

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

UDK-UDC 05 : 625; tiskana izdaja ISSN 0017-2774;

spletna izdaja ISSN 2536-4332.

Ljubljana, april 2017, letnik 66, str. 81-??

Izdajatelj:

Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS), Karlovška cesta 3, 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 RS, Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani, Fakultete za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo Univerze v Mariboru in Zavoda za gradbeništvo Slovenije**

Izdajateljski svet:

ZDGITS: **mag. Andrej Kerin**, predsednik
Dušan Jukić
prof. dr. Matjaž Mikoš
IZS MSG: **Gorazd Humar**
mag. Mojca Ravnikar Turk
dr. Branko Zadnik
UL FGG: **izr. prof. dr. Sebastjan Bratina**
UM FG: **doc. dr. Milan Kuhta**
ZAG: **doc. dr. Matija Gams**

Glavni in odgovorni urednik:

prof. dr. Janez Duhovnik

Lektor:

Jan Grabnar

Lektorica angleških povzetkov:

Romana Hudin

Tajnica:

Eva Okorn

Oblikovalska zasnova:

Mateja Goršič

Tehnično urejanje, prelom in tisk:

Kočevski tisk

Naklada:

950 tiskanih izvodov
3000 naročnikov elektronske verzije

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 števil. Letna naročnina za individualne naročnike znaša 23,16 EUR; za študente in upokojenca 9,27 EUR; za družbe, ustanove in samostojne podjetnike 171,36 EUR za en izvod revije; za naročnike iz tujine 80,00 EUR. V ceni je vštete DDV.

Poslovni račun ZDGITS pri NLB Ljubljana:
SI56020170015398955

Navodila avtorjem za pripravo člankov in drugih prispevkov

1. Uredništvo sprejema v objavo znanstvene in strokovne članke s področja gradbeništva in druge prispevke, pomembne in zanimive za gradbeno stroko.
2. Znanstvene in strokovne članke pred objavo pregleda najmanj en anonimen recenzent, ki ga določi glavni in odgovorni urednik.
3. Članki (razen angleških povzetkov) in prispevki morajo biti napisani v slovenščini.
4. Besedilo mora biti zapisano z znaki velikosti 12 točk in z dvojnimi presledki med vrsticami.
5. Prispevki morajo vsebovati naslov, imena in priimke avtorjev z nazivi in naslovi ter besedilo.
6. Članki morajo obvezno vsebovati: naslov članka v slovenščini (velike črke); naslov članka v angleščini (velike črke); znanstveni naziv, imena in priimke avtorjev, strokovni naziv, navadni in elektronski naslov; oznako, ali je članek strokoven ali znanstven; naslov POVZETEK in povzetek v slovenščini; ključne besede v slovenščini; naslov SUMMARY in povzetek v angleščini; ključne besede (key words) 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 ti označeni še z A, B, C itn.
7. Poglavlja in razdelki so lahko oštevilčeni. Poglavlja se oštevilčijo brez končnih pik. Denimo: 1 UVOD; 2 GRADNJA AVTOCESTNEGA ODSEKA; 2.1 Avtocestni odsek ... 3 ...; 3.1 ... itd.
8. Slike (risbe in fotografije s primerno ločljivostjo) in preglednice morajo biti razporejene in omenjene po vrstnem redu v besedilu prispevka, oštevilčene in opremljene s podnapisi, ki pojasnjujejo njihovo vsebino.
9. Enačbe morajo biti na desnem robu označene z zaporedno številko v okroglem oklepaju.
10. Kot decimalno ločilo je treba uporabljati vejico.
11. Uporabljena in citirana dela morajo biti navedena med besedilom prispevka z oznako v obliki oglatih oklepajev: (priimek prvega avtorja ali kratica ustanove, leto objave). V istem letu objavljena dela istega avtorja ali ustanove morajo biti označena še z oznakami a, b, c itn.
12. V poglavju LITERATURA so uporabljena in citirana dela razvrščena po abecednem redu priimkov prvih avtorjev ali kraticah ustanov in opisana z naslednjimi podatki: priimek ali kratica ustanove, začetnica imena prvega avtorja ali naziv ustanove, priimki in začetnice imen drugih avtorjev, naslov dela, način objave, leto objave.
13. 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.
14. Prispevke je treba poslati v elektronski obliki v formatu MS WORD glavnemu in odgovornemu uredniku na e-naslov: janez.duhovnik@fgg.uni-lj.si. V sporočilu mora avtor napisati, kakšna je po njegovem mnenju vsebina članka (pretežno znanstvena, pretežno strokovna) oziroma za katero rubriko je po njegovem mnenju prispevek primeren.

Uredništvo

Vsebina • Contents

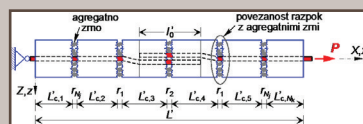
Članki • Papers

stran **82**

akad. prof. dr. Peter Fajfar, univ. dipl. inž. grad.
RAZVOJ PREDPISOV ZA POTRESNO ODPORNO GRADNJO V SLOVENIJI
DEVELOPMENT OF SEISMIC CODES IN SLOVENIA

stran **97**

doc. dr. Drago Saje, univ. dipl. inž. grad.
prof. dr. Igor Planinc, univ. dipl. inž. grad.
izr. prof. dr. Sebastjan Bratina, univ. dipl. inž. grad.
VPLIV STIKOVANJA ARMATURNIH PALIC S PREKRIVANJEM NA TOGOST
RAZPOKANEGA NATEZNEGA ARMIRANOBETONSKEGA ELEMENTA:
NUMERIČNI MODEL
INFLUENCE OF REBAR LAP SPLICES ON STIFFNESS OF TENSIONED REINFORCED
CONCRETE ELEMENT: NUMERICAL MODEL



Obvestila ZDGITS

stran **108**

VABILO NA SKUPŠČINO

Novi diplomanti

Eva Okorn

Koledar prireditev

Eva Okorn

Slika na naslovnici: AC Draženci – Gruškovje, sklop 1, Nadvoz 0093-1, 4-1,
foto: Simon Koležnik

RAZVOJ PREDPISOV ZA POTRESNO ODPORNO GRADNJO V SLOVENIJI

DEVELOPMENT OF SEISMIC CODES IN SLOVENIA

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

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in
geodezijo, Jamova 2, 1000 Ljubljana

ZNANSTVENI ČLANEK

UDK 006.82:624.042.7(497.4)

Povzetek | V članku je predstavljen razvoj predpisov za potresno odporno gradnjo v Sloveniji. Poznavanje predpisov, ki so se uporabljali v posameznih obdobjih, pomaga pri ocenjevanju potresne odpornosti obstoječih objektov. Najprej je zaradi primerjave na kratko prikazan razvoj predpisov v svetu. Glavni del članka obravnava predpise na Slovenskem v času od ljubljanskega potresa 1895 do danes. Najbolj kritično je obdobje intenzivne gradnje po drugi svetovni vojni, do leta 1963, ko ni bilo predpisov o potresno odpornem projektiranju in je bila potresna obremenitev vključena v minimalno vodoravno obtežbo. Prvim slovenskim predpisom leta 1963 so po potresu v Skopju leta 1964 sledili prvi jugoslovanski predpisi. Naslednji jugoslovanski predpis je bil sprejet leta 1981 in je veljal do konca leta 2007, od leta 1995 dalje vzporedno s (pred)standardom EC8. Od začetka leta 2008 je obvezna uporaba standarda EC8. Sestavni del predpisa je seizmološka karta, ki prikazuje potresno nevarnost na posameznih območjih. Podatki na karti bistveno vplivajo na velikost potresne obtežbe. Karta potresne nevarnosti Slovenije je doživljala številne spremembe, ki so bile na posameznih območjih izjemno velike. Obseg predpisov ter njihove zahteve in s tem potresna odpornost objektov so se v povprečju povečevali z vsakim novim predpisom. Objekti, projektirani in grajeni po sodobnih predpisih, imajo ustrezno potresno odpornost, kar pomeni, da obstaja zelo velika verjetnost, da se ne bodo delno ali v celoti porušili, bodo pa lahko v svoji življenjski dobi poškodovani. Tako pri nas kot v svetu vzbujajo skrb nekateri obstoječi objekti.

Ključne besede: potresna odpornost, predpisi, potresna nevarnost, potresna obtežba, seizmološke karte

Summary | The paper presents the development of regulations for earthquake-resistant construction in Slovenia. The knowledge of the codes that have been used in different periods helps in the evaluation of the seismic resistance of existing buildings. At the beginning, the development of regulations in the world is briefly summarized for comparison. The main part of the paper deals with the provisions used at the territory of Slovenia in the period from the 1895 Ljubljana earthquake until today. The most critical is the period of intensive construction after World War II until 1963, when there were no seismic regulations and the seismic load was included in the minimum horizontal load. The first Slovenian code, implemented in 1963, was followed in 1964, after the earthquake in Skopje, by the first Yugoslav code. The next Yugoslav code was adopted in 1981 and was valid until the end of 2007, from 1995 in parallel with (pre)standard EC8. Since the beginning of 2008, the use of standard EC8 has been compulsory. An integral part of a seismic code is the seismic map showing the seismic hazard in different regions. The data in the map have an essential impact on the seismic action. The seismic hazard map of Slovenia has undergone a number of changes that were extremely large in some regions. The size of regulations and the quality of requirements, and with them also the seismic resistance of structures, have, in general, increased with each new code. Buildings and engineering structures, designed and built according to modern codes, have adequate seismic resistance, which means that there is a very high

probability that they will not partly or completely collapse, but they may be damaged in their lifetime. Both in Slovenia and worldwide, some of existing facilities are of concern.

Key words: seismic resistance, codes, seismic hazard, seismic action, seismic maps

1 • UVOD

Potresno inženirstvo je razmeroma mlada veda, ki se je začela razvijati šele na začetku 20. stoletja. V sto letih je doživela hiter razvoj, posledice novjših potresov pa kažejo, da zdaj znamo graditi gradbene objekte, ki so sposobni prenesti močne potrese. Velik problem tako pri nas kot po svetu predstavljajo objekti, grajeni v preteklosti, ko še ni bilo ustreznega znanja o potresno

odporni gradnji in zato tudi ne ustreznih predpisov.

Namen tega članka je predstaviti razvoj predpisov za potresno odporno gradnjo v Sloveniji. Poznavanje predpisov, ki so se uporabljali v posameznih obdobjih, pomaga pri ocenjevanju potresne odpornosti obstoječih objektov. Prvo grobo oceno o potresni odpornosti je mogoče podati že na podlagi leta gradnje ob-

jekta. Poleg te praktične uporabe zbranih podatkov zgodovina predpisov odraža tudi razvoj stroke, deloma pa tudi družbenopolitične razmere v posameznih obdobjih naše polpretekle zgodovine.

V članku je najprej na kratko prikazan razvoj predpisov v svetu, ki omogoča oceno o hitrosti uporabe novih znanj pri nas. Glavni del članka obravnava predpise na ozemlju Slovenije v času od ljubljanskega potresa 1895 do danes. Prikazan je tudi razvoj seizmoloških kart Slovenije, ki bistveno vplivajo na velikost potresne obtežbe.

2 • RAZVOJ PO SVETU

Po dostopnih podatkih iz literature je prva odredba, povezana s potresno odporno gradnjo, nastala leta 1699 v Limi (Peru). Odredba je dovoljevala samo pritlične zidane hiše, za višje hiše pa je zahtevala uporabo lesenih paličij v nadstropjih (Krause, 2014). Bolj znan je dokument, ki je nastal po potresu leta 1755 v Lizboni (Cardoso, 2004), ki je podobno zahteval, da se v vse nove zidane stavbe v vse etaže nad pritličjem vgradi posebna lesena konstrukcija. Prvi podatki o velikosti vodoravne potresne obtežbe so bili dobljeni v študiji komisije italijanskih strokovnjakov po potresu v Messini leta 1908, ki je terjal najmanj 75.000 življenj. Predvsem na podlagi študije treh lesenih konstrukcij, ki so preživele potres z malo poškodbami ali brez njih, je komisija leta 1909 predlagala, da se stavbe projektirajo na vodoravno obtežbo enako 1/12 celotne teže objekta. Potresni koeficient, to je faktor, s katerim se pomnoži teža objekta, da se dobi celotna potresna sila, je torej znašal 0,083. Tri leta pozneje je bilo priporočilo nekoliko dopolnjeno. Medtem ko naj bi nosilnost pritličja znašala vsaj 1/12 celotne teže, naj bi nosilnost druge in tretje etaže znašala 1/8 teže nad ustrezno etažo (Berg, 1983). Podobna vrednost (1/10) je bila uzakonjena na Japonskem po potresu leta 1923 v Tokiu (Berg 1983). Zanimivo je, da velik potres v San Franciscu leta 1906 ni spodbudil razvoja predpisov v ZDA. Prvi predpis o potresno odporni gradnji se je v ZDA pojavil šele leta 1927, po potresu v Santa Barbari leta 1925, kot neob-

vezen dodatek k splošnim predpisom. Šele leta 1933, po potresu v Long Beachu, je bilo v Los Angelesu pri projektiranju treba upoštevati potresno obtežbo, ki je znašala 8 % celotne teže in polovice koristne obtežbe objekta za običajne stavbe in 10 % za šole (Berg, 1983). Zanimivo je, da se je velikostni red vodoravne potresne obtežbe (okrog 10 % teže), predlagan leta 1909 v Italiji, obdržal v predpisih o potresno odporni gradnji za velik del stavb vse do najnovejše generacije predpisov, ko se je vodoravna potresna obtežba v povprečju zvišala. Izjema pri tem je bila Japonska, ki je že leta 1950 povečala potresno obtežbo na 20 % teže (Whittaker, 1998). Menjale so se samo razlage, zakaj je 10 % teže ustrezna vodoravna obtežba. Najprej je vladalo prepričanje, da znašajo pospeški tal pri močnih potresih okrog 10 % gravitacijskega pospeška g. Pozneje, ko je stroka spoznala, da so pospeški tal višji in da lahko nastanejo dinamični učinki zaradi resonančnih vplivov, kar pomeni, da so pospeški konstrukcije lahko precej večji od 0,1 g, je bilo mogoče upravičiti potresno obtežbo velikosti okrog 10 % teže z ugodnim vplivom sipanja energije pri neelastičnih deformacijah. Ko so bile registrirane še višje vrednosti pospeškov tal, smo se začeli zavedati, da imajo dobro zasnovane konstrukcije precej višjo nosilnost od projektirane (dodatna nosilnost). V zadnjem obdobju se ugotavlja, da je oblika projektnega spektra tipično precej konservativna.

V začetku 20. stoletja ni bilo na razpolago

instrumentov za registracijo gibanja tal med močnimi potresi. Sklepamo lahko, da je bila ocena maksimalnega pospeška tal velikosti 0,1 g, pripisana intenziteti IX v MCS-lestvici (Mercani-Cancani-Sieberg), posledica opazovanja obnašanja stavb. Prvi akcelerogrami močnejših potresov so bili zabeleženi šele leta 1933 med potresom v Long Beachu. Maksimalne vrednosti pospeškov niso bistveno odstopale od 0,1 g vse do leta 1940, ko je bil registriran znani akcelerogram El Centro 1940 z maksimalnim pospeškom 0,35 g.

Prvi predpisi niso upoštevali, da je pospešek konstrukcije (in s tem tudi potresna obtežba) odvisen od nihajnega časa stavbe. Verjetno je bil prvi predpis, ki je posredno zajel vpliv nihajnega časa, predpis v Los Angelesu leta 1943. Velikost potresnega koeficienta se je zmanjševala s številom etaž, kar je odražalo zmanjševanje velikosti pospeška s povečevanjem nihajnega časa z višanjem stavbe. Teoretično podlago za upoštevanje odvisnosti potresnih obremenitev od nihajnega časa stavbe so omogočili spektri odziva. Čeprav so se prve ideje o predstavitvi potresnega gibanja tal s spektri pojavile že okrog leta 1930, praktična uporaba spektrov več kot trideset let ni bila mogoča zaradi pomanjkanja podatkov o gibanju tal med potresi in zaradi zelo obsežnega računskega dela, potrebne za račun spektrov, ki ga je bilo praktično nemogoče opraviti brez računalnikov. Zato je preteklo več kot trideset let, da so se spektri odziva začeli tudi praktično uporabljati, najprej pri projektiranju jedrskih objektov v ZDA.

Prvi predpis, ki je upošteval vpliv sposobnosti sipanja energije konstrukcij, je izšel leta 1959 v Kaliforniji. Osnovni potresni koeficient se je

najbolj povečal (s faktorjem 1,33) v primeru stenastih konstrukcij in se najbolj zmanjšal (faktor 0,67) v primeru prostorskih okvirov. V tem predpisu so bili že upoštevani nekateri koncepti dinamike konstrukcij.

Predpisi o potresno odporni gradnji v tistem obdobju so bili v glavnem omejeni na analizo in praktično niso vsebovali določil o dimenzioniranju in konstruiranju armature. Šele konec šestdesetih let prejšnjega stoletja so bila v ZDA uvedena določila o duktilnem konstruiranju armature armiranobetonskih okvirov. Začetek modernih predpisov predstavlja dokument ATC 3-06 (ATC, 1978), ki je nastal leta 1978 kot rezultat večletnega dela številnih strokovnjakov v ZDA. Kot pove naslov dokumenta, je ta predstavljal provizorične določbe za razvoj potresne regulative za stavbe (angl. Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings). Njegov osnovni namen je bil v obliki predpisa predstaviti trenutno stanje znanja na področjih inženirske seizmologije in potresnega inženirstva. Vseboval je vrsto novih konceptov, ki so bistveno odstopali od obstoječih predpisov, zato so avtorji izrecno odsvetovali, da se dokument uporablja kot predpis, dokler ne bodo detajlno preizkušeni njegovi uporabnost, praktičnost in vpliv na stroške. Čas je pokazal, da so bili novi koncepti splošno sprejeti in da je dokument predstavljal osnovo za poznejša

navodila in predpise v ZDA in drugje po svetu.

V dokumentu je bila med drugim eksplicitno uvedena še danes veljavna filozofija projektiranja na potresnih območjih, po kateri je osnovni namen predpisa zaščita človeških življenj, ki se doseže s preprečitvijo porušitve objekta ali njegovih delov, medtem ko so pri močnih potresih dopuščene poškodbe in s tem materialna škoda. Pri določanju projektnih potresnih obremenitev je bil uveden verjetnostni pristop. Karte potresne nevarnosti, ki predstavljajo osnovo za potresne obremenitve, so temeljile na 90-% verjetnosti, da te obremenitve ne bodo prekoračene v 50 letih. Ta verjetnost ustreza povratni dobi potresa 475 let. Karakteristike gibanja tal so bile definirane s spektrom pospeškov, ki je predstavljal spekter enotne nevarnosti (angl. Uniform hazard spectrum), kar pomeni, da je verjetnost prekoračitve spektralnega pospeška pri vseh nihajnih časih približno enaka.

Uveden je bil redukcijski faktor R, imenovan »response modification factor«, ki pri običajni linearni analizi omogoča približno upoštevanje ugodnih vplivov pri nelinearnem obnašanju konstrukcije. Uvedba tega faktorja, ki je v različnih oblikah danes prisoten v vseh predpisih (v evropskem standardu EC8 se imenuje faktor obnašanja q), je omogočila, da se pri projektiranju upoštevajo realne vrednosti

pospeškov tal in da se dobi boljša predstava o dejanskih razmerah. V komentarju k dokumentu je napisano, da faktor R v bistvu predstavlja razmerje sil, ki bi se pojavile pri določenem gibanju tal, če bi se konstrukcija obnašala povsem linearno elastično, in predpisanih projektnih sil. Ta redukcija je možna zaradi sposobnosti duktilnih konstrukcij, da sipajo energijo pri neelastičnih deformacijah. Takrat še ni bilo zavedanja, da na velikost redukcijskega faktorja vpliva tudi dodatna nosilnost. V dokumentu je jasno navedeno, da vrednosti faktorjev R temeljijo na presoji (angl. judgement). V veliki meri so bila upoštevana opazovanja obnašanja različnih konstrukcij med minulimi potresi. Največja vrednost faktorja R je znašala 8, in to je vrednost, ki še danes velja za približno zgornjo mejo faktorjev R. Dokument je vseboval določila za dimenzioniranje in detajliranje konstrukcij iz različnih materialov, ki so bili namenjeni za uporabo pri projektiranju potresno odpornih stavb, dodatno k določilom, ki so jih vsebovali osnovni predpisi za različne materiale.

Kljub intenzivnemu razvoju potresnega inženirstva v zadnjih desetletjih lahko ugotovimo, da obstoječi predpisi, ki seveda vsebujejo številne novosti in izboljšave, v bistvu še vedno temeljijo na osnovnih načelih, ki so bili definirani v ATC 3-06, z delno izjemo ZDA, kjer se predpisi najhitreje posodablajo.

3 • PREDPISI V SLOVENIJI

3.1 Obdobje do leta 1963

Prvo zahtevo, ki jo lahko povežemo s potresno odporno gradnjo na ozemlju Slovenije, po našem vedenju predstavlja 72. člen Stavbinskega reda (1896), ki se glasi: »Vsaka hiša mora imeti svoje glavne in požarne zidove, biti sama zase celotna ter takšna, da more sama zase obstati. V vsakem nadstropju mora imeti obilo vezi v glavnih, srednjih in pročelnih zidovih in za vsak stebrič med okni. Vezi je napraviti, kjer dolžina to dopušča, tako, da gredo zdržema skozi zid. (...) Pri pregradah (nemško Riegelwand) morajo biti posamezne stene s sponami zvezane med seboj.«

Stavbinski red je izšel zelo kmalu po ljubljanskem potresu 1895. in je nedvomno upošteval posledice tega potresa. Zidane stavbe v Ljubljani so se med potresom obnašale tako, kot se pričakuje za stavbe z nepovezanimi zidovi, kjer zidovi padajo iz svoje ravnine.

V obdobju med dvema svetovnjima vojnama je bilo v svetu potresno inženirstvo šele v povojih. Na ozemlju Slovenije ni bilo predpisov, ki bi urejali zaščito stavb pred potresi. Kljub temu so leta 1931, 36 let po močnem potresu v Ljubljani, naši predniki mislili na potresno varnost objektov. O tem priča dokument, ki ga je 14. aprila 1931 (torej na obletnico ljubljanskega potresa) v imenu Kraljevske banske uprave podpisal takratni ban Drago Marušič. Dokument (Fajfar, 1995) dovoljuje gradnjo ljubljanskega Nebotičnika (takrat najvišje stavbe v srednji Evropi) pod posebnimi pogoji. Med njimi posebno zanimivost predstavlja zahtevana potresna izolacija objekta. Ideja o potresni izolaciji stavb je bila znana že prej, vendar nam ni znano, da bi bila kjerkoli na svetu pred tem uporabljena v praksi. Morebitne pozitivne učinke potresne izolacije ljubljanskega Nebotičnika je sicer izničilo dejstvo, da je bila dilatacija zahtevana

samo ob nezazidanem obodu, medtem ko je objekt očitno prislonej na sosednji poslopji. Ta dokument (in Nebotičnik, za katerega predpostavljamo, da je bil zgrajen v skladu z zahtevami dokumenta) kljub temu predstavlja zanimiv in dragocen prispevek k razvoju potresnega inženirstva.

