





Izdajatelj:

Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS), Karlovška cesta 3, 1000 Ljubljana, telefon 01 52 40 200
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 Jukič
prof. dr. Matjaž Mikoš
IZS MSG: **Jernej Mazij**
mag. Jernej Nučič
mag. Mojca Ravnikar Turk
UL FGG: **izr. prof. dr. Sebastjan Bratina**
UM FGPA: **doc. dr. Milan Kuhta**

Glavni in odgovorni urednik:

izr. prof. dr. Sebastjan Bratina

Lektor:

Jan Grabnar

Lektorica angleških povzetkov:

Romana Hudin

Tajnica:

Eva Okorn

Oblikovalska zasnova:

Mateja Goršič

Tehnično urejanje, prelom in tisk:

Kočevski tisk

Naklada:

450 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 upokojene 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 všteti DDV.

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

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: sebastjan.bratina@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

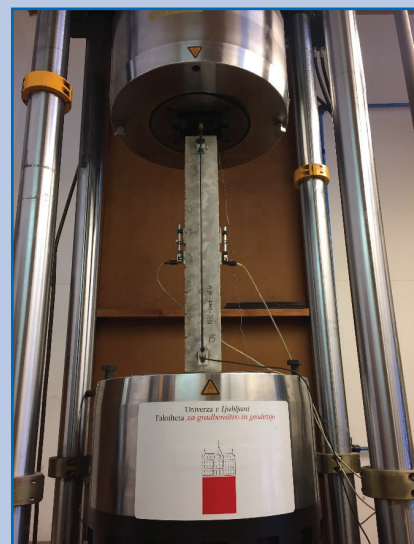
Vsebina • Contents

Članki • Papers

stran **226**

Urban Kralj, mag. inž. grad.
izr. prof. dr. Sebastjan Bratina, univ. dipl. inž. grad.
doc. dr. Drago Saje, univ. dipl. inž. grad.

**EKSPERIMENTALNA IN NUMERIČNA ANALIZA
NASTANKA IN ŠIRJENJA RAZPOK PRI NATEZNO
OBREMENJENEM ARMIRANOBETONSKEM ELEMENTU
Z RAZLIČNO RAZPOREDITVIJO VZDOLŽNE ARMATURE**
EXPERIMENTAL AND NUMERICAL ANALYSIS OF CRACK
FORMATION AND PROPAGATION ALONG TENSILE
LOADED REINFORCED CONCRETE ELEMENTS WITH
DIFFERENT ARRANGEMENT OF LONGITUDINAL
REINFORCEMENT



stran **244**

Luka Bizjak, univ. dipl. inž. grad.
**NUKLEARNA ELEKTRARNA KRŠKO, GRADNJA
OBJEKTA BB2**

NUCLEAR POWER PLANT KRŠKO, CONSTRUCTION OF
BB2 BUILDING



Novi diplomanti

Eva Okorn

Koledar prireditev

Eva Okorn

Slika na naslovnici: Gradnja objekta BB2, Nuklearna elektrarna Krško,
foto Luka Bizjak

EKSPERIMENTALNA IN NUMERIČNA ANALIZA NASTANKA IN ŠIRJENJA RAZPOK PRI NATEZNO OBREMENJENEM ARMIRANOBETONSKEM ELEMENTU Z RAZLIČNO RAZPOREDITVIJO VZDOLŽNE ARMATURE

EXPERIMENTAL AND NUMERICAL ANALYSIS OF CRACK FORMATION AND PROPAGATION ALONG TENSILE LOADED REINFORCED CONCRETE ELEMENTS WITH DIFFERENT ARRANGEMENT OF LONGITUDINAL REINFORCEMENT

Urban Kralj, mag. inž. grad.

urbankralj92@gmail.com

Mlinše 30, Izlake

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

sebastjan.bratina@fgg.uni-lj.si

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

drago.saje@fgg.uni-lj.si

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo

in geodezijo,

Jamova 2, Ljubljana

Znanstveni članek

UDK 001.891:624.014.2(497.4)

Povzetek | V članku se ukvarjamo z analizo nastanka in širjenja razpok pri armiranobetonskem elementu, ki je izpostavljen delovanju kratkotrajne natezne obremenitve. V ta namen smo zasnovali in izdelali tri preizkušance pravokotnega prečnega prereza 10,8/7,2 cm in dolžine 80 cm, pri čemer smo pri enem vzdolžno armaturo vodili kontinuirno, pri drugih dveh pa smo izvedli stikovanje armature s prekrivanjem na različnih dolžinah. V vse preizkušance smo dodatno vgradili tudi stremensko armaturo z namenom preprečitve pojava razcepljanja betonskega ovoja. Po opravljenih nateznih preizkusih smo z numeričnim modelom, ki je bil razvit v okviru raziskovalnega dela na UL FGG, za obravnavane preizkušance simulirali pojavljanje razpok in rezultate primerjali z eksperimentalnimi opažanji. Ugotovili smo, da lahko z uporabljenim numeričnim modelom dovolj natančno simuliramo nastajanje in širjenje prečnih razpok, ne moremo pa simulirati pojava cepilnih razpok in njihovega vpliva na natezno nosilnost elementa. Lahko jih upoštevamo posredno, in sicer z ustreznim konstitucijskim zakonom stika med armaturo in betonskim ovojem na območju preklopa. Dodatno smo ugotovili, da lahko z ustreznim številom vgrajenih stremen preprečimo pojav razcepljanja betonskega ovoja v območju preklopa vzdolžne armature.

Ključne besede: armiranobetonski element, natezna obremenitev, razpokanost, stikovanje s prekrivanjem, stremenska armatura, numerični model

Summary | The article deals with the analysis of the formation and propagation of cracks in a reinforced concrete element exposed to short-term tensile loading. For this purpose, we manufactured and tested three reinforced concrete elements with a rectangular cross-section of 10.8/7.2 cm and a length of 80 cm. In one element, the longitudinal reinforcement was continuously placed, while in the other two elements, we carried out the lap splice of different lengths. In addition, we installed stirrups in all tested specimens to prevent the occurrence of splitting cracks in the concrete cover. After conducting tensile tests, a numerical model developed in research work at UL FGG was used to simulate the cracking of the specimens. Then we compared the results with the experimental observations. We found that the numerical model enables us to simulate the formation and propagation of transverse cracks with sufficient accuracy, but we cannot simulate the occurrence of splitting cracks and their effect on the tensile strength. They can be taken into account indirectly by means of a suitable bond stress – slip relationship between the reinforcement and the concrete in the lap splice area. Furthermore, we found that with confinement the splitting of the concrete cover in the lap splice area of the longitudinal reinforcement can be prevented.

Key words: reinforced concrete element, tensile load, cracking, lap splice, stirrups, numerical model

1 • UVOD

Vse večji poudarek v sodobnem gradbeništvu ima trajnost gradbenih konstrukcij. Armirani beton je kot kompoziten material v gradbenih konstrukcijah zelo občutljiv za destruktivne dejavnike okolja, ki mu je armiranobetonski element oziroma konstrukcija izpostavljena. S pojavom razpok v betonskem ovoju je neposredno ogrožena trajnost armiranobetonske konstrukcije, ki jo v praksi zagotovimo z ustrezno krovno plastjo betona. Zaradi velikega vpliva razpok na obstojnost konstrukcije moramo v armiranobetonskih konstrukcijah preprečiti oziroma omejiti nastanek razpok in njihovo širino. Vzrok za nastanek razpok v betonskem elementu so lahko obremenitve

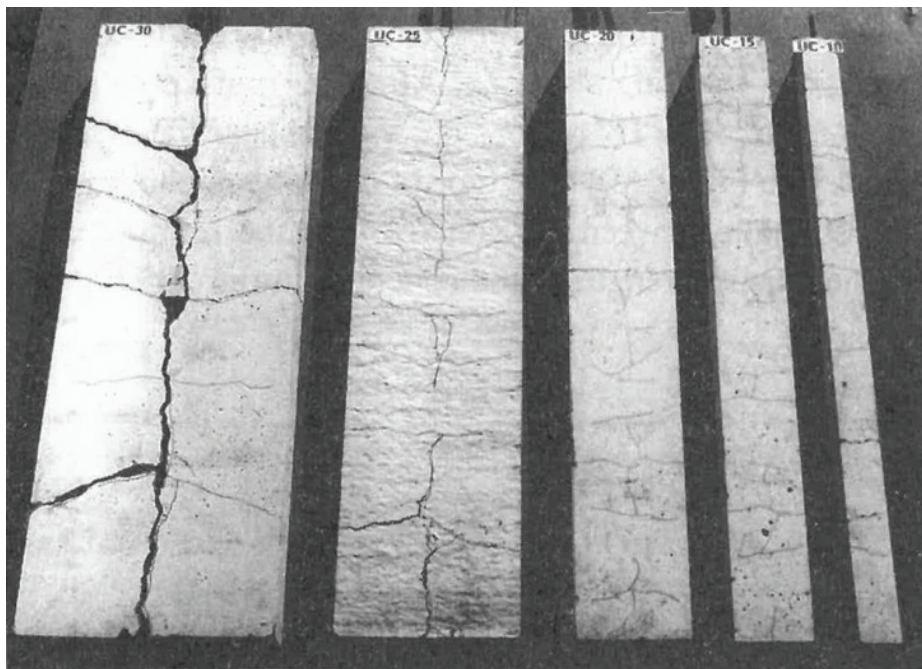
zaradi delovanja zunanje obtežbe, krčenje betona in neustrezna nega v začetni fazi pridobivanja trdnosti, ekstremni okoljski vplivi in neustrezno vzdrževanje, kemijske reakcije ali pa napaka v načrtovanju oziroma izvedbi na nivoju elementa ali celotne konstrukcije. Pojav nastanka in razvoja razpok v armiranobetonskih konstrukcijah je težko natančno napovedati, saj je le ta odvisen od mehanskih karakteristik betona in jekla za armiranje, količine in razporeditve vgrajene armature, debeline krovne sloja betona, interakcije med betonom in armaturo na medsebojnem stiku, obtežbe itd. Nastanek in razvoj razpok v armiranobetonskih konstruk-

cijah je torej fizikalno zahteven pojav, ki ga matematično zelo težko natančno opišemo. Najlažje ga preučujemo na primeru centrično natezno obremenjenega armiranobetonskega elementa. V gradbenih konstrukcijah takšnega ojačenega betonskega elementa, z redkimi izjemami, praktično ne najdemo (glej primera na sliki 1), saj sta poleg osne obremenitve skoraj vedno prisotni še upogibna in strižna obremenitve.

Za proučevanje nastanka in širjenja razpok pri natezno obremenjenem armiranobetonskem preizkušancu moramo izbrati takšne dimenzije prečnega prereza, da pri monotonem naraščanju obremenitve betonski ovoj razpoka bistveno prej, preden pride do plastifikacije vzdolžne armaturne palice. Torej zadostiti moramo pogoju $f_{ctm} \cdot A_c < f_{yk} \cdot A_{sr}$ pri čemer



Slika 1 • Natezno obremenjene armiranobetonske vešalke na mostu čez Savo Dolinko v Kranjski Gori (Martuljski slapovi, 2018) (levo) in prednapete betonske vešalke na starem mostu Ponte Morandi v Italiji (Ponte Morandi, 2020) (desno).

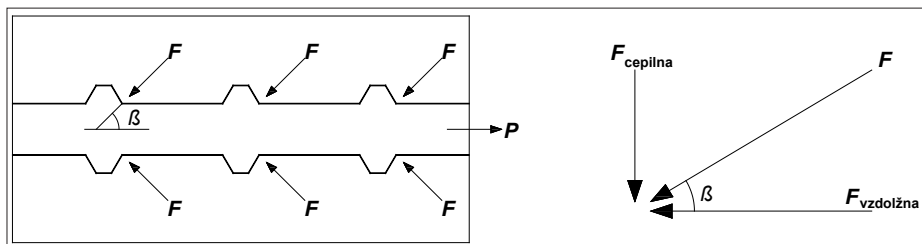


Slika 2 • Primer vzdolžno razcepljenega betonskega ovoja zaradi velikih cepilnih napetosti (Abrishami, 1996).

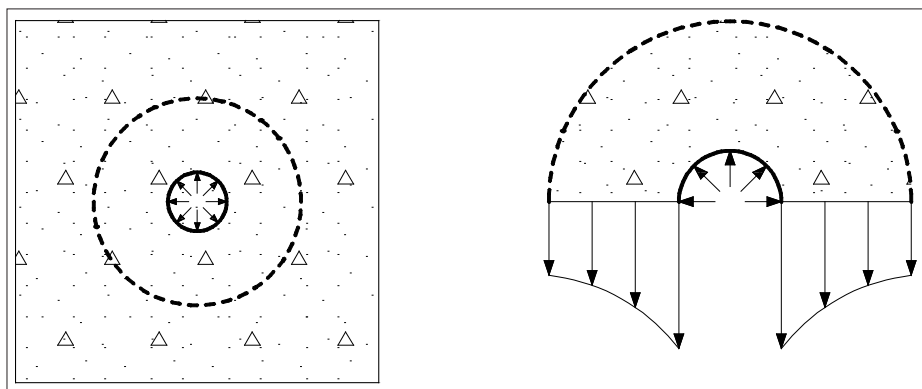
sta f_{ctm} in f_{yk} srednja vrednost osne natezne trdnosti betona oziroma karakteristična meja elastičnosti armature, A_c in A_s pa prečni prerez betonskega ovoja oziroma armaturne palice. V ta namen morajo biti dimenzije prečnega prereza betonskega ovoja preizkušanca relativno majhne ((Abrishami, 1996), (Chan, 1992), (Wollrab, 1996), (Wu, 2008)).

Raziskovalci dodatno ugotavljajo, da lahko pride pri analiziranih elementih zaradi premajhne debeline krovnega sloja betona oziroma neustreznega objekta do pojava razcepljanja betonskega ovoja. Primer takšnih poškodb prikazujemo na sliki 2.

Raziskovalci v svojih študijah poročajo, da se cepilne napetosti pojavijo zaradi prisotnosti



Slika 3 • Cepilne napetosti (Canbay, 2005).



Slika 4 • Radialni pritiski vzdolžne armature na okoliški beton in pojav nateznih napetosti v debelostenskem betonskem »cilindru« (Canbay, 2005).

reber na armaturni palici. Ko je armaturna palica natežno obremenjena, rebra pritiskajo na okoliški beton s silo F pod kotom β , kot to prikazujemo na sliki 3.

Medtem ko $F_{vzdolžna}$ (vodoravna komponenta sile F) povzroča strižno obremenitev betona med rebri, $F_{cepilna}$ (prečna komponenta sile F) povzroča radialne pritiske na okoliški beton. Ta se obnaša kot debelostenski »cilinder«, ki je izpostavljen notranjim pritiskom (glej sliko 4). Ti pritiski povzročijo v »cilindru« pojav nateznih obročnih napetosti. Ko te napetosti dosežejo natežno trdnost betona, nastopi porušitev v obliki razcepljanja okoliškega betona (Canbay, 2005).

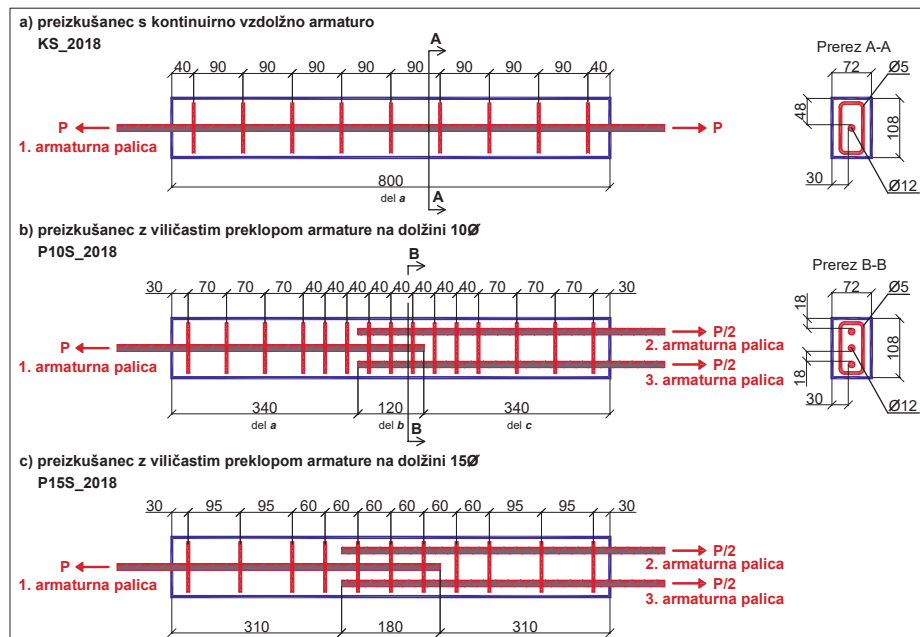
Abrishami in Mitchell (Abrishami, 1996) v svojih raziskavah navajata, da je pojav vzdolžnih cepilnih razpok značilen pri preizkušancih, ki imajo razmerje med debelino krovnje plasti betona in premerom armaturne palice, manjše od 2,5. Tudi v primeru stikovanja armature s prekrivanjem lahko pride zaradi nezadostne debeline krovnega sloja betona do razcepljanja betonskega ovoja. Številni raziskovalci ((Hassan, 2012), (Lagier, 2016), (Lee, 2016)) so v okviru svojih eksperimentalnih raziskav proučevali učinkovitost prenosa sil z ene armaturne palice na drugo v območju stikovanja s prekrivanjem. Ena izmed možnosti prevzemanja velikih cepilnih napetosti v območju stikovanja armature s prekrivanjem je uporaba jeklenih vlaken, ki izboljšajo mehanske lastnosti betona (Lagier, 2016). Če pa želimo zagotoviti ustrezno objetje betonskega ovoja in s tem preprečiti pojav razcepljanja betona, lahko uporabimo tudi armaturo v obliki stremen ((Canbay, 2005), (Fib, 2013)).

V članku smo nastanek in širjenje razpok proučevali na primeru izoliranih natežno obremenjenih armiranobetonskih elementov, ki smo jih izdelali v laboratoriju. Tako so v 2. poglavju podrobneje opisani preizkušanci, pri katerih smo spreminjali razporeditev vzdolžne in prečne armature. V 3. poglavju je na kratko predstavljen numerični model (Saje, 2017), s katerim smo opravili numerično analizo. Model temelji na uporabi metode končnih elementov, pri čemer razpokanost modeliramo z diskretnimi razpokami. V 4. poglavju je prikazana primerjava rezultatov eksperimentalnih meritev in rezultatov numeričnih analiz, sočasno so podane tudi ugotovitve. Na koncu sledijo zaključki in navedena je uporabljena literatura.

