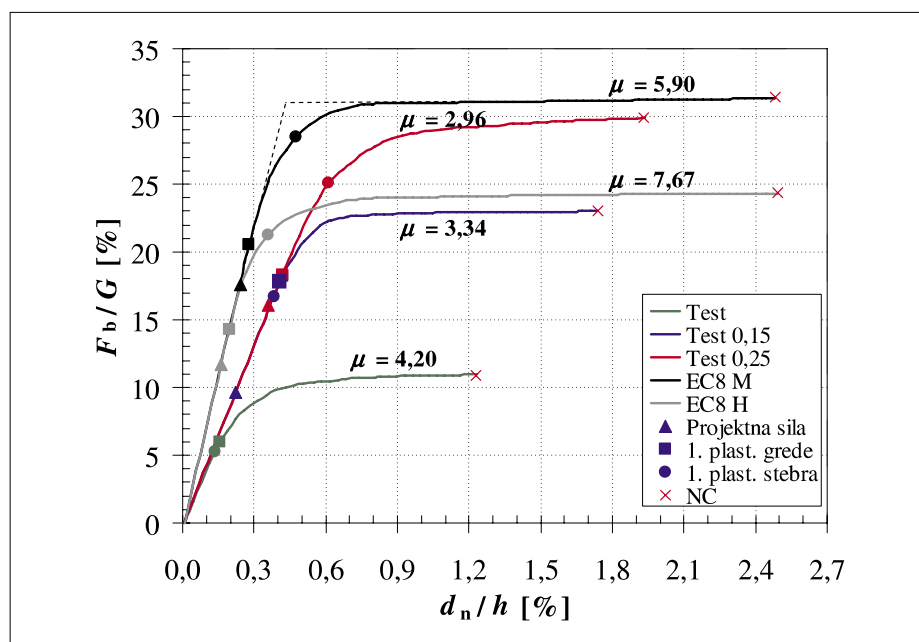
Slika 12 • Vpliv torzije na pomike na vrhu konstrukcije v smeri x pri obtežbi v smeri x. V florisu so pomiki normirani s pomikom v centru mas CM

so opisani v Dodatku B standarda EC8-1, na katerega se nanašajo enačbe v nadaljevanju. Metoda je podrobneje razložena v (Fajfar, 2002a). Vpliv torzije smo upoštevali po postopku opisanem v članku (Fajfar, 2005). Nelinearna statična (»pushover«) analiza je bila narejena s programom SAP2000 neodvisno v obeh vodoravnih smereh (smeri x in y). Za obe smeri smo upoštevali obtežbo v pozitivni in negativni smeri. Predpostavili smo »modalno« razporeditev vodoravnih sil po višini (EC8-1, 4.3.3.4.2.2) pri čemer je bila upoštevana osnovna nihajna oblika, ki je merodajna za določeno smer. Tako je bila razporeditev v smeri x določena iz prve nihajne oblike, razporeditev v smeri y pa iz druge nihajne oblike.

Na sliki 13 so za smer x, ki je merodajna, predstavljeni odnosi med prečno silo, normirano s celotno težo konstrukcije, in pomikom na vrhu, normiranim z višino konstrukcije. Označena sta tudi začetek plastifikacije posameznega obravnavanega modela in projektna vodoravna sila, na katero je bil določen model projektiran. Označeno je tudi mejno stanje konstrukcije NC (»near collapse« – to je stanje, ko je konstrukcija blizu porušitve). To mejno stanje je v evrokodu 8 definirano na nivoju elementov, ne pa na nivoju konstrukcije. V naših analizah smo upoštevali, da je mejno stanje NC konstrukcije doseženo takrat, ko je doseženo mejno stanje NC v prvem stebri, torej ko je presežena rotacija θ_{um} . Pri določitvi mejnega stanja NC je bil upoštevan vpliv torzije po postopku, ki je opisan v (Fajfar, 2005). Pri tem postopku pomike nelinearne statične (»pushover«) analize korigiramo tako, da upoštevamo torzijske vplive določene z elastično modalno analizo. Korekcijo opravimo samo, če je torzijski vpliv neugoden. Praviloma je to na podajni strani konstrukcije. Na sliki 13 je predstavljena tudi globalna duktilnost konstrukcije za vse različice, ki smo jo definirali kot razmerje med pomikom pri mejnem stanju NC in pomikom na meji elastičnosti bilinearnega sistema z enako začetno togostjo kot pri dejanski konstrukciji (glej rezultate za EC8 M na sliki 13).

4.3 Ocena obnašanja

Na sliki 13 je opazna velika razlika v togosti med testno konstrukcijo in različicama EC8, prav tako imata slednji različici veliko večjo nosilnost (upoštevati moramo 50 % večjo težo) in tudi duktilnost. Različica EC8 H ima za 30 % večjo duktilnost od različice EC8 M. Obe pa imata večjo duktilnost, kot je predpostavljena pri projektiranju (pri faktorju obnašanja



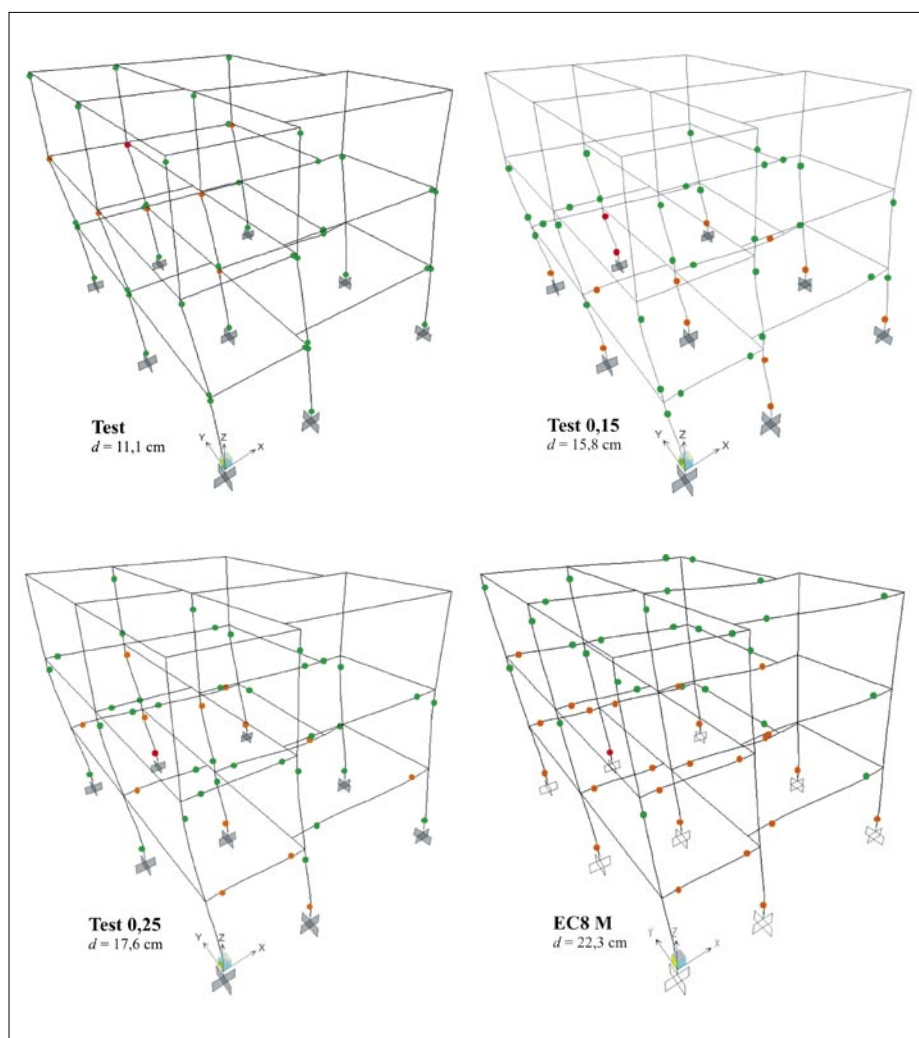
Slika 13 • Diagrami normirana sila – normiran pomik (smer x)