Po drugi svetovni vojni so v Jugoslaviji in s tem v Sloveniji veljali začasni tehnični predpisi iz leta 1948, po katerih je bilo treba upoštevati minimalno vodoravno obtežbo, ki je znašala za stavbe z masivnimi zidovi in stropi (strehami) 1 % navpične obtežbe stavbe (upoštevala se je lastna teža in 50-% koristne obtežbe). Delež navpične obtežbe za stavbe z masivnimi zidovi in lahкими stropi je znašal 1,2 %, za stavbe z lahкими zidovi in stropi pa 1,5 %. Potres se je upošteval tako, da se je minimalna vodoravna obtežba povečala za 50 % na območjih z intenziteto VIII in za 100 % na območjih z intenziteto IX. Intenzitete v posameznih območjih so bile podane v karti (glej poglavje o kartah). Ljubljani je bila pripisana intenziteta IX, tako je v primeru najbolj običajnih stavb (masivni

zidovi in stropi) projektna vodoravna potresna obtežba znašala 2 % navpične obtežbe stavbe. Iz statičnega računa za stavbo FGG (statik E. Prelog), ki je bil izdelan leta 1962, je razvidno, da je bila celotna vodoravna obtežba enakomerno porazdeljena po višini in da so bile pri dimenzioniranju dopustne napetosti povečane za 15 %. Zanimivo je, da je bila stavba FGG dokončana šele leta 1969, kar kaže, da je treba biti pri sklepanju o potresni odpornosti objekta iz podatka o letu zgraditve (pred sprejemom predpisa o potresno odporni gradnji leta 1963 ali po njem) previden. Ni nujno, da so bile stavbe, dokončane nekaj let po sprejemu predpisa, projektirane v skladu s predpisom. Zanimivo je tudi, da je preverjanje potresne odpornosti stavbe, ki smo ga opravili pozneje, pokazalo, da je dejanska nosilnost stavbe precej večja od projektne nosilnosti, kar je splošna značilnost dobro projektiranih stavb z dobro zasnovano konstrukcijo.

Leta 1956 se je zgodil v Ilirski Bistrici potres z magnitudo 5,1 in intenziteto, ki je danes ocenjena na VII po EMS-lestvici. Ta potres, v katerem je bilo poškodovanih veliko stavb, je opomnil slovenske strokovnjake na nevarnost potresov v Sloveniji in na potrebo po protipotresni zaščiti stavb s sodobnejšimi predpisi. Na začetku šestdesetih let so bili objavljeni prvi članki slovenskih avtorjev o potresni varnosti stavb.

M. Breznik (Breznik, 1960) je leta 1960 prvi opozoril, da so vodoravne potresne sile po tedanjih predpisih premajhne. Izhajal je iz tedaj upoštevane povezave med intenziteto po MCS-lestvici in pospeškom tal za skalnato podlago, po kateri so znašali pospeški tal 1 %–2,5 %, 2,5 %–5 % in 5 %–10 % pospeška prostega pada za intenzitete VII, VIII in IX. Prve registracije gibanja tal med močnimi potresi, dobljene v Kaliforniji, so sicer pokazale, da so te vrednosti premajhne, vendar to dejstvo ni spremenilo uporabljenih odnosov med intenziteto in pospeški tal vse do uveljavitve lestvice MSK (Medvedev-Sponheuer-Karnik) leta 1964, kjer so bili upoštevani štiri- do petkrat večji pospeški tal: 5 %–10 %, 10 %–20 % in 20 %–40 % pospeška prostega pada za intenzitete VII, VIII in IX.

Breznik je upošteval povečanje intenzitete v površinskih plasteh v odvisnosti od tipa zemljine. Opozoril je na dinamične učinke, ki so odvisni od razmerja med nihajno dobo potresa, nihajno dobo stavbe in na možne resonančne pojave. Med drugim je napisal: »Dokler so stavbe nizke in je njihova lastna nihalna doba krajša od nihalne dobe potresa, nihanja ni treba upoštevati. Nihanje lahko

postane nevarno pri visokih vitkih objektih, kjer bi se lahko nihalni dobi objekta in potresa približali, tako da bi lahko prišlo do resonančnih pojavov.« Pri tem je ocenil, da prevladujoči nihajni časi gibanja tal v Ljubljani znašajo 1,0 do 2,0 s, kar so po današnjem vedenju previsoke vrednosti. Po drugi strani je navedel oceno za nihajne čase enonadstropnih opečnih stavb (0,1–0,5 s), ki je temeljila na tujih eksperimentih. Vrednosti v spodnjem delu intervala ocenjenih nihajnih časov so korektne tudi po današnjem vedenju. V zaključku je Breznik med drugim napisal: »Predlagam, da naj bodo horizontalne sile za statični preračun stavb v Ljubljani in drugih krajih, kjer je intenziteta potresov IX.–X. stopnje, za nižje stavbe 5–10 % in za visoke stavbe 10–15 % navpičnih sil. Odstotek navpičnih sil naj se spreminja glede na sestavo temeljnih tal. Dopustne napetosti materiala naj se povečajo za račun s potresnimi silami za 50–100 %.« Breznik je za tedanji čas presenetljivo dobro obravnaval problem potresne varnosti stavb, posebno če upoštevamo, da se je opiral skoraj izključno na nemške vire, saj so bili izsledki ameriških in japonskih strokovnjakov v tistem času zelo težko dostopni. Ob upoštevanju današnjega znanja, ki temelji na registracijah gibanja tal med močnimi potresi, takrat pa teh podatkov ni bilo na razpolago, je neustrezno ocenil le prevladujoče nihajne čase potresnega gibanja tal. Iz te ocene je izhajal njegov predlog, da naj bodo potresne sile za visoke stavbe večje kot za nizke. Danes iz oblike elastičnega spektra pospeškov sledi, da velja obratno. Zanimiva je tudi Breznikova ocena, da znaša v Ljubljani največja pričakovana intenziteta potresa IX–X. V seizmoloških kartah, ki so veljale v tistem obdobju, je bila intenziteta v Ljubljani IX, pozneje pa se je še znižala. Razlika lahko izhaja med drugim iz različnih lestvic intenzitete, ki so se uporabljale v različnih obdobjih.

Drugi članek je napisal J. Drnovšek leta 1961 (Drnovšek, 1961). Tudi on je ugotavljal, da so potresne obtežbe po veljavnih predpisih premajhne, in opozarjal na možne resonančne učinke pri visokih stavbah (več kot 10 nadstropij).

S. Bubnov je v časopisu Građevinar v Zagrebu I. 1962 objavil članek (Bubnov, 1962), v katerem je bila podana primerjava potresnih obtežb v predpisih nekaterih evropskih držav s predpisi v Sloveniji oziroma Jugoslaviji. Primerjava je pokazala, da so bile pri nas predpisane kar petkrat manjše potresne obremenitve kot v nekaterih drugih državah.

Zaradi očitne neskladnosti med veljavnimi jugoslovanskimi predpisi in novejšimi predpisi tehnično razvitih držav je Sekretariat za industrijo in obrt Izvršnega sveta LRS imenoval strokovno komisijo z nalogo, da izdela predlog novih predpisov za zagotovitev varnosti gradbenih objektov pred potresi. Komisija, ki je pritegnila k sodelovanju širši krog strokovnjakov, je preučila predpise različnih držav. Pri izdelavi slovenskih predpisov se je, vsaj pri postopku analize, najbolj naslonila na rusko publikacijo (Korčinski, 1961) o osnovah projektiranja stavb v potresnih območjih. Ko so bili predpisi izdelani in jih je komisija sprejela, je Zveza gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije leta 1962 izdala publikacijo (ZGITS, 1962), ki je vsebovala naslednje dele: Uvod (napisal V. Čadež), Namen novih predpisov za varnost pred potresi (napisal S. Bubnov), Predlog začasnih predpisov za dimenzioniranje in izvedbo gradbenih objektov v potresnih območjih, Navodila za računanje potresnih obremenitev (vključuje primer računa stolpnice na Trgu republike v Ljubljani, napisal E. Prelog), Komentar h karti seizmičnih področij LRS (napisal V. Ribarič). Sestavni del publikacije je bila tudi seizmološka karta. Predpis je bil objavljen v Uradnem listu SR Slovenije 13. junija 1963, točno en mesec pred potresom v Skopju.

3.2 Slovenski predpis iz leta 1963

Slovenski predpis iz leta 1963 je prvi predpis, ki je celovito uredil gradnjo potresno odpornih objektov na ozemlju Slovenije. Upošteval je znanje, ki je bilo dostopno v tistem času. Veljal je za gradbene objekte, grajene v območjih intenzitet VII, VIII in IX po MCS. Določbe za VII. stopnjo za dobra temeljna tla, ne glede na kvaliteto temeljnih tal, so se uporabljale tudi za območja z manjšo stopnjo seizmičnosti. Pri objektih, kjer potres »očitno ni predstavljal nevarnosti«, in pri zidanih objektih, ki so bili konstruirani po določilih predpisa, ni bil zahtevan poseben računski dokaz potresne varnosti. Vključeno je bilo določilo, da se izračun potresnih vplivov in konstruiranje stavbe lahko izvedeta tudi po drugačnih načelih, če sta znanstveno utemeljena ali teoretično in eksperimentalno preverjena. Poznejši jugoslovanski predpisi tega določila niso imeli.

Za analizo konstrukcije sta bili predvideni dve metodi. T. i. približna metoda ustreza zelo poenostavljeni verziji današnje metode z vodoravnimi silami, točnejša metoda pa današnji modalni analizi s spektri odziva. Prva je bila dovoljena za objekte do 25 m višine nad zemljo in za »skelete« (to je okvirne konstrukcije)

do vključno 7 etaž. Po približni metodi je za račun potresnih sil S v posameznih etažah veljala formula

$$S = Q K \beta,$$

kjer je Q navpična obtežba (lastna teža in pol koristne), ki odpade na etažo, K potresni koeficient in β koeficient dinamičnosti. Potresni koeficient K je znašal 0,08, 0,04 in 0,02 za intenzitete IX, VIII in VII za »srednja« tla in se je povečal oziroma zmanjšal za 25 % za »slaba« in »dobra« tla. Koeficient dinamičnosti je bil odvisen od nihajnega časa stavbe T in se je računal po formuli $\beta = 0,75/T$, pri čemer je maksimalna vrednost znašala 1,5 (pri $T = 0,5$ s ali manj), minimalna pa 0,5 (pri $T = 1,5$ s ali več). Pri približni metodi se je T računal po empiričnih obrazcih, ki pa v predpisu niso bili navedeni, lahko pa se je vzelo $T = 0,5$ s, kar je pomenilo maksimalno vrednost koeficienta dinamičnosti $\beta = 1,5$. Največja celotna potresna sila za objekt s $T = 0,5$ s ali manj na srednjih tleh v območju intenzitete IX je tako znašala 12 % navpične obtežbe objekta. Pri višjih nihajnih časih se je sila zmanjšala do najmanj 4 % navpične obtežbe.

Pri točnejši metodi je bilo treba opraviti modalno analizo, pri čemer je koeficient dinamičnosti β predstavljal spekter. Nihajni čas in porazdelitev potresnih sil po višini je bilo treba izračunati po metodah dinamike konstrukcij. Enačbe niso bile podane v predpisu, pač pa so bile na razpologo v prispevku E. Preloga (ZGITS, 1962).

Dopustne napetosti so bile povečane. Podana so bila splošna priporočila za zasnovano konstrukcij, ki so skladna z današnjimi. Največji del predpisa je bil namenjen zidanim stavbam. Podane so bile konstrukcijske zahteve o debelini zidov, razdalji med stenami in velikosti odprtin. Zahtevane so bile vodoravne armiranobetonske zidne vezi na nivoju medetažne konstrukcije.

3.3 Jugoslovanski predpis iz leta 1964

Točno en mesec po objavi slovenskega predpisa se je 26. julija 1963 zgodil potres v Skopju z magnitudo 6,1 in intenziteto v epicentru IX ter povzročil več kot 1000 žrtev. Potres je predramil gradbene strokovnjake in oblasti v celotni Jugoslaviji, ki, razen v Sloveniji, ni imela predpisa o gradnji potresno odpornih objektov. Za izdelavo predpisa je bila imenovana strokovna komisija, v kateri so bile zastopane vse republike. Komisija se je pri pripravi zveznega predpisa naslonila na slovenske predpise. V novem predpisu, ki je izšel leta 1964, so bila z majhnimi spremembami privzeta določila slovenskih predpisov glede obtežb in analize

konstrukcij, temeljito pa je bilo spremenjeno poglavje o zidanih stavbah. Uvedena so bila nova poglavja, ki so zelo na kratko obravnavala skeletne (okvirne) armiranobetonske in jeklene konstrukcije, lesene konstrukcije, mos-

tove, vodovod, kanalizacijo ter adaptacijo in rekonstrukcijo objektov.

Potresni koeficienti so se nekoliko povečali v primerjavi s tistimi v slovenskih predpisih (preglednica 1).

Projektna intenziteta	VII	VIII	IX
Slaba tla	0,03	0,06	0,12
Srednja tla	0,025	0,05	0,10
Dobra tla	0,02	0,04	0,08

Preglednica 1 • Potresni koeficienti v jugoslovanskem predpisu iz leta 1964

Projektni spekter, imenovan koeficient dinamičnosti, je ostal isti kot v slovenskem predpisu. Enačbe za porazdelitev potresnih sil po višini stavbe so bile eksplicitno podane. Osnovna metoda analize je bila modalna analiza s spektrom odziva. Uporaba približne metode analize je bila dovoljena samo za »toge« sisteme, pri čemer ni bilo definirano, kaj to pomeni. Pri tem je bil obvezen najvišji koeficient dinamičnosti $\beta = 1,5$. Celotna potresna sila (vsota vseh sil po višini stavbe) je bila, v skladu s teorijo dinamike konstrukcij, ob uporabi približne metode pri večetažnih stavbah večja kot pri modalni analizi. Faktor med celotno potresno silo po obeh metodah znaša med 1,0 pri enoetažni stavbi in 1,6 ali več pri visokih stavbah.

Velikost potresne obtežbe je prvič postala odvisna od pomembnosti objekta. Pomembne objekte (stavbe, kjer se zbirajo ljudje; stavbe, ki morajo delovati po potresu; pomembne stavbe zveznega in republiškega pomena; industrijski objekti z drago opremo; stavbe, ki vsebujejo predmete posebne vrednosti; in objekti, katerih rušenje bi lahko povzročilo nadaljnje katastrofalne posledice) je bilo treba uvrstiti v višjo stopnjo intenzitete. To je pomenilo, da se je za pomembne objekte v območju intenzitet VII. in VIII. potresna obtežba podvojila. V območju intenzitete IX je bilo treba obtežbo povečati za 50 %.

Največja celotna potresna sila za običajen objekt s $T = 0,5$ s ali manj na srednjih tleh v območju intenzitete IX je po novih predpisih znašala 15 % navpične obtežbe objekta. Pri uporabi modalne analize je bila celotna potresna sila nekoliko manjša. Faktor zmanjšanja je odvisen predvsem od višine stavbe in se veča z višino. V primerjavi v poglavju 5 (preglednica 4) upoštevamo faktor, ki se uporablja

v EC8, to je $1/0,85 = 1,18$. Pri višjih nihajnih časih se je sila zmanjšala na eno tretjino tiste, ki ustreza togi konstrukciji. Ljubljani je bila originalno pripisana intenziteta IX, vendar so se najpozneje leta 1970 pri projektiranju že uporabljali novejši podatki, po katerih je bila Ljubljana (z izjemo skrajnega južnega dela) uvrščena v cono z intenziteto VIII (glej poglavje 4). To je pomenilo zmanjšanje potresnih sil za faktor 2.

Pri dimenzioniranju po metodi mejnih stanj je varnostni faktor znašal 1,33. Pri uporabi metode dovoljenih napetosti so bile pri večini konstrukcij dopustne napetosti povečane za 50 %.

Pri zidanih stavbah so bile poleg vodoravnih zahtevane tudi navpične vezi (armiranobetonski stebrički, ki povezujejo vodoravne vezi v višini stropov) v vogalih stavb in na stikih zunanjih in notranjih nosilnih zidov. Vodoravne in navpične vezi so pomembno prispevale k boljšemu obnašanju zidanih stavb med poznejšimi potresi. Opekarne so oblikovale posebne vogalne zidake, ki so omogočali izvedbo navpične vezi in obenem zmanjšali učinek toplotnega mostu. Navpične vezi so bile zahtevane pri vseh stavbah na območju intenzitete IX, na območjih z intenziteto VIII in VII pa pri stavbah z več kot dvema etažama. (Ta zahteva izhaja iz člena 4.2.22. Iz člena 4.2.1 in 4.2.7, ki sta v očitnem nasprotju s členom 4.2.22, sledijo manj stroge zahteve.) Prečno armaturo (stremena) v stebrih in gredah armiranobetonskih okvirnih konstrukcij je bilo treba zgostiti (podvojiti) na razdalji 70 cm od vozlišča. To je bil prvi, vendar še nezadosten prispevek k potresni odpornosti armiranobetonskih konstrukcij. Gosta stremena so nujen pogoj za dobro obnašanje teh konstrukcij med močnimi potresi. Zgoščevanje

stremenske armature je bil splošen trend pri razvoju predpisov po svetu, vendar je trajalo kar nekaj časa, da so bila uveljavljena določila, ki so ustrezna z današnjega stališča. Potresna obtežba mostov je bila enake velikosti kot pri togih stavbah. Poleg člena, ki se je nanašal na obtežbo, je imel del predpisa za mostove samo še štiri druga določila, ki so bila bolj opisne narave. Čeprav so bili mostovi obravnavani zelo pomanjkljivo, je ta del predpisa ostal edini pravno veljavni dokument za projektiranje mostov na potresnih območjih v celotnem obdobju Jugoslavije, vse do uveljavitve EC8.

Predpis je imel poglavje o adaptacijah in rekonstrukcijah gradbenih objektov. V primeru manjših posegov v nosilno konstrukcijo je bilo treba dokazati, da se potresna odpornost objekta ne zmanjša, v primeru večjih sprememb nosilne konstrukcije pa je bilo treba v celoti upoštevati predpise.

V končnih določbah je bilo zahtevano, da se predpisi uporabijo za vse objekte, ki se na dan uveljavitve predpisa še niso začeli graditi, ne glede na stanje njihove investicijsko-tehnične dokumentacije. Pri objektih, ki so se že gradili, pa je bilo priporočeno, da se poveča njihova potresna odpornost skladno s predpisom.

Predpis, ki je bil v času uveljavitve skladen s prakso v svetu in je uvedel metodo modalne analize, ki se še danes uporablja kot osnovna metoda za analizo konstrukcij, je veljal za objekte visoke gradnje brez sprememb do leta 1982, za preostale objekte pa (v pravnem smislu) vse do uveljavitve evrokodov.

3.4 Zakon o seizmološki službi iz leta 1978

Skupščina SR Slovenije je leta 1978 sprejela Zakon o seizmološki službi, ki je bil po vsebini in nalogah, ki jih je nalagal družbi, dejansko zakon o zaščiti pred potresi (Bubnov, 1995). S tem zakonom je bil ustanovljen Seizmološki zavod Slovenije. Poleg nalog s področja seizmologije naj bi Seizmološki zavod med drugim tudi vodil, vzdrževal in obnavljal evidenco ter organiziral analitično ocenjevanje potresne varnosti obstoječih pomembnejših gradbenih objektov. Ti objekti so bili natančno določeni šele 8 let pozneje, ko je bil leta 1986 objavljen Odlok o pomembnejših gradbenih objektih. Ta odlok je bil med vsemi podzakonskimi akti, potrebnimi za celovito uveljavitev zakona, edini pripravljen in sprejet. Zakon, ki je bil v tistem času med najnaprednejšimi v svetu in je vzbudil mednarodno pozornost, tako žal ni zaživel. Če bi sledili določilom zakona, bi bilo stanje na področju potresne odpornosti gradbenih objektov v Sloveniji danes nedvomno

precej boljše. Zakon je med drugim predpisoval, da pristojni občinski upravni organ evidentira obstoječe pomembnejše gradbene objekte s stališča njihove potresne varnosti. Če ugotovi, da potresna varnost objekta ni ustrezna, z odločbo odredi imetniku pravice razpolaganja na takem objektu, da objekt v primernem roku potresno sanira. Če to ni opravljeno, pristojni občinski upravni organ prepove uporabo objekta.

3.5 Jugoslovanski predpis iz leta 1981

Potresno inženirstvo se je po letu 1964 hitro razvijalo in že leta 1970 je IZIS (Inštitut za potresno inženirstvo in inženirsko seizmologijo) v Skopju izdelal osnutek novega predpisa, ki pa ni bil sprejet. Na pobudo Jugoslovanskega društva za potresno inženirstvo je nato leta 1975 Zvezni zavod za standardizacijo (SZS) imenoval posebno delovno skupino z nalogo, da izdelata teze za nove predpise. Skupina, ki jo je vodil S. Bubnov, je izdelala teze v naslednjem letu. SZS je nato poveril izdelavo osnutka predpisa IZIS-u, za obravnavo tega osnutka pa je SZS imenoval širšo strokovno skupino, ki jo je vodil predstavnik SZS. Pri obravnavi osnutka predpisov je prišlo do številnih nesoglasij in zapletov, ki jih je deloma opisal S. Bubnov v (Bubnov, 1982). V času priprave in sprejemanja predpisa se je 15. aprila 1981 zgodil potres v Črni gori z magnitudo 7 in intenziteto v epicentru IX, ki je pospešil postopek. Neusklajen tekst predpisa je bil objavljen 5. junija 1981, brez seizmološke karte, ki je bila sprejeta naslednje leto, veljati pa je začel eno leto po objavi. Predpis iz leta 1981 je uvedel nekaj pomembnih novosti, ki jih opisujemo v nadaljevanju članka, imel pa je tudi številne pomanjkljivosti. V Inštitutu za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo FGG (IKPIR) smo v sodelovanju z Zavodom za raziskavo materiala in konstrukcij (ZRMK) in Seizmološkim zavodom SRS pripravili obširno publikacijo IKPIR 25 na 250 straneh (Bubnov, 1982), v kateri smo kritično analizirali posamezna določila predpisa in podali tudi predloge za spremembe in izboljšave. Publikacija je predstavljala tudi nekakšen komentar predpisov in je vsebovala tudi praktične napotke za projektante. Predpis je doživel kar štiri spremembe in dopolnitve v letih 1982, 1983, 1988 in 1990, pri čemer sta se prva in zadnja sprememba nanašali na seizmološko karto. Veljal je vse do leta 2008 (zadnja leta vzporedno z EC8), ko so postali evrokodi obvezni.

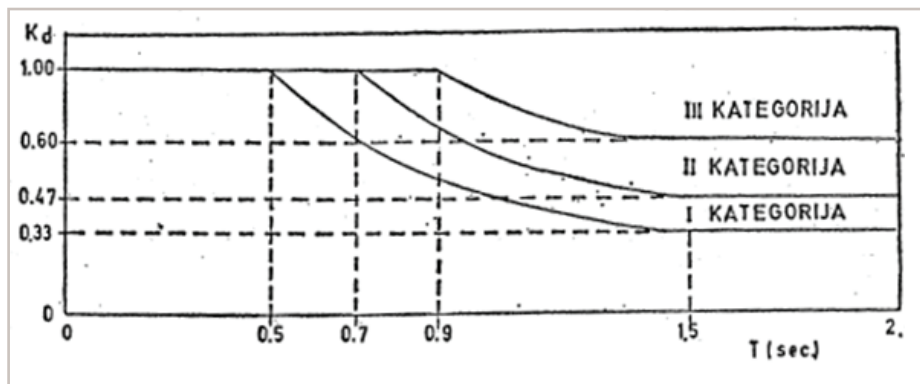
V predpisu je bilo eksplicitno navedeno, da potresi največje jakosti lahko poškodujejo

nosilno konstrukcijo objekta, ne sme pa se porušiti. Uvedena je bila skupina objektov »izven kategorije«, za katero so bile zahtevane zahtevnejše raziskave in analize. V to skupino so bili uvrščeni jedrski objekti, objekti za transport ter skladiščenje vnetljivih tekočin in plinov, skladišča strupenih snovi, energetski objekti za instalirano močjo nad 10 MW, industrijski dimniki, pomembnejši objekti zvez in telekomunikacij, stavbe z več kot 25 nadstropji in drugi objekti visoke gradnje, ki vplivajo na delovanje drugih tehnično-tehnoloških sistemov, katerih motnje bi lahko povzročile katastrofalne sekundarne posledice.