2 • EKSPERIMENTALNO DELO

Za proučevanje nastanka in širjenja razpok pri natezno obremenjenem armiranobetonskem elementu smo izbrali element dolžine 80 cm s pravokotnim prečnim prerezom relativno majhnih dimenzij, in sicer 10,8/7,2 cm. Armiran je bil z vzdolžno armaturno palico s premerom $\phi=12$ mm, ki smo jo razporedili na tri različne načine. V prvem

ma omilili pojav razcepljanja betonskega ovoja zaradi nezadostne debeline krovne plasti. Za pomoč pri formulaciji numeričnega modela, ki sledi v nadaljevanju, smo element razdelili na tri dele. Del z oznako 'a' je del elementa z eno armaturno palico, del 'c' z dvema, del 'b' pa določa območje stikovanja armaturnih palic s prekrivanjem.



Slika 5 • Geometrijski podatki ter podatki o razporeditvi armature v treh različnih preizkušancih (dimenzije so v mm).

primeru smo armaturno palico vodili kontinuirno (glej sliko 5(a)), v drugih dveh primerih pa smo izvedli stikovanje armature s prekrivanjem. Pogosto se namreč zgodi, da zaradi konstrukcijskih razlogov (npr. prekratke palice, postopnost gradnje) armaturne palice vzdolž armiranobetonskega elementa niso kontinuirne. Zaradi zagotavljanja čim bolj simetričnega vnašanja natezne obremenitve v preizkušane smo stikovanje izvedli v obliki t. i. viličastega preklopa, kot prikazujeta sliko 5(b) oziroma 5(c). Pri tako izvedenem prekrivanju se obremenitev prenaša z ene palice na drugi dve, to pomeni, da zadošča že polovična dolžina prekrivanja (ustrezna projektna dolžina prekrivanja l_0 skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 (SIST, 2005) znaša okrog 15φ). Izbrali smo dolžini prekrivanja 10φ (= 12 cm) oziroma 15φ (= 18 cm). V vse tri preizkušance smo poleg vzdolžne armature vgradili tudi stremensko armaturo z namenom, da bi preprečili oziro-

Opisano eksperimentalno delo, ki je bilo opravljeno v laboratoriju na UL FGG marca 2018, predstavlja nadaljevanje raziskovalnega dela

na temo analize pojava in širjenja razpok pri natezno obremenjenih armiranobetonskih elementih, ki poteka na Katedri za masivne in lesene konstrukcije na UL FGG. Del eksperimentalnih rezultatov je v okviru svoje diplomске naloge predstavil že Benjamin Cerar (Cerar, 2017). V nalogi je podrobneje prikazal rezultate nateznih preizkusov elementov, ki so imeli enake geometrijske in mehanske lastnosti kot zgoraj opisani, enaka je bila tudi razporeditev vzdolžne armature, niso pa imeli dodatne stremenske armature, ki bi preprečevala razcepljanje betonskega ovoja. V okviru snovanja preizkušancev smo potrebno količino stremenske armature določili skladno s priporočili iz literature (Fib, 2013). Pri nateznem preizkusu preizkušanca s kontinuirnim potekom armaturne palice glede na predhodne eksperimentalne rezultate (Cerar, 2017) nismo pričakovali pojava razcepljanja betonskega ovoja, zato smo vanj vgradili le konstruktivno stremensko armaturo, ki smo jo določili po lastni presoji. Pri preizkušancih s preklpom vzdolžne armature pa smo že pri predhodnih preizkusih opazili pojav razcepljanja betona v območju stikovanja armature s prekrivanjem (Cerar, 2017), zato smo v to območje vgradili 3 zaprta stremena $\phi 5$, zunaj območja prekrivanja pa smo prav tako vgradili stremena $\phi 5$, kot prikazujemo na slikah 5(b) in 5(c). Zaradi večje nazornosti obravnavanim preizkušancem, vključno s tistima, ki sta bila že predhodno testirana (Cerar, 2017) in sta bila tudi vključena v numerično analizo, v nadaljevanju pripišemo ustrezne oznake, kot prikazujemo v preglednici 1.

V nadaljevanju predstavimo podrobnosti poteka priprave preizkušancev z oznakami KS_2018, P10S_2018 in P15S_2018.

razporeditev armature v preizkušancu	datum opravljene meritve		
	januar 2017 (Cerar, 2017)	marec 2017 (Cerar, 2017)	marec 2018
kontinuirna vzdolžna armatura $\phi 12$, brez stremen	K_2017_1	K_2017_3	
kontinuirna vzdolžna armatura $\phi 12$, dodana stremena $\phi 5$			KS_2018
izveden viličast preklp na dolžini 10φ, dodana stremena $\phi 5$			P10S_2018
izveden viličast preklp na dolžini 15φ, dodana stremena $\phi 5$			P15S_2018

Preglednica 1 • Označevanje preizkušancev.

2.1. Priprava vzorcev za preizkušanje

Najprej smo v namensko pripravljene lesene kalupe vgradili vzdolžne armaturne palice in zaprta stremena (glej sliko 6), kot prikazujemo na sliki 7.

Pri preizkušancu s kontinuirno vzdolžno armaturo (desni kalup na sliki 7) smo na sredini dolžine stranskih sten kalupa dodatno vgradili še dve navpični letvici debeline 5 mm in s tem oslabili prečni prerez elementa, tj. ravno tam, kjer smo pričakovali nastanek prve razpoke.

Vse tri preizkušance smo izdelali iz enake betonske mešanice z oznako NC-1630/22, ki je bila uporabljena že pri predhodnih preizkusih (Cerar, 2017). Zrnavostna sestava betonske mešanice je vsebovala agregat iz separacije Kresnice in mivko iz Moravč. Deleže uporabljenih pranih frakcij predstavimo v preglednici 2.

Frakcija	Delež (%)
Mivka - Termit (0/1)	15
Kresnice 0/4	45
Kresnice 4/8	15
Kresnice 8/16	25

Preglednica 2 • Deleži frakcij v zrnavostni sestavi betonske mešanice NC-1630/22.

V zamešanih 35 litrih betona z vodo-cementnim faktorjem 0,52 je bil uporabljen cement CEM II/A-M (LL-S) 42,5 R iz cementarne Saloniť Anhovo. Uporabljen cement je hitro vezoč in vsebuje visoko količino cementnega klinkerja ter dodatka: granulirano žilindro in apnenec. Uporabljena rebrasta armatura je bila kvalitete B500 - B (SIST, 2005). Lastnosti sveže betonske mešanice prikazujemo v preglednici 3.

		NC-1630/22
Posed (cm)	predvideno, konsistenca S3 (SIST, 2016)	10-15
	dejansko	14,5
Vsebnost por (%)	dejansko	1,3
Temperatura (°C)	beton	14,4
	prostor	15,2

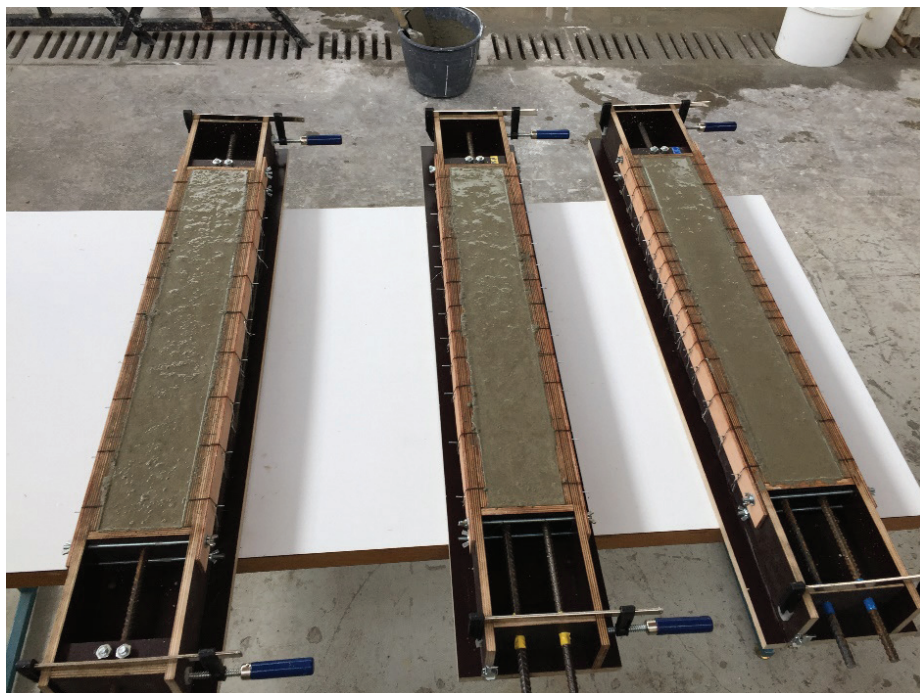
Preglednica 3 • Lastnosti sveže betonske mešanice NC-1630/22.



Slika 6 • Zaprto stremo iz rebraste armature $\phi 5$ mm.



Slika 7 • Leseni kalupi z vgrajeno vzdolžno in stremensko armaturo.



Slika 8 • Zabetonirani preizkušanci.

Zaradi lažjega razopaževanja je bilo treba lesene kalupe pred betoniranjem premazati z oljem. Na sliki 8 prikazujemo sveže zabetonirane preizkušance.

Po opravljenem betoniranju smo zgornjo betonsko ploskev prekrili s folijo. S tem smo preprečili krčenje betona zaradi sušenja v zgodnjih fazah pridobivanja trdnosti. Po

približno 24 urah od konca betoniranja smo vzorce razopažili in položili v vodno kopel, kjer so nato 31 dni pridobivali trdnost.

Poleg treh preizkušancev smo sočasno zabetonirali tudi štiri kocke z robom 15 cm, na katerih smo kasneje opravili tlačni preizkus. V preglednici 4 prikazujemo izmerjene tlačne

trdnosti betona sočasno z rezultati meritev iz leta 2017 (Cerar, 2017).

Srednja vrednost tlačne trdnosti devetih preizkušancev je tako znašala $f_{cm,cube} = 51$ MPa, kar okvirno ustreza trdnostnemu razredu betona C35/45 ($f_{cm} = 43$ MPa).

2.2. Izvedba preizkusa

Preiskave natezno obremenjenih preizkušancev smo opravljali na hidravličnem preizkuševalnem stroju Instron (glej sliko 9). Pomike in deformacije smo merili z različnimi deformetri in merilnimi lističi, ki so podrobneje predstavljeni v nadaljevanju. Silo, pomike in deformacije smo med preizkusom zajemali z merilno napravo Spider.

Preizkušance smo vpeli v čeljusti preizkuševalnega stroja Instron preko vzdolžnih armaturnih palic, ki so na obeh koncih segale iz preizkušancev. Zaradi stiska čeljusti in posledično plastične deformacije armaturne palice ob vpetju, se je v elementu pred pričetkom obremenjevanja pojavila tlačna sila velikosti približno 10 kN. Natezno obremenjevanje armiranobetonskih elementov je potekalo z vsiljevanjem pomika (1 mm v 500 s), in sicer vse do plastifikacije vzdolžne armature oziroma do porušitve preizkušanca.

Pri vseh preizkušancih smo merili spremembo dolžine celotnega elementa, spreminjanje širine izbrane razpoke ter vzdolžno deformacijo jeklene armaturne palice. Za slednje smo uporabili merilne lističe proizvajalca Sokki Kenkyujo tipa FLA-3-11-3L. Na ustrezno pripravljeno površino armaturne palice, ki je gledala iz preizkušanca, smo namestili dva merilna lističa (glej sliko 10). Spremembo dolžine armiranobetonskega elementa smo merili z dvema deformetroma z oznakama 15 in 18. Deformetra, ki sta ime-la bazo 75 cm, smo postavili vzdolž obeh širših stranic elementa, kot shematsko prikazujemo na sliki 10. Čeprav mesta nastanka razpok nismo mogli vnaprej predvideti, smo deformetra z oznakama 11 in 12 (z bazo 10 cm), s katerima smo merili spreminjanje širine izbrane razpoke, postavili na različna mesta, in sicer v odvisnosti od razporeditve vzdolžne armature v preizkušancu. Pri preizkušancu s kontinuirno armaturno palico smo ju postavili na sredino elementa, tj. nad mesto vstavljenih oslabitev, na obe ožji stranici elementa. Njun položaj shematsko prikazujemo na sliki 10.

	Preizkušanec	Tlačna trdnost preizkušanca $f_{c,cube}$ (MPa)	Srednja vrednost tlačne trdnosti preizkušanca $f_{cm,cube}$ (MPa)	Standardni odklon (MPa)
marec 2018	1	47	49	1
	2	49		
	3	50		
	4	50		
marec 2017	5	57	53	4
	6	56		
	7	49		
	8	56		
	9	46		
	Skupaj		51	5

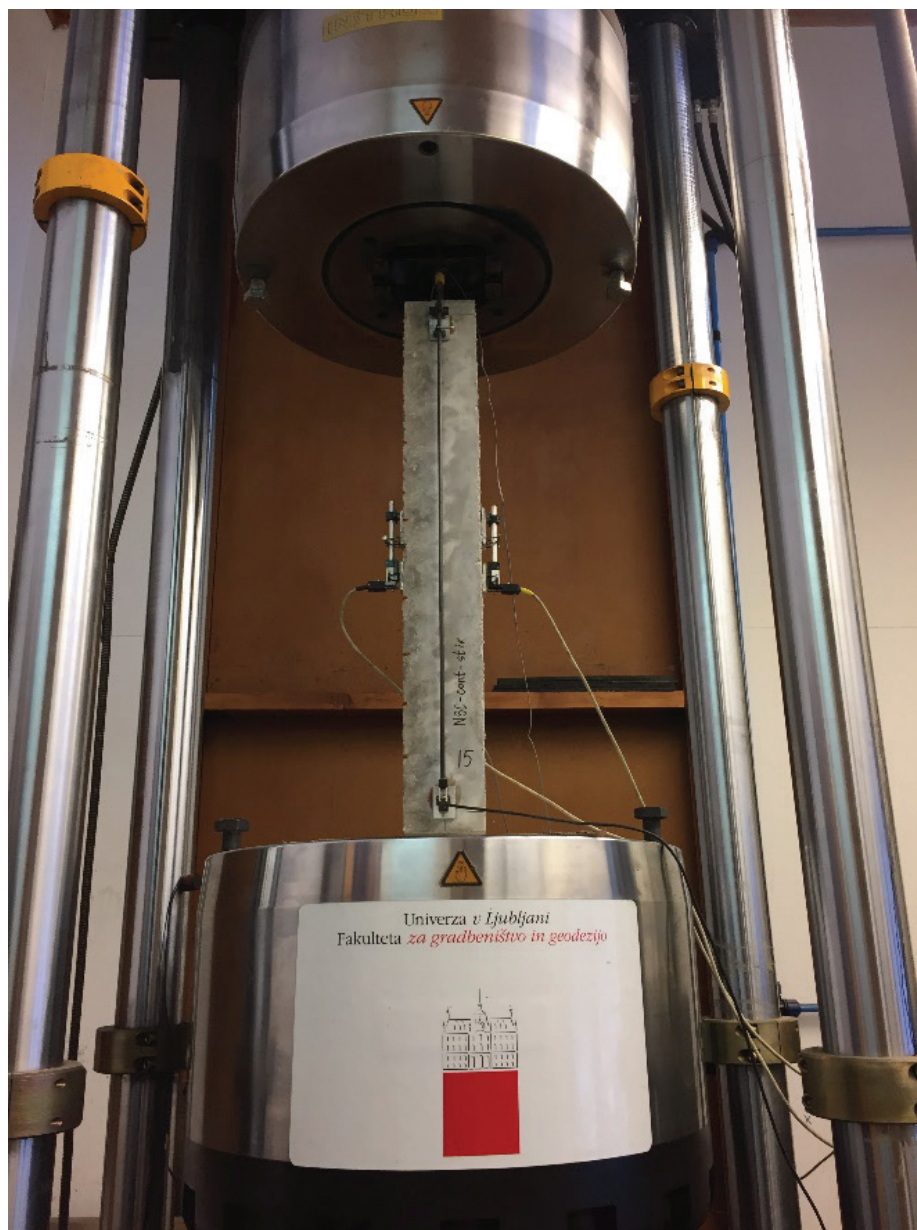
Preglednica 4 • Izmerjene tlačne trdnosti 31 dni starega betona, izdelanega iz betonske mešanice NC-1630/22.

Na sliki 11 na dveh fotografijah prikazujemo lego deformetra 12 z bazo 10 cm in lego deformetra 15 z bazo 75 cm pri preizkušancu s kontinuirno palico.

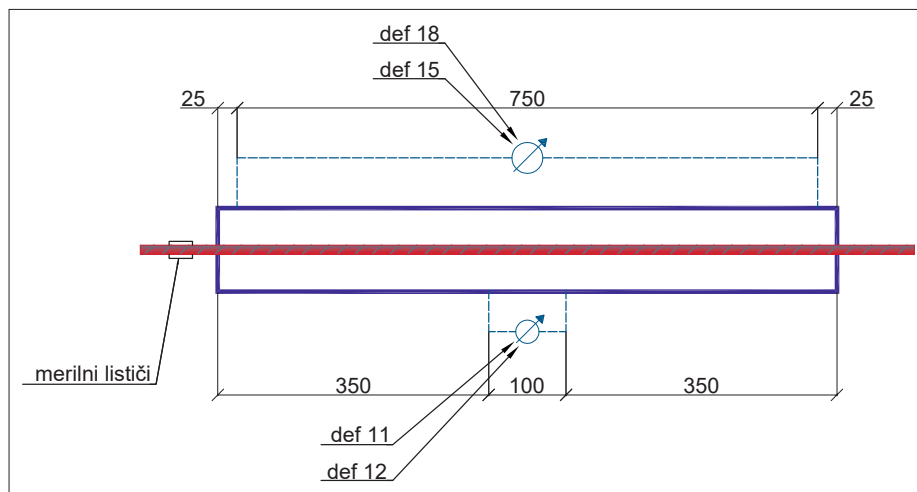
Pri preizkušancih s prekrivanjem vzdolžne armature v obliki vilic (t. i. viličasti prekop) pa

smo deformetra 11 in 12 postavili na mesto začetka viličastega preklopa, kot shematsko prikazujemo na sliki 12 oziroma 13. Na tem mestu je bil betonski del prečnega prereza preizkušanca namreč najbolj oslabljen (če zanemarimo prisotnost stremen), zato smo

tukaj pričakovali nastanek prve razpoke. Položaja drugih dveh deformetrov (15 in 18) ter položaja merilnih lističev na armaturi pa nismo spreminjali.