q). Pri vseh različicah konstrukcije je opazna tudi precejšnja dodatna nosilnost (»overstrength«), ki je predvsem posledica preporazporeditve sil zaradi statične nedoločenosti konstrukcij in nekoliko večje količine armature, kot bi bila računsko potrebna (5 do 15 %). Tudi dodatna nosilnost je večja od tiste, ki je bila upoštevana pri projektiranju. Pri ponovnem projektiranju konstrukcij bi lahko zato upoštevali za 30 % manjši potresni vpliv, saj bi za faktor dodatne nosilnosti lahko namesto 1,15 upoštevali največjo dovoljeno vrednost $\alpha_n/\alpha_1 = 1,5$.

Na sliki 14 so prikazani plastični členki posameznih različic za obremenitev v smeri x pri mejnem stanju NC. Z različnimi barvami so označene velikosti plastičnih deformacij (glej tudi sliko 9). Prikazane so tudi velikosti pomika, pri katerih je doseženo mejno stanje NC. Pri različici Test so plastificirani skoraj vsi stebri prve in druge etaže v obeh vozliščih, medtem ko so grede večinoma ostale v elastičnem območju. Plastični mehanizem se je tvoril preko spodnjih dveh etaž. S povečanjem vzdolžne armature (Test 0,15 in Test 0,25) konstrukciji povečamo nosilnost in pomik pri mejnem stanju NC, medtem ko sta duktilnost in plastični mehanizem konstrukcije še zmeraj zelo podobna kot pri osnovni različici konstrukcije. Ugoden globalni plastični mehanizem, kjer so večinoma plastificirane grede in stebri spodaj ob mestu vpetja, smo zagotovili obema različicama EC8. Pri obeh različicah

sta globalna plastična mehanizma enaka, zato na sliki 14 prikazujemo samo različico EC8 M. Zaradi vpliva torzije, ki je zaradi nesimetričnosti konstrukcije dokaj velik (slika 12), je bilo mejno stanje NC najprej doseženo v stebri C1 (robni stebel) in sicer v zgornjem vozlišču druge etaže pri različici Test oziroma pri vpetju pri ostalih različicah.

Potresno kapaciteto konstrukcije, ki jo definiramo kot največjo intenziteto potresa, ki jo konstrukcija lahko prenese, smo ocenili s pomočjo metode N2. Na sliki 15 so predstavljene potresne kapacitete, izražene z maksimalnim pospeškom tal, pri mejnem stanju NC. Rezultati kažejo, da smo z ukrepi, ki jih predpisuje evrokod 8, konstrukciji zagotovili veliko potresno odpornost. Zanimiva je npr. primerjava med različicama Test 0,25 in EC8 H. Čeprav sta obe konstrukciji projektirani na enak projektni pospešek tal, lahko druga konstrukcija zaradi ugodnejšega plastičnega mehanizma prenese bistveno večji potres. Pri tem ima celo malo manj (7 %) vzdolžne armature v stebrih (slika 6), ima pa več betona (14 %), strižne armature (50 %) in vzdolžne armature v gredah (30 do 40 %), ki pa je posledica za polovico večje upoštevanje vertikalne obtežbe. Če bi obravnavano konstrukcijo projektirali po starih predpisih (Pravilnik, 1981) bi bila njena potresna kapaciteta nekje med različicama EC8 M in EC8 H je podobna. EC8 M ima 30 %

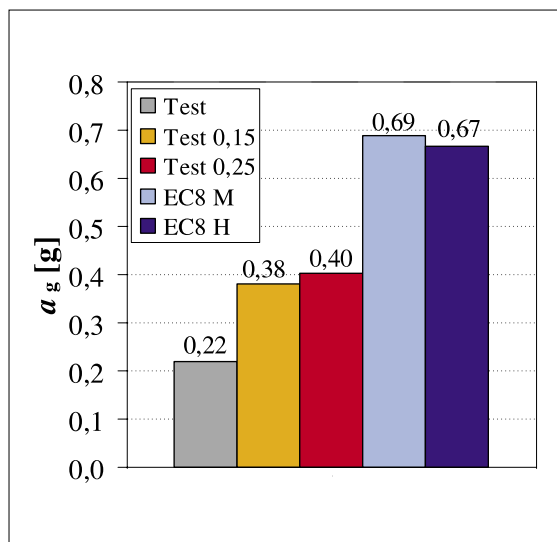


Slika 14 • Primerjava plastifikacije konstrukcije pri mejnem stanju NC (obremenitev v smeri x), (• plastifikacija prereza, • SD, • NC)

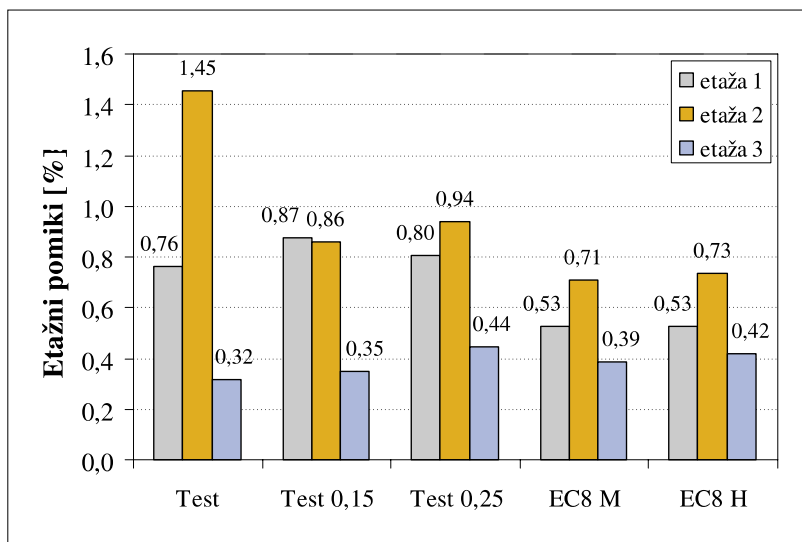
več vzdolžne armature in 25 % manj stremenske armature v stebrih. Večja količina strižnih stremen omogoča večjo mejno rotacijo prerezov (θ_{um}) in posledično tudi večjo globalno duktilnost.