Predpis je nekoliko spremenil formulo za račun potresnih sil. Celotni potresni koeficient K , s katerim se je pomnožila celotna teža objekta (stalna in polovica koristne obtežbe vključno s snegom), se je računal po enačbi

$$K = K_0 K_s K_d K_p,$$

kjer je K_0 upošteval kategorijo objekta (1,0 za običajne in 1,5 za pomembne objekte), K_s je bil potresni koeficient (0,025, 0,05 in 0,10 za intenzitete VII, VIII in IX), K_d je bil koeficient dinamičnosti (spekter), odvisen od nihajnega časa konstrukcije in kvalitete tal (slika 1), ki se je za dobra tla po obliki ujemal s spektrom v predpisih iz leta 1964, v splošnem pa je bil vpliv tal kvantitativno drugačen kot leta 1964. K_p je bil koeficient duktilnosti in dušenja, odvisen od tipa konstrukcije, ki je predstavljal za naše razmere pomembno novost, saj je razlikoval konstrukcije glede na njihovo sposobnost sipanja energije. Znašal je 1,0 za večino sodobnih armiranobetonskih, jeklenih in lesenih konstrukcij s sposobnostjo sipanja energije. Pri drugih konstrukcijah je bil K_p večji od 1,0, kar je pomenilo večjo potresno obtežbo. Za stenaste armiranobetonske konstrukcije in jeklene konstrukcije z diagonalami je znašal 1,3, za zidane konstrukcije z navpičnimi armiranobetonskimi vezmi ter za zelo visoke in vitke konstrukcije z majhnim dušenjem je znašal 1,6, za nepravilne konstrukcije po višini (mehka etaža v pritličju ali nadstropju ali druga nagla sprememba togosti po višini), za konstrukcije iz navadnih zidov pa je znašal 2. Tako kot pri predpisu iz leta 1964 sta bili možni dve metodi analize: približna metoda, dovoljena za toge objekte do višine 5 etaž, v modalna analiza, v predpisu imenovana metoda dinamike gradbenih konstrukcij. Celotna potresna sila je bila, v nasprotju s predpisom iz leta 1964, enaka ne glede na metodo računa, različna je bila porazdelitev sil po višini. Celotna sila v nobenem primeru ni smela biti manjša od 2 % navpične obtežbe.



Slika 1 • Koeficient dinamičnosti v jugoslovanskem predpisu iz leta 1981. Kategorija se nanaša na vrsto tal (I – dobra, II – srednja, III – slaba).

Nihajne čase je bilo treba računati po metodah dinamike konstrukcij ali po približnih metodah, ki temeljijo na dinamiki konstrukcij. Empirične formule torej niso bile dovoljene. Možno je bilo opustiti račun nihajnega časa in upoštevati maksimalno vrednost v spektru. Največja celotna potresna sila za običajen sodoben armiranobetonski objekt s $T = 0,7$ s ali manj na srednjih tleh v območju intenzitete IX (npr. južni del Ljubljane, dokler se je uporabljala karta iz leta 1982) je po novih predpisih znašala 10 % navpične obtežbe objekta. Za običajen zidani objekt (brez navpičnih vezi) se je potresna sila podvojila. V območju intenzitete VIII (npr. center in severni del Ljubljane; od leta 1990, ko je bila uveljavljena nova seizmološka karta, je bila celotna Ljubljana uvrščena v intenziteto VIII) so bile potresne sile polovične v primerjavi z območjem z intenziteto IX. Pri višjih nihajnih časih so se sile zmanjšale do 47 % ustreznih sil pri nizkih nihajnih časih. Navedeni podatki kažejo, da se je v območjih z enako intenziteto potresna obtežba stavb z veliko sposobnostjo sipanja energije zmanjšala, medtem ko se je pri manj duktilnih stavbah povečala. Pri bolj podajnih stavbah z višjimi nihajnimi časi se je potresna obtežba povečala v vseh primerih. Bistven vpliv je imela morebitna sprememba intenzitete, saj je sprememba intenzitete za eno stopnjo pomenila podvojitve ali razpolovitev obtežbe.

Uvedena je bila dinamična analiza časovnega odziva objektov, ki je bila obvezna za vse objekte izven kategorije in za prototip industrijsko izdelanih objektov v večjih serijah (razen za lesene objekte). Za iste objekte, grajene na območjih z intenziteto VIII in IX, so bile zahtevane tudi eksperimentalne preiskave. Ta določila, ki so bila za tisti čas zelo napredna, vendar prezgodnja, saj so bila praktično težko izvedljiva, so izzvala burno diskusijo v stroko-

vni javnosti. Dejstvo je, da velika večina predpisov, vključno z EC8, tudi v današnjem času še nima primerljivih določil. Dejstvo je tudi, da so ta določila prispevala k večji potresni varnosti nekaterih tipov objektov, kot so na primer montažne industrijske hale.

Potresna obremenitev se je upoštevala tudi v navpični smeri, predvidena sta bila račun torzije in kontrola nekonstrukcijskih elementov. Pri dimenzioniranju po metodi mejnih stanj je varnostni faktor znašal 1,15 za jeklene konstrukcije, 1,30 za armirani in prednapeti beton in 1,50 za zidane konstrukcije. Pri uporabi metode dovoljenih napetosti so bile dopustne napetosti povečane za 50 %.

V nasprotju s področjem analize, kjer v primerjavi s predpisi iz leta 1964 konceptualno ni bilo bistvenih sprememb, razen razlikovanja konstrukcij glede na njihovo duktilnost in zahteve za dinamično analizo, je bil del predpisa, namenjen konstruiranju potresno odpornih konstrukcij, bistveno razširjen in posodobljen. Podrobnejši pregled pomembnih novih določil in njihova primerjava z EC8 sta podana v (Fischinger, 2015). Na tem mestu naštejemo samo najpomembnejše novosti.

Uvedeni so bili osnovni principi projektiranja načrtovanja nosilnosti (angl. capacity design), kar je danes nepogrešljiva zahteva vseh sodobnih predpisov. Na primer, zahtevano je bilo, da pri okvirnih konstrukcijah pride do sipanja energije z upogibnimi deformacijami na koncih gred, medtem ko je treba preprečiti plastifikacijo stebrov. Formulacija takšne vrste je bila tipična za takratni predpis. Princip je bil jasno formuliran, niso pa bila podana pravila, kako ta princip realizirati (Fischinger, 2015). Da bi odpravili to pomanjkljivost, smo v publikaciji IKPIR 25 med drugim podali nekatera navodila, kako v praksi upoštevati zahtevane osnovne principe. Projektiranje AB-konstrukcij na strig še ni bilo ustrezno (tudi to poman-

jkljivost smo obravnavali v publikaciji IKPIR 25 in podali navodila projektantom), se pa je nadalje povečevala stremenska armatura. V nekaterih primerih je bila zahtevana stremenska armatura v gredah in stebrih celo večja kot pozneje v EC8 (Fischinger, 2015). Pomembna je bila omejitev tlačne osne sile v stebrih, ki je bila podobna omejitvi, uporabljeni pozneje v EC8. V tistem obdobju so bile v Sloveniji in Jugoslaviji zelo popularne stenaste konstrukcije AB. Določila v predpisu za takšne stavbe ocenjujemo za ustrezne tudi z današnjega stališča. Posebno koristna za potresno odpornost je bila omejitev razmerja med površino prereza sten in površino etaže (Fischinger, 2015). Te omejitve ne najdemo v EC8.

V takratni Jugoslaviji so bili zelo popularni montažni konstrukcijski sistemi AB. Kot smo že omenili, sta bila za prototipe takšnih sistemov, ki so jih izdelovali industrijsko v velikih serijah, zahtevana dinamična analiza in eksperimentalno preverjanje. Prva kompletna študija ob upoštevanju teh zahtev predpisa je bila izdelana v Ljubljani (IKPIR FGG in ZRMK) leta 1987. Obravnavala je prefabricirani velikopanelni sistem SCT (Fischinger, 1987).

Velika pozornost je bila namenjena zidanim stavbam. Predpis je razlikoval med tremi tipi zidanih konstrukcij: a) navadne konstrukcije, b) konstrukcije z navpičnimi vezmi, c) armirane zidane konstrukcije. V vseh primerih so bile zahtevane vodoravne vezi, medtem ko navpične vezi niso bile zahtevane za navadne zidane konstrukcije, ki pa jih ni bilo dovoljeno uporabljati v območjih z intenziteto IX. Stroge omejitve so za navadne zidane konstrukcije veljale tudi v območjih z nižjo intenziteto, saj je bila njihova največja dovoljena višina P+1 za intenziteto VIII in P+2 za intenziteto VII. Višinske omejitve za zidane konstrukcije z navpičnimi vezmi so znašale P+1, P+3 in P+4 za območja z intenzitetami IX, VIII in VII. V primeru armiranih zidanih konstrukcij je bila dovoljena višina P+7 ne glede na intenziteto. Potresne obremenitve (koeficient duktilnosti in dušenja) so bile različne za navedene tri tipe zidanih konstrukcij. Predpis je za zelo nizke stavbe (P+1 in P+2 v območjih z intenzitetama VIII in VII) dovoljeval, da se izračun potresnih vplivov opusti. V splošnem velja, da so bile omejitve za zidane konstrukcije v predpisu iz leta 1981 bolj konservativne kot v poznejšem EC8.

Predpis je imel samo dva člena, ki sta se nanašala na konstruiranje jeklenih konstrukcij, medtem ko lesene stavbe sploh niso bile omenjene, z edino izjemo pri koeficientu duktilnosti in dušenja.

Z uveljavitvijo predpisa so prenehala veljati določila starega predpisa, ki so se nanašala na objekte visoke gradnje. Druga določila starega predpisa, npr. določila za mostove, so veljala še naprej, vse do uveljavitve EC8.

V dopolnitvah predpisa je bilo leta 1988 dodano poglavje o adaptacijah in rekonstrukcijah obstoječih objektov. Zahteve so bile podobne tistim v predpisu iz leta 1964. Če ni bilo bistvenih sprememb objekta, se njegova potresna odpornost ni smela zmanjšati, v primeru bistvenih sprememb pa je bilo treba upoštevati določila obstoječega predpisa. Za bistvene spremembe so veljali nadgraditev za eno ali več nadstropij, dograditev s površino, večjo od 10 % površine obstoječega objekta, zmanjšanje površine za 10 % ob povečanju ali zmanjšanju mase za več kot 10 %. Konstrukcijske podrobnosti je obravnaval poseben predpis za sanacije in rekonstrukcije, ki je izšel leta 1985.

Leta 1990 so bile uvedene nove seizmološke karte, ki so bile izdelane na verjetnostni osnovi. Za projektiranje se je uporabljala karta (slika 5), ki je prikazovala intenziteto za povratno dobo 500 let. Po novi karti je za celotno območje Ljubljane z okolico veljala intenziteta VIII.

3.6 Osnutek predpisa za inženirske objekte

Predpis iz leta 1981 je obravnaval samo objekte visokogradnje. Za inženirske objekte je bil v pripravi poseben predpis, ki je bil leta 1985 že skoraj izdelan v srbohrvaščini, vendar v tedanjih kaotičnih političnih razmerah v nekdanji Jugoslaviji ni bil nikoli povsem dokončan in uradno sprejet. Ne glede na to so ga nekateri projektanti inženirskih objektov uporabljali pri svojem delu za pomoč pri računu. Predpis je zajemal objekte vodovoda in kanalizacije, pregrade, mostove in viadukte, vodohrane in rezervoarje, industrijske dimnike in hladilne stolpe, podporne zidove in predore. Precej podrobno je obravnaval hidrodinamične tlake in pritiske tal.

3.7 Evrokodi

Po osamosvojitvi Slovenije je Urad RS za standardizacijo in meroslovje (USM, zdaj Slovenski inštitut za standardizacijo – SIST) imenoval tehnični komite Konstrukcije (TC KON), ki se je odločil, da kot osnovo za slovenske standarde na področju konstrukcij vzame evropske standarde evrokod. Razlogi za to so bili strokovni in politični. Gradnja novega pravnega sistema v samostojni Sloveniji in želja po vključitvi v evropske integracije sta bila pomembna politična dejavnika. Gradbeni

predpisi zaradi kaotičnih razmer v zadnjem obdobju stare države niso sledili razvoju stroke in tako smo začetni investicijski zagon v novi državi pričakali z zastarelimi predpisi. Področje potresne odpornosti konstrukcij obravnava standard EN-1998, imenovan Evrokod 8 ali krajše EC8. Za pripravo in sprejem vseh delov EC8 je pristojna posebna delovna skupina Evropskega komiteja za standardizacijo (CEN), v kateri od leta 1994 sodeluje tudi avtor kot predstavnik Slovenije. Ta skupina je do leta 1995 sprejela končna besedila prvega, drugega in petega dela EC8 in s tem omogočila, da ti deli dobijo status predstandardov (ENV). V Sloveniji je delovna skupina WG8 (v okviru TC KON) pod vodstvom avtorja pripravila vse potrebno za sprejem tistih delov EC8, ki so bili v evropskem merilu že sprejeti (razen 1.4). Po metodi platnice (to je z uporabo originalne angleške verzije predstandarda) so bili leta 1995 uradno sprejeti kot slovenski predstandardi naslednji deli EC8: 1.1, 1.2, 1.3, 2 in 5. To so bili prvi standardi iz družine evrokodov, ki so bili sprejeti v Sloveniji.

Razlog za hitenje je bilo dejstvo, da v času intenzivnega avtocestnega programa v Sloveniji sploh nismo imeli predpisov za gradnjo potresno odpornih mostov, zato je bil posebno pomemben drugi del EC8, ki obravnava mostove, čeprav ta predstandard v Evropi ni bil izdelan povsem v takšni obliki, kot bi si želeli. DARS, investitor avtocest v Sloveniji, je s financiranjem posebne raziskovalne naloge omogočil, da smo lahko v relativno kratkem času pripravili pogoje za uvedbo predstandarda ENV 1998-2. Da bi projektantom olajšali uporabo (pred)standarda, smo izdelali priložnik (Fajfar 1995), ki je med drugim vseboval Nacionalni dokument za uporabo, slovenski prevod evropskega predstandarda in več primerov uporabe. Pripravljena je bila elektronska verzija predstandarda in dveh računskih primerov v obliki hiperteksta. Izveden je bil seminar za projektante. Čeprav uporaba predstandarda v Sloveniji v splošnem ni bila obvezna, je investitor (DARS) pri projektiranju objektov avtocest zahteval njegovo uporabo.

Vsebina	ENV	SIST ENV	SIST ENV SLO	EN	SIST EN	SIST EN SLO
Potresna obtežba in splošne zahteve za konstrukcije	1-1	1995	2000	1	2005	2005
Splošna pravila za stavbe	1-2	1995	2000	1		
Posebna pravila za različne materiale in elemente	1-3	1995	2000	1		
Ocena in prenova stavb	1-4	NA	2000	3	2005	2012
Mostovi	2	1995	1995 (neuraden)	2	2006	
Stolpi, jambori in dimniki	3	2001	NA	6	2005	
Silos, rezervoarji in cevovodi	4	2001	NA	4	2006	
Temelji, oporne konstrukcije in geotehnični vidiki	5	1995	neuraden	5	2005	

Kolone v preglednici pomenijo:

ENV in EN: Oznake posameznih delov predstandarda in standarda.

SIST ENV in SIST EN: Leto sprejema predstandarda in standarda v Sloveniji po metodi platnice (v angleščini s slovenskim nacionalnim dokumentom).

SIST ENV SLO in SIST EN SLO: Leto sprejema predstandarda in standarda, prevedenega v slovenščino.

Opomba: NA pomeni, da ustreza verzija (pred)standarda ne obstaja.

Preglednica 2 • Zgradba predstandarda in standarda EC8 z leti sprejema v Sloveniji

Potresne sile v EC8 so določene ob upoštevanju potresne nevarnosti na lokaciji objekta, izražene s projektnimi pospeški tal. Ob uvajanju EC8 se je v Sloveniji uporabljala seizmološka karta, izražena z intenzitetami potresa za povratno periodo 500 let. Zato je bilo treba intenzitete povezati s pospeški gibanja tal. To povezavo je določal kratek nacionalni dokument, ki ga je sprejel USM/TC KON/WG4. Intenzitetam VII, VIII in IX so bili pripisani projektni pospeški tal na trdnih tleh (tla tipa A) 10 %, 20 % in 30 % g (glej poglavje 4). Ta nacionalni dokument, ki je dejansko določal velikost potresne obtežbe, je veljal do začetka leta 2002, ko je začela veljati nova seizmološka karta Slovenije, kjer je bila potresna nevarnost izražena neposredno s projektnimi pospeški tal. Z novo karto se je projektni pospešek tal v Ljubljani povečal z 20 % g na 25 % g.

Do konca leta 2001 so bili v Sloveniji uradno sprejeti vsi deli predstandarda EC8, nekaj delov je bilo tudi prevedenih (preglednica 2). S tem je bila njihova uporaba v Sloveniji dovoljena, ni pa bila zahtevana. Projektanti so, če investitor ni izrecno zahteval uporabe evrokodov, razumljivo raje uporabljali predpise iz leta 1981. Ne glede na to pa je med njimi vladalo veliko zanimanje za novo regulativo. Dvorana na FGG je bila premajhna za vse, ki so se hoteli udeležiti seminarja z naslovom Novosti v potresnem inženirstvu, ki ga je decembra 2001 organiziral IKPIR v sodelovanju s Slovenskim društvom za potresno inženirstvo, zato je bil seminar ponovljen aprila 2002. Izdan je bil zbornik seminarja (Fajfar, 2002). Študenti gradbeništva na FGG so se spoznavali z EC8 pri rednih predavanjih.

V Evropi se je nadaljevalo delo pri pretvorbi predstandardov (ENV) v standarde (EN) evrokod. Prvi deli standarda EC8 so bili v Evropi uradno sprejeti leta 2004. V primerjavi s predstandardi je bilo narejenih kar nekaj sprememb. Deli 1-1, 1-2 in 1-3 predstandarda so bili združeni v del 1 standarda. Del 1-4 predstandarda, ki se je nanašal na prenovo obstoječih objektov, je bil v celoti napisan na novo in je postal del 3 standarda. Del 3 predstandarda je postal del 6 standarda. Pomembnejše vsebinske spremembe so bile eksplicitno upoštevanje dodatne nosilnosti konstrukcij, uporaba razpokanih prerezov pri računu armiranobetonskih elementov, vključitev šibko armiranih sten in potresne izolacije. Dovoljena je bila uporaba neelastičnih metod analize, kjer je bila vključena metoda N2, razvita pri nas. Slovenija je bila prva država, ki je takoj pripravila nacionalne dokumente in sprejela EC8 za slovenski standard po metodi platnice (preglednica 2). Slovenska prevoda standardov sta bila pripravljena samo za dela 1 in 3. Standard EC8 je bistveno popolnejši in obsežnejši od jugoslovanskih predpisov iz leta 1981. Zajema vse gradbene objekte z izjemo objektov jedrskih elektrarn, konstrukcij v morju in visokih pregrad. Poleg armiranobetonskih in zidanih konstrukcij precej podrobno obravnava tudi jeklene in sovprežne konstrukcije. Posebno poglavje je namenjeno potresni izolaciji. Uvedeno je načrtovanje nosilnosti (angl. capacity design). Obravnava podrobnosti presega okvir tega članka. Omenimo samo, da se je potresna obtežba v povprečju povečala. Na velikost obtežbe zelo močno vpliva sposobnost konstrukcije za sipanje energije. Velikost

celotne vodoravne potresne sile za objekte v Ljubljani na tleh tipa C (približno odgovarja »srednjim tlom« po jugoslovanskih predpisih) znaša za toge konstrukcije (z osnovnim nihajnim časom v platuju spektra) od 8 % do 41 % navpične obtežbe (upoštevan je redukcijski faktor 0,85, uporabljen pri metodi z vodoravnimi silami), pri čemer je navpična obtežba nekoliko manjša kot pri jugoslovanskih predpisih, saj je večinoma upoštevan nekoliko manjši del koristne obtežbe. Pri podajnih konstrukcijah je celotna potresna sila manjša in je navzdol omejena na 5 % navpične obtežbe.

Standard EC8 je bil v Sloveniji do 1. januarja 2008 neobvezen. Še vedno je bilo dovoljeno uporabljati predpis iz leta 1981. V tem času so se projektanti lahko spoznali z novim standardom in se ga naučili uporabljati. V ta namen je med drugim Inženirska zbornica Slovenije (IZS) v sodelovanju s FGG UL pripravila številne seminarje za projektante. Leta 2009 je izdala priročnik za projektiranje po evrokodih, kjer najboljše poglavje pripada EC8 (Fajfar, 2009).

Slovenija je bila prva država, kjer je postala uporaba standarda EC8 praktično obvezna z določilom v Pravilniku o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov, ki je izšel konec leta 2005. Ta pravilnik določa, da je zahteve o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov mogoče izpolniti »s projektiranjem in gradnjo v skladu z načeli in pravili evrokodov ali z upoštevanjem načel in smiselno uporabo pravil evrokodov«. Pravilnik nadalje navaja, da so »pri projektiranju in gradnji v skladu z drugo alinejo prejšnjega odstavka dovoljene rešitve, ki so v skladu z načeli evrokodov in niso v nasprotju s pravili evrokodov«.

Kobaridom in Gorico, Dravsko in Ptujsko polje ter del Slovenskih goric pa v coni VIII (Breznik, 1960).