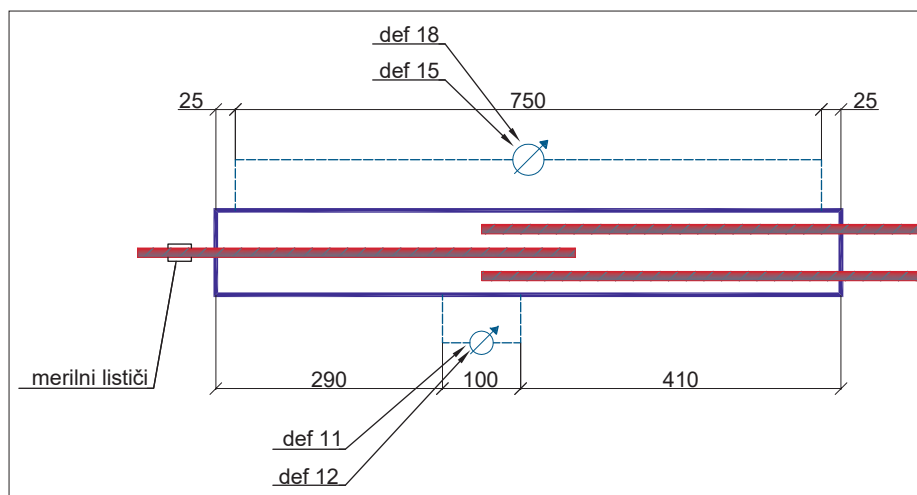
Slika 9 • Preizkuševalna naprava Instron 1345 kapacitete ± 1000 kN.



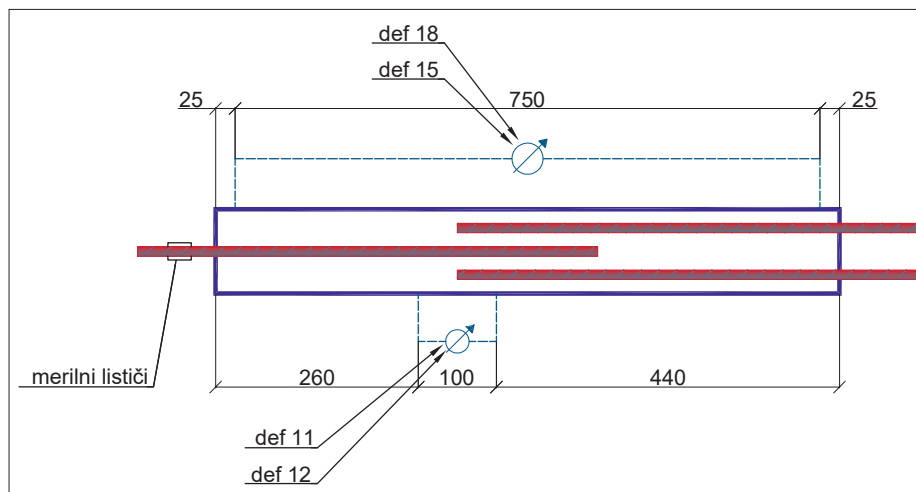
Slika 10 • Položaj merilnih lističev in deformetrov pri preizkušancu s kontinuirno armaturno palico (preizkušanec z oznako KS_2018).



Slika 11 • Položaj deformetra 12 (leva slika) in 15 (desna slika) pri preizkušancu s kontinuirno palico.



Slika 12 • Položaj merilnih lističev in deformetrov pri preizkušancu z viličastim preklpom dolžine 10φ (preizkušanec z oznako P10S_2018).



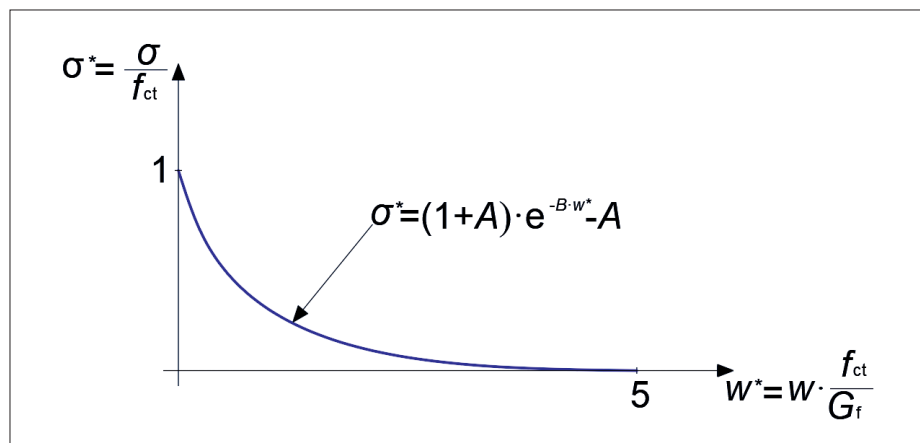
Slika 13 • Položaj merilnih lističev in deformetrov pri preizkušancu z viličastim preklpom dolžine 15φ (preizkušanec z oznako P15S_2018).

3 • NUMERIČNI MODEL

Za matematično modeliranje nastanka in širjenja razpok pri obravnavanih armiranobetonskih elementih uporabimo numerični model, ki je bil podrobneje predstavljen že leta 2017 v Gradbenem vestniku (Saje, 2017). Na tem mestu se ne bomo spuščali v podrobnosti formulacije modela, navedli bomo zgolj njegove bistvene značilnosti.

V numeričnem modelu ločeno obravnavamo betonski ovoj in armaturno palico, ki je lahko tudi prekinjena in se stikuje s prekrivanjem. Armaturna palica in betonski ovoj se lahko na medsebojnem stiku zamakneta, ne moreta pa se razmakniti. V sklopu tega modela je predpostavljeno,

da betonski ovoj razpoka, ko normalna napetost doseže natezno trdnost betona. Po nastanku prečne razpoke 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). V tuji literaturi se za pojav delne povezanosti betonskih ovojev ob razpoki z agregatnimi zrni uporablja izraz »aggregate bridging«. V uporabljenem modelu je delna povezanost betonskih ovojev ob razpoki modelirana z nelinearno vzmetjo. Konstitucijski zakon vzmeti je podan v obliki sovisnosti med normalno napetostjo v razpoki σ_r in širino razpoke r , in sicer v obliki eksponentne funkcije, ki je povzeto po (Carpinteri, 1999).



Slika 14 • Konstitucijski zakon delne povezanosti betonskega ovoja ob razpoki z agregatnimi zrni v obliki eksponentne funkcije (Carpinteri, 1999).

Omenjeni zakon se je izkazal za računsko dovolj robustnega. Prikazujemo ga v brezdimenzijski obliki na sliki 14. Togost vzmeti je odvisna od natezne trdnosti betona f_{ct} , energije loma betona G_f , širine razpoke w , dodatno pa še od empiričnih konstant A in B .

Z nadaljnjim povečevanjem obremenitve se širina razpoke povečuje, nastanejo pa tudi nove prečne razpoke. To se dogaja vse do t. i. stabiliziranega stanja, ko je razdalja med sosednjima razpokama tako majhna, da normalne napetosti v nerazpokanem delu betonskega ovoja kljub povečevanju obremenitev ne dosežejo natezne trdnosti betona. To stanje je odvisno od kvalitete oziroma nosilnosti stika med betonom in armaturo, ki določa prenos natezne sile z armaturne palice na 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 objekta betona. Ko ima element zadostno debelino krovnega sloja betona in ustrezno objetje betona s stremensko 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 obje ali pa je nezadostno obje, se stik poruši zaradi razcepljanja okoliškega betona (Saje, 2017).

4 • PRIMERJAVA EKSPERIMENTALNIH REZULTATOV Z REZULTATI NUMERIČNIH ANALIZ

V tem poglavju s primerjavo eksperimentalnih rezultatov in rezultatov numeričnih analiz preverimo primernost in učinkovitost razvitega numeričnega modela. Obravnavamo element s kontinuirnim potekom vzdolžne armature ter element s stikovanjem armature v obliki viličastega preklopa. Skladno z izvedenimi eksperimenti v numerični analizi upoštevamo, da imajo elementi vgrajeno tudi stremensko armaturo, ki zmanjšuje možnost pojava vzdolžnega razcepljanja betonskega ovoja, ki negativno vpliva na učinkovitost prenosa nateznih sil z ene palice na drugo. Prisotnost stremenske armature v predstavljenem numeričnem modelu upoštevamo zgolj

posredno, in sicer z reduciranim prečnim prerezom betonskega ovoja na mestu stremen ter z ustreznim konstitucijskim zakonom stika med armaturno palico in betonskim ovajem, ki upošteva tudi vpliv objetja ((Fib, 2013), (Kralj, 2018), (Saje 2017)). V preglednici 5 zberemo geometrijske in mehanske lastnosti analiziranih elementov.

4.1. Element s kontinuirno vzdolžno armaturno palico $\phi 12$ brez stremen (K_2017_1 in K_2017_3)

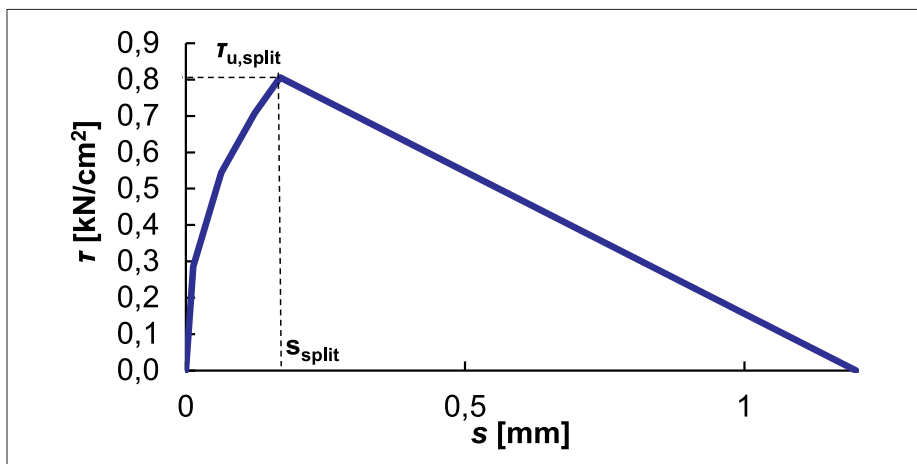
Najprej numerično analiziramo najenostavnejši element, tj. element s kontinuirno armaturno palico brez vgrajenih stremen. Re-

zultate eksperimentalnih meritev povzamemo po Benjaminu Cerarju (Cerar, 2017). Zaradi nezadostnega betonskega kritja ($< 5\phi$ (Fib, 2013)) upoštevamo porušitev stika med armaturno palico in betonom z razcepljanjem betona ter dobre pogoje sidranja. Upoštevan konstitucijski zakon stika prikazujemo na sliki 15. Sprijemna trdnost stika znaša $\tau_{u,split} = 0,806 \text{ kN/cm}^2$ (glej tudi preglednico 5), pripadajoči zamik pa $s_{split} = 0,169 \text{ mm}$. Vrednosti določimo s pomočjo izrazov iz (Fib, 2013).

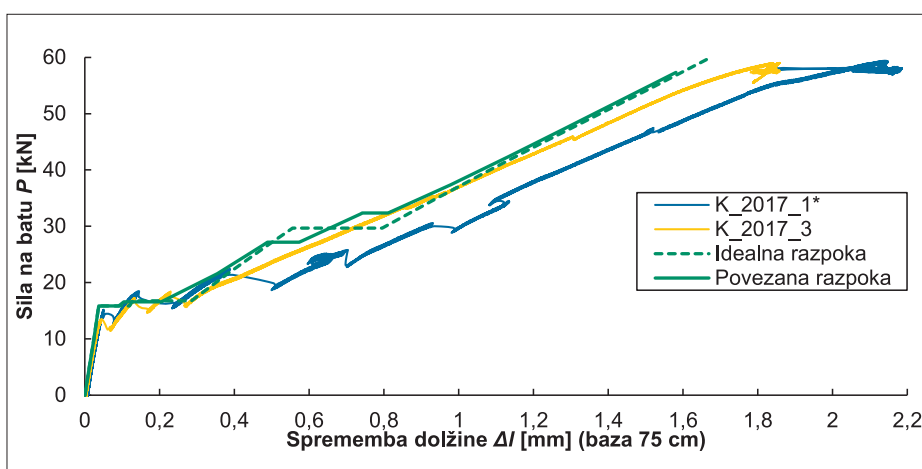
Numerično analizo najprej izvedemo brez upoštevanja delne povezanosti betonskega ovoja ob razpoki z agregatnimi zrni (»idealna razpoka«), drugič pa to povezavo upoštevamo z nelinearno vzmetjo (»povezana razpoka«), pri čemer upoštevamo konstitucijski zakon vzmeti v obliki eksponentne funkcije (glej

Lastnost:	Vrednost:	Opomba:
dolžina elementa l	80 cm	
širina/višina prereza b/h	10,8/7,2 cm	
površina prečnega prereza arm. palice $\phi 12$	1,13 cm ²	
neto površina prečnega prereza A_c $A_c = b \cdot h - n_p \cdot A_s$	76,63 (63,86) cm ² 75,50 (62,73) cm ² 74,37 (61,60) cm ²	prerez z 1 arm. palico (na mestu stremenske armature) prerez z 2 arm. palicama (na mestu stremenske armature) prerez s 3 arm. palicami (na mestu stremenske armature)
srednja vrednost tlačne trdnosti betona f_{cm}	4,3 kN/cm ²	določeno na podlagi meritev (glej preglednico 3)
srednja vrednost natezne trdnosti betona f_{ctm}	0,19 kN/cm ²	ocenjeno na podlagi nastanka prve razpoke v preizkušancu
modul elastičnosti betona E_{cm}	3400 kN/cm ²	(SIST, 2005)
energija loma G_f	83 Nm/m ²	(CEB-FIP, 1993)
napetost jekla za armiranje na meji elastičnosti f_{yk}	50 kN/cm ²	(SIST, 2005)
modul elastičnosti jekla za armiranje E_s	20000 kN/cm ²	(SIST, 2005)
sprijemna trdnost stika $\tau_{u,split}$ za elemente brez stremenske armature	0,806 kN/cm ²	del 'a' – 1 vzdolžna armaturna palica brez objetja s stremeni (Fib, 2013)
sprijemna trdnost stika $\tau_{u,split}$ za elemente s stremensko armaturo	1,182 (brez preklopa), 1,289 (preklop 10 ϕ), 1,162 kN/cm ² (15 ϕ) 1,122 (10 ϕ), 1,028 kN/cm ² (15 ϕ) 1,256 (10 ϕ) 1,192 kN/cm ² (15 ϕ)	del 'a' – 1 vzdolžna armaturna palica z objetjem s stremeni del 'b' – 3 vzdolžne armaturne palice z objetjem del 'c' – 2 vzdolžni armaturni palici z objetjem (Fib, 2013)
konstitucijski zakon vzmeti v obliki eksponentne funkcije	$A = 0,0082896$ $B = 0,96020$ $w_{crit} = 5G_f/f_{ct} = 0,0218 \text{ mm}$	delna povezanost betonskega ovoja ob razpoki z agregatnimi zrni – »povezana razpoka« (Carpinteri, 1999)

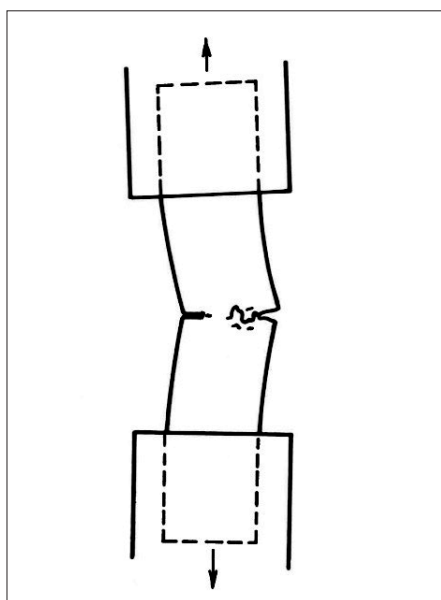
Preglednica 5 • Upoštevane geometrijske in mehanske lastnosti AB-elementov v okviru numerične analize.



Slika 15 • Konstitucijski zakon stika za element s kontinuirno armaturno palico brez stremen (Fib, 2013).

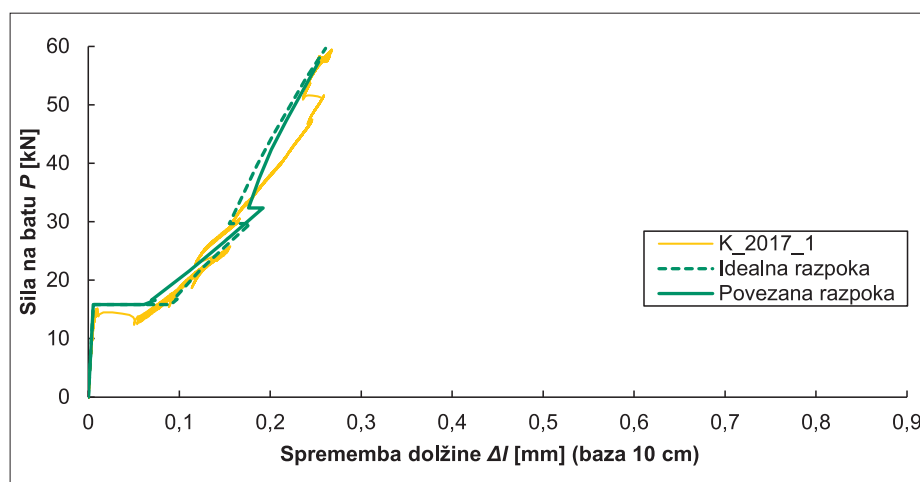


Slika 16 • Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov za spreminjanje dolžine elementa s kontinuirno armaturno palico brez stremen.