Primerjava normiranih etažnih pomikov za tri etaže vseh različic konstrukcije je prikazana na sliki 16. Zaradi lažje primerjave so v vseh primerih prikazani pomiki pri enaki obremenitvi, to je pri pospešku tal 0,15 g. Opazno je, da je pri prvotni konstrukciji kritična druga etaža (N2), kar se je pokazalo tudi pri psevdodinamičnih testih. Pri različicah s povečano armaturo (Test 0,15 in Test 0,25) so etažni pomiki druge etaže bistveno manjši. Pri različicah EC8 M in EC8 H so zaradi večje togosti konstrukcije etažni pomiki manjši v prvih dveh etažah, ki sta kritični za obnašanje konstrukcije. To je dodatna prednost različic, ki so v celoti projektirane v skladu z evrokodom 8. Primerjava etažnih pomikov na sliki 16, ki so izračunani z nelinearno analizo, s tistimi na sliki 11, ki so določeni z linearno analizo (primerjava je mogoča za $a_g = 0,15$ na sliki 11) kaže precejšno podobnost etažnih pomikov, dobljenih na dva različna načina.

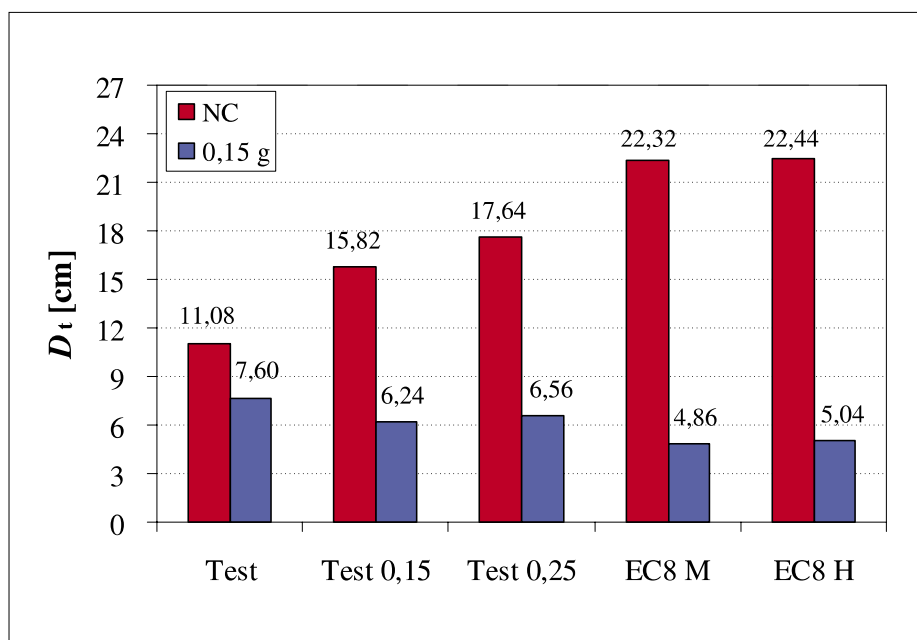
Slika 17 prikazuje pomik na vrhu konstrukcije pri potresu s pospeškom tal 0,15 g in pomik pri mejnem stanju NC (blizu porušitve), tj. pomik, pri katerem prvi stebel doseže mejno rotacijo (θ_{um}). Primerjava razmerja obeh pomikov daje predstavbo, kolikšno rezervo ima še posamezna obravnavana konstrukcija pri nekem zmernem potresu, ki se lahko dogodi na območju Slovenije.



Slika 15 • Primerjava potresnih kapacitet konstrukcij



Slika 16 • Primerjava etažnih pomikov pri projektnem pospešku $a_g = 0,15$ g



Slika 17 • Primerjava pomikov na vrhu konstrukcije pri mejnem stanju »blizu porušitve« (NC) in pri $a_g = 0,15 g$

5 • SKLEP

V članku je prikazana primerjava potresnega obnašanja petih različic AB okvirne konstrukcije SPEAR. Prva različica simulira starejše objekte, ki niso bili projektirani na potresno obtežbo. Druga in tretja različica sta projektirani ob upoštevanju potresne obtežbe po evrokodu 8, vendar z dimenzijami osnovne različice (razlika je samo v armiranju) zaradi česar ne ustrezata pogoju globalne duktilnosti po evrokodu 8. Zadnji dve različici imata enako geometrijo kot prve tri, s spremembami dimenzij nosilnih elementov, predvsem s povečanjem stebrov, pa smo v celoti zagotovili skladnost z zahtevami evrokoda 8. Poleg standardne elastične analize smo naredili poenostavljeno nelinearno analizo z metodo N2, ki je sestavni del evrokoda 8. Primerjali smo togosti, nosilnosti in duk-

tilnosti vseh različic. Za vse primere smo izračunali potresno kapaciteto, definirano kot največjo intenziteto potresa, ki ga konstrukcija lahko prenese. Primerjali smo tudi plastične mehanizme in deformacije konstrukcije.

Vse opravljene primerjave vodijo do jasnega zaključka, da so ustrezno zasnovane konstrukcije, projektirane po novem standardu EC8, veliko varnejše od konstrukcij starejše gradbene prakse. Zaradi večjih potresnih sil imajo večjo nosilnost, zaradi boljših detajlov in zaradi zagotovitve ustreznega plastičnega mehanizma pa veliko večjo lokalno in globalno duktilnost. Njihove deformacije so manjše, kar pomeni manjšo škodo tudi pri manjših, pogostejših potresih. Rezultati analiz kažejo, da sta različici, v celoti projektirani

po evrokodu 8, sposobni prenesti potrese s pospeški tal do okrog $2/3 g$. Ta vrednost je precej visoka, vendar je treba upoštevati velik raztros podatkov in rezultatov, ki je značilen za potresno inženirstvo. Glede na to lahko pričakujemo, da ima določen delež konstrukcij, projektirani po EC8, manjšo potresno kapaciteto. Upoštevati je treba tudi, da bi glede na rezultate analize v naslednji iteraciji lahko projektirali različici EC8 z za 30 % manjšo potresno obtežbo, če bi upoštevali dejansko dodatno nosilnost, ki je precej večja od tiste, ki smo jo upoštevali v računu.