S predpisi iz leta 1964 se je uporabljala Seizmološka karta Jugoslavije, ki jo je izdelal Seizmološki zavod SR Srbije v Beogradu, izdal pa Seizmološki zavod FNRJ leta 1950 (del karte za Slovenijo je prikazan na sliki 2). V karti so bila prikazana območja z intenzitetami VI, VII, VIII in IX po MCS-lestvici. Karta je bila narejena na podlagi zgodovinskih podatkov in je prikazovala maksimalne ocenjene intenzitete potresov na posameznih območjih. Za takšne karte so značilni »otoki« s povečano intenziteto, ki naj bi sovpadali z lokacijami preteklih potresov. Pri tem so se lahko dogajale tudi pomote. Ribarič npr. v knjigi Potresi v Sloveniji (Ribarič, 1994) piše o domnevem potresu na

4 • KARTE POTRESNE NEVARNOSTI V SLOVENIJI

V tem poglavju so opisane karte potresne nevarnosti, ki so se uporabljale na območju Slovenije. Vse karte do leta 2001 prikazujejo projektne intenzitete, ki so jim bili v posameznih predpisih pripisani pripadajoči potresni koeficienti, ki dejansko predstavljajo projektne pospeške tal v vodoravni smeri, izražene kot delež težnostnega pospeška g. Prva karta, ki se je na območju Slovenije uporabljala skupaj s predpisi, je bila objavljena v Začasnih tehničnih predpisih iz leta 1948. Ozemlje je bilo razdeljeno na tri cone:

1. cona »škodljivih potresov« oziroma cona »manjših poškodb« (intenziteta VII),

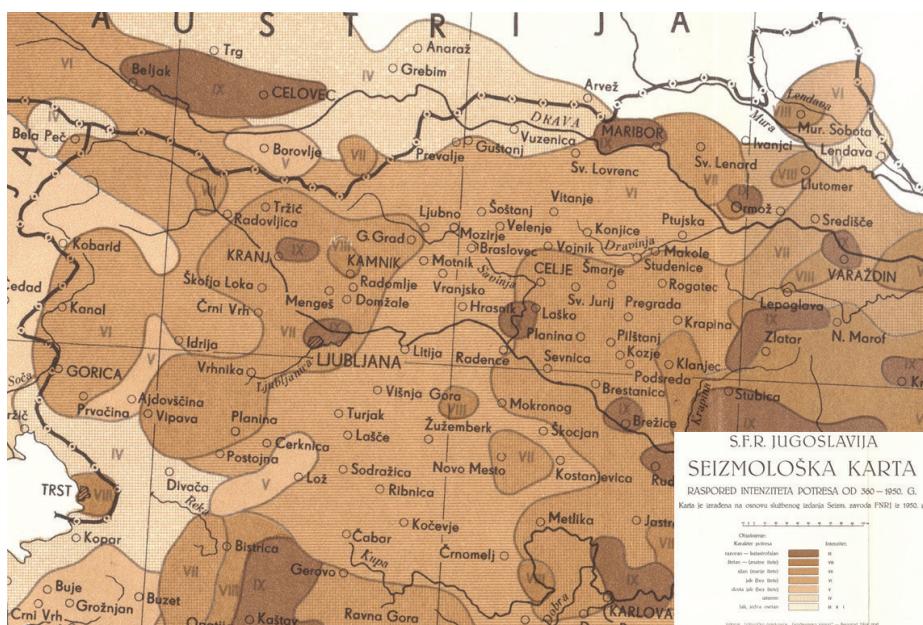
2. cona »rušilnih potresov« oziroma cona »velikih poškodb« (intenziteta VIII),

3. cona »katastrofalnih potresov« oziroma cona »katastrofalnih rušenj« (intenziteta IX in X). Posameznim conam so bile neposredno pripisane vodoravne potresne sile. V prvi coni je vodoravna potresna sila znašala od 1 % do 1,5 % teže objekta. V drugi coni se je obtežba povečala za 50 %, v tretji coni pa za 100 %. Tem vrednostim ustrezajo potresni koeficienti od 0,01 do 0,03. V Sloveniji so bili Ljubljana z okolico in srednje Posavje med Laškim in Brežicami v conah IX in X, preostala Ljubljanska kotlina, srednji del Soške doline med

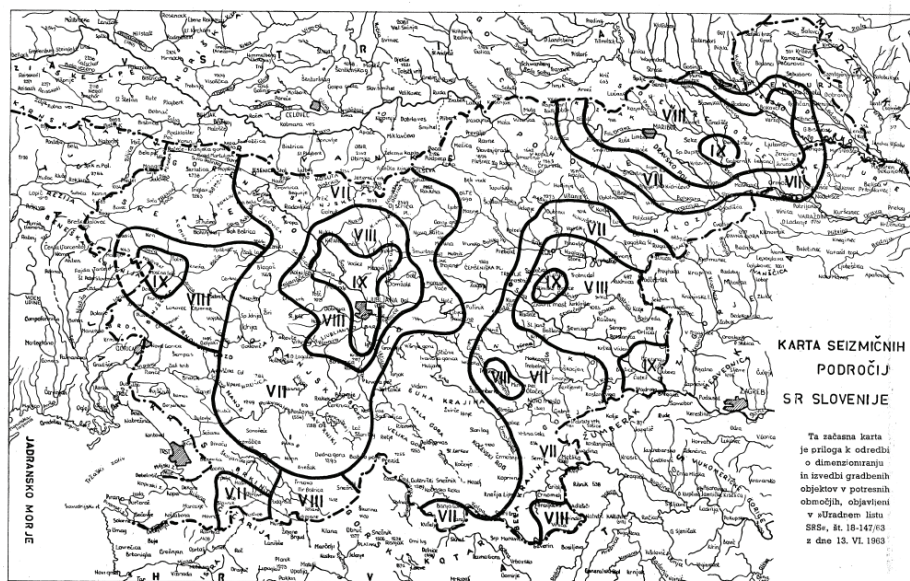
Štajerskem leta 1342, ki naj bi se bil zgodil v Mariboru. Kot posledica te napačne informacije je bil Maribor v seizmološki karti uvrščen v območje z intenziteto IX. Sestavljavci predpisa so se očitno zavedali pomanjkljivosti karte, saj je predpis dopuščal, da se v posameznih republikah uporabljajo seizmološke karte republik. Iz dostopnih podatkov sklepamo, da se je v Sloveniji dejansko uporabljala slovenska karta (slika 3), kot je opisano v nadaljevanju. V Ljubljani je bila predvidena intenziteta IX. Potresni koeficient na srednjih tleh je znašal 0,10. Vse predpisane vrednosti potresnega koeficienta so prikazane v preglednici 1. Vrednosti kažejo, da se pri povečanju intenzitete za eno stopnjo seizmični koeficient podvoji. Vrednosti potresnega koeficienta ustrezajo ocenjenim vrednostim pospeška tal pri posameznih intenzitetah po takratni MCS-lestvici.

Leta 1963 je bil v Uradnem listu SRS objavljen slovenski predpis, ki je vseboval tudi Karto seizmičnih področij SR Slovenije (slika 3). V komentarju h karti (Ribarič, 1963) je Ribarič napisal »Karta seizmičnosti LRS je začasna in je izdelana l. 1950 v Seizmološkem zavodu FLRJ v Beogradu. Avtor je znaten del podatkov v karti dopolnil in spremenil, tako da karta predstavlja kažiopot za seizmološko rajoniranje.« Primerjava originalne karte iz leta 1950 in popravljenega karte iz leta 1963 dejansko kaže precej razlik. V obeh kartah pa je, v primerjavi z novejšimi kartami, očitno precenjena potrebna nevarnost na Štajerskem in podcenjena v Zgornjem Posočju. Ljubljana je v obeh kartah uvrščena v intenziteto IX. Nimamo podatkov, koliko časa se je v Sloveniji uporabljala karta iz leta 1963. Iz arhiva ARSO, katerega predhodnik (Seizmološki zavod Slovenije) je dajal projektantom podatke o intenziteti, ki jo je bilo treba upoštevati za lokacijo objekta, sledi, da je bila Ljubljana že leta 1970 (za obdobje pred letom 1970 ni podatkov) uvrščena v cono z intenziteto VIII, kar pomeni, da so se že takrat uporabljali novejši podatki, ki so bili pozneje upoštevani v karti iz leta 1982.

Komentar karte kaže na veliko podcenjevanje pospeškov tal med potresi. Med drugim je napisano, da se na območjih z intenziteto IX »pod najneugodnejšimi pogoji utegnejo pojaviti pospeški tal, ki so manjši (mogoče mišljeno »večji«, op. avtorja) od 100 cm/s²«, in da so pospeški na območjih z intenziteto VIII med 10 in 25 cm/s². V skladu s temi vrednostmi so bili določeni potresni koeficienti, ki so bili malenkost nižji kot pri poznejšem jugoslovanskem predpisu iz leta 1964. Največji potresni koeficient za intenziteto IX in slaba



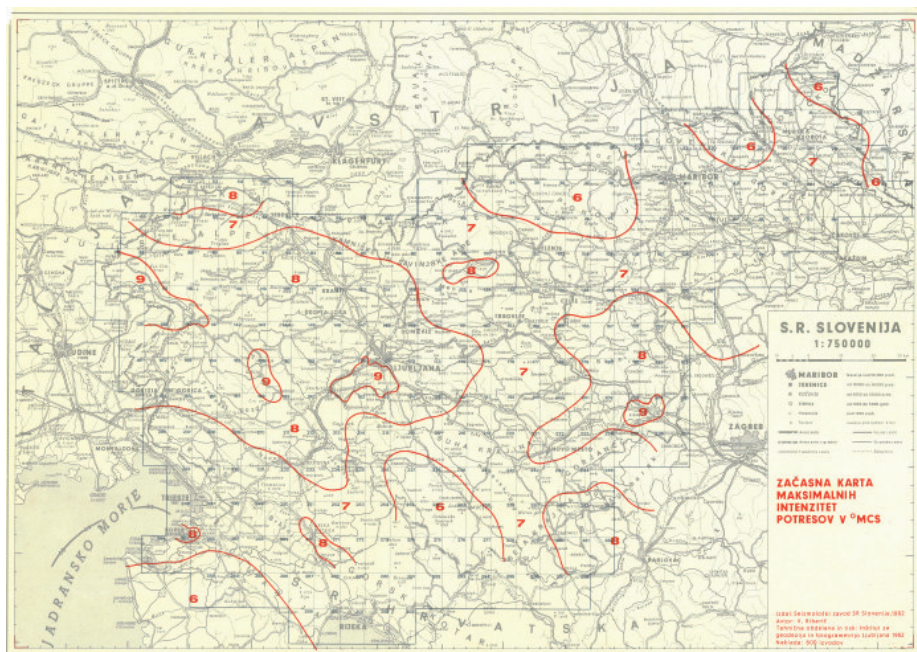
Slika 2 • Seizmološka karta iz leta 1950, ki se je uporabljala s predpisi iz leta 1964.



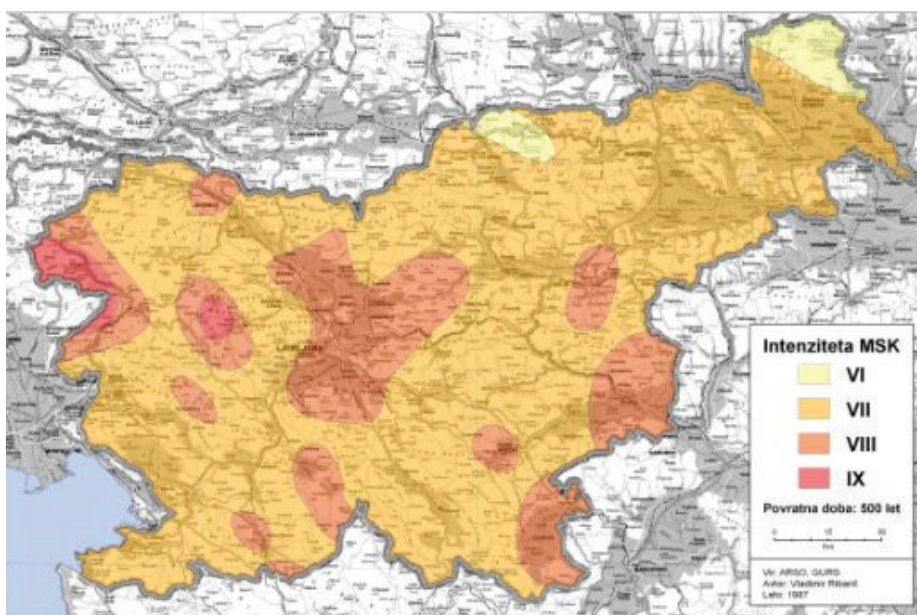
Slika 3 • Seizmološka karta iz leta 1963, ki je sestavni del slovenskega predpisa iz istega leta.

tla je znašal 0,10, za srednja tla pa 0,08. Podcenjevanje velikosti pospeškov je izhajalo iz MCS-lestvice intenzitete. Šele potem ko so se pojavili instrumenti za registracije močnih potresov, je bilo mogoče dobiti prave podatke o pospeških tal, ki so bili mnogo višji od do tedaj pričakovanih. Bubnov (Bubnov, 1965) je napisal: »MCS-skala predvideva za področje IX. stopnje pospeške gibanja tal od 0,05 g do 0,10 g. V resnici ti maksimalni pospeški dosegajo vrednosti 0,20 do 0,40 g.«

Leta 1981 so bili objavljeni novi jugoslovanski predpisi o gradnji na potresnih območjih. Malo pozneje je bila sprejeta nova Začasna seizmična karta SFRJ (slika 4), ki je začela veljati z objavo v Uradnem listu SFRJ 49/82. Tako kot prejšnje karte je temeljila na minulih potresih in je prikazovala maksimalne ocenjene intenzitete po MCS-lestvici, zato so za njo še vedno značilni »otoki« z lokalno povečano intenziteto. Del karte za območje Slovenije je pripravil V. Ribarič, ki je v publikaciji IKPIR



Slika 4 • Seizmološka karta iz leta 1982, ki je veljala s predpisi iz leta 1981 (v začetnem obdobju).



Slika 5 • Seizmološka karta za povratno dobo 500 let iz leta 1987, ki se je uporabljala s predpisom iz leta 1981 v poznejšem obdobju. (Vir: spletna stran ARSO: <http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/intenziteteMKS64.html>)

25 (Bubnov, 1982) napisal, da je bila »karta dejansko že izdelana na osnovi načel in meril nove potresne skale Medvedev-Sponheuer-Karnik (MSK)«. Porazdelitev intenzitet po Sloveniji je postala bolj podobna današnjemu vedenju. Potresni koeficienti so bili enaki koeficientom v predpisih iz leta 1964 za srednja tla in so znašali 0,025, 0,05 in 0,1 za intenzitete VII, VIII in IX. Postopek priprave karte

na zveznem nivoju je močno kritiziral Bubnov (Bubnov, 1982), ker je kljub razvoju v svetu, kjer so upoštevali verjetnostne vidike, karta še vedno temeljila na determinističnem pristopu, zato »so seizmično zelo aktivna območja Jugoslavije, kjer so potresi določene intenzitete dokaj pogosti, izenačena z območji, kjer so potresi te intenzitete zelo redki, morda le izjemni«. Poleg tega je bila uporabljena MCS-

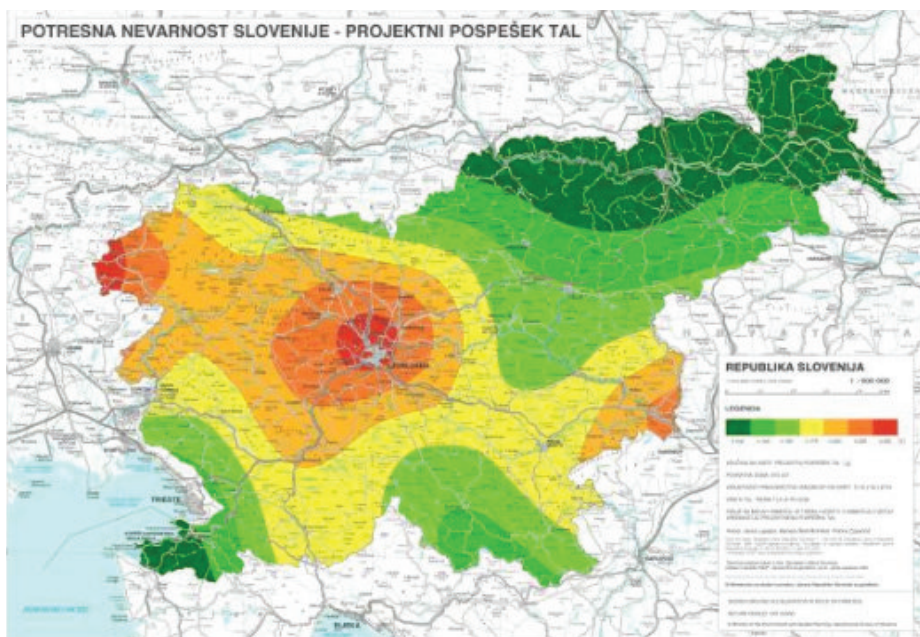
lestvica intenzitete, »ki je v svetu praktično nikjer več ne uporabljajo«. Bubnov piše, da se je diskusija s seizmologi o sprejemu MSK-lestvice začela že leta 1964 ob izdelavi prvih jugoslovanskih predpisov. Proti uvedbi MSK-lestvice so bili ves čas seizmologi v Srbiji in Hrvaški, medtem ko seizmologi v Sloveniji in Makedoniji niso imeli pomislekov.

Jugoslovanski predpisi iz leta 1981 so se večkrat spremenili. Nove seizmološke karte, izdelane leta 1987, so bile uzakonjene z zadnjo spremembo predpisa, objavljeno v Uradnem listu SFRJ, št. 52/90. Karte so še vedno prikazovale intenzitete, ki se nanašajo na srednja tla (opredeljena v predpisu iz leta 1981), vendar so že vsebovale verjetnostni vidik, saj so bile izdelane za povratne dobe 50, 100, 200, 500, 1000 in 10.000 let. Za projektiranje objektov visokogradnje se je uporabljala karta s povratno dobo 500 let (slika 5). Intenziteta je bila v predpisu še vedno definirana kot MCS (s spremembo predpisa je bilo za oznako MCS dodano »64«, eksplicitna navedba »Mercalli, Cancani, Sieberg« pa je bila opuščena), vendar se je za območje Slovenije dejansko nanašala na MSK-lestvico (vir: spletna stran ARSO: <http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/intenziteteMKS64.html>). Potresni koeficienti se niso spremenili.

Evropski standard EC8 predvideva, da je potresna nevarnost podana v obliki projektnega pospeška tal a_g . Z vpeljavo evropskega predstandarda EC8 v Sloveniji leta 1995 se je tako pojavil problem, kako določiti projektne pospeške tal, ki so podlaga za določitev potresne obtežbe, saj ustrezne karte še ni bilo na razpolago. Problem smo rešili v Nacionalnem dokumentu za uporabo EC8 v Sloveniji, izdanem leta 1994, ki je predstavljal sestavni del slovenskega predstandarda EC8. V tem dokumentu je bilo predpisano, da se uporablja obstoječa karta intenzitet za povratno dobo 500 let, posameznim intenzitetam pa so bile pripisane vrednosti projektnega pospeška tal, ki se nanaša na tla tipa A po EC8 (preglednica 3). Čeprav je bila običajna praksa, da se pri povečanju intenzitete za eno stopnjo velikost potresnih sil podvoji, smo pri intenziteti IX odstopili od tega pravila, saj smo ocenili, da bi bil skokovit dvig pospeška od 20 % g na 40 % g nerealen. Ne nazadnje bi pri tem na meji z Italijo nastale občutne razlike v pospeških, ki nimajo fizikalne osnove. Vrednosti, prikazane v preglednici 3, ustrezajo potresnim koeficientom od 0,05 do 0,30. Prvič so se v predpisih pojavile velikosti pospeškov (oziroma potresnega koeficienta), ki so se približale današnjemu vedenju.

Intenziteta	VI	VII	VIII	IX
a_g (v % g)	5	10	20	30

Preglednica 3 • Zveza med intenziteto in projektnim pospeškom tal v slovenskem nacionalnem dokumentu za uporabo EC8 iz leta 1994



Slika 6 • Karta projektnega pospeška tal iz leta 2001. (Vir: http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektني_pospešek_tal.html)

Tudi po sprejetju EC8 za slovenski standard je bilo še vedno dovoljeno projektiranje po obstoječih jugoslovanskih predpisih vse do leta 2008, ko je postala Slovenija prva država, v kateri je postal standard EC8 obvezen. Za projektiranje po jugoslovanskih predpisih se je do konca uporabljala karta intenzitet, izdelana leta 1987 in uveljavljena leta 1990.

Leta 2001 je bila izdana nova karta potresne nevarnosti Slovenije, ki so jo izdelali sodelavci Uprave RS za geofiziko ((Lapajne, 2001), (Lapajne, 2002)). To je karta projektnega pospeška tal na trdnih tleh (»skala«, tip tal A po EC8) za povratno dobo 475 let (slika 6). Za izdelavo karte je bil uporabljen postopek verjetnostnega ocenjevanja potresne nevarnosti.

Karta se je uporabljala skupaj s slovenskim predstandardom EC8 in se še vedno uporablja skupaj s slovenskim standardom EC8. Po tej karti znašajo projektni pospeški tal na trdnih tleh na območju Slovenije med 0,10 g in 0,25 g. Te vrednosti se povečajo s »faktorji tal« po EC8 v primeru temeljenja na slabših tleh.

Oceno potresne nevarnosti Slovenije dopolnjujejo še štiri tematske karte, ki imajo informativni značaj: karti pospeškov za povratni dobi 1000 in 10.000 let ter karti spektralnih pospeškov pri nihajnih časih 0,3 s in 1,0 s (5 % kritičnega dušenja) za povratno dobo 475 let (<http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/>). Karti spektralnih pospeškov nista združljivi z elastičnimi spektri

pospeškov v EC8. Karte spektralnih pospeškov so bile izdelane po vzoru podobnih kart v ZDA, kjer v predpisih spektralna pospeška v območju kratkih in dolgih period že dalj časa uporabljajo namesto pospeška tal. Podobna sprememba se pripravlja tudi v novi generaciji EC8.

Na spletni strani ARSO je dostopna tudi informativna karta potresne mikrorajonizacije mestne občine Ljubljana (http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/karta_mikrorajonizacije_lj.html), ki temelji na oceni značilnosti temeljnih tal na območju MOL. Tla so razvrščena v skladu s klasifikacijo tal v EC8. Vsakemu tipu je pripisan pripadajoči faktor tal po EC8. Karta je namenjena izključno za potrebe civilne zaščite v sistemu varstva pred potresi in se ne uporablja za projektiranje. Prikazuje pospeške tal za povratno dobo 475 let, ki so dobljeni tako, da je projektni pospešek za trdna tla ($a_g = 0,25$ g) pomnožen z ustreznim faktorjem tal po EC8. Pri vrsti tal E ni upoštevan faktor tal po slovenskem standardu (1.7), pač pa predlagana vrednost po evropskem standardu (1.4), saj v času izdelave karte slovenski faktor še ni bil določen. Za vrsto tal S1, za katero je v EC8 predvidena posebna študija tal, je v karti upoštevan faktor 2,55, ki se nam zdi neredno velik.

Najnovejša javno dostopna karta potresne nevarnosti za celotno Evropo je bila izdelana v okviru evropskega projekta SHARE (Giardini, 2013). Uporabljeni so bili novejši podatki, od katerih imajo velik vpliv predvsem novejša enačbe za oceno pojemanja pospeškov od izvora, za katere je značilna mnogo večja disperzija kot pri starejših enačbah, uporabljenih pri izdelavi uradne slovenske karte potresne nevarnosti. Zaradi tega razloga so pospeški tal po karti SHARE praviloma večji. Pri projektnem pospešku (povratna doba 475 let) se v Ljubljani in Bovcu vrednosti v karti SHARE približno ujemajo s pospeški v uradni karti, medtem ko so povečanja, npr. v Krškem in v Mariboru, precejšnja. V vseh primerih pa so vidna bistvena povečanja pospeškov pri daljših povratnih dobah.