Slika 17 • Nesimetrično odpiranje razpok pri centrični natezni obremenitvi (Bažant, 1989).

sliko 14). Na sliki 16 prikazujemo primerjavo eksperimentalnih in numeričnih rezultatov za spreminjanje dolžine preizkušanca v odvisnosti od natezne obremenitve (povprečje meritev

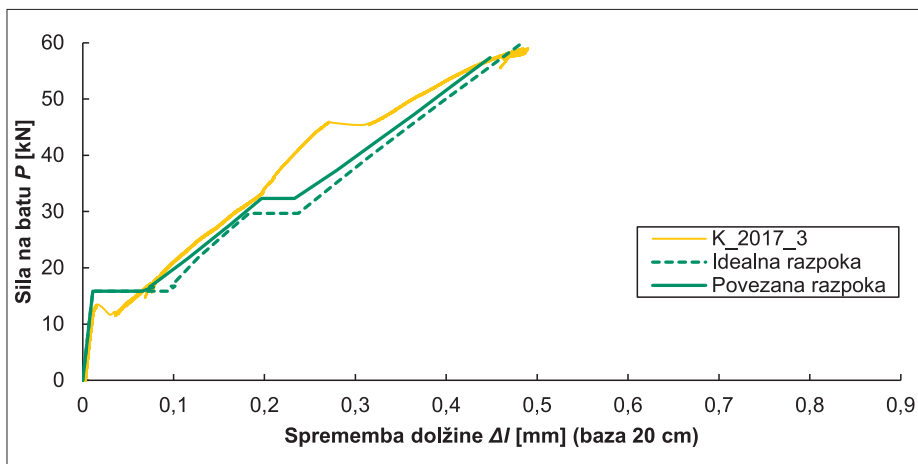


Slika 18 • Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov za spreminjanje širine prve razpoke pri elementu s kontinuirno armaturno palico brez stremen z oznako K_2017_1.

deformetra 15 in 18). Med preizkusom je bila porušitev elementa posledica plastifikacije vzdolžne armaturne palice, kar se je na diagramu odrazilo v nenadni izgubi togosti. Ugotovimo, da se rezultati numerične analize zelo dobro prilegajo rezultatom meritev. Naj pri tem omenimo, da so pri preizkušancu K_2017_1 zaradi odpovedi deformetra 15 prikazane meritve le za deformeter 18, zato smo k oznaki preizkušanca dodali »*«. Tudi v okviru numerične analize je bila porušitev elementa posledica plastifikacije armature.

V nadaljevanju prikažemo še primerjavo eksperimentalnih in numeričnih rezultatov za spreminjanje širine prve razpoke, ki se je med nateznim preizkusom pojavila na sredini preizkušanca na mestu oslabitve. Zaradi nesimetričnega odpiranja razpoke prikazujemo povprečje meritev deformetrov 11 in 12. Upogibanje preizkušanca in posledično nesimetrično odpiranje razpok ni posledica le naključnih imperfektnosti, temveč je pokazatelj nestabilnosti, ki se pojavlja pri natezno obremenjenih preizkušancih. Razpoke se zato širijo z ene strani betonskega prečnega prereza proti drugi (glej sliko 17), namesto da bi se razpoka odprla naenkrat po celotnem betonskem prerezu (Bažant, 1989).

Pri odčitavanju numeričnih rezultatov dodatno upoštevamo, da je bila meritev pri preizkušancu K_2017_1 izvedena z deformetrom z bazo dolžine 10 cm, pri preizkušancu K_2017_3 pa z deformetrom z bazo 20 cm. Zaradi različne baze zajemanja podatkov primerjavo med eksperimentalnimi in numeričnimi rezultati prikazujemo ločeno na slikah 18 in 19. Ugotovimo zelo dobro ujemanje rezultatov. Dodatno opazimo, da upoštevanje delne povezanosti razpok



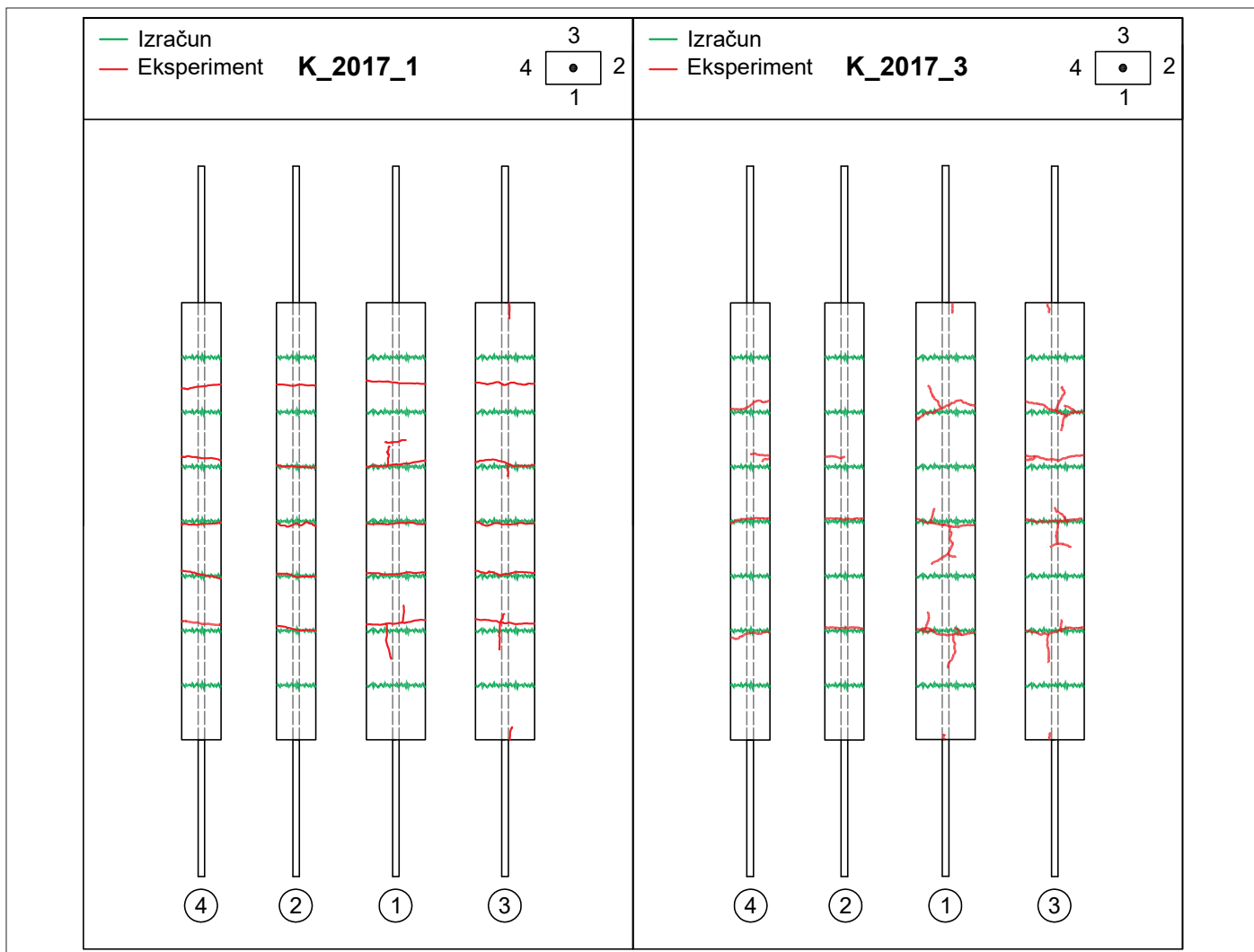
Slika 19 • Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov za spreminjanje širine prve razpoke pri elementu s kontinuirno armaturno palico brez stremen z oznako K_2017_3.

z agregatnimi zrni (»povezana razpoka«) nima bistvenega vpliva na spreminjanje širine razpoke. Pri preizkušancu K_2017_3

(slika 19) je pri višjih nivojih natezne obremenitve izmerjena in izračunana širina razpoke opazno večja kot pri preizkušancu

K_2017_1. To je posledica daljšega območja zajemanja pomikov, ki pri višjih nivojih obremenitev vključuje tudi nastanek in širjenje sosednje, novonastale razpoke. Slednja se v numeričnih analizah pojavi pri natezni sili približno 30 kN, medtem ko je bila med eksperimentom zaznana pri nekoliko višji obremenitvi (pribl. 45 kN). Pojav nove razpoke je na sliki 19 viden z nenadnim povečanjem širine razpoke (spremembe dolžine Δl) pri nespremenjeni obremenitvi.

V nadaljevanju na sliki 20 prikažemo še primerjavo med računsko in eksperimentalno določeno razporeditvijo razpok v stabiliziranem stanju. Ugotovimo, da so rezultati numerične analize primerljivi z rezultati meritev. Pri preizkušancu z oznako K_2017_1 smo v stabiliziranem stanju našli 5 prečnih razpok (levi prikaz na sliki 20), pri preizkušancu K_2017_3 pa štiri. V numerični



Slika 20 • Primerjava računsko in eksperimentalno določene razporeditve razpok v stabiliziranem stanju vzdolž elementa s kontinuirno armaturno palico brez stremen.

analizi smo v stabiliziranem stanju našli 7 razpok, ki so bile razporejene v enakih medsebojnih oddaljenostih. Pri tem pa upoštevamo pojav delne povezanosti razpok z agregatnimi zrni ni imelo vpliva na njihovo razporeditev, pojavile so se le pri nekoliko nižjih obremenitvah in v drugačnem zaporedju (Kralj, 2018).

4.2. Element s kontinuirno vzdolžno armaturno palico $\phi 12$ in dodanimi stremeni (KS_2018)

Sedaj prikažemo primerjavo rezultatov numerične in eksperimentalne analize še za element s kontinuirno armaturno palico $\phi 12$, pri katerem smo betonski ovoj ojačali s stremeni. Konstitucijski zakon stika

pogoje sidranja. Sprjemna trdnost stika sedaj znaša $\tau_{u,split} = 1,182 \text{ kN/cm}^2$ (glej tudi preglednico 5), pripadajoči zamik pa $s_{split} = 0,441 \text{ mm}$.

V nadaljevanju na sliki 22 prikažemo primerjavo med numeričnimi in eksperimentalnimi rezultati za spreminjanje dolžine elementa v odvisnosti od natezne obremenitve (povprečne meritev deformetra 15 in 18). Ugotovimo, da se rezultati numerične analize brez oziroma z upoštevanjem delne povezanosti betonskih ovojev ob razpoki z agregatnimi zrni zelo dobro prilegajo rezultatom meritev. Tudi v tem primeru je porušitev elementa (eksperiment, numerična analiza) posledica plastifikacije vzdolžne armature.

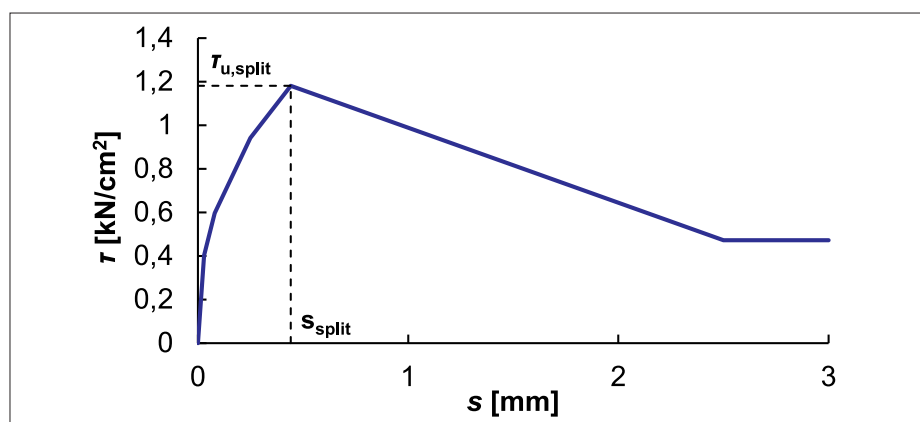
nahaja tudi dodatna oslabeitev. Na sliki 23 prikazujemo primerjavo eksperimentalnih in numeričnih rezultatov za spreminjanje širine prve razpoke (povprečne meritev deformetra 11 in 12). Spet opazimo zelo dobro ujemanje rezultatov. Dodatno ugotovimo, da se numerični rezultati bolje prilegajo rezultatom meritev, če v analizi upoštevamo t. i. povezano razpoko. Pri nizkih nivojih nateznih obremenitev je vpliv delne povezanosti razpok relativno velik, razpoka je zaradi tega pojava nekoliko ožja, z odpiranjem razpoke pa se ta vpliv zmanjšuje.

Na sliki 24 prikažemo še primerjavo med računsko in eksperimentalno določeno razporeditvijo razpok v stabiliziranem stanju. Ugotovimo, da se rezultati numerične analize zelo dobro prilegajo rezultatom meritev tako glede števila kot lokacije razpok. To je do neke mere pričakovano, saj se razpoke pojavijo na mestu vgrajenih stremen, ki predstavljajo oslabeitve betonskega prereza.

4.3. Element z viličastim preklpom vzdolžne armature na dolžini 10ϕ in dodanimi stremeni (P10S_2018)

Zdaj prikažemo še primerjavo numeričnih in eksperimentalnih rezultatov za element z viličastim preklpom vzdolžne armature na dolžini 10ϕ in dodanimi stremeni (glej sliko 5(b)). Ker se število armaturnih palic v prečnem prerezu vzdolž elementa spreminja, se sočasno spreminja tudi računsko določena sprjemna trdnost stika med armaturno palico in okoliškim betonom. Tako za del 'a' trdnost stika znaša $\tau_{u,split} = 1,289 \text{ kN/cm}^2$, za del 'b' $1,122 \text{ kN/cm}^2$, za del 'c' pa $1,256 \text{ kN/cm}^2$ (glej preglednico 5). Tudi v primeru tega elementa upoštevamo porušitev stika z razcepljanjem betona ter dobre pogoje sidranja. Zaradi poenostavitve računa v nadaljnji analizi za vse tri dele upoštevamo konstitucijski zakon, ki velja za del 'b', kjer je $\tau_{u,split} = 1,122 \text{ kN/cm}^2$, pripadajoči zamik pa $s_{split} = 0,388 \text{ mm}$. Prikazujemo ga na sliki 25. Na podlagi parametričnih študij, ki smo jih opravili v okviru testiranja razvitega numeričnega modela, smo ugotovili, da je sprjemna trdnost stika eden najpomembnejših parametrov, ki pri uporabljenem numeričnem modelu določa nosilnost elementa. Zato dodatno skonstruiramo še dva zakona stika, pri katerih sprjemno trdnost reduciramo za 20 oziroma 40%. Ustrezno določimo tudi pripadajoče zamike s_{split} . Tudi ta dva modificirana zakona sta prikazana na sliki 25.

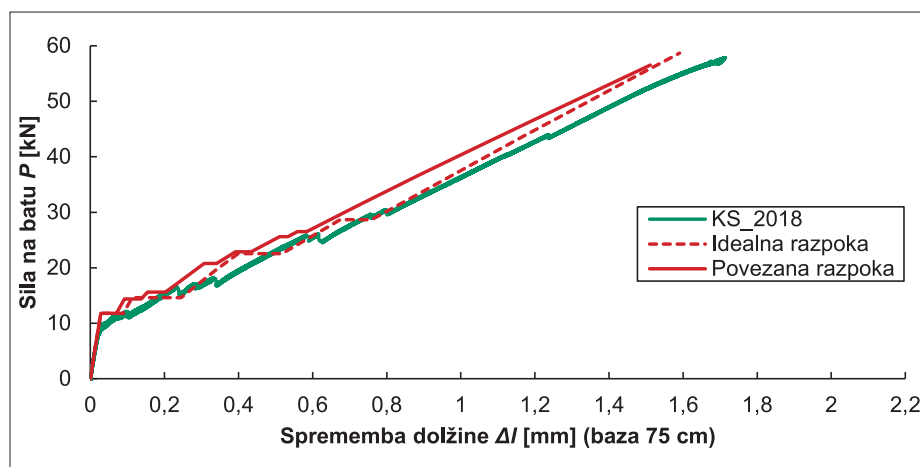
Na sliki 26 najprej prikažemo primerjavo rezultatov numerične in eksperimentalne



Slika 21 • Konstitucijski zakon stika za element s kontinuirno armaturno palico in dodanimi stremeni (Fib, 2013).

z upoštevanjem ugodnega vpliva objetja s stremeni prikazujemo na sliki 21. Tudi

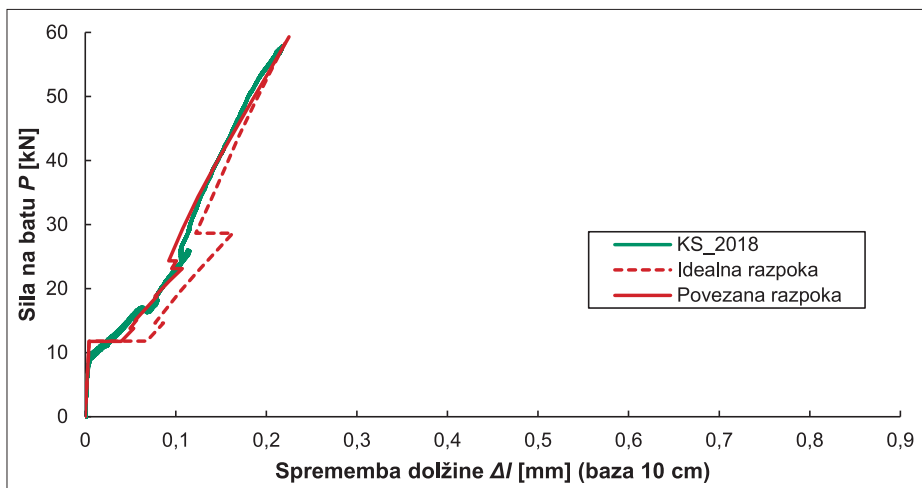
Tako kot pri elementu s kontinuirno armaturno palico brez stremen se tudi v