Po drugi strani zaradi zahtev evrokoda 8 stroški nosilne konstrukcije v povprečju nekoliko narastejo. Novi standardi nalogajo tudi nekaj več dela projektantom, vsaj v začetni fazi, ko še niso izdelana vsa računalniška orodja. Zavedati se moramo, da je to cena, ki jo je treba plačati za doseganje primerne potresne odpornosti gradbenih objektov.

6 • ZAHVALA

Predstavljeno delo je bilo opravljeno v okviru uvajanja standarda evrokod 8 v Sloveniji. Delo

je bilo deloma podprto s strani Ministrstva za visoko šolstvo, znanost in tehnologijo RS in

Agencije RS za okolje. Prvi avtor je mladi raziskovalec iz gospodarstva (Trimo d. d., Trebnje).

7 • LITERATURA

- EC 0, SIST EN 1990:2004, Osnove projektiranja, 2004.
- EC 1-1, SIST EN 1991-1-1:2004, Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb, 2004.
- EC 1-3, SIST EN 1991-1-3:2004, Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega, 2004.
- EC 2, SIST EN 1992-1-1:2005, Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe, 2005.
- EC 8-1, SIST EN 1998-1:2005, Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe, 2005.
- EC 8-3, SIST EN 1998-3:2005, Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenova stavb, 2005.
- Fajfar, P., Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. Gradbeni vestnik, let. 51, str. 302–315, november 2002.
- Fajfar, P., Structural Analysis in Earthquake Engineering, A Breakthrough of Simplified Non-Linear Methods. Proc. 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, 2002b.
- Fajfar, P., Marušić, D., Peruš, I., Torsional Effects in the Pushover-Based Seismic Analysis of Buildings. Journal of Earthquake Engineering, Vol. 9, No. 6, 831–854, 2005.
- Fajfar, P., Dolšek, M., Marušić, D., Stratan, A., Pre- and post-test mathematical modelling of a plan-asymmetric reinforced concrete frame building. Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 35(11):1359–1379, 2006.
- FEMA, Pre-standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C., 2000.
- Negro, P., Mola, E., Molina, J., Magonette, G. E., Full Scale PSD Testing of a Torsionally Unbalanced Three-Storey Non-Seismic RC Frame. Proc. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, 2004.
- Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih. Uradni list SFRJ, 844–855, št. 31, 1981.
- Rozman, M., Nelinearna analiza nesimetrične armiranobetonske stavbe pri potresni obtežbi. Diplomsko delo. Univerza v Ljubljani, FGG, 2005.
- SAP2000, Analysis Reference Manual, Computers and Structures, Inc., Berkeley, 2002.

Strokovne pripombe na članek Mitja Rismal: PROBLEMATIKA NEGOSPODARNE DISPOZICIJE BLATA IZ LJUBLJANSKE ČISTILNE NAPRAVE; Gradbeni vestnik, februar 2008

Kar se tiče negospodarne ter ekološko škodljive obdelave in končne dispozicije blata iz ljubljanske čistilne naprave, se načeloma strinjam s strokovnimi ugotovitvami prof. Rismala. V nekaterih strokovnih pogledih pa se razhajava, zato želim k navedenemu članku pripomniti sledeče ...

Strinjam se, da je način uporabe stabiliziranega blata na kmetijskih površinah daleč najcenejši ter ekološko najkoristnejši način ponovne uporabe. Žal pa prof. Rismal opravičuje dejstvo, da **se tega načina odstranitve blata pri nas ne poslužujemo (!!!)** z navedbo, da »je žal takšna rešitev omejena z zahtevami, ki jih ni vedno mogoče izpolniti«.

Številne večdesetletne praktične izkušnje na tujem dokazujejo ravno nasprotno, namreč da so zahteve obvladljive in je ta način – tako v ekološkem kakor tudi v ekonomskem oziru – optimalen za odstranjevanje pravilno obdelanega, stabiliziranega blata (glej članek Maleiner: Uporaba biološkega blata iz čistilnih naprav; Gradbeni vestnik, december 2006). Glavni vzrok dosedanjega, nerazumljivega slovenskega strokovnega in uradnega bojkota tega ekološko optimalnega ter daleč najcenejšega načina ponovne uporabe blata na kmetijskih površinah je nedvomno globoko strokovno spanje in neznanje na ministrstvih za okolje in kmetijstvo (navkljub na ta način povzročeni ogromni ekološki ter gospodarski škodi, za katero pa, kakor običajno, pri nas nihče ne odgovarja).

Medtem ko se je svoj čas razpisovala gradnja čistilnih naprav šele na podlagi ustreznega strokovno izbrane in izdelane ter v ekološkem in ekonomskem oziru optimalne in neodvisno revidirane projektne dokumentacije, se danes čistilne naprave razpisujejo brez projektne dokumentacije, le po naključni izbiri in po zahtevah (že tretje tako imenovane »oranžne knjige«) strokovno nedoraslih birokratov. Po razpisih se nato (za namen strokovnega alibija) naknadno izdelajo ter ustrezno priredijo rezultatom razpisa zastrašujoče pomanjkljive projektne dokumentacije. Nekdaj kot sestavni deli projektne dokumentacije zahtevani natančni izračunski dokazi za dimenzioniranje

(kot na primer izračun parametra starosti blata itd.) kakor tudi izračuni dejanskih obratovalnih stroškov, v »modernih« projektih dokumentacijah tako že dolgo »niso več potrebni«. V Nemčiji so, temu nasprotno, razpisi umskih storitev celo zakonsko najstrožje prepovedani, zato je stalno sklicevanje naših uradnikov na evropske predpise čisti izgovor (glej članek Maleiner: Nemški predpis o honorarjih za storitve arhitektov ter inženirjev (HOAI); Gradbeni vestnik, marec 2006).