5 • PRIMERJAVA POTRESNE OBTEŽBE

V preglednici 3 je prikazana celotna vodoravna potresna sila kot delež navpične obtežbe za običajen objekt v središču Ljubljane v različnih časovnih obdobjih. Toga konstruk-

cija je konstrukcija z nihajnim časom v platuju spektra, podajni konstrukciji pa ustreza minimalna obtežba. Spremembe so posledica sprememb predpisov in seizmoloških

kart. V obdobju veljavnosti jugoslovanskih predpisov od leta 1964 do leta 1981 in EC8 je upoštevan redukcijski faktor 0,85, ki se uporablja pri EC8 pri računu z metodo vodoravnih sil. Od leta 1982 spodnja in zgornja meja predstavljata vrednosti za najbolj in najmanj duktilne konstrukcije. Predpostavljeno

Obdobje	pred 1963	1963	1964–1970	1970–1981	1982–2007	od 2008
toga konstrukcija	0,02	0,12	0,13	0,06	0,05–0,10	0,08–0,41
podajna konstrukcija	0,02	0,04	0,04	0,02	0,02–0,05	0,05

Preglednica 4 • Celotna vodoravna potresna sila kot delež navpične obtežbe za običajen objekt v središču Ljubljane v različnih časovnih obdobjih

6 • ZAKLJUČEK

Naši predniki so se začeli zavedati potresne nevarnosti po ljubljanskem potresu leta 1895. Spomin na posledice tega potresa je nedvomno pripomogel k veliki pozornosti, ki je bila posvečena potresni odpornosti ljubljanskega Nebotičnika na začetku tridesetih let prejšnjega stoletja. Po drugi svetovni vojni ni bilo ustrezne skrbi za potresno odpornost gradbenih objektov. Objekti so bili projektirani na minimalno vodoravno obtežbo, ki je v običajnih primerih na območjih z največjo intenziteto potresa dosegala vrednost 2 % navpičnih obremenitev. Objekti, grajeni v tem obdobju, predstavljajo med obstoječim gradbenim fondom največje potresno tveganje. Potres v Ilirski Bistrici leta 1956 je spodbudil nekatere slovenske strokovnjake k razmišljanju o (ne)ustreznosti gradbene regulative s stališča potresne varnosti. Na podlagi prvih člankov, objavljenih v začetku šestdesetih let prejšnjega stoletja, ki so opozarjali na veliko podcenjenost projektnih potresnih obremenitev, je bil pripravljen prvi slovenski predpis, ki je urejal potresno odporno gradnjo. Predpis je bil uradno sprejet leta 1963, točno en mesec pred katastrofalnim potresom v Skopju. Ta predpis je bil v veliki meri uporabljen kot osnova za jugoslovanski predpis, sprejet leta 1964. Slovenski in pozneje jugoslovanski predpis predstavljata pomembno prelomnico v potresno odporni gradnji na ozemlju Slovenije. V splošnem je postala potresna

odpornost objektov, grajenih po sprejemu predpisov, bistveno večja od odpornosti objektov, grajenih pred njimi. Vodoravne potresne obremenitve so se povečale za faktor okrog 2 do 6, odvisno od podajnosti (nihajnega časa) konstrukcije. Naslednji jugoslovanski predpis je bil sprejet leta 1981 in je veljal do konca leta 2007, od leta 1995 dalje vzporedno s (pred) standardom EC8. Od začetka leta 2008 se uporablja standard EC8.

Obseg predpisov ter njihove zahteve in s tem potresna odpornost objektov so se v povprečju povečevali z vsakim novim predpisom. Potem ko sta prva predpisa iz let 1963 in 1964 uvedla za takratno znanje primerno velikost potresne obtežbe ter osnovne konstrukcijske zahteve in omejitve, je predpis iz leta 1981 predstavljal napredek predvsem zaradi upoštevanja sposobnosti konstrukcij za sipanje energije in temu prilagojene velikosti potresne obtežbe ter zaradi uvedbe sodobnih konstrukcijskih zahtev. EC8 pomeni nadaljnji napredek v vseh vidikih. Standard obravnava vse gradbene konstrukcije (z izjemo izredno pomembnih objektov s stališča sekundarnih posledic) iz vseh običajnih materialov. Potresna obtežba v EC8 je v povprečju večja kot pri prejšnjih predpisih. Zaradi svoje kompleksnosti zahteva uporaba EC8 dobro usposobljene projektante.

Na velikost projektnih potresnih obtežb pomembno vplivajo seizmološke karte (karte

je, da se je leta 1970 začelo upoštevati, da je Ljubljana v coni intenzitete VIII in ne IX, zato se je obtežba pri enakih predpisih razpolovila. Veliko povečanje obtežbe je vidno predvsem v letu 1963. Pomembno povečanje je uvedel tudi EC8, predvsem za objekte z majhno sposobnostjo za sipanje energije.

potresne nevarnosti). Karta potresne nevarnosti Slovenije je doživela številne spremembe, ki so bile na posameznih območjih pogosto izjemno velike. Sprememba intenzitete za eno stopnjo navzgor ali navzdol je pomenila spremembo potresnih sil za faktor 2. Prva karta je bila vključena že v začasne tehnične predpise iz leta 1948. Sledile so karte v letih 1950, 1963, 1982, 1987 in 2001 (slike 2 do 6). Prve karte so temeljile na zgodovinskih potresih in so, ob upoštevanju današnjega gledanja, vsebovale precej anomalij. Pri izdelavi zadnjih dveh kart je bil uporabljen verjetnostni postopek. Zadnja karta prikazuje potresno nevarnost v obliki projektnega pospeška tal na trdnih tleh, medtem ko so druge prikazovale projektno intenziteto.

Znanje, pridobljeno v raziskavah, vedno potrebuje vrsto let, da najde svojo pot v predpise. Povod za to je pogosto močan potres, ki se zgodi na ozemlju države. Slovenija je, tako kot skoraj celotna Evropa, v začetku zaostajala za ZDA in Japonsko tako v raziskovalnem delu kot tudi v regulativi. Pozneje je pri raziskavah dosegla svetovno odmevne rezultate, kar jo je uvrstilo med vodilne evropske države pri pripravi in implementaciji EC8. V pripravi je nova različica EC8, ki bo kot rezultat novejših raziskav in posledic zadnjih potresov vsebovala številne spremembe in dopolnitve. Pri pripravi te različice imajo slovenski raziskovalci pomembno vlogo. Predvideno je, da bo nova različica sprejeta kmalu po letu 2020. V pripravi je tudi nova karta potresne nevarnosti Slovenije.

7 • ZAHVALA

Avtor se zahvaljuje dr. Barbari Šket Motnikar za koristne pripombe, mag. Marjani Lutman in Matjažu Godcu pa za posredovane podatke.

8 • LITERATURA

- ATC, Applied Technology Council, Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings, ATC 3-06, National Bureau of Standards, Washington D.C., 1978.
- Berg, G., V., Seismic design codes and procedures, EERI, Berkeley CA, 1983.
- Breznik, M., Varnost stavb ob potresih, Gradbeni vestnik 75–76: 69–75, 1960.
- Bubnov, S., Sigurnost građevina od potresa, Građevinar 6:178–183, 1962.
- Bubnov, S., Seizmična mikrorajonizacija in potresne obremenitve zgradb, Gradbeni vestnik 14: 117–124, 1965.
- Bubnov, S., Potresi, Mladinska knjiga, Ljubljana, 1996.
- Bubnov, S., Fajfar, P., Fischinger, M., Ribarič, V., Tomažević, M., Graditev objektov visokogradnje na seizmičnih območjih, Ocena pravilnika, Publikacija IKPIR, št. 25, IKPIR FAGG v sodelovanju z ZRMK in Seizmološkim zavodom SRS, Ljubljana, junij 1982.
- Cardoso, R., Lopes, M., Bento, R., Earthquake resistant structures of portuguese old »Pombalino« buildings, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 918, Vancouver, B. C., Canada, 2004.
- Drnovšek, J., Dimenzioniranje visokih stavb glede na potres, Geologija 7, str. 296–302, 1961.
- Fajfar, P., Ljubljanski nebotičnik, Skrb za potresno varnost v tridesetih letih, Gradbeni vestnik 34(4-6), Poročila FGG 38, 1995.
- Fajfar, P., Fischinger, M., Isaković, T., Eurocode 8, Projektiranje konstrukcij v potresnih območjih, 2. del, Mostovi, Priročnik za uporabo predstandarda ENV 1998-2, IKPIR FGG UL (Naročnik DARS), Ljubljana, september 1995.
- Fajfar, P., Fischinger, M., Beg, D. (s sodelovanjem Dolšek, M., Isaković, T., Kreslin, M., Rozman, M., Vidrih, Z. in Čermelj, B.), Evrokod 8: Projektiranje potresno odpornih konstrukcij, 8. poglavje v Beg, D., in Pogačnik, A. (urednika), Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih, Inženirska zbornica Slovenije, Ljubljana, 2009.
- Fajfar, P., Fischinger, M., urednika, Novosti v potresnem inženirstvu, Zbornik seminarja, IKPIR FGG UL in Slovensko društvo za potresno inženirstvo, Ljubljana, 2002. Seminarja 4. 12. 2001 in 16. 4. 2002.
- Fischinger, M., Isaković, T., Fajfar, P., Yugoslav Seismic Code JUS 31/81 and Eurocode 8 – A tribute to the IZIS contribution towards development of the modern EU seismic standards, International Conference on Earthquake Engineering and Seismology, IZIS50, 2015.
- Fischinger, M., Fajfar, P., Capuder, F., Earthquake Resistance of the »SCT« Large Panel Building System, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 20(4): 281–289, 1987.
- Fischinger, M. (urednik), Uvajanje sodobnih evropskih standardov »Eurocode« v Sloveniji, Zbornik seminarja ob 100-letnici potresnega inženirstva na Slovenskem, Postojna, september 1995, Slovensko društvo za potresno inženirstvo in IKPIR FGG UL, Ljubljana, 1996.
- Giardini, D., Woessner, J., Danciu, L. et al., Seismic Hazard Harmonization in Europe (SHARE), <http://www.share-eu.org>, 2013.
- Korčinski, I. L., Osnovi projektovanja zgrada u zemljotresnim oblastima, Građevinska knjiga, Beograd, (prevod, original v ruščini izšel 1961), 1964.
- Krause, G., Erdbebensicheres Bauen im Spanischen Weltreich, DGG-Mitteilungen 2/2014: 14–15, Deutsche Geophysikalische Gesellschaft e.V. ISSN 0934 – 6554 DGG, 2014.
- Lapajne, J., Šket Motnikar, B., Zupančič, P., Nova karta potresne nevarnosti – projektni pospešek tal namesto intenzitete, Gradbeni vestnik 50: 140–149, 2001.
- Lapajne, J., Šket Motnikar, B., Zupančič, P., Tolmač karte potresne nevarnosti Slovenije, Gradbeni vestnik 51: 44–48, 2002.
- Ribarič, V., Komentar h karti seizmičnih področij LRS, v ZGITS, 1963.
- Ribarič, V., Potresi v Sloveniji, Slovenska matica, Ljubljana, 1994.
- Whittaker, A., Moehle, J., Higashino, M., Evolution of seismic building design practice in Japan, Struct. Design Tall Build. 7: 93–111, 1998.
- ZGITS, Zveza gradbenih inženirjev in tehnikov za Slovenijo, Dimenzioniranje gradbenih objektov v potresnih območjih, Zveza gradbenih inženirjev in tehnikov za Slovenijo, vsebuje Uvod (Čadež, V., 26. 9. 1962), Namen novih predpisov za varnost pred potresi (Bubnov, S.), Predlog začasnih predpisov za dimenzioniranje in izvedbo gradbenih objektov v potresnih območjih, Navodila za računanje potresnih obremenitev (Prelog, E.), Komentar h karti seizmičnih področij LRS (Ribarič, V.), Karta, Ljubljana, 1963.

DODATEK: Pregled predpisov in kart (po kronološkem redu)

- Stavbinski red za občinsko ozemlje deželnega stolnega mesta Ljubljane, Deželni zakonik za vojvodino Kranjsko, št. 28, XXI, 1896.
- Privremeni tehnički propisi za opterećenje zgrada, Službeni list FNRJ br.61, 17. 7. 1948 (vključena seizmološka karta).
- Seizmološka karta Jugoslavije, Seizmološki zavod FNRJ, Beograd 1950 (izdelal J. Mihajlović, Seizmološki zavod SR Srbije, priloga predpisov iz leta 1964).
- Odredba o dimenzioniranju in izvedbi gradbenih objektov v potresnih območjih, Uradni list SRS, št. 18–147/63, 13. junij 1963.

- Karta seizmičnih področij SR Slovenije, Ljubljana, 1963 (izdelal V. Ribarič, priloga slovenskega predpisa iz leta 1963).
- Pravilnik o začasnih tehničnih predpisih za grajenje na potresnih področjih, Uradni list SFRJ 39/64, 30. 9. 1964.
- Zakon o seizmološki službi, Uradni list SRS 14/78, 11. 7. 1978.
- Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih, Uradni list SFRJ 31/81, 1981, Spremembe in dopolnitve: Uradni list SFRJ 49/82, 29/83, 21/88, 52/90.
- Začasna seizmološka karta SFRJ, Seizmološka skupnost SFRJ, Beograd, 1982 (za območje Slovenije izdelal V. Ribarič, Seizmološki zavod Slovenije, priloga predpisov iz leta 1981).
- Pravilnik o tehničkim normativima za projektovanje i proračun inženjerskih objekata u seizmičkim područjima, nacrt, Savezni zavod za standardizaciju, Beograd, 1985.
- Pravilnik o tehničnih normativih za sanacijo, ojačitve in rekonstrukcijo objektov visoke gradnje, ki jih je poškodoval potres, ter za rekonstrukcijo in revitalizacijo objektov visoke gradnje, Uradni list SFRJ 52/85, 4. 10. 1985.
- Odlok o tem, kateri gradbeni objekti se štejejo za pomembnejše gradbene objekte po zakonu o seizmološki službi, Uradni list SRS 12/86, 31. 3. 1986.
- Seizmološka karta SFRJ, Seizmološka skupnost SFR Jugoslavije, Beograd, april 1987. (Uradno sprejeta 1990., Karte, izdelane za povratne dobe 50, 100, 200, 500, 1000 in 10000 let; za območje Slovenije izdelal V. Ribarič, Seizmološki zavod Slovenije).
- Nacionalni dokument za uporabo predstandardov skupine Eurocode 8, USM/TC KON/WG8, 27. 6. 1994.
- SIST ENV 1998, Eurocode 8 – projektiranje konstrukcij na potresnih področjih (predstandard, deli 1-1 do 1-4, 2 do 5), USM MZT, 1995 do 2001.
- Potresna nevarnost Slovenije – projektni pospešek tal, Uprava RS za geofiziko, Ljubljana, 2001 (izdelali J. Lapajne, B. Šket Motnikar, P. Zupančič, priloga EC8).
- Pravilnik o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov, Uradni list RS št. 101, 11. 11. 2005.
- SIST EN-1998, Evrokod 8 – Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij (standard, deli 1 do 6), SIST 2005 in 2006.

Leto	Potres	Predpis	Karta
1895	Ljubljana		
1896		Stavbinski red (3.1)	
1948		Začasni predpis (3.1)	vključena
1950			Karta Jugoslavije (sl. 2)
1956	Ilirska Bistrica		
1963		Odredba (3.2)	Karta Slovenije (sl. 3)
1963	Skopje		
1964		Prav. o zač. predp. (3.3)	Karta iz 1950 ali 1963
1976	Furlanija		
1978		Zakon o seizm. službi (3.4)	
1979	Črna gora		
1981		Prav. o teh. norm. (3.5)	
1982			Začasna karta SFRJ (sl. 4)
1987 (1990)			Karta SFRJ (sl. 5)
1994			Nac. dokument (pr. 3)
1995		Predstandard EC8 (3.7)	
1998	Posočje		
2001			Karta Slovenije (sl. 6)
2004	Posočje		
2005		Standard EC8 (3.7)	

Preglednica 5 • Pomembni potresi, ki so vplivali na regulativo, predpisi (z označenim poglavjem v besedilu) in karte za območje Slovenije

VPLIV STIKOVANJA ARMATURNIH PALIC S PREKRIVANJEM NA TOGOST RAZPOKANEGA NATEZNEGA ARMIRANOBETONSKEGA ELEMENTA: NUMERIČNI MODEL

INFLUENCE OF REBAR LAP SPLICES ON STIFFNESS OF TENSIONED REINFORCED CONCRETE ELEMENT: NUMERICAL MODEL

doc. dr. Drago Saje, univ. dipl. inž. grad.

drago.saje@fgg.uni-lj.si

prof. dr. Igor Planinc, univ. dipl. inž. grad.

igor.planinc@fgg.uni-lj.si

izr. prof. dr. Sebastjan Bratina, univ. dipl. inž. grad.

sebastjan.bratina@fgg.uni-lj.si

Univerza v Ljubljani, FGG, Jamova 2, Ljubljana

ZNANSTVENI ČLANEK

UDK UDK 519.876.5:691.328.1

Povzetek | V članku predstavimo preprost numerični model za analizo vpliva stikovanja armaturnih palic s prekrivanjem na togost razpokanega nateznega armiranobetonskega elementa. V numeričnem modelu armaturne palice in betonski ovoj obravnavamo ločeno, stik med njimi pa upoštevamo z nelinearnim modelom konstitucijskega zakona. Materialne parametre modela stika določimo z lastnimi eksperimenti. Ker so posplošene ravnotežne enačbe matematičnega modela nelinearne, te rešimo z deformacijsko metodo končnih elementov. V modelu razpoke upoštevamo diskretizirano, kot kriterij za pojav razpoke v betonu pa upoštevamo doseg njegove natezne trdnosti. Učinkovitost predstavljenega numeričnega modela prikažemo s parametričnimi študijami. Analiziramo vpliv dolžine prekrivanja armaturnih palic in trdnostne lastnosti betonskega ovoja na togost razpokanega armiranobetonskega elementa. Študije so pokazale, da je število razpok v stabiliziranem stanju pri elementih iz betona visoke trdnosti večje kot pri elementih iz betona običajne trdnosti. Posledično so razpoke ožje, kar zagotavlja elementom iz betona visoke trdnosti večjo trajnost. Študije so pokazale tudi, da je lahko potrebna dolžina stikovanja s prekrivanjem za prenos sile z ene armaturne palice na drugo pri elementih iz betona visoke trdnosti zelo majhna.

Ključne besede: armiranobetonski element, razpokanost, stikovanje s prekrivanjem, beton visoke trdnosti, MKE

Summary | The paper presents a relatively straightforward numerical model for the analysis of the influence of rebar lap splices on the stiffness of cracked tensioned reinforced concrete element. The numerical model considers the rebars and the concrete separately, whereas the contacts between them are considered with nonlinear constitutional model. We defined the material parameters of the model with our own experiments. Due to nonlinear generalized equilibrium equations of the model, they are solved with strained-based finite element method. In the model cracks are considered discretely, whereas for the appearance of cracks in the concrete the tensile strength

criterion is taken into account. The efficiency of the presented numerical model is shown with parametric studies. We analyse the influence of the rebar lap splice lengths and the strength of the concrete on the stiffness of the cracked RC element. Studies show that the number of cracks in stabilized condition is larger for high strength concrete elements than for normal strength concrete. As a consequence, cracks are narrower, which provides better durability to the high strength concrete elements. Studies also show that for high strength concretes the rebar lap splices, required for the transfer of force from one rebar to another, can be very small.

Key words: reinforced concrete element, cracking, lap splice, high-strength concrete, FEM

1 • UVOD

Pojav razpok in njihova velikost pomembno vplivata na togost in trajnost armiranobetonske (AB) konstrukcije. Zato moramo skladno z zahtevami evropskega standarda evrokod pri AB-konstrukcijah razpoke omejiti do te mere, da ne ogrožajo uporabnosti oziroma trajnosti konstrukcije ter da ne vplivajo na njen videz (SIST, 2005a). V normalnih pogojih sta število in velikost razpok v konstrukciji odvisna predvsem od količine in razporeditve armature, od debeline krovnega sloja betona in od sprjemne lastnosti stika med betonom in armaturo.

Pojav razpok pri AB-konstrukcijah in njihovo širjenje sta fizikalno zelo zahtevna procesa. Posledično je tudi matematično modeliranje tega pojava zelo zahtevno. Tako v znanstveni in strokovni literaturi zasledimo predvsem zelo veliko poenostavljenih modelov za analizo nastanka in širjenja razpok izoliranih delov konstrukcij. Najpreprostejši tak model je osno obtežen AB-element, sestavljen iz armaturne palice in betonskega ovoja. V sklopu tega preprostega modela predpostavimo, da betonski ovoj razpoka, ko normalna napetost doseže natezno trdnost betona. V naslednji fazi procesa, ki ga imenujemo faza nastajanja in širjenja razpok, sta nerazpokana dela betonskega ovoja med seboj povezana z armaturno palico in tudi z agregatnimi zrni, ki povezujejo dele betonskega ovoja ob razpoki (Cerioni, 2011). S povečevanjem obtežbe se širina razpoke povečuje, prav tako pa napetosti v nerazpokanih delih betonskega ovoja. To privede do naslednjih faz procesa, kjer nastajajo nove razpoke. Razpoke v AB-elementu tako nastajajo in se širijo pa tudi krčijo, vse do t. i. stabiliziranega stanja, ko je razdalja med sosednjima razpokama tako majhna, da napetosti v nerazpokanih delih betonskega ovoja kljub povečevanju natezne sile elementa te več ne dosežejo natezne

trdnosti betona. To stanje je odvisno od kvalitete oziroma nosilnosti stika med betonom in armaturo, ki določa prenos natezne sile iz armaturne palice v betonski ovoj. Raziskave kažejo, da moramo pri matematičnem modeliranju obnašanja stika upoštevati poleg mehanskih lastnosti betona in armature tudi dva različna geometrijsko in konstrukcijsko pogojena načina porušitve stika. Odvisna sta predvsem od debeline krovnega sloja betona in od morebitnega objetja betona. Ko ima AB-element zadostno debelino krovnega sloja betona in ustrezno objetje betona s prečno (strižno) armaturo, nastopi porušitev stika z izvlekom armature, ki je pogojena s strižno porušitvijo betona med rebri armaturnih palic. Ko pa debelina krovnega sloja betona ni zadostna oziroma betonski ovoj ni objet ali pa je slabo objet, se stik poruši, kot poročajo številni raziskovalci, zaradi razcepljanja okoliškega betona. Radialna obremenitev armature na okoliški beton povzroči, da se ta obnaša kot debelostenski cilindar, povzročena obtežba cilindra pa nastanek natezних obročnih napetosti. Ko te napetosti dosežejo natezno trdnost betona, nastopi porušitev v obliki razcepljanja okoliškega betona. Ta pojav povzroči v modelu konstitucijskega zakona nenaden padec nosilnosti stika med armaturno palico in betonom ((Canbay, 2005), (fib, 2013), (Lagier, 2016a), (Tastani, 2015)).

Pogosto zaradi konstrukcijskih razlogov (npr. prekratke palice, faznost gradnje) armaturne palice vzdolž AB-elementa niso neprekinjene. V takih primerih moramo izvesti stikovanje armaturnih palic, običajno s prekrivanjem. Najnovejši eksperimentalni rezultati kažejo, da je tudi v območjih stikovanja armature s prekrivanjem obnašanje stika med betonom in armaturnimi palicami podobno kot v območjih, kjer je v betonskem ovojju le ena palica ((Chowdhury, 2012), (Tastani, 2015)).