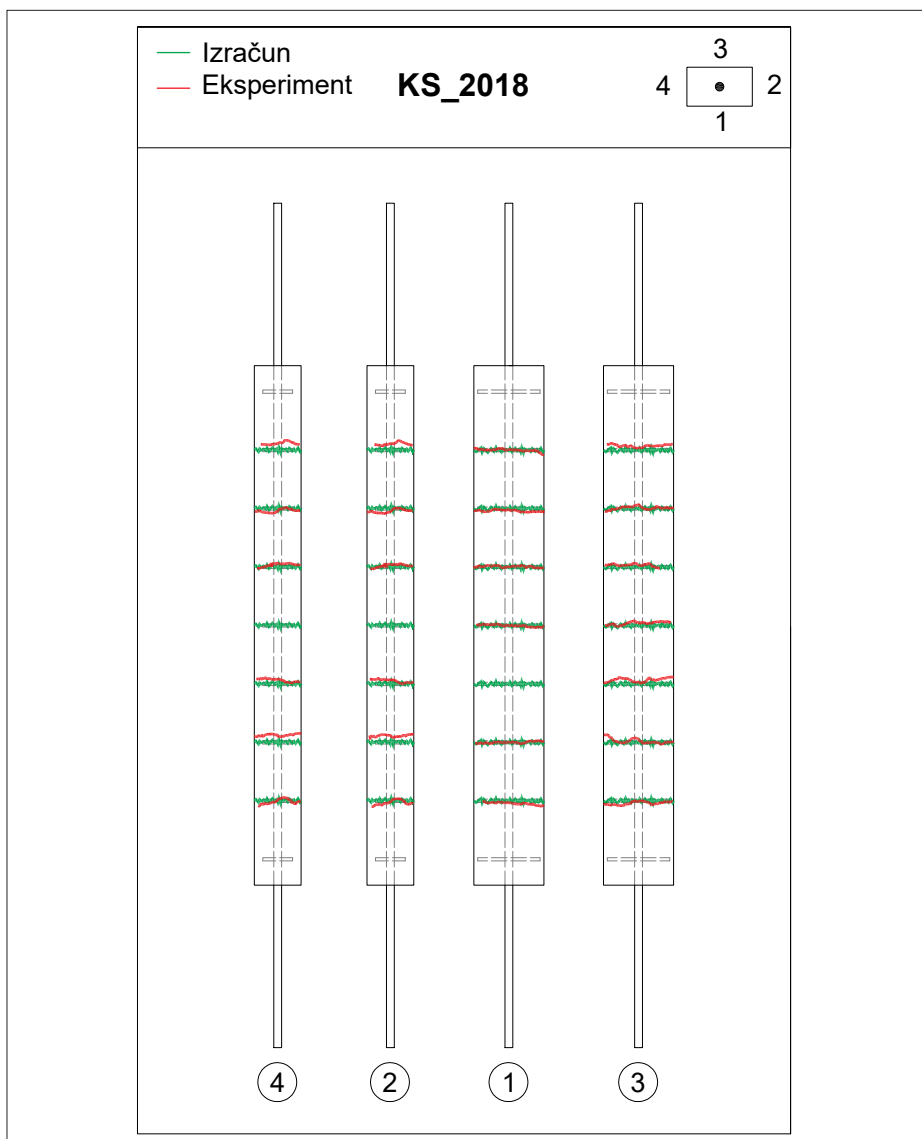
Slika 22 • Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov za spreminjanje dolžine elementa s kontinuirno armaturno palico in dodanimi stremeni.

v tem primeru predpostavimo porušitev stika z razcepljanjem betona in dobre

tem primeru prva razpoka pojavi na sredini dolžine elementa, kjer se poleg stremena



Slika 23 • Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov za spreminjanje širine prve razpoke pri elementu s kontinuirno armaturno palico in dodanimi stremenji.

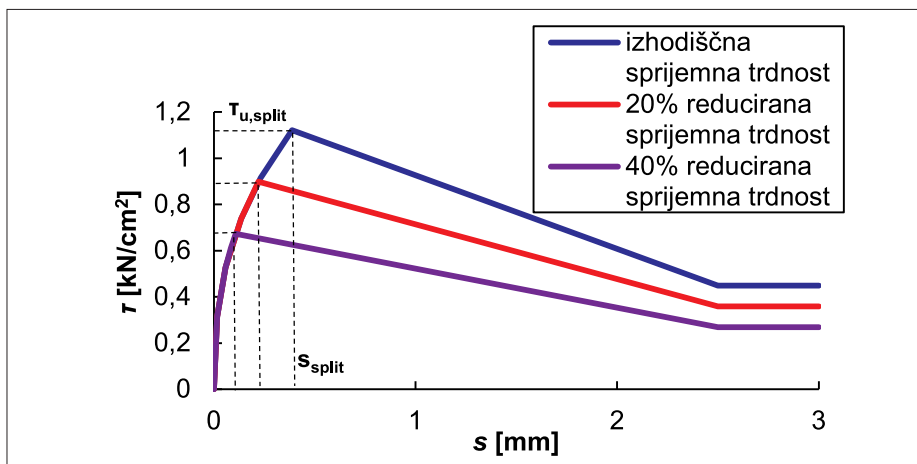


Slika 24 • Primerjava računsko in eksperimentalno določene razporeditve razpok v stabiliziranem stanju vzdolž elementa s kontinuirno armaturno palico in dodanimi stremenji.

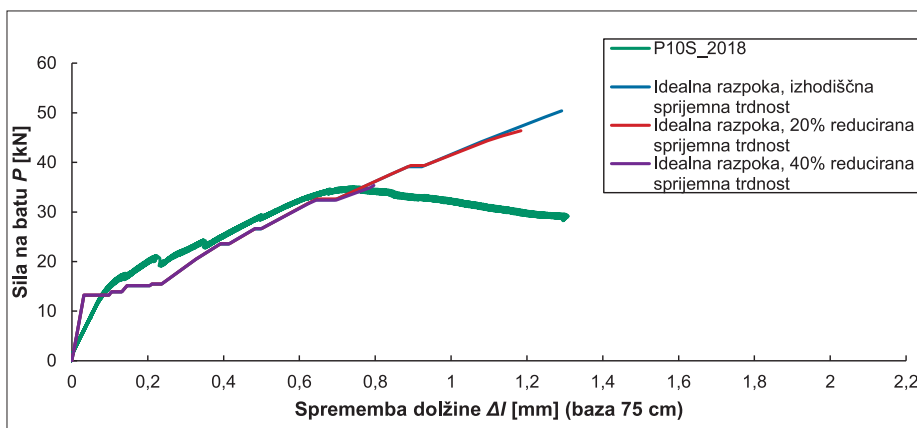
analize za spreminjanje dolžine elementa v odvisnosti od natezne obremenitve (povprečje meritev deformetra 15 in 18). Kljub vgrajenim stremenom se je med preizkusom element porušil zaradi razcepljanja betonskega ovoja v območju preklopa vzdolžne armature, kar najverjetneje pomeni, da količina vgrajenih stremen pri tako kratkem preklopu ni bila zadostna oziroma kratek preklap ne omogoča učinkovitega prenosa sile z ene palice na drugi dve. Natezna nosilnost elementa je znašala okrog 35 kN in je bila precej manjša od nosilnosti elementov s kontinuirnim potekom vzdolžne armature (pribl. 55 kN, glej slike 16 in 19). Numerično analizo izvedemo brez upoštevanja delne povezanosti betonskega ovoja ob razpoki z agregatnimi zrni (»idealna razpoka«), saj smo na podlagi predhodno opravljenih parametričnih študij ugotovili, da je ta vpliv v primeru analiziranega elementa zanemarljiv. Če v numerični analizi upoštevamo izhodiščno prijemno trdnost stika, se rezultati numerične analize do sile 35 kN zelo dobro prilegajo rezultatom meritev, medtem ko nosilnost elementa zelo precenimo, saj v numeričnem modelu ne moremo neposredno upoštevati vpliva razcepljanja betonskega ovoja. To lahko storimo le posredno, in sicer z zmanjšanjem nosilnosti stika. Tako ugotovimo, da je s 40 % redukcijo sprijemne trdnosti računsko določena nosilnost elementa praktično enaka izmerjeni.

V nadaljevanju prikažemo še primerjavo eksperimentalnih in numeričnih rezultatov za spreminjanje širine razpoke, ki se formira na začetku viličastega preklopa, tj. v območju merilnega območja deformetrov 11 in 12. Primerjavo prikazujemo na sliki 27. Ugotovimo, da je izračunana širina obravnavane razpoke v primerjavi z izmerjeno nekoliko večja. V numerični analizi se namreč znotraj merilnega območja pojavi prva razpoka pri sili $P = 13,17$ kN, kar se na sliki 27 odraža kot nenadno povečanje dolžine Δl . Med preizkusom pa se je znotraj merilnega območja pojavila šele druga razpoka, in sicer pri sili okrog $P = 20$ kN, medtem ko smo prvo razpoko opazili zunaj merilnega območja.

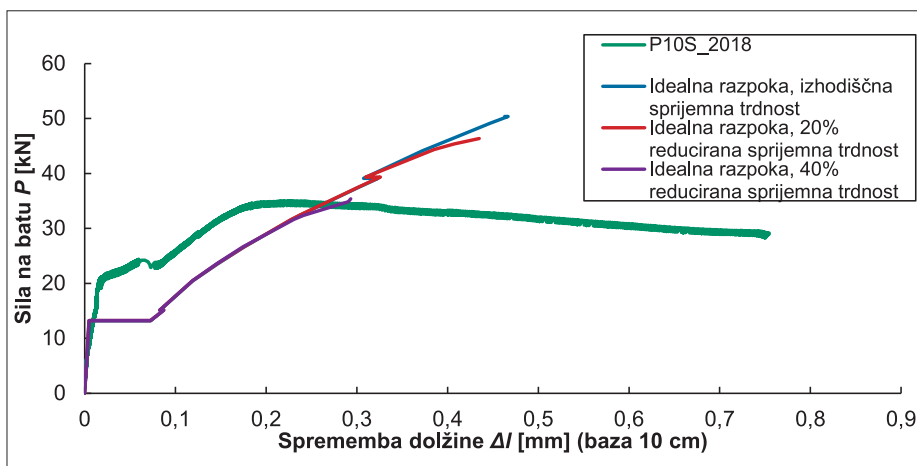
V nadaljevanju na sliki 28 prikažemo še primerjavo med računsko (upoštevamo 40 % reducirano sprijemno trdnostjo stika) in eksperimentalno določeno razporeditvijo razpok pri največji natezni obremenitvi. Ugotovimo, da



Slika 25 • Izhodišni (Fib, 2013) ter dva modificirana konstitucijska zakona stika za element z viličastim preklpom vzdolžne armature na dolžini 10φ in dodanimi stremeni.



Slika 26 • Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov za spreminjanje dolžine elementa z viličastim preklpom vzdolžne armature na dolžini 10φ in dodanimi stremeni.



Slika 27 • Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov za spreminjanje širine izbrane razpoke pri elementu z viličastim preklpom vzdolžne armature na dolžini 10φ in dodanimi stremeni.

je računsko določeno število razpok primerljivo s številom razpok, ki smo jih opazili med preizkusom. S slike 28 je dodatno razvidno, da so se med preizkusom poleg prečnih

razpok pojavile tudi cepilne oziroma vzdolžne razpoke v območju preklopa, zaradi katerih je odpovedal stik med armaturnimi palicami in betonom.

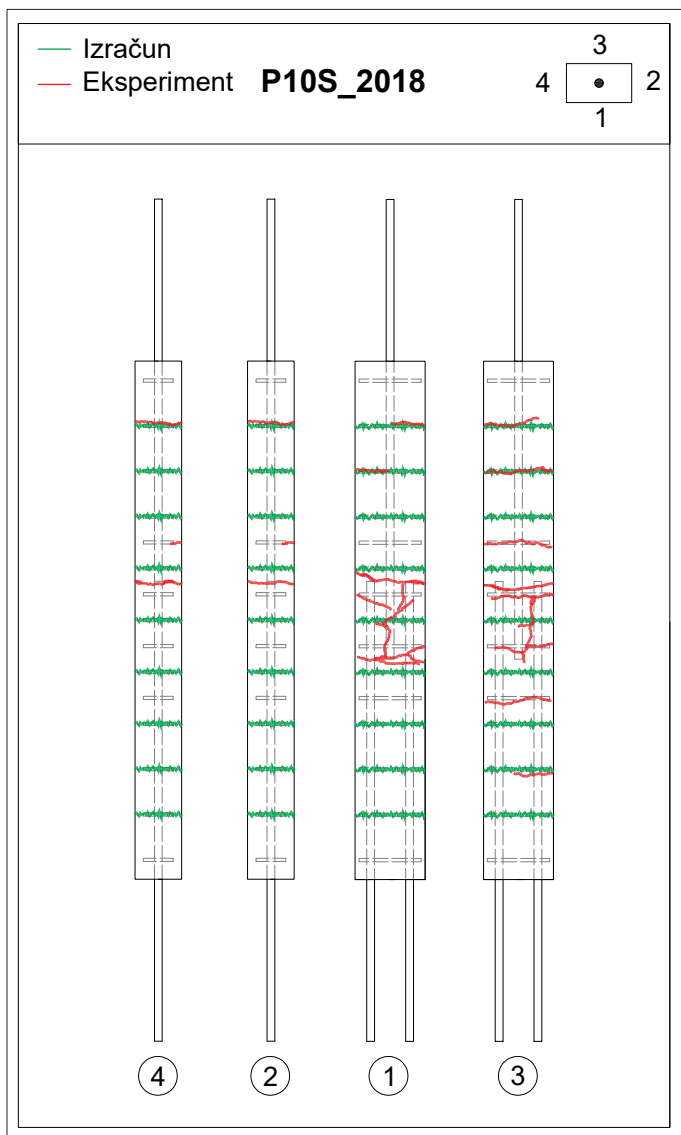
4.4. Element z viličastim preklpom vzdolžne armature na dolžini 15φ in dodanimi stremeni (P15S_2018)

V zadnjem primeru pa predstavimo še rezultate numerične analize za element z viličastim preklpom vzdolžne armature na dolžini 15φ in dodanimi stremeni (glej sliko 5(c)) ter jih primerjamo z eksperimentalnimi rezultati. Zaradi nezadostnega betonskega kritja tudi v tem primeru upoštevamo porušitev stika z razcepljanjem betona in dobre pogoje sidranja. Za vse tri dele nosilca upoštevamo konstitucijski zakon stika, ki velja za del 'b'. Pripadajoča sprjemna trdnost znaša $\tau_{u,split} = 1,028 \text{ kN/cm}^2$ in je pričakovano manjša kot pri elementu s krajšo dolžino preklopa, saj so stremena sedaj na večji medsebojni oddaljenosti. Pripadajoči zamik je $s_{split} = 0,312 \text{ mm}$. Dodatno skonstruiramo še dva konstitucijska zakona stika z ustrezno reducirano trdnostjo. Upoštevane zakone stika prikazujemo na sliki 29.

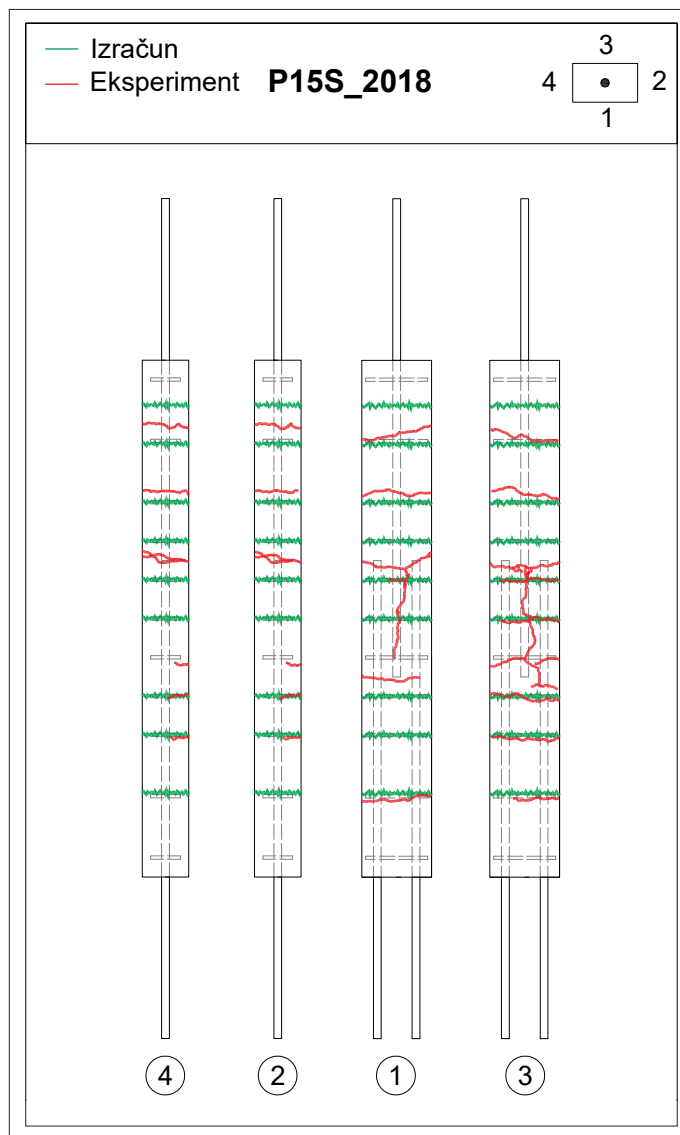
Najprej na sliki 30 prikažemo primerjavo med eksperimentalnimi in numeričnimi rezultati za spreminjanje dolžine elementa v odvisnosti od natezne obremenitve (povprečje meritev deformetra 15 in 18). Med preizkusom je bila porušitev elementa posledica plastifikacije armature ter sočasne odpovedi stika med armaturnimi palicami in betonom zaradi razcepljanja betonskega ovoja v območju preklopa. Pri tem je bila dosežena natezna nosilnost povsem primerljiva z nosilnostjo elementov s kontinuirnim potekom vzdolžne armature (pribl. 55 kN). Ugotovimo, da se rezultati računa zopet zelo dobro prilegajo rezultatom meritev. Ker je vpliv delne povezanosti razpok z agregatnimi zrni tudi pri tem elementu zanemarljiv, numerično analizo izvedemo le za model idealne razpoke.

V primeru analize z upoštevanjem izhodiščne sprjemne trdnosti stika oziroma z 20% reducirano trdnostjo je računsko določena natezna nosilnost elementa primerljiva z izmerjeno, porušitev elementa pa je posledica plastifikacije vzdolžne armature.