Pri naših sedanjih razpisih torej ni važno, ali je taka naprava sploh zmožna pravilno delovati. Praviloma je v razpisih izrecno prepovedano vsako najmanjše odstopanje od izbrane tehnologije, kaj šele (bogokletna) ponudba strokovno ter ekonomsko boljše tehnološke variante ali celo rešitve! Še najmanj pa so važni njeni kasnejši (pre)visoki obratovalni stroški. Ne glede na kvaliteto čistilnih naprav, zmogljivost in stroške obratovanja lahko torej na razpisu zmaga le najcenejša (investicijska) ponudba, zato mora ponudnik, ki želi zmagati, ponudbo ter napravo ustrezno »oklestiti« ter znižati kvaliteto izvedbe. Ker tako »varčevanje« strokovno ni več nadzorovano (saj se je odpravila neodvisna strokovna revizija), se to lahko kaj hitro sprevrže v strokovno prevaro in hazardiranje. Najenostavnejše in najuspešnejše lahko ponudnik »privaščuje« na (nedopustnem) zmanjšanju prostornin bioloških stopenj. Zaradi **uradno toleriranega nedopustnega »varčevanja«** pri teh (izračunsko potrebnih) prostorninah obstoječe slovenske komunalne čistilne naprave praviloma ne zmorejo zagotavljati zadostno obdelanega (stabiliziranega) blata. Osnovna naloga vsake komunalne čistilne naprave pa naj bi bila ravno proizvodnja stabiliziranega blata! **Komunalna čistilna naprava, ki ni zmožna proizvajati stabiliziranega blata, ni vredna niti počenega groša!**

V slovenskih »proizvodnih obratih blata« (čistilnih napravah) proizvajamo in dnevno na komunalne deponije odvažamo ogromne količine le pomanjkljivo obdelanega blata, ki tam še nadalje gnije in smrdi, poleg tega pa še vedno vsebuje nedopustne količine pa-

togenih klic, zato se ga naši kmetje upravičeno branijo in ga ne marajo trositi po kmetijskih površinah.

Navedene »težke kovine ter podobno v blatu« so rezultat neupoštevanja ustreznih predpisov in gluhosti ter mižanja tako slovenske stroke kakor tudi naših (ne)odgovornih uradnikov **pri prepovedanem uvažanju** (tako po evropski kot tudi po slovenski zakonodaji) **strogo prepovedanih škodljivih snovi v kanalizacijo**.

S striktnim upoštevanjem strokovnih parametrov ter spoštovanjem predpisov se lahko torej zelo enostavno, predvsem pa ekološko koristnejše in znatno ceneje izognemo v članku navedenim »omejitvenim« zahtevam. Kontrolirane količine nanosa stabiliziranega blata na kmetijske površine so omejene (na primer v Nemčiji se sme na hektar poljedelskih površin nanesti v treh letih do 5 ton SS), vendar o neizpolnjevanju tudi tega omejitvenega pogoja pri nas še ne moremo govoriti, saj se – kakor že omenjeno – v Sloveniji to blato še sploh ni pričelo nanašati na te površine. Mimogrede: za celotni slovenski »pridelek« komunalnega blata (po mojih grobih ocenah letno okoli 37.000 ton SS) bi teoretično potrebovali le nekaj odstotkov celotnih slovenskih kmetijskih površin!

Prof. Rismal v članku mimogrede omenja **prepoved Evropske unije, ki po 1. 1. 2005 vsem svojim članicam prepoveduje odlaganje biološkega blata na deponije**, vendar pa temu navkljub (na več mestih članka) še nadalje svetuje **nedopustno**, ekološko škodljivo odlaganje biološkega blata na komunalne deponije. Nad tem pozivanjem prof. Rismala k nadaljnjemu kršenju evropske zakonodaje sem strokovno zelo razočaran!

Sežiganje blata z le 25 % sušine je ekološko škodljivo ter nerentabilno. Zaradi hudega, sunkovitega nihanja temperatur v sežigalnih pečeh (pri polnjenju peči s saržami izredno nizkokaloričnega mokrega blata) se namreč zaradi slabega izgorevanja prekomerno razvijajo za okolje izredno škodljive emisije (dioksini, furani itd.). Predlagano mešanje z ostalimi komunalnimi odpadki (zaradi njihove poroznosti oziroma veliko neizpolnjene

prostornine) pa bi še nadalje poslabšalo izgo-revanje in dodatno zvišalo količine škodljivih emisij. S predhodnim sortiranjem smeti in odstranitvijo gorljivih snovi (papir, lepenka, les itd.) se namreč hudo zmanjša predvsem njihova kurilna vrednost.

Strinjam se, da je klasično sušenje na ljubljanski čistilni napravi potratno. Zatorej se na tu-jem v vedno večji meri prehaja na ekološko in ekonomsko znatno boljše solarno sušenje blata. Širom Avstrije je bilo, na primer, v zad-njih nekaj letih zgrajenih že preko 40 solarnih sušilnih naprav! Prenekateri slovenski strokov-njak je že obiskal čistilno napravo Bad Vöslau (z zmogljivostjo 300.000 PE; torej skoraj enake velikosti kot čistilna naprava Ljubljana s 360.000 PE), kjer pri sežiganju solarno osušenega blata pridobljena energija, poleg kritja lastnih potreb energije, napaja občasno tudi energetske potrebe mesta.

Za naš strokovni in politični zasmeh na tu-jem skrbi ekološko škodljivo, potratno, skratka skrajno neodgovorno (da tega ne imenujem še kako drugače) redno odvažanje (dnevno na stotine ton) tega goriva (oziroma gnojila) iz ljubljanske (in mariborske) čistilne naprave na sežiganje v Avstrijo oziroma na komposti-ranje na Madžarsko! Pa naj še kdo reče, da Slovenci nismo bogati in potratni! Zaman skušam od odgovornih izvedeti, zakaj naj bi bilo to (zaradi dolgih transportnih poti izredno podraženo) sežiganje in kompostiranje očitno možno samo v Avstriji ter na Madžarskem, pri nas pa ne? Ali veljajo za nas drugačni evrop-ski predpisi?

S prof. Rismalom se nadalje ne morem strinjati tudi glede v članku predlaganih načinov obdelave blata brez gnilišč na velikih čistilnih napravah. Sicer ne poznam mari-borske niti celjske čistilne naprave, zato na podlagi navedb članka domnevam, da naj bi se tam blato stabiliziralo simultano aero-bno. Praktične izkušnje in številno strokovno slovstvo narekujejo, da se iz gospodarskih raz-logov pri čistilnih napravah teh velikosti upo-rablja ločena anaerobna stabilizacija blata (gnilišča), saj je simultana aerobna stabiliza-cija blata na večjih čistilnih napravah (> ca. 80.000 PE) zaradi niza razlogov, prvenstveno pa zaradi prevelike porabe energije ter večje količine proizvedenega blata, neekonomična in neekološka.