Z razvojem betonov visoke trdnosti in uporabe le-teh v AB-konstrukcijah zasledimo v znanstveni literaturi tudi eksperimentalne študije obnašanja tovrstnih konstrukcij v območju stikovanja armature s prekrivanjem. Največ raziskav zasledimo pri betonih, ki so ojačeni z jeklenimi vlakni, saj ti zaradi visoke trdnosti betona bistveno izboljšajo mehanske lastnosti stika ((Lagier, 2016a), (Lee, 2016)). Kar nekaj eksperimentalnih raziskav pa se pričakovano osredinja tudi na analizo vpliva stikovanja armature s prekrivanjem na togost upogibnih AB-elementov ((Gilbert, 2015), (Hassan, 2012), (Mousa, 2015), (Rakshanimehr, 2014)) in na vpliv stikovanja s prekrivanjem na togost AB-stebrov pri cikličnem obteževanju (Chowdhury, 2012). Za zdaj pa v literaturi redkeje zasledimo analitične in numerične modele za analizo vpliva stikovanja armaturnih palic s prekrivanjem na obnašanje AB-elementov. Chowdhury s sodelavci (Chowdhury, 2012) poroča v svojih raziskavah o relativno preprostem analitičnem modelu za analizo cikličnega odziva AB-stebra z upoštevanjem stikovanja armature s prekrivanjem, Tastani s sodelavci (Tastani, 2015) pa podaja poenostavljene izraze za analizo napetostnega in deformacijskega stanja in razpokanosti betona v območju stikovanja armature s prekrivanjem. Nekateri raziskovalci, na primer Lagier in sodelavci (Lagier, 2016b), pa območje stikovanja armature s prekrivanjem analizirajo s komercialnimi računalniškimi programi (npr. Abaqus).

V članku bomo predstavili nov numerični model za analizo togosti razpokanega nateznega AB-elementa z upoštevanjem stikovanja armature s prekrivanjem. Opisani numerični model predstavlja razširitev modela za analizo togosti razpokanega natezno obremenjenega AB-elementa z neprekinjeno armaturo, ki smo ga predstavili v (Bajc, 2013). Nastajanje in širjenje razpok bomo v modelu upoštevali z modelom diskretne razpoke (Yankelevsky, 2008), pojav delne povezanosti betonskega ovoja ob razpokah z agregatnimi zrni pa

z nelinearnim modelom vzmeti (Rabczuk, 2005). Konstitucijski zakon stika med betonskim ovojem in armaturnimi palicami bomo upoštevali z delno modificiranim nelinearnim modelom skladno z literaturo (Fib, 2013), za katerega bomo materialne parametre določili z lastnimi eksperimenti. Učinkovitost razvite-

ga numeričnega modela bomo prikazali s parametrično študijo. Pri tem bomo analizirali vpliv dolžine stikovanja s prekrivanjem in trdnostne lastnosti betonskega ovoja na togost razpokanega AB-elementa.

Članek ima poleg uvodnega poglavja še tri poglavja. V drugem poglavju predstavimo

bistvene značilnosti numeričnega modela za analizo togosti razpokanega AB-elementa z upoštevanjem stikovanja armature s prekrivanjem. V tretjem poglavju s parametrično študijo prikažemo učinkovitost predstavljenega numeričnega modela. Na koncu podajamo zaključke in uporabljene vire.

2 • NUMERIČNI MODEL

2.1 Osnovne enačbe

Obravnavamo natežno obremenjeni AB-element z začetno dolžino L in s konstantnim prečnim prerezom b/h . Armaturo AB-elementa sestavljata dve palici s premerom \emptyset in ploščino prečnega prereza A_s . Palici se na sredini dolžine elementa stikata s prekrivanjem dolžine l_0 . Razmik med njima je tolikšen, da je zagotovljen ustrezen prenos sile preko betona z ene palice na drugo. Prva armaturna palica je na prostem koncu AB-elementa vpeta, druga pa na drugem prostem koncu elementa obtežena z natezno točkovno silo P . Na sliki 1 prikazujemo nerazpokan in razpokan AB-element ter oznake vseh pomembnih geometrijskih količin.

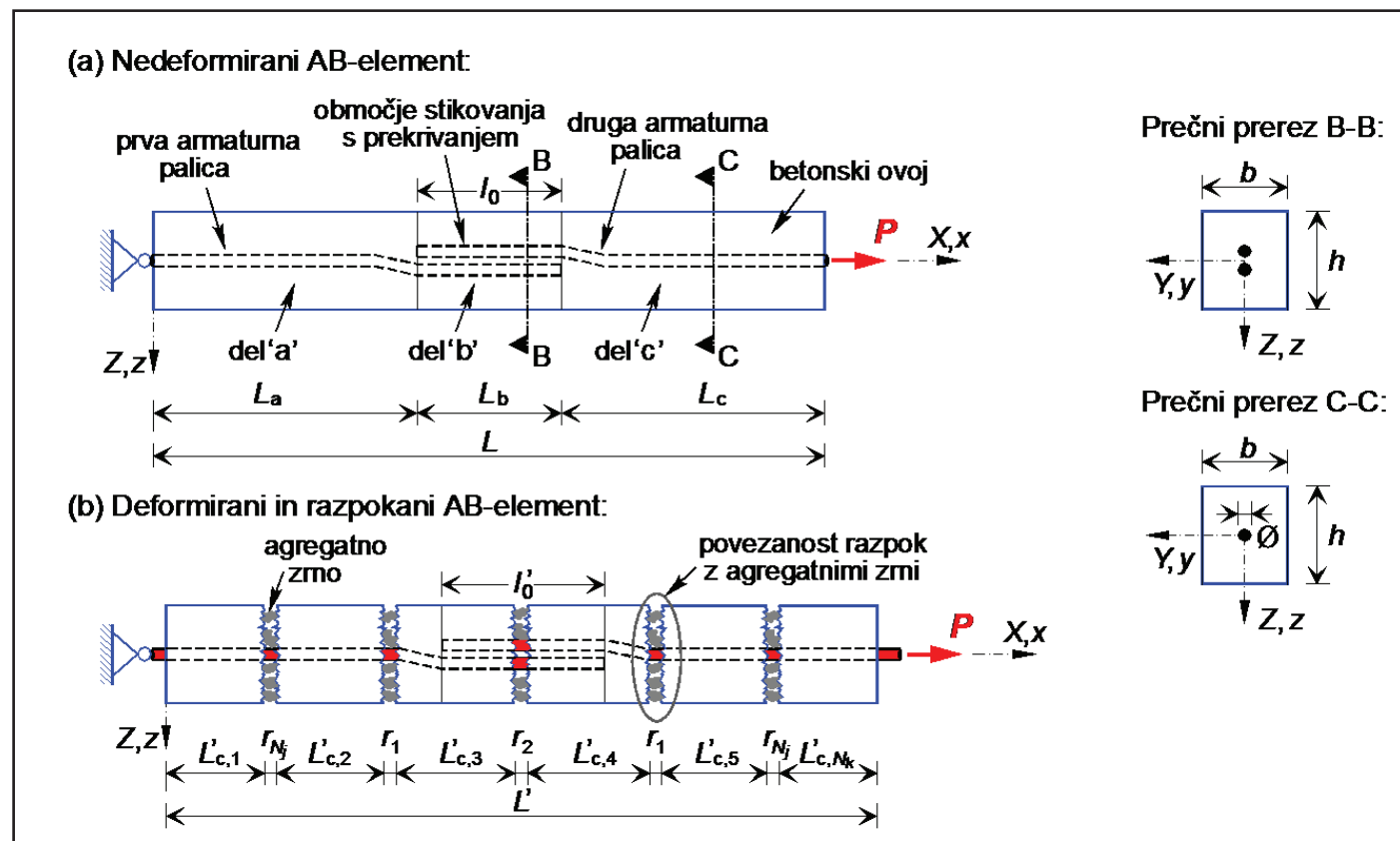
Deformiranje AB-elementa opišemo v ravnini (X, Z) prostorskega desnosučnega Kartezičnega koordinatnega sistema. Pri formulaciji numeričnega modela AB-element razdelimo na tri dele z oznakami 'a', 'b' in 'c'. Dela 'a' in 'c' sta dela elementa z eno armaturno palico, del 'b' pa določa območje stikovanja armaturnih palic s prekrivanjem. Pripadajoče dolžine označimo z $L_a, L_b = l_0$ in L_c (glej sliko 1(a)). Za AB-element oziroma za vse njegove dele predpostavimo, da težiščne (referenčne) osi betonskega ovoja in armaturnih palic sovpadajo in ležijo v težiščni osi betonskega ovoja. Z N_j označimo število različnih (ne identičnih) razpok, z N_k pa število nerazpokanih beton- skih odsekov AB-elementa. Širino j -te identične

razpoke označimo z r_j ($j = 1, \dots, N_j$), dolžino k -tega deformiranega in nerazpokanega beton- skega odseka pa z $L'_{c,k}$ ($k = 1, \dots, N_k$). Z izrazom identična razpoka označujemo razpoke, ki nastopijo sočasno in se jim širina med deformiranjem spreminja enako.

Osnovne enačbe numeričnega modela za odseka 'a' in 'c' smo detajlno predstavili že drugje (Bajc, 2013), zato jih na tem mestu ne navajamo. Natančneje predstavimo le posplošene ravnotežne enačbe za odsek 'b' in pripadajoče povezovalne enačbe odsekov s pripadajočimi robnimi pogoji.

Osnovne predpostavke predstavljenega numeričnega modela so:

- ravni prečni prerezi, pravokotni na nedeformirano referenčno os, ostanejo ravni in pravokotni tudi na deformirano referenčno os,



Slika 1 • Nedeformirani in deformirani natežno obremenjeni AB-element. Oznake pomembnih geometrijskih količin.

- oblike in velikosti prečnih prerezov betonskega ovoja in armaturnih palic se med deformiranjem ne spreminjajo,
- betonski ovoj se v nategu obnaša linearno elastično do pojava razpoke; ta nastane takrat, ko beton doseže natežno trdnost,
- armaturna palica se obnaša linearno elastično do meje plastičnosti,
- razpokanost AB-elementa upoštevamo z modelom diskretne razpoke,
- velikost zamikov na stiku med betonskim ovojem in armaturno palico je relativno majhna, konstitucijski zakon stika je nelinearen,
- pojav delne povezanosti betonskih ovojev ob razpoki z agregatnimi zrni modeliramo z nelinearno vzmetjo.

Skladno z omenjenimi predpostavkami sestavljajo kinematične, ravnotežne in konstitucijske enačbe AB-element na delu 'b', tj. na območju stikovanja armaturnih palic s prekrivanjem, naslednji sistem navadnih diferencialnih in algebrskih enačb ($p = 1, 2$):

- kinematične enačbe:

$$u'_{c,b} - \epsilon_{c,b} = 0, \tag{1}$$

$$u'^p_{s,b} - \epsilon^p_{s,b} = 0, \tag{2}$$

$$\Delta^p_b = u^p_{s,b} - u_{c,b}, \tag{3}$$

- ravnotežne enačbe:

$$N'_{c,b} + \sum_{k=1}^2 p^p_{X,c,b} = 0, \tag{4}$$

$$N^p_{s,b} + p^p_{X,s,b} = 0, \tag{5}$$

$$p^p_{X,c,b} = -p^p_{X,s,b}, \tag{6}$$

- konstitucijske enačbe:

$$N_{c,b} = E_c A_c \epsilon_{c,b}, \tag{7}$$

$$N^p_{s,b} = E_s A_s \epsilon^p_{s,b}, \tag{8}$$

$$p^p_{X,c,b} = f^p(\Delta^p_b). \tag{9}$$

Pomen oznak v enačbah (1) do (9) je naslednji ($p = 1, 2$): $u_{c,b}$ in $u^p_{s,b}$ so vzdolžni pomiki referenčne osi betonskega ovoja oziroma p -te armaturne palice, Δ^p_b je zamik na stiku med betonskim ovojem in p -to armaturno palico, $\epsilon_{c,b}$ in $\epsilon^p_{s,b}$ označujejo specifično spremembo dolžine betonskega ovoja oziroma armaturnih palic, $N_{c,b}$ in $N^p_{s,b}$ so osne sile,

$p^p_{X,c,b}$ in $p^p_{X,s,b}$ pa so tangentne (strižne) komponente kontaktne linijske obtežbe na stiku med betonskim ovojem in p -to armaturno palico. Oznaka (\bullet) v enačbah (1)–(9) in v nadaljevanju pomeni odvod količine po materialni koordinati x , s katero identificiramo delec AB-elementa na referenčni osi. Sistem enačb (1)–(9), s katerimi opišemo obnašanje AB-elementa na območju stikovanja armaturnih palic s prekrivanjem, imenujemo posplošene ravnotežne enačbe AB-elementa na odseku 'b'. Sestavlja ga 15 enačb za prav toliko neznanih količin ($p = 1, 2$): $u_{c,b}$, $u^p_{s,b}$, Δ^p_b , $\epsilon_{c,b}$, $\epsilon^p_{s,b}$, $N_{c,b}$, $N^p_{s,b}$, $p^p_{X,c,b}$ in $p^p_{X,s,b}$. S povezovalnimi enačbami povežemo posplošene ravnotežne enačbe dela 'a' in 'b' oziroma dela 'b' in 'c' v AB-element:

$$u_{c,a}(L_a) = u_{c,b}(0), \quad u^{p=1}_{s,a}(L_a) = u^{p=1}_{s,b}(0), \tag{10a}$$

$$u_{c,b}(L_b) = u_{c,c}(0), \quad u^{p=2}_{s,b}(L_b) = u^{p=2}_{s,c}(0). \tag{10b}$$

Robni pogoji za osni pomik oziroma osno silo na začetku oziroma koncu armaturne palice so:

$$u^{p=1}_{s,a}(0) = 0, \quad N^{p=1}_{s,b}(L_b) = 0 \quad \text{in} \tag{11}$$

$$N^{p=2}_{s,b}(0) = 0, \quad N^{p=2}_{s,c}(L_c) = P.$$

Robna pogoja za nerazpokan betonski ovoj pa sta:

$$N_{c,a}(0) = 0, \quad N_{c,c}(L_c) = 0. \tag{12a}$$

Ko betonski ovoj razpoka, se pojavijo dodatni robni pogoji na betonskem ovoju. Pri j -ti razpoki ($j = 1, \dots, N$) sta dodatna robna pogoja na koncu levega nerazpokanega betonskega

odseka $L_{c,k}$ oziroma na začetku desnega betonskega odseka $L_{c,k+1}$ naslednja:

$$N_{c,k}(L_k) = N_f(r_j), \quad N_{c,k+1}(0) = N_f(r_j), \tag{12b}$$

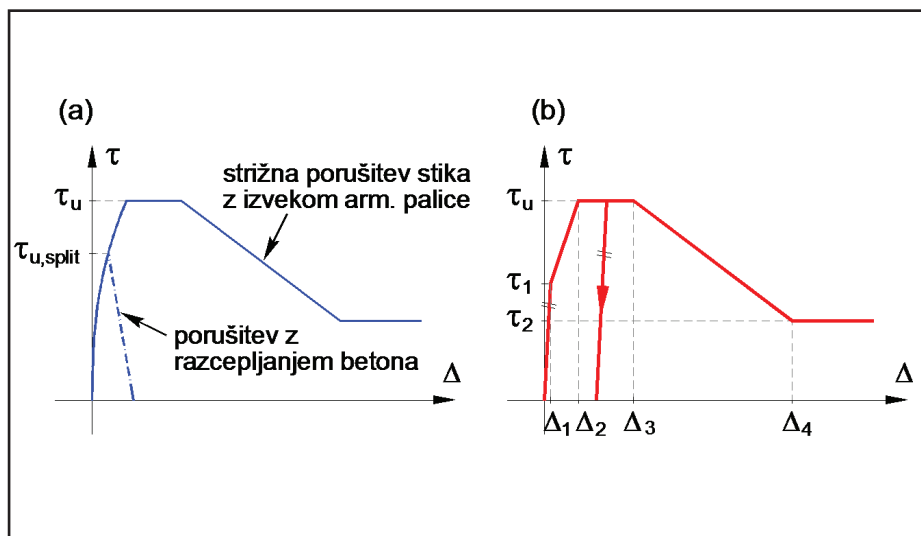
kjer smo z $N_f(r_j)$ označili osno silo v nelinearni vzmeti, s katero modeliramo pojav delne povezanosti betonskih ovojev ob razpoki z agregatnimi zrni.

2.2 Konstitucijski zakoni

Konstitucijska zakona obravnavanega natezno obremenjenega AB-elementa ločeno določata modela za beton in jeklo. Za natezno obremenjeni beton velja do nastanka razpok linearna elastična zveza (tj. do natezne trdnosti betona), za armaturni palici pa do meje plastičnosti. Dodatno pa konstitucijske zakone AB-elementa določajo tudi model stika med betonskim ovojem in armaturno palico ter model vzmeti, s katerim opišemo stopnjo povezanosti betonskih ovojev ob razpoki z agregatnimi zrni. Ker sta linearno elastična modela konstitucijskega zakona za beton in jeklo zelo preprosta (glej enačbi (7) in (8)), v nadaljevanju detajlneje opišemo le nelinearno konstitucijska zakona stika oziroma vzmeti.

2.2.1 Konstitucijski zakon stika

V literaturi (Fib, 2000) lahko zasledimo veliko eksperimentalnih raziskav o stopnji povezanosti (stika) med betonom in armaturno palico. Največkrat raziskovalci opišejo zvezo v obliki funkcijske zveze med zamikom Δ in strižno (s prijemno) napetostjo τ . Omenili smo že, da je ta zveza odvisna tudi od načina



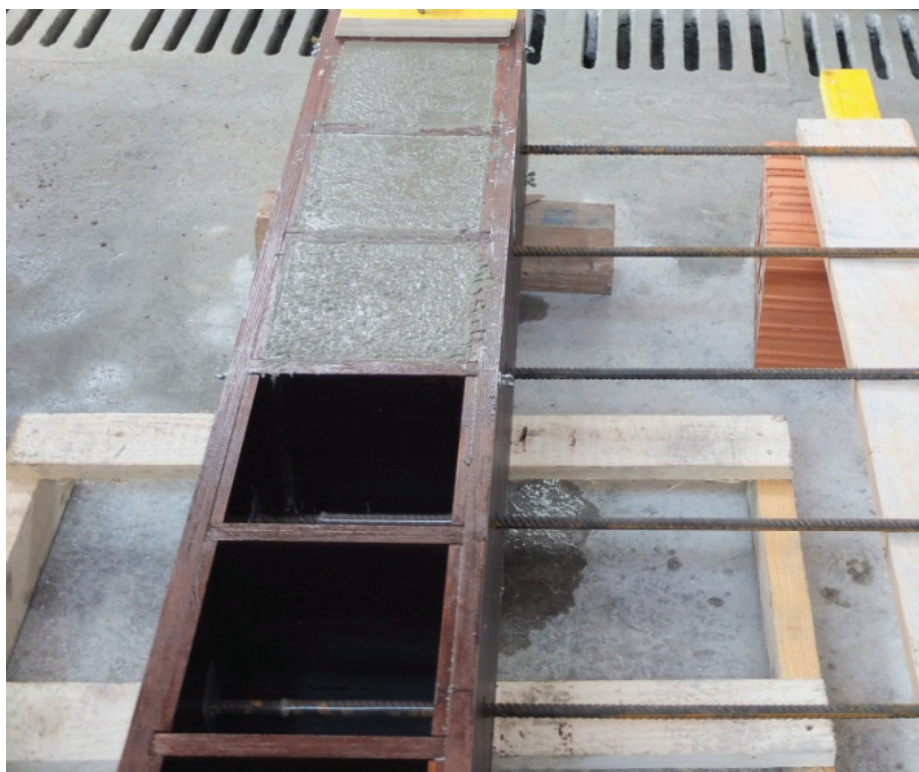
Slika 2 • Konstitucijski zakoni stika med betonom in armaturo: (a) zakona skladno z literaturo (Fib, 2013), (b) modificiran zakon stika.

porušitve stika. Stik se lahko poruši strižno z izvlekom armaturne palice oziroma zaradi razcepljanja okoliškega betona. Značilna konstitucijska modela stika za oba načina porušitve prikazujemo skladno z literaturo (Fib, 2013) na sliki 2(a). V predstavljenem numeričnem modelu uporabimo nekoliko modificirano obliko modela konstitucijskega zakona stika, ki predpostavi porušitev stika z izvlekom, in sicer v obliki odsekoma linearne zveze (slika 2(b)). V modelu smo s τ_1 označili strižno napetost na meji elastičnosti, s τ_u strižno (sprjemno) trdnost stika, s τ_2 pa preostalo strižno trdnost, z Δ_1 do Δ_4 pa pripadajoče zamike.

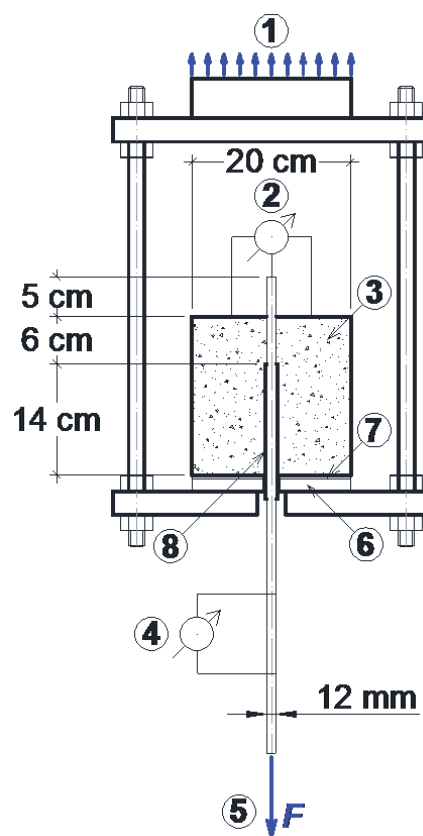
V numeričnem modelu zakon stika (glej enačbo (9)) določa zveza med strižno komponento kontaktne linijske obtežbe $p_{X_c}^p$ na stiku med betonskim ovojem in p -to armaturno palico in pripadajočim zamikom. Zvezo med sprjemno napetostjo τ^p in kontaktno linijsko obtežbo $p_{X_c}^p$ predstavlja zveza ($p = 1, 2$):

$$p_{X_c}^p = \pi \varnothing \tau^p = f^p (\Delta^p) \quad (13)$$

kjer smo predpostavili konstantno spreminjanje sprjemne napetosti τ^p po obodu



Slika 3 • Kalup za izdelavo preizkušancev.



Slika 4 • Naprava za izvedbo izvlečnega testa (angl. pull-out testa) in geometrijski podatki preizkušanca.

armaturne palice. V predstavljenem prispevku materialne parametre modela stika med betonskim ovojem in armaturnimi palicami določimo z eksperimentalnimi rezultati izvlečnega testa skladno s standardom SIST EN 10080:2005 (SIST, 2005b), ki sta ga izvedla Saje in Lopatič (Saje, 2016). V nadaljevanju na kratko opišemo potek eksperimenta. Preizkušane je betonska kocka z robom dolžine 20 cm, v katero je vbetonirana armaturna palica s premerom $\varnothing = 12$ mm. Za izdelavo preizkušancev smo uporabili poseben leseni kalup, ki nam je omogočal izdelavo večjega števila preizkušancev hkrati (glej sliko 3).

Izvlačni preizkus smo opravili s pomočjo elektrohidravličnega preizkuševalnega stroja Instron 1345 kapacitete ± 1000 kN. Na sliki 4 prikazemo dimenzije preizkušanca za izvlečni test, ki smo jih določili glede na premer uporabljene armaturne palice. Objetje

armaturne palice z betonom zagotovimo pri dolžini $5\varnothing$ oziroma 6 cm. Na preostalih 14 cm pa preprečimo sprijemnost med armaturno palico in betonom z gumijasto cevko. Preizkušane med testom stoji na gumijasti podlagi (7) in dodatni jekleni ploščici (6). Armaturno palico med preizkušanjem vpnemo v spodnjo čeljust (5) preizkuševalnega stroja. V zgornjo čeljust (1) vpnemo podporno jekleno kletko. Spodnjo in zgornjo ploščo kletke povežemo s štirimi navojnimi palicami. Na zgornjem, neobremenjenem koncu armaturne palice z elektronsko merilno urico (2) merimo zamik palice glede na zgornjo ploskev betonskega preizkušanca. Na armaturno palico namestimo ekstenziometer (4), s katerim merimo njeno specifično deformacijo. Natezno obremenjevanje preizkušanca izvedemo z vodenim premikanjem spodnjega bata preizkuševalnega stroja s hitrostjo 0,01 mm/s. Pred začetkom preiskave nas-

tavimo maksimalni hod bata na 50 mm. Izvlačni test izvajamo do porušitve stika med armaturo in betonom ali do mejnega hoda hidravličnega bata, če se ta zgodi prej.