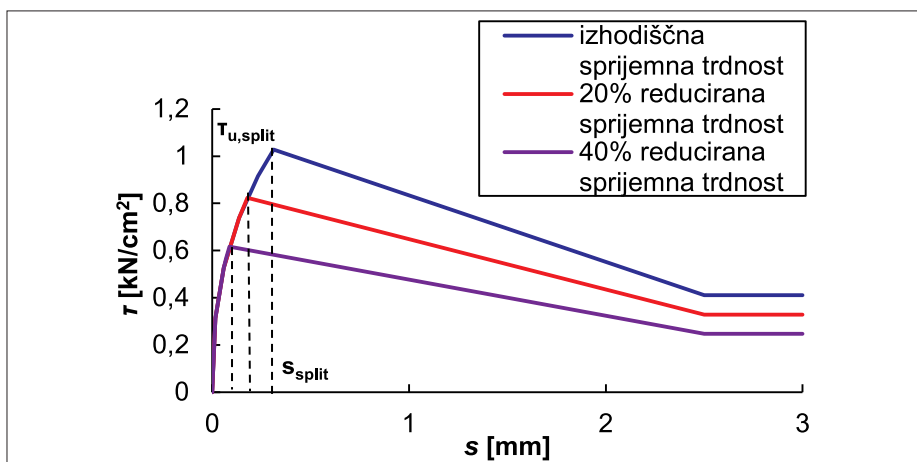
Na sliki 31 prikazujemo primerjavo eksperimentalnih in numeričnih rezultatov za spreminjanje širine razpoke, ki se formira na začetku viličastega preklopa, tj. znotraj merilnega območja deformetrov 11 in 12. Ugotovimo, da so rezultati numerične analize primerljivi z rezultati meritev. Tako kot pri elementu z viličastim preklpom na dolžini 10φ in dodanimi stremeni, ki smo ga analizirali v prejšnjem razdelku, tudi pri tem elementu prva razpoka v numerični simulaciji nastane znotraj merilnega območja deformetra, medtem ko se je prva razpoka med preizkusom pojavila zunaj merilnega ob-



Slika 28 • Primerjava računsko in eksperimentalno določene razporeditve razpok vzdolž elementa z viličastim preklpom vzdolžne armature na dolžini 10ϕ in dodanimi stremeni pri največji natezni obremenitvi.



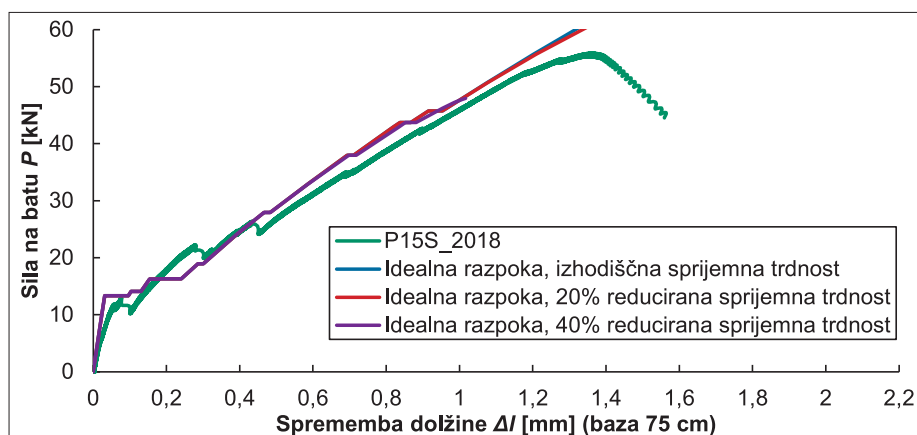
Slika 32 • Primerjava računsko in eksperimentalno določene razporeditve razpok vzdolž elementa z viličastim preklpom vzdolžne armature na dolžini 15ϕ in dodanimi stremeni pri največji natezni obremenitvi.



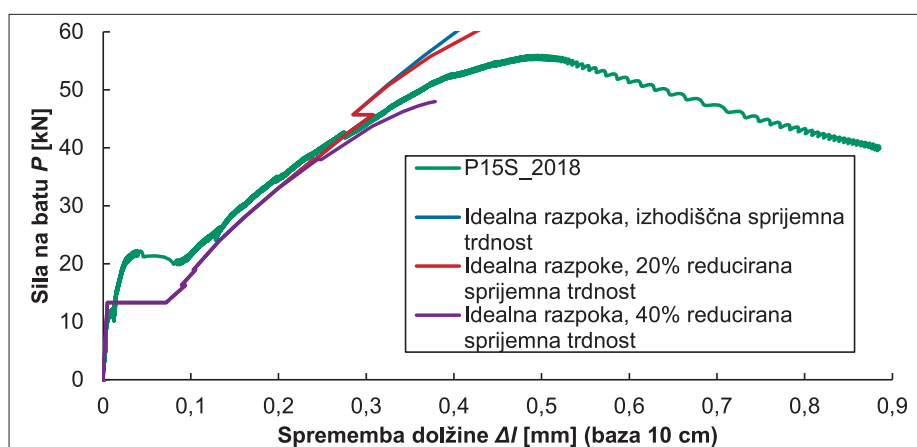
Slika 29 • Izhodiščni (Fib, 2013) ter dva modificirana konstitucijska zakona stika za element z viličastim preklpom vzdolžne armature na dolžini 15ϕ in dodanimi stremeni.

močja. Zaradi tega lahko na sliki 31 opazimo odstopanje med izračunano in izmerjeno silo, pri kateri nastane obravnavana razpoka.

Na sliki 32 prikazemo še primerjavo med računsko (upoštevamo 20% reducirano sprijemno trdnostjo stika) in eksperimentalno določeno razporeditvijo razpok v stabiliziranem stanju. Ugotovimo, da je računsko določeno število prečnih razpok v primerjavi z eksperimentalnimi opažanji nekoliko večje. V računu se pojavi 9 prečnih razpok, pri čemer jih je 8 razporejenih na mestu stremen, ena pa med stremenoma, med preizkusom pa smo zabeležili 6 razpok. Sočasno so se med preizkusom na območju preklopa pojavile tudi vzdolžne cepilne razpoke, ki pa jih z uporabljenim numeričnim modelom žal ne moremo simulirati.



Slika 30 • Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov za spreminjanje dolžine elementa z viličastim preklpom vzdolžne armature na dolžini 15φ in dodanimi stremeni.



Slika 31 • Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov za spreminjanje širine izbrane razpoke pri elementu z viličastim preklpom vzdolžne armature na dolžini 15φ in dodanimi stremeni.

5 • SKLEP

V članku smo se ukvarjali z analizo pojava in širjenja razpok pri armiranobetonskem elementu, ki je izpostavljen kratkotrajni natezni obremenitvi. Analiza je bila razdeljena na eksperimentalni in teoretični del.

V okviru eksperimentalnega dela smo zasnovali in izdelali tri armiranobetonske preizkušance z dolžino 80 cm in s pravokotnim prečnim prerezom z dimenzijami 10,8/7,2 cm. Pri enem preizkušancu smo vzdolžno armaturno palico vodili kontinuirno, pri drugih dveh pa smo na sredini dolžine preizkušanca izvedli stikovanje armature s prekrivanjem. Zaradi zagotavljanja čim bolj simetričnega vnašanja natezne obremenitve v preizkušane, smo stikovanje izvedli v obliki t. i. viličastega preklopa. Pri tako izvedenem prekrivanju

se obremenitev prenaša z ene palice na drugi dve, to pomeni, da zadošča že polovična dolžina prekrivanja. Izbrali smo dolžini prekrivanja 10φ in 15φ. Slednja okvirno ustreza projektni dolžini prekrivanja skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005. S krajšo dolžino preklopa pa smo simulirali razpokanje elementov, ki ne izpolnjujejo zahtev iz trenutno veljavnih standardov. V vse tri elemente smo dodatno vgradili tudi stremensko armaturo, s katero smo želeli preprečiti pojav razcepljanja betonskega ovoja zaradi nezadostne debeline krovne plasti. Količino stremen smo določili skladno s priporočili iz tuje strokovne literature. Pri preizkušancu s kontinuirno vzdolžno armaturo (KS_2018) so stremena imela vpliv predvsem na lego in

zaporedje pojavljanja razpok ter na njihovo število v stabiliziranem stanju (na mestu stremen je bil betonski prerez oslabiljen), medtem ko je bil način porušitve preizkušanca posledica plastifikacije vzdolžne armature. Pri preizkušancu s stikovanjem vzdolžne armature na dolžini 10φ (P10S_2018) je bila kljub vgrajenim stremenom porušitev posledica razcepljanja betona na območju preklopa in odpovedi stika med armaturnimi palicami in betonom. S podaljšanjem preklopa na dolžino 15φ (P15S_2018) pa so stremena opravila svojo nalogo, tako da se je preizkušane porušil zaradi plastifikacije vzdolžne armature. Cepilne razpoke so se namreč pojavile šele po plastifikaciji vzdolžne armature. Lahko zaključimo, da pri krajšem preklpu (10φ) količina vgrajenih stremen v območju preklopa ni bila zadostna oziroma tako kratek prekop ni omogočal učinkovitega prenosa sile z ene palice na drugi dve, zato se je preizkušane

porušil zaradi razcepljanja betonskega ovoja v območju preklopa. Tako pri njem nismo dosegli faze stabiliziranih razpok, ko pri večanju nateznih obremenitev nove prečne razpoke več ne nastajajo, povečuje se le njihova širina. V teoretičnem delu analize smo z numeričnim modelom, ki je nastal v okviru raziskovalnega dela na Katedri za masivne in lesene konstrukcije in Katedri za mehaniko na UL FGG, simulirali nastanek in širjenje razpok pri analiziranih armiranobetonskih preizkušanjih. Na podlagi primerjave med rezultati eksperimentalne in numerične analize smo ugotovili, da razviti nu-

merični model omogoča učinkovito in dovolj natančno analizo nastanka in širjenja prečnih razpok pri armiranobetonskem elementu, ki je izpostavljen kratkotrajni natezni obremenitvi. Z modelom lahko tudi dovolj natančno ocenimo natezno nosilnost elementa. Žal pa razviti numerični model ne omogoča simulacije nastanka vzdolžnih cepilnih razpok. Njihov vpliv na natezno nosilnost elementa smo lahko upoštevali le posredno, in sicer z modifikacijo konstitucijskega zakona stika med armaturno palico in okoliškim betonom. Dodatno smo z numeričnim modelom upoštevali tudi vpliv

delne povezanosti betonskega ovoja ob razpoki z agregatnimi zrni. Ugotovili smo, da je ta vpliv majhen, saj so razpoke že ob nastanku relativno široke.

V prihodnje nameravamo eksperimentalne in numerične simulacije razpokanosti izvesti še za druge dolžine viličastega preklopa oziroma pri spremenjeni količini in razporeditvi stremenske armature, sočasno pa nameravamo proučevati razpokanost preizkušanca, ki bo imel namesto vzdolžne klasične jeklene armature vgrajeno nerjavno armaturo iz bazaltnih vlaken.

6 • 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.

7 • LITERATURA

- Abrishami H. H., Mitchell D., Influence of splitting cracks on tension stiffening, *ACI Structural Journal* 93: 703–710, 1996.
- Bažant Z. P., Pijaudier-Cabot G., Measurement of characteristic length of nonlocal continuum, *Journal of Engineering Mechanics*, 115: 755–767, 1989.
- Canbay E., Frosch R.J., Bond Strength of Lap-Spliced Bars, *ACI Structural Journal*, 102: 605–614, 2005.
- Carpinteri A., Minimum reinforcement in concrete beams. Oxford, Elsevier Science Ltd., 1999.
- CEB-FIP Model Code 1990: Design Codes, Comité Euro-International du Béton and Federation International de la Précontrainte, London: Thomas Telford, 1993.
- Cerar B., Bratina S., Saje D., Razpokanost natezno obremenjenega armiranobetonskega elementa, Zbornik. 39. zborovanje gradbenih konstruktorjev Slovenije, Slovensko društvo gradbenih konstruktorjev, november 2017, 191–198, 2017.
- 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.
- Chan H. C., Cheung Y. K., Huang Y. P., Crack analysis of reinforced concrete tension members, *Journal of Structural Engineering*, 118: 2118–2132, 1992.
- Fib, International Federation for Structural Concrete, fib Model Code for Concrete Structures 2010, Berlin: Ernest & Sohn GmbH & Co. KG., 2013.
- Hassan M. N., Feldman L. R., Behavior of Lap-Spliced Plain Steel Bars, *ACI Structural Journal*, 109:235–243, 2012.
- Kralj U., Nastanek in širjenje razpok pri natezno obremenjenem armiranobetonskem elementu, Magistrsko delo, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Univerza v Ljubljani, 2018.
- 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, 2016.
- 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.
- Martuljski slapovi, http://kraj.eu/slovenija/kranjska_gora_z_okolico/slo, pridobljeno 15. 8. 2018.
- Ponte Morandi, <https://img.ilgcdn.com/sites/default/files/foto/2018/08/17/1534502661-ponte-morandi-2017.jpg>, pridobljeno 21. 8. 2020.
- Saje D., Planinc I., Bratina S., Vpliv stikovanja armaturnih palic s prekrivanjem na togost razpokanega nateznega armiranobetonskega elementa: numerični model, *Gradbeni vestnik* 66: 97–108, 2017.
- 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, 2005.
- SIST, SIST 1026:2016. Beton – Specifikacija, lastnosti, proizvodnja in skladnost – Pravila za uporabo SIST EN 206, Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2016.
- Wollrab E., Kulkarni S. M., Ouyang C., Shah, S. P., Response of reinforced concrete panels under uniaxial tension, *ACI Structural Journal* 93: 648–657, 1996.
- Wu H. Q., Gilbert R. I., An experimental study of tension stiffening in reinforced concrete members under short-term and long-term loads, UNICIV Report No. R-449, Sydney, School of Civil and Environmental Engineering, University of New South Wales, 2008.

NUKLEARNA ELEKTRARNA KRŠKO, GRADNJA OBJEKTA BB2

NUCLEAR POWER PLANT KRŠKO, CONSTRUCTION OF BB2 BUILDING

Luka Bizjak, univ. dipl. inž. grad.

Luka.Bizjak@kolektor.com

Kolektor CPG, d. o. o.,

Industrijska cesta 2, 5000 Nova Gorica

Strokovni članek

UDK 621.311.2:629.7.036.8(497.4)

Povzetek | V prispevku je predstavljena gradnja posebej utrjene varnostne zgradbe 2 (Bunkered Building 2 – BB2) vključno z gradbeno jamo. Predstavljeni so tehnologije gradnje ter posebni postopki pri gradnji masivnega objekta.

Ključne besede: Nuklearna elektrarna Krško, gradnja masivnega objekta, bunkerska zgradba, diafragma, jedrska varnost

Summary | The article presents the erection of specially strengthened safety building 2 (Bunkered Building 2 – BB2) including the construction pit. Construction technologies and special procedures used for the construction of massive building are presented.

Key words: Nuclear power plant Krško, massive building construction, bunkered building, diaphragm wall, nuclear safety

1 • UVOD

Zagotavljanje jedrske varnosti je prednostna naloga Nuklearne elektrarne Krško (NEK). Na podlagi lastnih obratovalnih izkušenj, izkušenj iz industrije ter upravnih zahtev so v NEK oblikovali »Program nadgradnje varnosti« za dodatno posodobitev elektrarne in pripravo na njeno dolgoročno obratovanje. Program opredeljuje nabor projektov za nadgradnjo varnostnih sistemov, električnega varnostnega napajanja, nadzora radioaktivnih izpustov, poplavne

varnosti in hrambe izrabljenega goriva. Del programa je tudi posebej utrjena zgradba (Bunkered Building 2 – BB2), v kateri bodo nameščeni dodatni rezervoarji hladilne vode in dodatni varnostni sistemi za vbrizgavanje vode v reaktorski hladilni sistem oziroma za drževalni hram in v oba uparjalnika za primer nedelovanja obstoječih sistemov (NEK, 2012). Obstoječi objekti, pomembni za jedrsko varnost v NEK, so projektirani v skladu z ameri-

ško regulativo in pripadajočimi standardi. V skladu z zahtevami veljavne zakonodaje za graditev v Republiki Sloveniji se pri projektiranju novih objektov v NEK upoštevajo tudi standardi Evrokod. Na podlagi primerjave rezultatov analiz objekta BB2 po ameriški regulativi in slovenski zakonodaji so se pri projektiranju BB2 upoštevale strožje zahteve. Pri projektiranju so se v primerjavi s konvencionalno gradnjo in obstoječimi jedrskimi objekti v NEK upoštevale povečane projektne zahteve za naslednje zunanje vplive: močan potres, tornado, poplave, ekstremne podnebne razmere in padec letala.

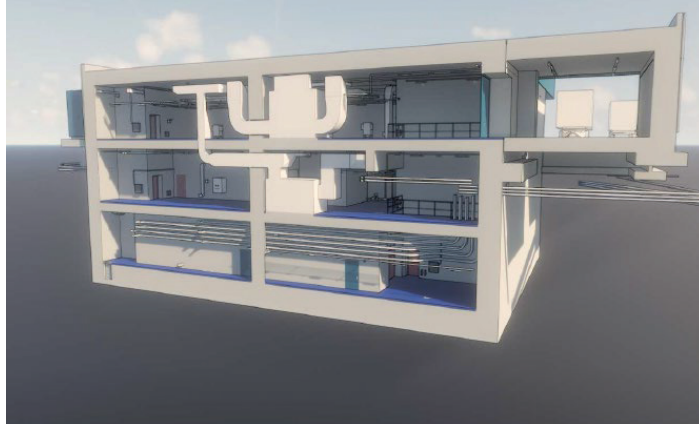
2 • OPIS OBJEKTA

Objekt BB2 je pravokotne tlorisne oblike zunanjih dimenzij 38,18 m × 32,24 m. Južni del objekta ima tri etaže, v katerih so prostori za tehnološko opremo. Severni del, predviden za vgradnjo rezervoarjev, je razdeljen na dva prostora in je izveden v eni etaži preko celotne višine objekta. Višina ravne strehe je na koti +6,15 m nad nivojem tretje etaže (pritličja). Dostope v objekt, ki

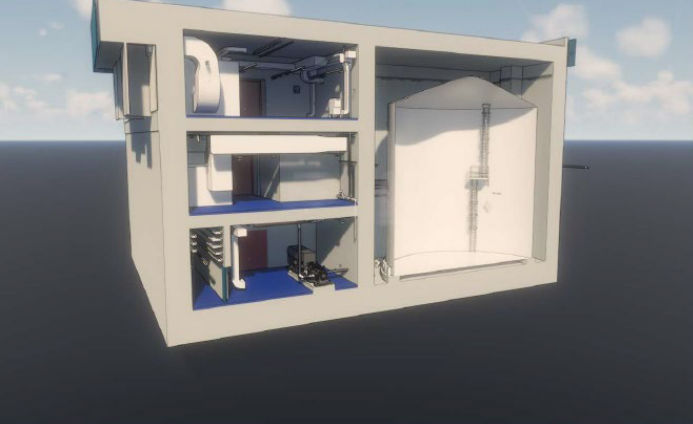
se nahajajo na vzhodni in zahodni fasadi zgradbe BB2, ščitita armiranobetonska labirinta. Zaradi zagotovitve ustrezne zaščite dostopov pred vplivi tornada in padcem velikega komercialnega letala so stene in streha labirintov iz armiranega betona debeline 1,30 m. Objekt BB2 je prikazan na sliki 1, tloris pritličja pa na sliki 2, kjer sta vidna tudi dostopna labirinta.