Sicer zahtevajo gnilišča zelo visoko začetno gradbeno investicijo, vendar se ta povrne na podlagi znatno nižjih obratovalnih stroškov ter ekoloških prednosti (manjša biološka obtežba biološke stopnje, manjša poraba energije za vpihovanje, možnost pridobivanje bioplina,

manjša končna količina blata, možnost di-rektnega sprejemanja fekalnega blata iz greznic itd.) že po nekaj letih. Torej so pravilno načrtovana gnilišča za čistilne naprave teh velikosti strokovno neoporečna. Vendar so, kakor že omenjeno, dandanes taki izračuni gospodarnosti današnjim nadebudnim slo-venskim uradnikom tuji, saj se pod stroške čistilnih naprav podrazumevajo izključno le (čim nižji) investicijski stroški in za vsako ceno čim večja (večkrat celo nesmiselna) po-raba evropskih sredstev.

Prostorska zasnova ljubljanske čistilne naprave izgleda na prvi pogled resnično »bogato razmetana«. Nejasno je tudi, zakaj je projektant ljubljanske čistilne naprave za raz-bremenilni preliv ter iztok čistilne naprave iz-bral Ljubljano in ne nekoliko bolj oddaljeno, pretočno zmogljivejšo Savo. Mimogrede: iz-vedba izpusta čistilne naprave v Ljubljano je strokovno izredno nazoren ter poučen primer, kako se tak izpust v vodotok ne sme načrtovati ter graditi, skratka odličen šolski primer strokovnega neznanja ter hude slepote nadzora gradnje!

Negospodarna dispozicija blata ljubljanske čistilne naprave pa je pravzaprav zanemar-ljivi finančni problem v primerjavi s predvi-denim razsipnim nestrokovnim odpravljanjem hidravličnih problemov v ljubljanskem kanali-zacijskem omrežju ter posledic hidravličnega poddimenzioniranja ljubljanske čistilne na-prave.

Zaradi omejene dolžine mojega pisanja naj zelo kratko omenim le ravnokar ponovno razpisano gradnjo treh zadrževalnih ba-zenov v mestnem kanalizacijskem omrežju s skupno okoli 30.000 m³ prostornine (ce-lotne skupne stroške in posledice teh naprav grobo ocenjujem na okoli 60.000.000 evrov!). Nisem osamljen mnenja, da je ta gradnja popolnoma zgrešena, strokovno napačna in ekološko škodljiva, saj se bodo dejanske razmere v kanalizacijskem omrežju še poslabšale. Navkljub pismenim strokovnim opozorilom ljubljanska mestna uprava ne želi preveriti pravilnosti strokovnih očitkov ozi-ro-ma neupravičenost te investicije (na primer na podlagi neodvisne tuje strokovne revizije). Podobno kakor pri šentviškem tunelu se bo tudi v tem primeru gradbena dokumentacija izvedla šele naknadno. Torej bo potrebno kas-neje kar nekaj aneksov k pogodbi ter končno najti ustreznega direktorja gradbenega pod-jetja, ki ga bodo pribili na politični križ.

Mimogrede še to: rektorica Univerze v Ljublja-ni, gospa dr. Andreja Kocijančič, nam je med vrsticami v članku Bolonjska reforma se spo-

tika (Dnevnik, 28. 2. 2008) kratko in jedrnato predstavila namen bolonjske reforme šolstva: **»Oviro pri vpeljevanju prenove predstav-ljamo tudi profesorji. Predvsem tisti, ki smo po letih predavanj še vedno željni študentom na klasičen način prenesti vse svoje znanje, bomo težko naredili preskok k temu, da je treba študentom le nakazati, kako lahko do potrebnih znanj pridejo, mi pa jim bomo na voljo za konzultacije«.**

Moja bolj direktna interpretacija tega citata: **Hlapčevsko moramo dopustiti degradacijo Univerze kot najvišje slovenske šolske usta-nove znanja na raven zgolj informacijskega centra za študente, kjer bo verjetno prej ali slej tudi profesorje nadomestil Google.**

V navedenem članku Dnevnika se v na-daljevanju napoveduje celo izdaja **Priročnika za preživetje z bolonjsko reformo!** (Pojem preživetje označuje boj za »biti ali ne biti«.) Mislim, da je vsak komentar popolnoma ne-potreben.

Mnenja sem, da je bolonjska reforma najbolj bedast in podel način uničevanja bodočnosti naših otrok. Naše zanamce ne bomo več šolali, temveč jih bomo zgolj informirali, torej enostavno prepustili računalnikom. Delova-nje po lastni presoji in znanju naj nadomesti iskanje receptov in slepo izpolnjevanje predpi-sov ter računalniških programov. Kaj jim bomo odgovorili, ko nam bodo (vsaj upam) čez nekaj let (le posamezniki) zastavili vprašanje, zakaj nismo izpolnili osnovne starševske dolžnosti in smo molče dopustili njihovo računalniško programirano poneumljanje? Da ni bilo časa? Da je bilo šolanje predrago? Da smo se bali za svoje stolčke? Ali pa, da se poneumljeni ljudski masi najlažje vlada in jo izkorišča?

Na žalost se strokovna kritika pri nas še vedno zmotno podrazumeva in vrednoti kot osebno obračunavanje ali celo strokovno omalovaževanje. Utemeljene strokovne kri-tike so vedno neprecenljivi vir novih infor-macij, strokovnega znanja ter izkušenj – ob istočasni prisili samopreverjanja pravilnosti uporabljenih strokovnih argumentov.

Želim se zahvaliti uredništvu Gradbenega vestnika za strokovno daljnovidnost ter hrab-rost, saj se je Gradbeni vestnik pričel razvijati v zanimivo strokovno platformo, ki dopušča možnost posamičnega artikuliranja strokov-ne kritike ter javne obravnave medsebojno odstopajočih strokovnih mnenj in izkušenj. Upam le, da pri nas vse bolj razbohoteno strokovno neznanje in politična vsevednost tega ne bosta uspela že v kali zatreti!

**Franč Maleiner, univ. dipl. kom. inž.
Sojerjeva 43, 1000 Ljubljana**

Povzetek s skupščine ZDGITS

ZDGITS je imel 15. maja 2008 svojo redno letno skupščino, na kateri so predstavniki in pooblaščenici iz šestih od skupaj osem njenih članic pregledali in ocenili delo v preteklem letu, sprejeli in potrdili bilanco z izkazom poslovnega izida za leto 2007 ter letni program aktivnosti in finančni načrt za leto 2008.

Delo ZDGITS v preteklem letu je bilo dobro ocenjeno. Skladno z določili statuta so se redno sestajali Izvršni odbor, Nadzorni odbor, Izdajateljski svet Gradbenega vestnika in po potrebi še drugi organi ZDGITS.