S preizkuševalnim strojem, ustrezno merilno opremo in programsko opremo za zajem podatkov izmerimo silo na poteznem koncu armaturne palice in zamik prostega konca armaturne palice. Pri določitvi sprijemne napetosti upoštevamo predpostavko o enakomerni razporeditvi napetosti vzdolž sidrne dolžine. S tem je sprijemna napetost definirana kot količnik med silo in nazivno ploščino plašča palice na sidrni dolžini.

Preizkus smo opravili za kocko iz betona običajne trdnosti (NSC) in za kocko iz betona visoke trdnosti (HSC). Rezultate meritev prikazujemo na sliki 5. Parametre odsekoma linearnega modela konstitucijskega zakona stika (črtkane črte na sliki 5) določimo tako, da se konstitucijski diagram najbolj prileže rezultatom eksperimenta. Zberemo jih v preglednicah na sliki 5, in sicer ločeno za NSC in HSC. Na sliki 5 dodatno prikazemo še modela konstitucijskega zakona stika za oba načina porušitve skladno z literaturo (Fib, 2013).

2.2.2 Konstitucijski zakon vzmeti

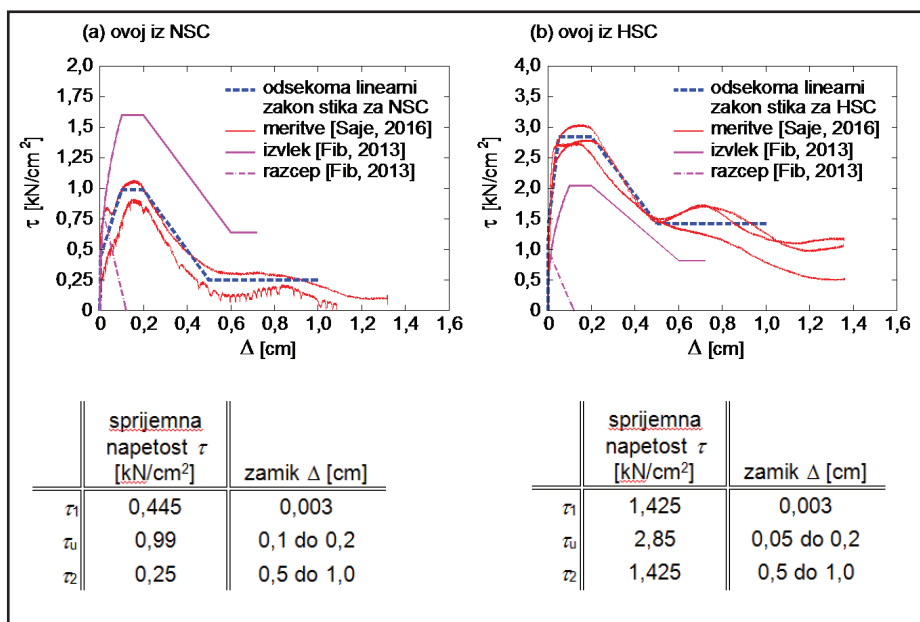
Konstitucijski zakon vzmeti, s katerim modeliramo delno povezanost betonskega ovoja ob razpoki z agregatnimi zrni, povzamemo po literaturi (Rabczuk, 2005) in ga prikazujemo na sliki 6. Podajnost vzmeti je odvisna od natezne trdnosti betona f_{ct} in energije loma betona G_f . Največjo širino razpoke označimo z w_{crit} in jo določimo skladno z izrazom: $w_{crit} = 2G_f / (f_{ct} (\alpha_t + \beta_t))$. Konstitucijsko zvezo med normalno napetostjo σ_r in širino razpoke r določa bilinearna zveza na sliki 6. Konstitucijska zveza, prirejena za AB-element, pa je:

$$N_r(r_j) = \sigma_r(r_j) \cdot A_c, \quad (14)$$

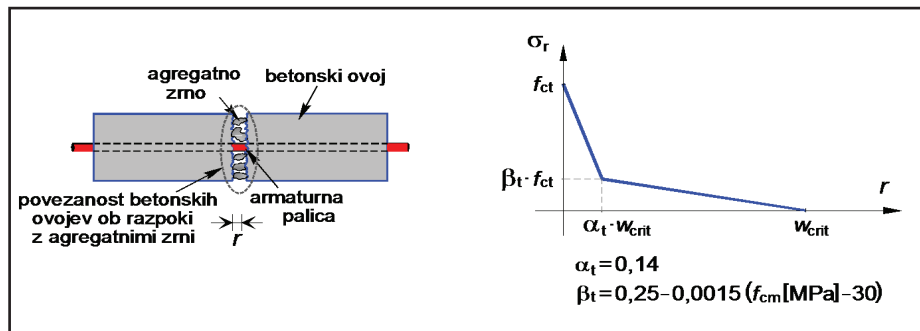
kjer je A_c ploščina prečnega prereza betonskega ovoja.

2.3 Reševanje enačb

Zaradi nelinearnih konstitucijskih zvez je seveda matematični model nateznega AB-elementa nelinearen in zanj analitičnih rešitev ne poznamo. Zato ga rešimo numerično, in sicer z deformacijsko metodo končnih elementov. Zaradi zaporednega pojavljanja razpok moramo posplošene diskretne ravnotežne enačbe rešiti z inkrementno-iteracijskim postopkom. Detajle takega reševanja diskretnih posplošenih ravnotežnih enačb smo natančneje opisali v literaturi (Bajc, 2013).



Slika 4 • Modificirana konstitucijska zakona stika in pripadajoči materialni parametri za betonski ovoj iz: (a) NSC, (b) HSC.



Slika 6 • Konstitucijski zakon delne povezanosti betonskih ovojev ob razpoki z agregatnimi zrni (Rabczuk, 2005).

3 • PARAMETRIČNA ŠTUDIJA

S parametrično študijo prikažemo učinkovitost predstavljenega numeričnega modela za analizo togosti razpokanega AB-elementa z upoštevanjem stikovanja armaturnih palic s prekrivanjem. Parametrično študijo vpliva stikovanja opravimo za različne dolžine prekrivanja armaturnih palic ter za betonski ovoj iz betona običajne trdnosti (NSC) in iz betona visoke trdnosti (HSC).

3.1 Osnovni geometrijski podatki

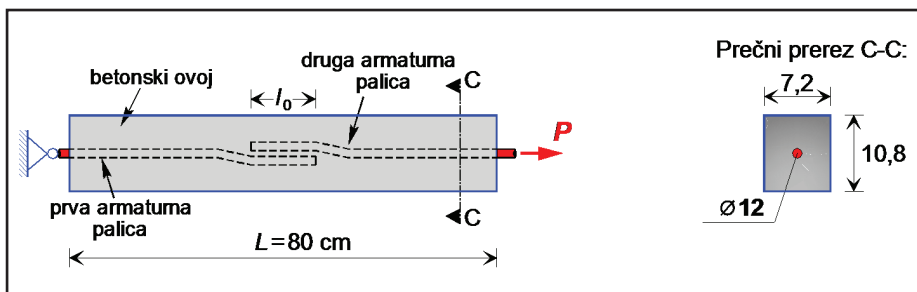
Obravnavamo natezni AB-element z dolžino $L = 80$ cm in s pravokotnim prečnim prerezom dimenzij $b/h = 7,2/10,8$ cm (glej sliko 7). Element je armiran z rebrasto armaturno palico premera $\varnothing = 12$ mm. V osrednjem delu AB-elementa je izvedeno stikovanje armaturnih palic s prekrivanjem, in sicer pri dolžini l_0 . AB-element modeliramo z 80 deformacijskimi linijskimi končnimi elementi. Število prostostnih stopenj je 2641 (element z neprekinjeno armaturno palico (Bajc, 2013)).

V sklopu parametrične študije najprej določimo projektno dolžino prekrivanja l_0 skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 (SIST, 2005a). Določimo jo za mejna stanja uporabnosti (MSU) in za mejna stanja nosilnosti (MSN). Vrednosti zberemo v preglednici 1. Ker so vrednosti prekrivanja armaturnih palic skladno s standardom (SIST, 2005a) različne, v parametrični študiji vpliva stikovanja na togost AB-elementa iz betona običajne trdnosti (NSC) izberemo tri različne dolžine prekrivanja: $l_0^{NSC} = 10, 20$ oz. $30\varnothing$. Ker so pri betonih visoke trdnosti projektne dolžine prekrivanja zaradi višjih sprjemnih trdnosti precej manjše, se v sklopu te parametrične študije odločimo še za dolžino $5\varnothing$, tako da pri HSC analiziramo vpliv stikovanja na togost elementa za štiri različne dolžine prekrivanja: $l_0^{HSC} = 5, 10, 20$ in $30\varnothing$ (preglednica 1).

3.2 Materialni podatki

V parametrični študiji materialne parametre betona NSC in HSC določimo skladno s standardom (SIST, 2005a) na osnovi izmerjenih vrednosti tlačnih trdnosti betonov (glej razdelek 2.2.1). Materialne parametre armaturnih palic pa povzamemo po (SIST, 2005a). Izmerjene oziroma izbrane vrednosti parametrov so naslednje:

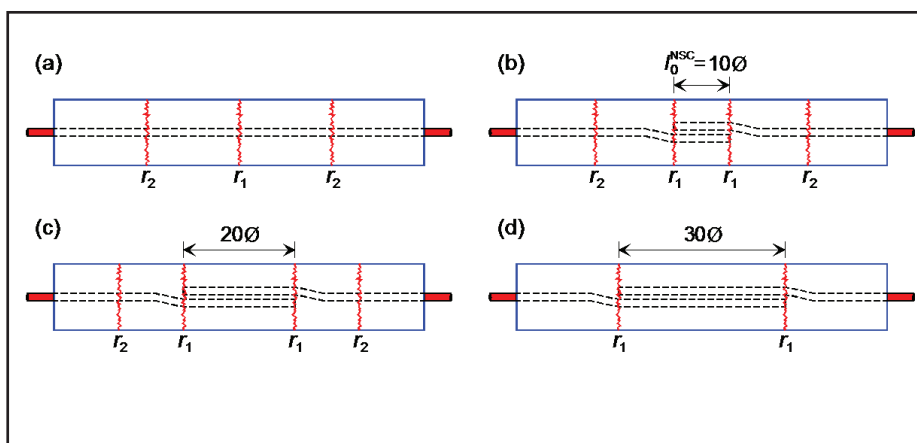
- za beton običajne trdnosti (NSC): $f_{cm,cube} = 4,9$ kN/cm², elastični modul



Slika 7 • Natezni AB-element s prekinjeno vzdolžno armaturo.

	SIST EN 1992-1-1		
	MSU	MSN	parametrična študija
l_0^{NSC}	26,5 \varnothing	40 \varnothing	10, 20 oz. 30 \varnothing
l_0^{HSC}	19 \varnothing	28 \varnothing	5, 10, 20 oz. 30 \varnothing

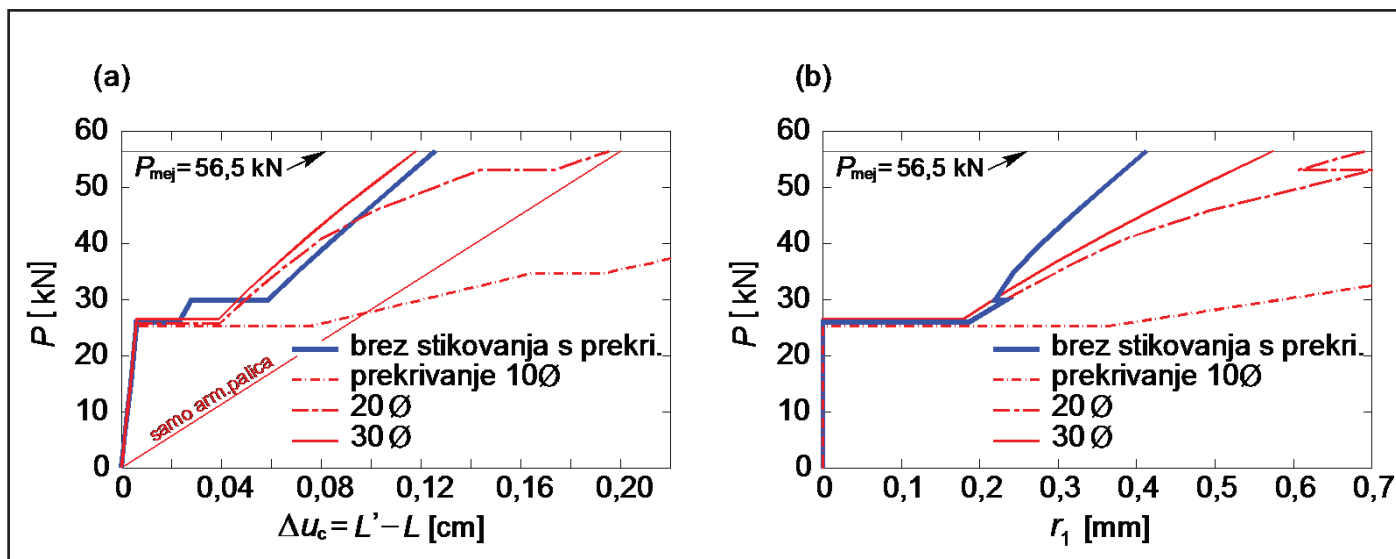
Preglednica 1 • Spreminjanje dolžine prekrivanja armaturnih palic skladno s standardom (SIST, 2005a) in izbrane dolžine v parametrični študiji



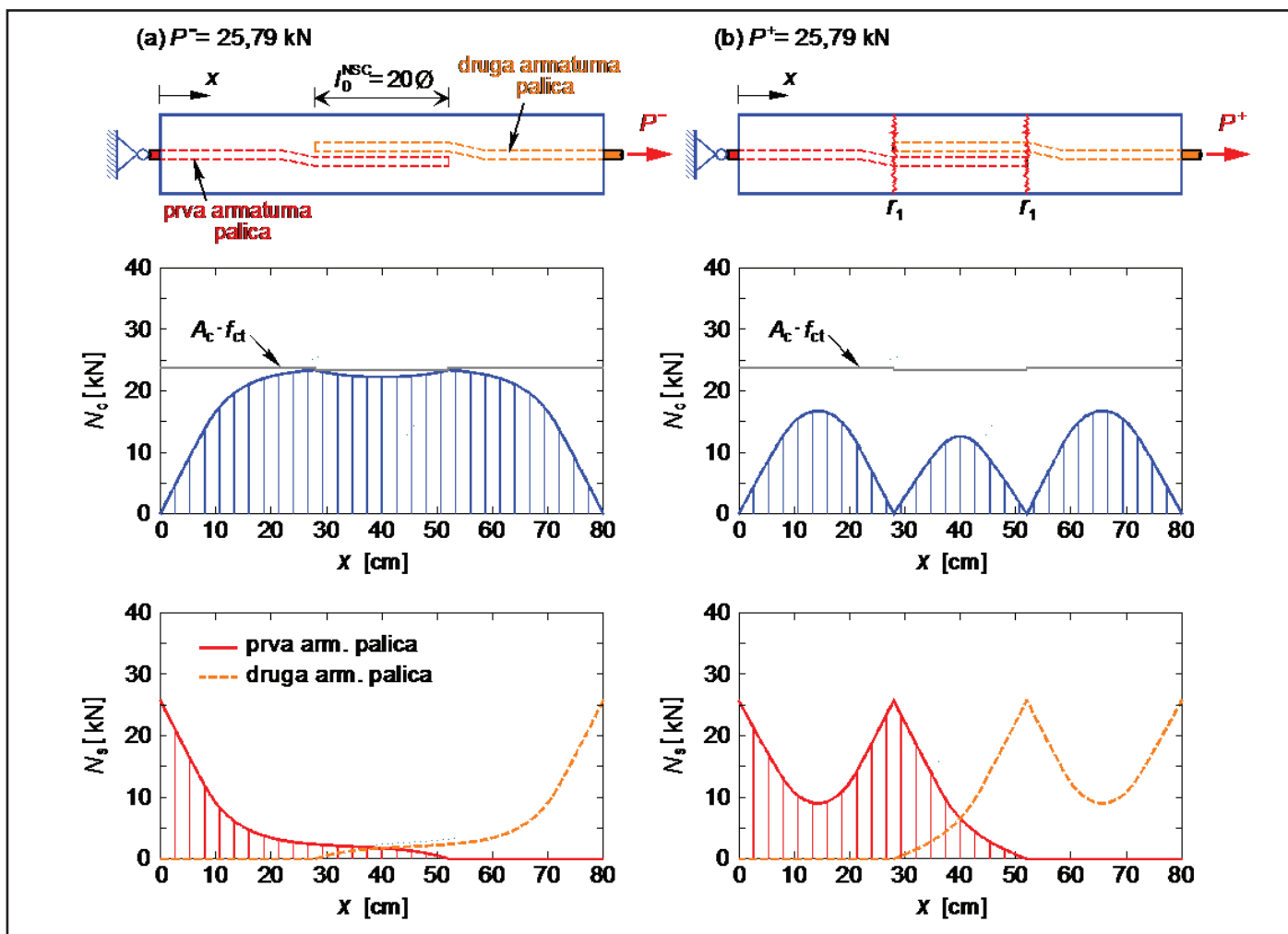
Slika 8 • AB-element iz NSC. Pojavljanje in rasporeditev razpok v stabiliziranem stanju: (a) brez stikovanja armature, (b) za stikovanje s prekrivanjem v dolžini $l_0^{NSC} = 10\varnothing$, (c) $20\varnothing$ in (d) $30\varnothing$.

- $E_c = 3350$ kN/cm², natezna trdnost $f_{ct} = 0,31$ kN/cm²,
 - za beton visoke trdnosti (HSC): $f_{cm,cube} = 8,1$ kN/cm², $E_c = 3900$ kN/cm² in $f_{ct} = 0,44$ kN/cm²,
 - za armaturni palici: elastični modul $E_s = 20000$ kN/cm² in mejo elastičnosti $f_{yk} = 50$ kN/cm²; natezna sila na meji plastičnosti je $P_{mej} = P_y = 56,5$ kN.
- Za materialne parametre zakona stika uporabimo rezultate izvlečnega testa, predstavljene v razdelku 2.2.1. Pri tem predpostavimo

porušitev stika z izvlekom armaturne palice. Parametri so prikazani v preglednici na sliki 5, ločeno za NSC in HSC. Tudi materialne parametre nelinearne vzmeti, s katero upoštevamo vpliv delne povezanosti betonskih ovojev ob razpoki z agregatnimi zrni (glej sliko 6), izberemo za ovoj iz betona običajne trdnosti (NSC): lomna energija betona $G_f = 90$ N/m, $\alpha_f = 0,14$, $\beta_f = 0,2335$, mejna širina razpoke $w_{crit} = 0,155$ mm, ter za ovoj iz betona visoke trdnosti (HSC): $G_f = 120$ N/m, $\alpha_f = 0,14$, $\beta_f = 0,1945$ in $w_{crit} = 0,163$ mm.



Slika 9 • AB-element iz NSC. Vpliv dolžine prekrivanja armaturne palice na: (a) spreminjanje dolžine elementa, (b) spreminjanje širine prve identične razpoke r_1 .

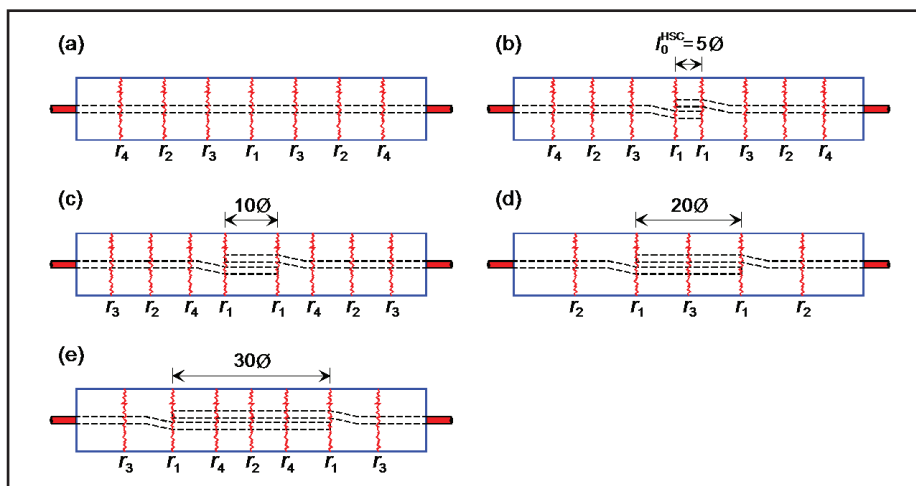


Slika 10 • AB-element iz NSC. Potek osne sile v betonskem ovoju in armaturnih palicah za stikovanje s prekrivanjem pri dolžini 20Ø: (a) tik pred ($= 25,79$ kN) in (b) tik po nastanku prvih identičnih razpok r_1 ($= 25,79$ kN).

3.3 Analiza vpliva dolžine prekrivanja armaturnih palic (AB-element iz NSC)

V parametrični študiji najprej analiziramo vpliv dolžine prekrivanja armaturnih palic na zaporedje pojavljanja razpok ($r_1, r_2 \dots$) in razporeditev razpok v stabiliziranem stanju pri AB-elementu iz NSC (glej sliko 8). Za primerjavo prikazemo na sliki 8 tudi rezultate analize AB-elementa z neprekinjeno armaturno palico. Pri AB-elementu brez stikovanja armature se prva razpoka r_1 pojavi na sredini dolžine elementa pri natezni sili $P = 25,97$ kN, za AB-elemente s stikovanjem armature pa se v vseh treh analiziranih primerih pojavita sočasno dve identični razpoki, pričakovano na začetku oziroma koncu stikovanja armaturnih palic. Pripadajoče natezne sile so: $P = 25,28$ kN ($\rho_0^{NSC} = 10\emptyset$), $25,79$ kN ($20\emptyset$) in $26,57$ kN ($30\emptyset$). S povečevanjem obtežbe P se v vseh primerih dodatno pojavita še dve identični razpoki r_2 , razen v elementu z dolžino prekrivanja $30\emptyset$.