Konstruktivski sistem zgradbe tvorijo armiranobetonske stene, vpete v talno ploščo. Glavne nosilne stene objekta potekajo v oseh A, B in C v prečni smeri objekta (sever–jug) ter v oseh 1, 2 in 3 v vzdolžni smeri objekta (vzhod–zahod). Obodne stene objekta so debeline 1,50 m, preostali dve notranji steni pa debeline 1,30 m. Zunanje stene v prostorih rezervoarjev ABW in ACY, ki neprekinjeno potekajo po višini celotnega objekta, so dodatno mestoma ojačane z rebri dimenzij 1,30 m × 1,30 m. Ostale notranje stene v medetažah, katerih funk-

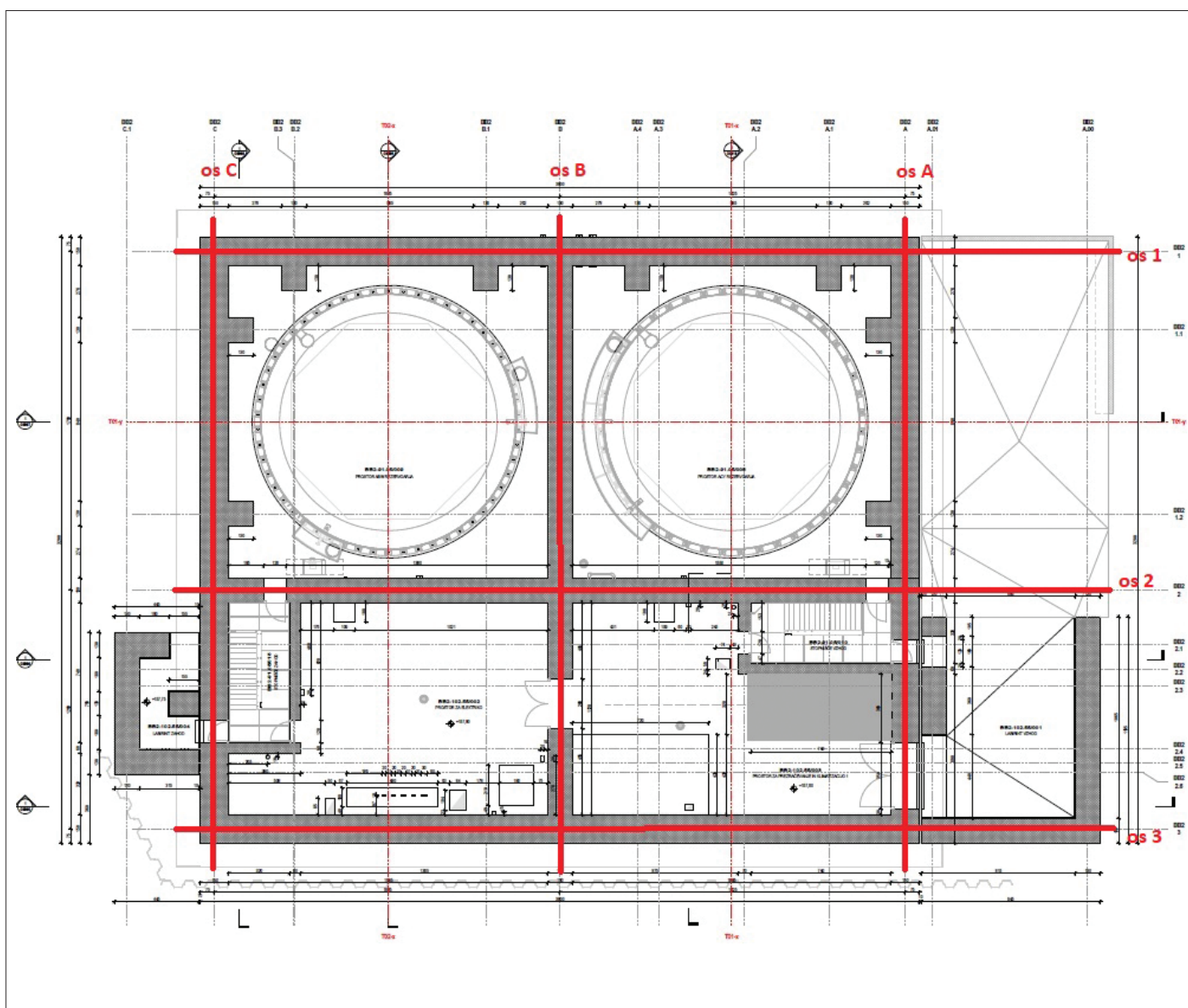
NOVA BB2 ZGRADBA V VZDOLŽNEM PREREZU



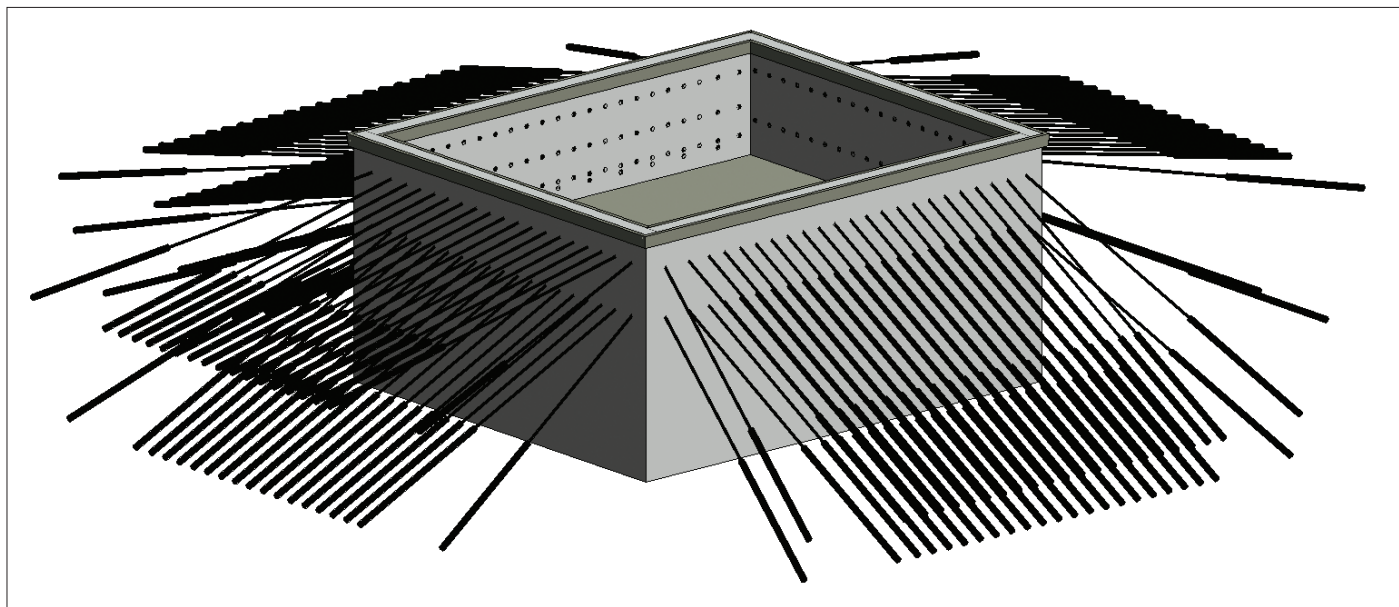
NOVA BB2 ZGRADBA V PREČNEM PREREZU



Slika 1 • Prečni in vzdolžni prerez objekta BB2 (IBE, 2018b).



Slika 2 • Tloris pritličja objekta BB2 na koti +0,0 m (IBE, 2018b).



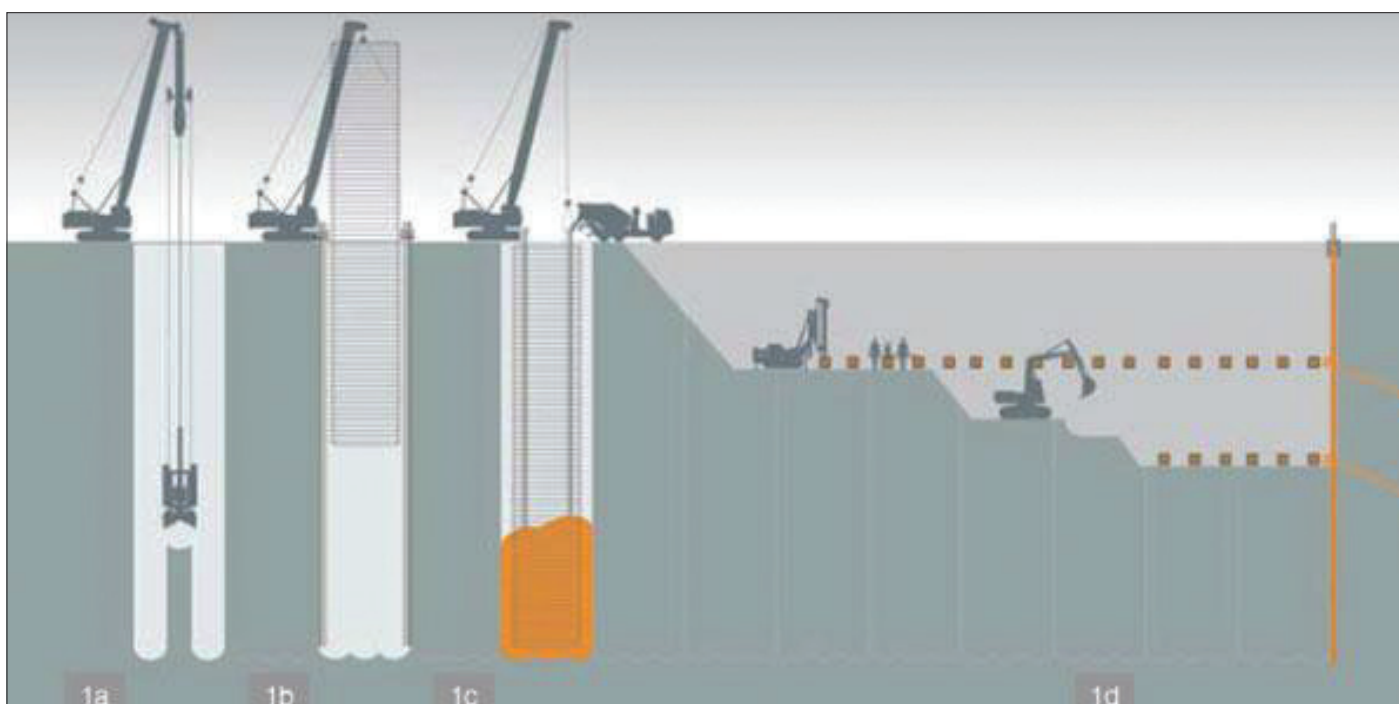
Slika 3 • Shematski 3D-prikaz gradbene jame (IBE, 2018a).

cija je požarna in funkcionalna pregrada med prostori, so debeline 40 oz. 60 cm. Medetažno konstrukcijo predstavljajo AB-plošče debeline 75 cm. Strešna AB-plošča je debeline 1,30 m. Zgradba je temeljena na skupni armiranobetonski plošči debeline 2,0 m na koti -13,65 m.

Gradnja objekta BB2 poteka v predhodno izvedeni gradbeni jami z vertikalnimi stranicami globine 9,3 m, izvedenimi kot diafragma v obliki neprepustne nosilne stene globine 20 m, ki je bila projektirana na potresno obremenitev zaradi zaščite okoliških objektov. Debelina diafragme znaša 1,2 m na Z, J in V strani ter

kar 1,4 m na severni strani gradbene jame. Stabilnost sten gradbene jame zagotavlja skupaj 202 poltrajnih prednapetih geotehničnih sider dolžine 28,0–31,0 m v dveh nivojih na Z, J in V strani ter v treh nivojih na S strani jame. Shematski 3D-prikaz gradbene jame je prikazan na sliki 3.

3 • IZVEDBA GRADBENE JAME



Slika 4 • Shematski prikaz faz izkopa gradbene jame (Kolektor CPG, 2018).

V prvi fazi izvedbe se je izdelalo vzdolž oboda gradbene jame 22 kampad diafragme dolžin 5,8-6,6 m. Izdelava diafragme je poseben postopek geotehničnih del, s katerim se izdelava stena pod nivojem terena. Dokončanju diafragme sledita postopen izkop in izdelava sider na posameznem nivoju, kot je prikazano na sliki 4. Pred nadaljevanjem izkopa z enega nivoja na naslednjega je bilo treba uspešno zaključiti izdelavo sider operativnega nivoja. Namen geotehničnih sider je bil poleg zmanjšanja momentov v steni diafragme s prenosom nateznih sil iz podporne konstrukcije v zaledno hribino tudi izpolnjevanje kriterija pomikov diafragme, okoliškega terena in objektov zaradi posledic potresne obtežbe v času med izkopom gradbene jame.

Pred izkopnimi deli je bil vzpostavljen geodetski monitoring okoliških objektov. Za spremlja-

vo in analizo dejanske nosilnosti diafragme je bilo vgrajenih 6 inklinometrov.

Gradbena dela pri izvedbi gradbene jame so trajala od avgusta 2018 do aprila 2019.

3.1 Diafragma

Gradnja se je začela po pridobitvi vseh potrebnih dovoljenj ter opravljenih predhodnih testiranj materialov ter testnih sider. V okviru pripravljalnih del so se pripravili delovni platoji, vodilni kanali ter postavili gradbišni provizoriji. Najpomembnejša naloga je bila vzpostavitev delovne postaje za pripravo bentonitne izplake, ki so jo sestavljali silos za osnovni material, mešalnica, silosi za pripravljeno bentonitno mešanico, čistilna naprava, črpalke in razvodi.

Diafragma se je izdelovala z dvema hidravličnima dvigalom na gosenicah dvižne kapaci-

tete 90 ton in 50 ton. Izkop posamezne kampade diafragme je potekal s pomočjo grabeža na vitlu s sprotnim odvozom izkopanega materiala ter polnitvijo izkopa z bentonitno izplako (slika 5). Nivo bentonitne izplake v izkopu ni smel pasti nižje od enega m pod delovnim platojem, prav tako je moral biti nivo izplake vedno vsaj 1,5 m nad nivojem podtalnice. Med izkopom je bilo treba spremljati parametre bentonitne izplake (gostoto, viskoznost, filtracijo, vsebnost peščenih delcev, PH). Le pravilno pripravljena mešanica je lahko zagotavljala razpiranje brežin izkopa in preprečevala vsipanje materiala s sten.

Po končanem izkopu je bilo treba bentonitno izplako prečistiti finih kamnitih in zemeljskih frakcij iz izkopa. Izplaka se je črpala z dna jame v čistilno napravo ter prečiščeno vračala v izkop. Dokler izplaka ni dosegla zahtevanih parametrov, se betoniranje kampade ni smelo začeti. Pred vgradnjo betona se je v izkopano kampado vstavilo 2 ali 3 prefabricirane armaturne koše, ki so se izdelovali na zunanjem platoju. Vsak koš je vseboval tudi uvodnice za sidra. Koši so bili dolgi 19,5 m, teža posameznega je znašala 4,5–8,0 tone. Postopek izkopa in vgradnje koša je viden na sliki 5. V izkop se je vstavil še stranski opaž za potrebe vgradnje tesnilnega profila.

Betoniralo se je s posebej projektirano betonsko mešanico. Projektne zahteve za beton so bile C30/37, $D_{max} = 16$ mm. Poleg tega so bile tehnološke zahteve za vgradnjo betona: konsistenca S4-S5 (posed 180–230 mm), začetek vezanja 5 ur po dobavi na gradbišče, dosežena trdnost po 24 urah 6-10 MPa.

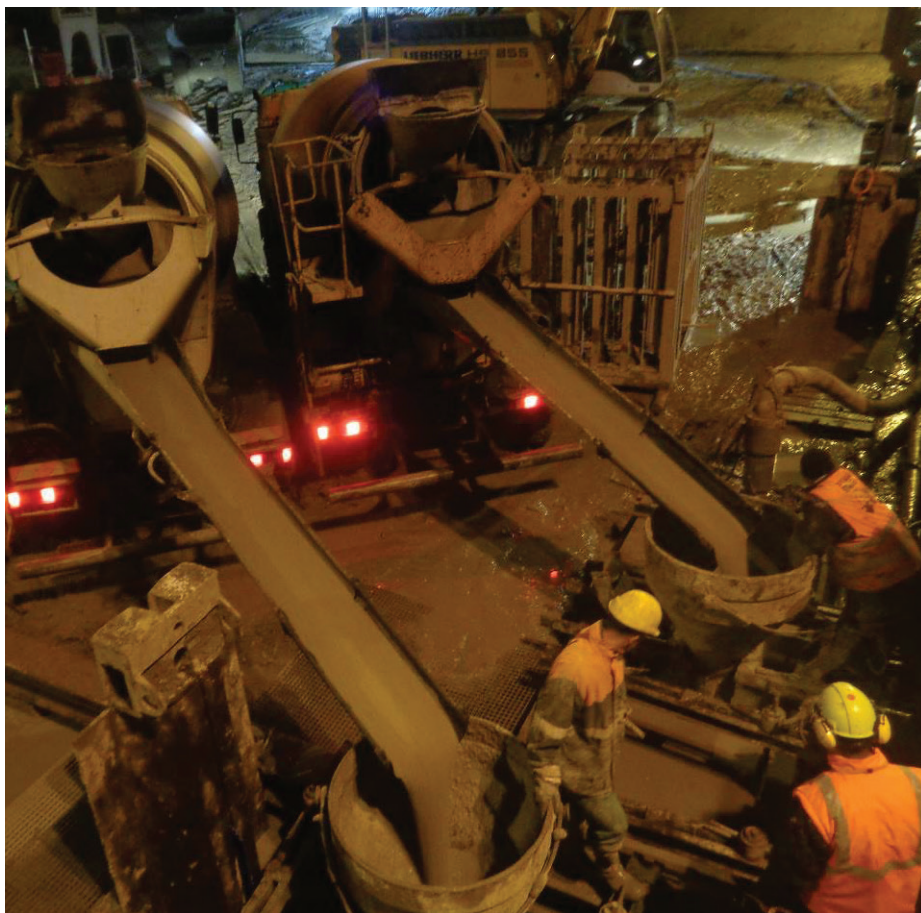
Vgradnja betona je potekala s pomočjo kontraktorjev za betoniranje z neposrednim vlivanjem iz avtomešalnika (slika 6). Sočasno je potekal izkop naslednje kampade s prečrpavanjem bentonitne izplake iz predhodne v novo. Vgradnja betona je morala potekati kontinuirano, brez zastojev. V posamezno kampado je bilo vgrajenih 160–208 m³ betona. V pripravljenosti je bila tudi rezervna betonarna.