Na skupščini je bilo izrečeno priznanje Gradbenemu vestniku in njegovemu uredniku prof. dr. Janezu Duhovniku, ki je v letu 2007 pripravil 12 števil revije na skupaj 340 straneh (28,33 strani na eno številko), od tega 39,20 avtorske pole znanstvenega besedila ter 31,13 avtorske pole strokovnega besedila in drugih vsebin, ki zadevajo društvene dejavnosti, poročila, jubileje, smrti in predstavitve pomembnih članov ter informacije o pomembnih prireditvah, razstavah in izobraževalnih seminarjih, ki so pomembni za gradbeništvo, ter imena diplomantov obeh gradbenih fakultet v Republiki Sloveniji.

Avtorji znanstvenih in strokovnih člankov so bili z vseh slovenskih univerz, iz posameznih raziskovalnih organizacij ter projektivnih in izvajalskih podjetij v Sloveniji (izvzeto iz urednikovega poročila).

Povprečna naklada izdanih števil v letu 2007 je štela 3000 izvodov. V letu 2007 je revijo prejelo 197 individualnih naročnikov, 60 podjetij – 70 izvodov, 2415 aktivnih članov Matične sekcije gradbenih inženirjev Inženirske zbornice Slovenije ter 43 naslovov (bibliotek, institucij in posameznikov) v tujini. V povprečju 164 diplomantov Fakultete za gradbeništvo Univerze v Ljubljani (FFG-UL) je v letu 2007 prejelo revijo brezplačno, kot to določa pogodbeno razmerje s FGG-UL, ki je tudi v letu 2007 sofinancirala izdajanje Gradbenega vestnika. Skupaj z diplomanti FGG-UL je vsak mesec v letu 2007 prejelo brezplačni izvod revije povprečno 213 naslovov.

Povzeti rezultati iz poslovnega poročila kažejo, da so se prihodki v zvezi z izdajanjem Gradbenega vestnika v letu 2007 v primerjavi z letom 2006 zmanjšali za 5,22 odstotka in znašajo 61.689,09 EUR. Čisti stroški pri izdajanju revije v letu 2007 pa znašajo 47.103,96 EUR in so v primerjavi z letom 2006 zmanjšani le za 0,53 odstotka.

Za finančno pomoč in sodelovanje pri izdajanju Gradbenega vestnika se prisotni na skupščini zahvalijo Javni agenciji Republike Slovenije za raziskovalno dejavnost, Zavodu za gradbeništvo Slovenije, Fakulteti za gradbeništvo Univerze v Ljubljani ter Matični sekciji gradbenih inženirjev Inženirske zbornice Slovenije.

Znatni prihodek (55.317,72 EUR) v letu 2007 je ZDGITS pridobila še z izvedbo treh pripravljalnih seminarjev za strokovne izpite za gradbeno stroko, ki jih je obiskalo 138 slušateljev. Za aktivno pomoč in sodelovanje pri tej pomembni dejavnosti se skupščina zahvali doc. dr. Janezu Reflaku, podpredsedniku ZDGITS, ki aktivno sodeluje pri pripravi in izvedbi seminarjev že 12 let.

Izkaz poslovnega izida ZDGITS na dan 31. 12. 2007:

I.

- Prihodki od pridobitnih dejavnosti:
106.274,04 EUR
- Prihodki od nepridobitnih dejavnosti:
12.918,85 EUR
(članarina, donacije, sofinanciranje GV)
- Skupni prihodki od dejavnosti:
119.192,89 EUR
- Ostali prihodki:
133,84 EUR
- **Skupaj vsi PRIHODKI**
119.326,73 EUR

II.

- Stroški storitev in dejavnosti:
73.432,20 EUR
- Stroški dela:
28.828,59 EUR
- Ostali stroški
2.903,52 EUR
- Amortizacija:
42,59 EUR
- Finančni odhodki:
0,01 EUR
- Izredni odhodki:
0,05 EUR
- **Skupaj ODHODKI**
105.206,96 EUR

Rezultat poslovanja ZDGITS v letu 2007 je pozitiven in znaša +14.119,77 EUR.



Največ dobre volje in prostega časa ZDGITS namenjajo: mag. Andrej Kerin, prof. dr. Janez Duhovnik, dr. Janez Reflak, Borut Gostič (v ozadju) in Boris Pečenko (na seji skupščine od leve proti desni)

Po odbitku terjatev v vrednosti 169,79 EUR iz preteklega leta **znaša končni saldo finančnega poslovanja ZDGITS +13.949,98 EUR.**

Iz sprejetega **programa aktivnosti za leto 2008** ZDGITS načrtuje:

- izdajo 12 števil Gradbenega vestnika,
- posodobitev spletne strani ZDGITS in priprave v zvezi s prenosom Gradbenega vestnika na medmrežje,
- izvedbo 3 seminarjev za strokovne izpite za gradbeno stroko,
- aktivnosti v zvezi z oživitvijo ljubljanskega društva gradbenih inženirjev in tehnikov in pomoč pri delovanju obstoječih društev,
- sodelovanje s sorodnimi strokovnimi zvezami in društvi v okviru Slovenske inženirske zveze,
- sodelovanje z Matično sekcijo gradbenih inženirjev Inženirske zbornice Slovenije pri izdajanju Gradbenega vestnika in izvedbi seminarjev za strokovne izpite.

Pri sprejetem **finančnem načrtu za leto 2008** se upošteva povečan strošek za plače, ker ima ZDGITS zaposleno dodatno sodelavko za polovični delovni čas.

Po obravnavi obveznih tem in sprejetju sklepov so se udeleženci skupščine posvetili obravnavi aktualne problematike, ki zadeva inženirsko dejavnost ter zakonodajo o graditvi in urejanju prostora v Republiki Sloveniji. Največ besed je bilo posvečenih vladnemu predlogu Zakona o arhitekturni in inženirski dejavnosti (ZAID), ki je zelo razburil strokovno javnost. Na vprašanja v zvezi s predlaganim ZAID je odgovarjal Jakob Presečnik, funkcionar ZDGITS, sicer pa vodja poslanske skupine SLS v Državnem zboru RS. V razpravi je bilo nadalje ugotovljeno, da so inženirji v Sloveniji podcenjeni in da je nedopustno, ker jim zakonodaja v zvezi z njihovo zahtevno in odgovorno dejavnostjo krojijo nestrokovnjaki. Nekateri prisotni so menili, da je v takem političnem ozračju toliko pomembnejša civilna iniciativa iz krogov inženirskih organizacij, kot je ZDGITS, ki bi morala odločno povzdigniti svoj glas v obrambo stroke in spoštovanja inženirskega znanja.