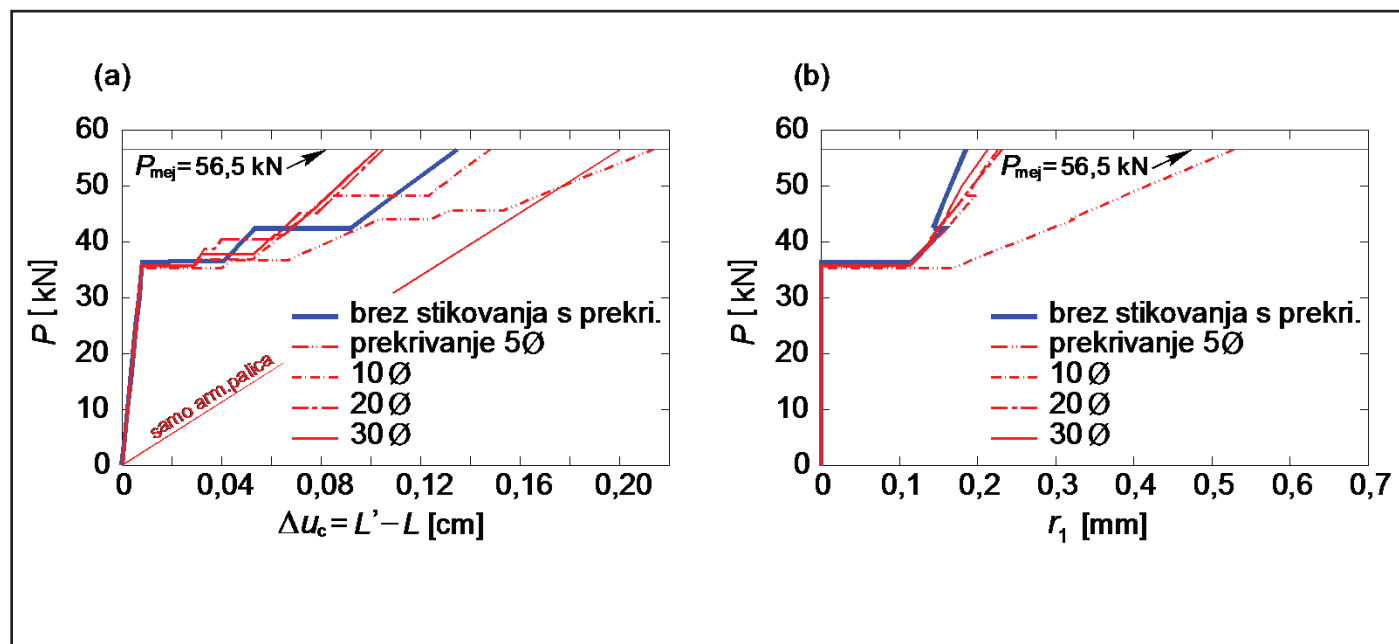
Na sliki 9(a) in 9(b) prikazujemo za vse obravnavane AB-elemente spreminjanje dolžine betonskega elementa oziroma spreminjanje širine prve razpoke r_1 v odvisnosti od velikosti natezne sile P . S primerjavo rezultatov nedvoumno ugotovimo, da ima dolžina prekrivanja velik vpliv na togost razpokanega AB-elementa ter tudi na spreminjanje širine prve razpoke r_1 . Za AB-element s prekrivanjem $10\emptyset$ je togost bistveno manjša od togosti AB-elementa brez stikovanja armature. Ko dolžino prekrivanja povečamo na $20\emptyset$,



Slika 11 • AB-element iz HSC. Pojavljanje in razporeditev razpok v stabiliziranem stanju: (a) brez stikovanja armature, (b) za stikovanje s prekrivanjem v dolžini $5\emptyset$, (c) $10\emptyset$, (d) $20\emptyset$ in (e) $30\emptyset$.

se togost razpokanega AB-elementa bistveno poveča, vendar je pri visokih nivojih natezne sile ($P > 40$ kN) še vedno manjša od togosti AB-elementa brez stikovanja armature. Za dolžino prekrivanja armaturne palice $30\emptyset$ se togost AB-elementa še dodatno poveča. Zdaj je ta v celoti primerljiva s togostjo AB-elementa brez prekinjanja armature tudi pri visokih nivojih natezne osne sile. Dodatno lahko tudi ugotovimo, da je sprememba dolžine razpokanega AB-elementa s stikovanjem armature pri dolžini $30\emptyset$ celo manjša od spremembe dolžine elementa brez stikovanja. Je pa širina prve identične razpoke r_1 za vse elemente s stiko-

vanjem armature s prekrivanjem vedno večja od širine prve razpoke pri AB-elementu brez stikovanja armature. Zanimivo je tudi, da se ob pojavu druge identične razpoke r_2 širina prve razpoke r_1 nekoliko zmanjša. V vseh primerih pa širina prve razpoke že takoj po nastanku preseže vrednost $0,2$ mm. Zato je v teh primerih vpliv delne povezanosti betonskega ovoja ob razpoki z agregatnimi zrni zane-marljiv, saj je širina razpoke večja od kritične širine $w_{crit} = 0,155$ mm, ki še zagotavlja prenos normalnih napetosti σ , med sosednjima nerazpokanimi deloma betonskega ovoja (glej sliko 6).



Slika 12 • AB-element iz HSC. Vpliv dolžine prekrivanja armaturne palice na: (a) spreminjanje dolžine elementa, (b) spreminjanje širine prve identične razpoke r_1 .

Na sliki 10 za AB-element z dolžino prekrivanja $20\varnothing$ prikazujemo potek osne sile v betonskem ovoju oziroma v obeh armaturnih palicah tik pred nastankom oziroma tik po nastanku prve identične razpoke r_1 , torej pri sili $P = 25,79$ kN. Tik pred nastankom prvih identičnih razpok r_1 je na mestu predvidenega nastanka razpoke napetost v betonskem ovoju enaka natezni trdnosti betona, armaturni palici pa sta skoraj neobremenjeni. Takoj po nastanku razpoke pa napetost v betonskem ovoju na tem mestu pade na nič, tako da celotno obremenitev AB-elementa prevzame armaturna palica.

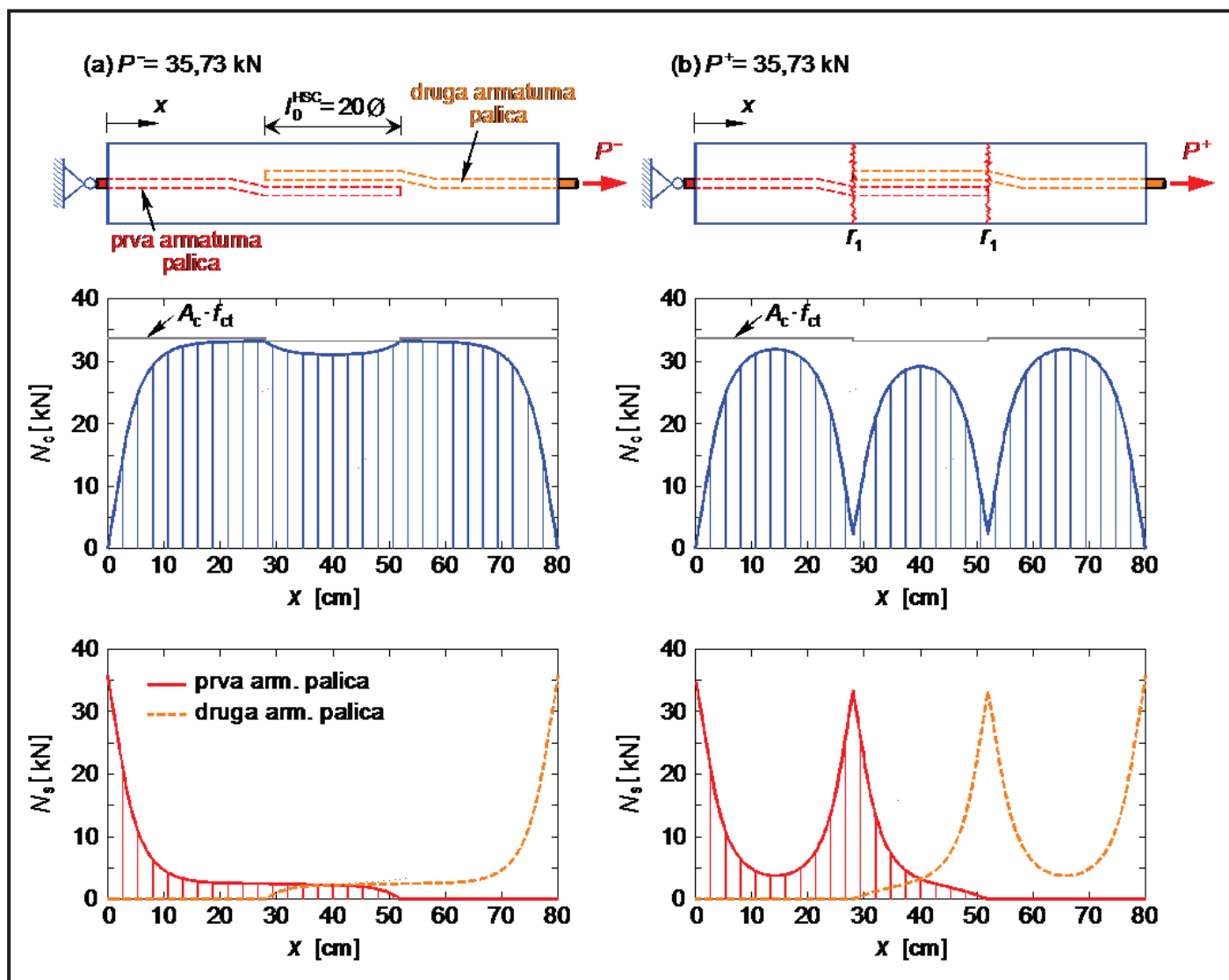
3.4 Analiza vpliva dolžine prekrivanja armaturnih palic (AB-element iz HSC)

Podobno parametrično študijo vpliva stikovanja armaturnih palic s prekrivanjem smo

izdelali še za AB-element iz betona visoke trdnosti (HSC). Tako lahko analiziramo tudi vpliv kvalitete betona na togost nateznega AB-elementa. Rezultate analize prikazujemo v istem zaporedju, kot smo jih prikazali v razdelku 3.3. Na sliki 11 tako najprej prikažemo v AB-elementu zaporedje pojavljanja razpok ($r_1, r_2 \dots$) in njihovo razporeditev v stabiliziranem stanju v odvisnosti od dolžine prekrivanja armaturnih palic. Prve identične razpoke r_1 se pojavijo na enakih mestih kot pri AB-elementih iz NSC, le natezne sile so zaradi višje natezne trdnosti betona nekoliko večje. Tako se v AB-elementu brez stikovanja armaturnih palic prva razpoka pojavi pri sili $P = 36,26$ kN, v AB-elementih s stikovanjem armaturnih palic pa sočasno na začetku oziroma koncu stikovanja. Pripadajoče natezne sile so: $P = 35,27$

kN ($f_0^{\text{HSC}} = 5\varnothing$), $35,63$ kN ($10\varnothing$), $35,73$ kN ($20\varnothing$) in $35,80$ kN ($30\varnothing$). S povečevanjem natezne sile se pojavljajo nove razpoke. Njihovo število je v stabiliziranem stanju precej večje kot pri AB-elementih iz NSC, in to ne glede na dolžino prekrivanja. Zanimivo je, da se za dolžini prekrivanja $20\varnothing$ oz. $30\varnothing$ razpoke pojavijo tudi na območju stikovanja armaturnih palic.

V nadaljevanju na sliki 12(a) in 12(b) prikažemo še spreminjanje dolžine betonskega ovoja oziroma spreminjanje širine prvih identičnih razpok r_1 za vse analizirane AB-elemente. Pri elementu z dolžino prekrivanja $5\varnothing$ je togost precej manjša od togosti AB-elementa brez stikovanja armature. Pri preostalih AB-elementih s prekrivanjem armaturnih palic v dolžini $10\varnothing, 20\varnothing$ in $30\varnothing$ pa se njihova



Slika 13 • Potek osne sile v betonskem ovoju in armaturnih palicah v AB-elementu iz HSC za stikovanje s prekrivanjem $20\varnothing$: (a) tik pred nastankom in (b) tik po nastanku prvih razpok r_1 .

togost precej poveča in je primerljiva s togostjo AB-elementa brez stikovanja armature. Zanimivo je, da dolžina prekrivanja $10\varnothing$ ali več nima omembe vrednega vpliva na širino prvih identičnih razpok r_1 . Širine teh razpok pa so primerljive s širinami razpok AB-elementa brez stikovanja armature. V teh primerih širina

prve razpoke praktično ne preseže vrednosti 0,2 mm.

Na koncu za AB-element iz HSC z dolžino prekrivanja $20\varnothing$ prikažemo še potek osne sile v betonskem ovoju oziroma v obeh armaturnih palicah tik pred nastankom oziroma tik po nastanku prve razpoke r_1 , tj. pri

sili $P = 35,73$ kN (glej sliko 13). Opazimo, da zdaj napetost v betonskem ovoju na začetku oziroma koncu stikovanja armaturnih palic ne pade na nič. To je posledica vpliva delne povezanosti betonskih ovojev ob razpoki z agregatnimi zrni, saj je širina razpoke manjša od w_{crit} (glej sliko 6).

4 • SKLEP

V članku smo predstavili nov numerični model za analizo vpliva dolžine stikovanja armaturne palice s prekrivanjem na togost razpokanega natezno obremenjenega AB-elementa. Model je zasnovan na deformacijski metodi končnih elementov. Za konstitucijski zakon stika, s katerim smo opisali stopnjo povezanosti armaturnih palic in betonskega ovoja, smo izbrali delno modificirano obliko zakona skladno z literaturo (Fib, 2013). Materialne

parametre modela pa smo določili z lastnimi eksperimenti. S parametričnimi študijami smo analizirali vpliv stikovanja s prekrivanjem na togost razpokanega AB-elementa iz betona običajne in visoke trdnosti. Ugotovili smo, da se v betonskem ovoju iz betona visoke trdnosti razpoke pojavijo pri večji natezni sili kot pri betonskem ovoju iz betona običajne trdnosti. Podobno je tudi število razpok v stabiliziranem stanju večje, posledično so

razpoke ožje, kar zagotavlja večjo trajnost AB-elementa iz betona visoke trdnosti. Dodatno smo ugotovili, da ustrezen prenos sile iz ene armaturne palice na drugo zagotavlja že zelo kratka dolžina prekrivanja, ki je bistveno krajša od priporočene v Evrokodu 2. Pri tem smo seveda predpostavili, da se okoliški beton ne začne razcepljati. Naše nadaljnje delo bo usmerjeno predvsem v pridobivanje lastnih eksperimentalnih podatkov, s katerimi bomo lahko validirali natančnost in s tem tudi primernost predstavljenega numeričnega modela za določitev togosti nateznih AB-elementov.

5 • ZAHVALA

Predstavljeni rezultati so pridobljeni v sklopu dela programskih skupin Gradbene konstrukcije in gradbena fizika (P2-0158) ter Mehanika konstrukcij (P2-0260), ki ju financira Javna

agencija za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije. Za finančno pomoč se ji iskreno zahvaljujemo.

6 • LITERATURA

- Bajc, U., Bratina, S., Saje, M., Planinc, I., Nelinearna analiza razpokane armiranobetonske natezne palice – primerjava numeričnih metod, *Gradbeni vestnik*, 62:105–116, 2013.
- Cerioni, R., Bernardi, P., Michelini, E., Mordini, A., *A general 3D approach for the analysis of multi-axial fracture behavior of reinforced concrete elements*, *Engineering Fracture Mechanics*, 78:1784–1793, 2011.
- Canbay, E., FroschLagier, R. J., Bond Strength of Lap-Spliced Bars, *ACI Structural Journal*, 102:605–614, 2005.
- Chowdhury, S. R., Orakcal, K., An analytical model for reinforced concrete columns with lap splices, *Engineering Structures*, 43:180–193, 2012.
- Fib, International Federation for Structural Concrete, Bond of reinforcement in concrete: state-of-art report prepared by Task Group Bond Models, Lausanne: FIB, 2000.
- Fib, International Federation for Structural Concrete, fib Model Code for Concrete Structures 2010, Berlin: Ernest & Sohn GmbH & Co. KG., 2013.
- Gilbert, R. I., Kilpatrick, A. E., The strength and ductility of lapped splices of reinforcing bars in tension, *Australian Journal of Structural Engineering*, 16: 35–46, 2015.
- Hassan, M. N., Feldman, L. R., Behavior of Lap-Spliced Plain Steel Bars, *ACI Structural Journal*, 109:235–243, 2012.
- Lagier F., Massicotte B., Charron J. P., Experimental investigation of bond stress distribution and bond strength in unconfined UHPFRC lap splices under direct tension, *Cement and Concrete Composites*, 74:26–38, 2016a.
- Lagier, F., Massicotte, B., Charron, J. P., 3D Nonlinear Finite-Element Modeling of Lap Splices in UHPFRC, *Journal of Structural Engineering ASCE*, 142:04016087-1–14, 2016b.

- Lee, J. K., Bonding Behavior of Lap-spliced Reinforcing Bars Embedded in Ultra-High Strength Concrete with Steel Fibers, *KSCE Journal of Civil Engineering*, 20:273–281, 2016.
- Mousa, M. I., Flexural behaviour and ductility of high strength concrete (HSC) beams with tension lap splice, *Alexandria Engineering Journal*, 54:551–563, 2015.
- Rabczuk, T., Akkermann, J., Eibl, J., A numerical model for reinforced concrete structures, *International Journal of Solids and Structures*, 42:1327–1354, 2005.
- Rakhshanimehr, M., Esfahani, M. R., Kianoush, M. R., Mohammadzadeh, B.A., Mousavi, S. R., Flexural ductility of reinforced concrete beams with lap-spliced bars, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 41:594–602, 2014.
- Saje, D., Lopatič, J., Bond strength between steel rebar and concrete, 9th International Concrete Conference 2016 Environment, Efficiency and Economic Challenges for Concrete, Dundee, Scotland, UK, 1049–1056, 2016.
- SIST, SIST EN 1992–1–1:2005, Evrokod 2, Projektiranje betonskih konstrukcij – Del 1-1, Splošna pravila in pravila za stavbe, Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, str. 227, 2005a.
- SIST, SIST EN 10080:2005, Jeklo za armiranje betona – Varivo armaturno jeklo – Splošno, Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, str. 69, 2005b.
- Tastani, S. P., Brokalaki, E., Pantazopoulou, S. J., State of Bond along Lap Splices, *Journal of Structural Engineering ASCE*, 141:04015007-1–14, 2015.
- Yankelevsky, D. Z., Jabareen, M., Abutbul, A. D., One-dimensional analysis of tension stiffening in reinforced concrete with discrete cracks, *Engineering Structures*, 30:206–217, 2008.

VABILO

ZVEZA DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE

vabi na

REDNO SKUPŠČINO,

ki bo v četrtek, 15. junija 2017, s pričetkom ob 12. uri,
v prostorih Gostilne Livada, Hladnikova 15, Ljubljana.

Skupščina bo obravnavala in sprejemala:

1. Poročilo o delu ZDGITS v letu 2016
2. Poslovno poročilo ZDGITS za leto 2016 z bilanco stanja in izkazom poslovnega izida
3. Letni program in
4. Finančni načrt ZDGITS za leto 2017
5. razrešila organe ZDGITS in izvolila nove ter
6. podelila priznanja zaslužnim in častnim članom ZDGITS.

Predsednik ZDGITS

doc. dr. Andrej Kryžanowski, univ. dipl. inž. grad

NOVI DIPLOMANTI

UNIVERZA V LJUBLJANI, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO IN GEODEZIJO

I. STOPNJA - VISOKOŠOLSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRADBENIŠTVO

Matjaž Cigoj, Plan montaže jeklene konstrukcije, mentor viš. pred. dr. Leon Hladnik; <https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=91439>

Žan Simčič, Analiza poteka izvedbe projekta enostanovanjske hiše, mentor viš. pred. dr. Aleksander Srdić; <https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=91438>

I. STOPNJA - UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRADBENIŠTVO

Maja Mohorič Taler, Analiza žerjavne proge, mentor doc. dr. Franc Sinur; <https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=91172>

II. STOPNJA - MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRADBENIŠTVA

Uroš Gantar, Študija vpliva geometrijskih parametrov na odziv lesenih brvi, mentorizr. prof. dr. Jože Lopatič; <https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=91012>

UNIVERZA V MARIBORU, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO, PROMETNO INŽENIRSTVO IN

I. STOPNJA - VISOKOŠOLSKI STROKOVNI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRADBENIŠTVA

Sandi Fuks, Sanacija stanovanjskega objekta, mentor red. prof. dr. Andrej Štrukelj, somentor asist. Sašo Kos; <https://dk.um.si/lzpisGradiva.php?id=65159&lang=slv>

Aljoša Šumer, Kvalitetna izvedba industrijskega tlaka, mentor red. prof. dr. Andrej Štrukelj; <https://dk.um.si/lzpisGradiva.php?id=65128&lang=slv>

Jana Zelenkina, Primerjava med DKN in ortofoto posnetki skozi zgodovino na območju Premogovnika Velenje, mentorizr. prof. dr. Boštjan Kovačič, somentor doc. dr. Rok Kamnik; <https://dk.um.si/lzpisGradiva.php?id=65169&lang=slv>

II. STOPNJA - MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRADBENIŠTVA

Tjaša Gmajner, Tehnološki elaborat in izvedba opornega zidu, mentor red. prof. dr. Andrej Štrukelj, somentor doc. dr. Borut Macuh; <https://dk.um.si/lzpisGradiva.php?id=65182&lang=slv>

Gregor Leskovšek, Primerjava metod zakoličbe dolžinskih objektov in velikih površin, mentorizr. prof. dr. Boštjan Kovačič, somentor doc. dr. Rok Kamnik; <https://dk.um.si/lzpisGradiva.php?id=65156&lang=slv>

Rubriko ureja • Eva Okorn, gradb.zveza@siol.net

KOLEDAR PRIREDITEV

15.-18.5.2017

ICBEST Istanbul - International Conference on Building Envelope Systems and Technologies

Istanbul, Turčija
<http://icbestistanbul.com/>

19.5.2017

2. mednarodna konferenca: Geosynthetics in road construction

Moskva, Rusija
www.maxconf.ru/en/event/65/

29.5.-2.6.2017

4. svetovni forum o zemeljskih plazovih

Ljubljana, Slovenija
www.wlf4.org/wlf4-intro-slo/

7.-9.6.2017

S.ARCH 2017 – the 4th International Conference on Architecture

Hong Kong, Kitajska
<http://s-arch.net/>

12.-14.6.2017

EATA 2017 – 7th International European Asphalt Technology Association Conference

Zürich, Švica
<http://eata2017.empa.ch/>

21.-23.6.2017

ICNF2017 - 3rd International Conference on Natural Fibers

Braga, Portugalska
www.icnf2017.fibrenamics.com/

5.-9.7.2017

10th World Congress on water resources and environment

“Panta Rhei”
Atene, Grčija
<http://ewra2017.ewra.net/>

15.-19.7.2017

**GeoMEast 2017 International Conference
“Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology”**

Sharm El-Sheik, Egipt
www.geomeast2017.org/

5.-8.9.2017

ISPE-2017 – XI International Symposium on Permafrost Engineering

Magadan, Rusija
<http://mpi.ysn.ru/en/permafrost-engineering-symposiums>

13.-15.9.2017

SMAR 2017 – 4th International Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures

Zürich, Švica
www.smar2017.org/

2.-4.10.2017

3rd International Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPRC)

Montpellier, Francija
www.afgc.asso.fr/UHPRC2017

11.-13.10.2017

3rd ReSyLab – 3. Regional Symposium on Landslides in Adriatic-Balkan Region

Ljubljana, Slovenija
www.geo-zs.si/ReSyLAB2017/

11.-13.10.2017

4th ICEES - International Conference on Earthquake Engineering and Seismology

Eskişehir, Turčija
www.tdmd.org.tr/TR/Genel/KonferansAnaSayfaEN.aspx?F6E10F8892433CFFAAF6AA849816B2EFFB0FF6CAD6E83E4E

20.-22.11.2017

ICCEN 2017 – 6th International Conference on Civil Engineering

Brisbane, Avstralija
www.iccen.org/

Rubriko ureja • **Eva Okorn**, ki sprejema predloge za objavo na e-naslov: gradb.zveza@siol.net