Anka Holobar,
poslovna sekretarka ZDGITS



Letni zbor gradbenih inženirjev in tehnikov se je vendarle zaključil v slogu optimizma in zavezanosti svojemu stanu in stanovski organizaciji, ki ima poleg družbenega pomena tudi svoj družabni značaj



Udeleženci skupščine po končanem srečanju

NOVI DIPLOMANTI

UNIVERZA V LJUBLJANI, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO IN GEODEZIJO

VISOKOŠOLSKI STROKOVNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Sergej Bočko, Mejna nosilnost vijačenih stikov, mentor izr. prof. dr. Jože Korelc

Rok Aljaž, Analiza rednega vzdrževanja glavnih in regionalnih cest na območju severne Primorske, mentor doc. dr. Jana Šelih, somentor doc. dr. Alojzij Juvanc

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Matic Košak, Analiza pretočnih razmer Savinje v Laškem, mentor prof. dr. Matjaž Mikoš, somentor mag. Rok Fazarinc

Simon Petrovčič, Analiza in projektiranje tankostenskih cilindričnih silosov v skladu z Evrokod standardi, mentor izr. prof. dr. Boštjan Brank, somentor prof. dr. Werner Guggenberger

Robert Kaplan, Slovenska gradbena industrija in tuja tržišča, mentor doc. dr. Jana Šelih

Domen Katern, Vodenje prometa skozi večpasovno krožno križišče, mentor doc. dr. Tomaž Maher

Anže Sodnik, Strokovne podlage za planiranje potrebnega obsega stavbnih zemljišč in komunalne infrastrukture v Občini Železniki, mentor izr. prof. dr. Albin Rakar, somentor asist. Tomaž Černe

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ VODARSTVO IN KOMUNALNO INŽENIRSTVO

Matjaž Belca, Uporaba programa AQUIFAS pri dimenzioniranju MBBR reaktorja, mentor izr. prof. dr. Jože Panjan, somentor asist. dr. Mario Krzyk

Ana Dragoš, Certificiranje male čistilne naprave SBR, mentor izr. prof. dr. Boris Kompare, somentor asist. dr. Nataša Atanasova

Pavel Debeljak, Fizikalni postopki zgoščevanja in dehidracije blata na KČN, mentor izr. prof. dr. Jože Panjan, somentor asist. dr. Mario Krzyk

Rok Založnik, Ravnanje z gradbenimi odpadki, mentor izr. prof. dr. Viktor Grilc

Mojca Štrukelj, Poplave v Sloveniji 18. 9. 2007, mentor prof. dr. Mitja Brilly, somentor asist. dr. Mira Kobold

Simon Stušek, Uporabnost satelitskih posnetkov za potrebe snežne hidrologije v slovenskem prostoru, mentor prof. dr. Mitja Brilly, somentor mag. Andrej Vidmar

Sabina Hauptman, Elementi integriranega sistema za ravnanje z odpadki v izbrani slovenski regiji, mentor izr. prof. dr. Viktor Grilc

UNIVERZA V MARIBORU, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO

VISOKOŠOLSKI STROKOVNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Aleš Robič, Idejne rešitve sanacije jezua na vodotoku 2. reda, mentor izr. prof. dr. Renata Jecl, somentor red. prof. dr. Franc Steinman

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Polonca Drevenšek Ranfl, Določitev konkurenčnih razponov različnih tipov jeklenih industrijskih hal, mentor red. prof. dr. Stojan Kravanja, somentor doc. dr. Uroš Klanšek

Valentina Glavica, Analiza zvočne izolativnosti predelne stene v bivalnem kontejnerju, mentor izr. prof. dr. Dean Korošak, somentor mag. Rudolf Šadl

DOKTORSKI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Janja Kramer, Modeliranje naravne konvekcije zaradi dvojne difuzije v porozni snovi z robno območno integralno metodo, mentor izr. prof. dr. Renata Jecl, somentor red. prof. dr. Leopold Škerget

Rubriko ureja • **Jan Kristijan Juteršek**, univ. dipl. inž. grad.

KOLEDAR PRIREDITEV

4.-6.6.2008

IABSE Conference
ICT for Bridges, Buildings and Construction Practice
Helsinki, Finska
www.iabse.org

4.-6.6.2008

7th International Conference on Steel Bridges 2008
Guimaraes, Portugalska
www.steelbridges08.com

10., 12., 17 in 19.6.2008

Potresna analiza jeklenih in sovprežnih stavb (Evrokodi)
Ljubljana, DEM, Slovenija
www.izs.si

12.-14.6.2008

5. posvetovanje slovenskih geoteknikov in
9. Šukljevi dan
Nova Gorica, Slovenija
apetkovsek@fgg.uni-lj.si

25.-28.6.2008

4th CINPAR
International conference on Structural
Defects and Repair
Aveiro, Portugalska
<http://cinpar.web.ua.pt/EN/info.htm>

30.6.-4.7.2008

10th International Symposium on
Landslides and Engineered Slopes
Xi'an, Kitajska
www.landslide.iwhr.com

8.-10.7.2008

7th International Congress Concrete:
Construction's Sustainable Option
Dundee, Škotska
www.cfucongress.co.uk

27.-30.7.2008

6th National Seismic Conference on Bridges and Highways
(6NSC)
Charleston, Južna Karolina, ZDA <http://www.scdot.org/events/6NSC/default.shtml>

3.-5.9.2008

EUROSTEEL 2008
Gradec, Avstrija
www.eurosteel2008@tugraz.at

9.9.2008

15. jubilejni slovenski kolokvij o betonih:
Izkušnje pri gradnji in sanaciji zahtevnih betonskih objektov
Ljubljana, Cankarjev dom, dvorana E3-4, Slovenija
www.irma.si

17.-19.9.2008

7th RILEM International Symposium on
Fibre Reinforced Concrete (BEFIB 2008)
Chennai (Madras), Indija
www.befib2008.iitm.ac.in

9.-10.10.2008

Deutscher Stahlbautag 2008
Mainz, Congress Centrum, Nemčija
vowe@deutscherstahlbau.de

9.-10.10.2008

SDGK 2008
30. zborovanje gradbenih konstrukterjev
Bled, Slovenija
www.sdgk.si

24.-26.11.2008

2nd International Conference on Concrete Repair,
Rehabilitation and Retrofitting (ICCRRR 2008)
Cape Town, Južna Afrika
www.civil.uct.ac.za/iccrrr

5.-9.10.2009

17th International Conference for Soil
Mechanics and Geotechnical Engineering
Alexandria, Egipt
www.2009icsmge-egypt.org

Rubriko ureja • **Jan Kristjan Juteršek**, ki sprejema predloge
za objavo na e-naslov: msg@izs.si