3.2 Izkop in sidra

Izkop je potekal z ustrezno gradbeno mehanizacijo. Zahtevnost organizacije dela je naraščala z globino izkopane jame. V zgodnjih fazah se je konstruirala ustrezna rampa za neposreden izvoz materiala. Pri večjih globinah bi bil naklon rampe prevelik, zato je bilo treba material horizontalno predstavljati proti robu jame, kjer je potekal



Slika 5 • Izkop za diafragma in vgradnja armaturnega koša.



Slika 6 • Vgradnja betona v diafragmo.

vertikalni dvig. V zadnji fazi je bilo treba izkopani material dvigati iz jame, za kar se je uporabil žerjav z nagibno košaro kapacitete 6 m³. Projektna dokumentacija je predvidela izvedbo 202 prednapetih vrhnih geotehničnih sider na 4 različnih nivojih, zato je bilo treba pripraviti 4 delovne platoje za izvedbo sider. Izkop gradbene jame je prikazan na sliki 7.

Za uspešno izdelavo sidra je bilo treba slediti posebnemu protokolu. V betonu diafragme so bile vgrajene jeklene uvodnice, tako da je bilo treba za montažo sidra prevrtati le tanjši odsek skozi beton diafragme, nato pa je vrtnje potekalo z ustreznimi geotehničnimi stroji za vrtnje vrtin ob istočasni cevitvi vrtnice. Globina vrtnja je znašala do 31,0 m. V pripravljeno vrtno se je vstavilo prefabricirano sidro, koren sidra v dolžini 12 m se je zalil z injekcijsko maso. Naslednji dan se je koren sidra doinjektiral z vbrizgavanjem cementne mase pod visokim pritiskom. S tem sta se zagotovila spoj sidra z okoliško zemljino in posledično nosilnost sidra. Postopek doinjektiranja se je v naslednjih dneh ponovil po potrebi.

Pred začetkom napenjanja sidra je morala injekcijska masa doseči ustrezno trdnost, vsako sidro pa testno nosilnost 1320 kN. Testiranje je potekalo po predpisanem protokolu, ki je predvideval naraščanje in padanje vnesene sile v določenih časovnih intervalih s sprotnim kontroliranjem dejanske sile in pomikov. Po uspešno opravljenem testu se je posamezno sidro lahko zaklinilo pri projektni nosilnosti 480 ali 700 kN. Izdelava posameznega sidra je trajala približno 10 dni.

Poseben izziv pri izkopu gradbene jame je bil zagotavljanje primerne delovne razmere, saj je bilo dno gradbene jame okoli 7 m pod nivojem podtalnice. Kljub vodoodporni konstrukciji diafragme je vrtnje izvrtine za vsako sidro povzročilo dodaten vdor vode. Pri sočasni izdelavi 2-3 sider je bil dotok vode v gradbeno jamo tudi več 10 l/s. Stalno črpanje vode je bilo potrebno do dokončanja izdelave vseh sider.

Dokončanje gradbene jame je predstavljala zamenjava zemljine dna gradbene jame z 80 cm debelo blazino nearmiranega betona razreda C16/20. Ustrezno utrjena tla in zaščita tal pred zunanjimi vplivi pred začetkom gradnje je namreč izjemnega pomena za temeljenje objekta.



Slika 7 • Izkop in vgradnja sider.

4 • IZVEDBA OBJEKTA BB2

Zaradi posebnih projektnih zahtev, ki jih narekuje jedrska varnost, je BB2 zasnovan kot masiven armiranobetonski objekt z izredno gosto armaturo. V konstrukcijo bo, ko bo gradnja končana, vgrajenih skupaj ca. 10.500 m³ betona trdnostnega razreda C30/37 in 2300 ton armature B500 C. Masivni prerezi betona zahtevajo

Za potrebe numeričnega modeliranja vgrajenega betona pri različnih temperaturnih scenarijih se je predhodno opravil poladiabatni poskus vseh betonskih mešanic, ki so bile predvidene za vgradnjo v masivne prereze konstrukcije. Kritični betonski prerez sta bila talna plošča debeline 2,0 m ter obodna stena debeline 1,5 m z ojačilnimi rebri 1,3 x 1,3 m.

je dno objekta pod nivojem podtalnice. Zaradi velikega pritiska talne vode je šlo pri tem objektu pravzaprav za kesonsko gradnjo. Poleg hidroizolacijskega ovoja in vodotesnega betona so se na vseh stikih vgrajevali tesnilni trakovi. Vsak preboj se je obravnaval individualno.

4.1 Talna plošča

Kot podlaga za polaganje hidroizolacijske membrane se je izdelal ustrezno zaglajen sloj podložnega betona v debelini 20 cm.



Slika 8 • Vgradnja betona v talno ploščo.

posebno obravnavo s stališča sproščanja hidratacijske toplote, saj prevelik temperaturni gradient povzroča razpoke, previsoka temperatura betona pa škodljivo vpliva na razvoj njegove trdnosti. Pri izvedbi je bilo treba zagotoviti, da najvišja temperatura betonskega prereza ni presegla 60 °C, največji temperaturni gradient pa ni bil večji od 25 °C/50 cm.

Pred izvedbo so bili izdelani načrti opažev in odrov. Največji izziv pa je bil polaganje armature, saj je ta izredno gosta in prepletena. Določeni prerezi so vsebovali celo 8 con armaturnega jekla, večina vgrajenih palic je bila premera 32 mm.

Posebna pozornost je bila posvečena tudi izvedbenim detajlom proti prodoru vode, saj

Nanj se je vgradil sloj hidroizolacijske membrane HDPE, ki se je zaradi nanesenega lepila popolno zlepila z betonom. S tem so se preprečili dostop vode za hidroizolacijsko membrano in nekontrolirana zamakanja v objekt ob morebitnem puščanju. Armatura se je položila na hidroizolacijo brez zaščitnega sloja. Uporabili so se linijski distančniki, da bi se preprečile poškodbe



Slika 9 • Gradnja sten etaže P.

hidroizolacije zaradi prevelike obremenitve armature.

Betoniranje plošče je potekalo v 4 fazah, v katerih se je vgradilo po 517–706 m³ betona. Zaradi prepletenosti vseh con armature je bilo treba položiti več kot 90 % vse armature, preden se je lahko začela vgradnja betona. Vgradili so se še sidrni vijaki za rezervoarje, sistem talnega odvodnjavanja ter sidra za opaže. Vgrajevanje betona je potekalo kontinuirano brez zastojev, ki bi lahko povzročili delovne stike v betonu. Na sliki 8 je prikazano vgrajevanje betona v talno ploščo.

4.2 Stene

Južni del objekta BB2 ima 3 etaže višine 5,75 m. Tehnološko je bila najzahtevnejša izdelava obodne stene, saj je bil v etaži K2 uporabljen enostranski opaž, v etaži K1 kombiniran enostransko-dvostranski ter v

etaži P dvostranski opaž. Shema opažev je prikazana na sliki 10. V prostorih s cisternami je bil zaradi odprtega prostora uporabljen tudi obešen oder za opaž v etaži K1 in P. Ker so se dela opravljala tudi 16,5 m nad tlemi, je bila posebna pozornost posvečena varnemu delu. Slika 9 prikazuje gradnjo sten etaže P.

Izvedbo je dodatno oteževala vgradnja sidrnih plošč za opremo ter opaža lukenj za preboje, saj gre za tehnološki objekt, v katerem bo vgrajeno veliko strojne in elektroopreme.

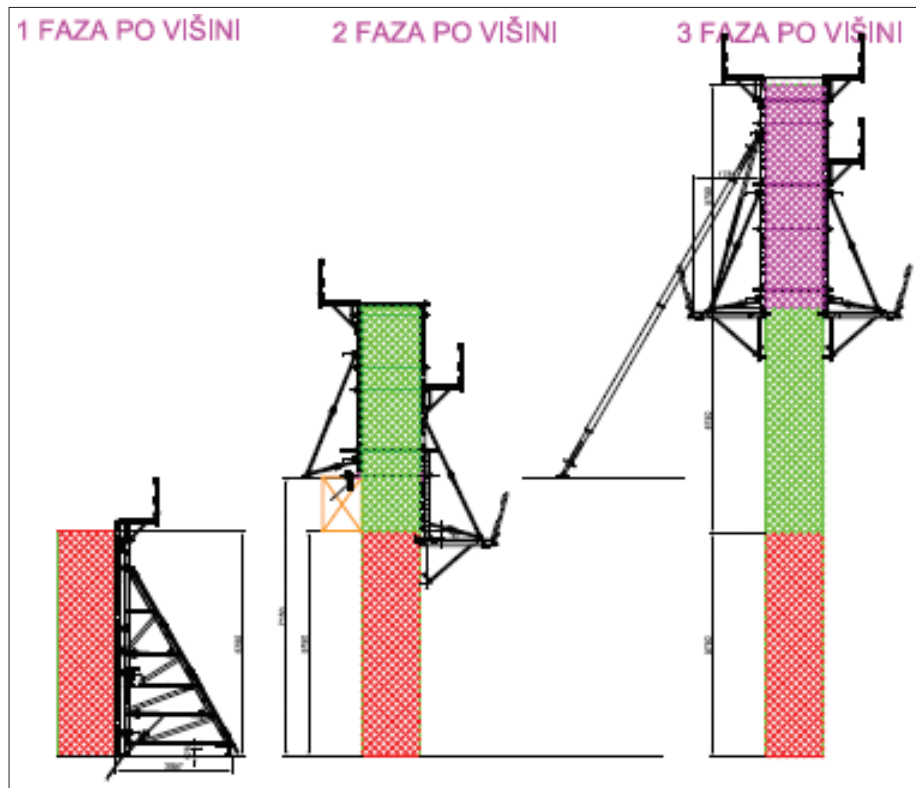
4.3 Strešna plošča

Zaradi zelo zahtevne izdelave dveh rezervoarjev iz nerjavnega jekla kapacitete 1500 m³ se bo pristopilo k izdelavi strešne plošče šele po njihovem dokončanju. Ker bo pristop potem zelo omejen, se bodo namesto klasičnega lesenega podprtega opaža za armiranobetonsko strešno konstrukcijo

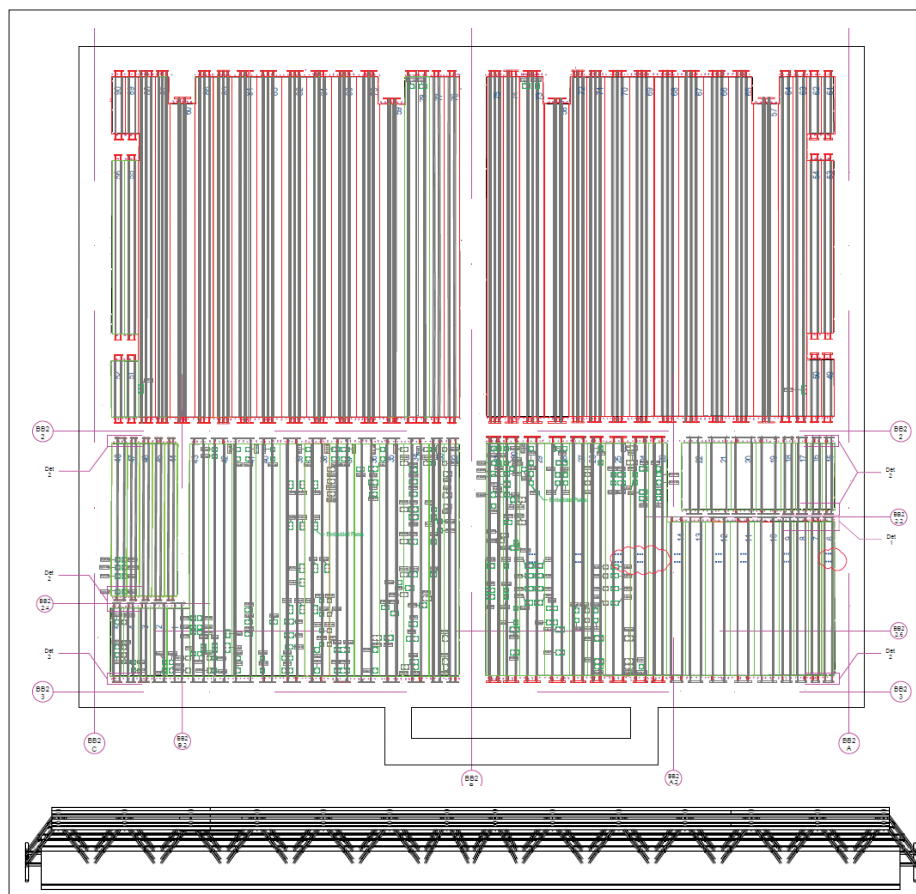
izdelali prefabricirani nosilci. V osnovi bodo to palični nosilci, zvarjeni iz okroglih profilov. Betonska plošča debeline 15 cm na spodnji strani nosilca prevzema zgolj funkcijo opaža za betoniranje stropne konstrukcije. Skupaj bo izdelanih 90 nosilcev razpona 17,14–3,36 m in širine 1,2–0,6 m. Na sliki 11 sta shema postavitve nosilcev in prikaz posameznega.

V fazi priprave delavniških načrtov se je izdelal geodetski posnetek izvedenega stanja na objektu v gradnji, vključno z vsako priključno armaturno palico, v izognitev kasnejšim kolizijam. Nosilci so v času pisanja tega članka v izdelavi.

Po montaži nosilcev bosta sledila vgradnja armature ter betoniranje plošče. Pripravljen bo poseben postopek betoniranja, ki bo upošteval elastične povese nosilcev med betoniranjem.



Slika 10 • Shema opaža obodnih sten po fazah (Kolektor CPG, 2019).



Slika 11 • Shema postavitve prefabriciranih nosilcev in predstavitev posameznega nosilca.

5 • ZAKLJUČEK

Gradnja objekta BB2 je v mnogo pogledih edinstvena. Izdelava diafragme je sama po sebi tehnološko in organizacijsko najzahtevnejša vrsta geotehničnih del. Izkop in vgradnja sider pod nivojem podtalnice

sta bila tvegana in nevarna. Komplicirana armatura, zahtevne betonaže, delo na višini pa posebni vsakodnevni izzivi pri gradnji. Zaradi tehnoloških zahtev so se dela opravljala v vseh vremenskih razmerah in delih

dneva. Organizacija dela je zahtevnejša, ker gradnja poteka znotraj varovanega območja NEK. Zahteve po doseganju kvalitete in varstva pri delu pa so na najvišjem nivoju. Gre za objekt, ki zaradi svoje velikosti in zahtevnosti predstavlja privilegij za vsakega udeleženca, ki je imel priložnost sodelovati pri gradnji.

6 • LITERATURA

IBE, d.d., Projektna dokumentacija NEKBB2-B056/277 (PGD, PZI), Varnostna nadgradnja NEK – Projekt BB2/gradbena jama, 2018a.
IBE, d.d., Projektna dokumentacija NEKBB2-B056/277-1 (PGD, PZI), Varnostna nadgradnja NEK – Projekt BB2/zgradba BB2, 2018b.
Kolektor CPG, d.o.o., Instalacijski paket Diaphragm wall & excavation 36 – 2018-08-22 – DN 18123 – IP2 – rev.2, Kolektor CPG, 2018.
Kolektor CPG, d.o.o., Instalacijski paket Concrete wall and slabs 36 – 2019-05-20 – DN 19022 – IP4 – rev.1, Kolektor CPG, 2019.
NEK, Program nadgradnje varnosti NEK – PNV (The Krško NPP Safety Upgrade Program - SUP), DCMRP-083, NEK, 2012.

NOVI DIPLOMANTI

UNIVERZA V LJUBLJANI, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO IN GEODEZIJO

I. STOPNJA - UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRADBENIŠTVO

Jaka Majnik, Primerjava variantnih rešitev rekonstrukcije križišča glavne ceste Kranj – Sp. Brnik in ceste na avtocestnem priključku Sp. Brnik, mentor doc. dr. Peter Lipar; <https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=118224>

Marijo Miličević, Uporaba navidezne resničnosti za izboljšanje izobraževanja na področju varnosti in zdravja pri delu v gradbenem sektorju, mentorica prof. dr. Jana Šelih, somentor asist. dr. Robert Klinc; <https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=118184>

Ajda Lučovnik, Prispevek leseno-steklenih stenskih elementov k potresni odpornosti lesene enostavne stavbe, mentor prof. dr. Matjaž Dolšek, somentor asist. dr. Anže Babič; <https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=118122>

UNIVERZA V MARIBORU, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO, PROMETNO INŽENIRSTVO IN ARHITEKTURO

I. STOPNJA – UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRADBENIŠTVO

Študij je z diplomskim izpitom zaključila:

Tamara Sarjaš

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

KOLEDAR PRIREDITEV

15.-16.10.2020

5. konferenca trajnostne gradnje - GBC Slovenija / 5th Conference on Sustainable Construction - Green Building Council Slovenia

spletna konferenca

<https://gbc-slovenia.si/uncategorized-sl/5-konferenca-trajnostne-gradnje-15-in-16-oktobra-2020-na-spletu/>

18.-20.10.2020

ICSECT'20 - 5th International conference on Structural Engineering and Concrete Technology

spletna konferenca

<https://icsect.com/>

3.-4.11.2020

Konferenca siBIM 2020

Spletna konferenca

<http://sibim.si/dogodki/siBIM2020konferenca>

12.-14.11.2020

ICCSTE'20 - 5th International Conference on Civil, Structural and Transportation Engineering

Spletna konferenca

<https://iccste.com/>

19.-20.11.2020

CRRB — 22nd International Conference on Rehabilitation and Reconstruction of Buildings

Brno, Češka

<http://crrb.wta.cz>

23.-24.11.2020

3. konferenca Biznis in trendi v gradbeništvu : »Država gradbeništvu: cokla ali partner, ki nas lahko povleče iz koronskega zastoja?«

Portorož, Slovenija

<https://akademija-finance.si/konference/gradbena-konferenca/>

18.-20.1.2021

NGM2021 — 18th NGM Nordic Geotechnical Meeting

Helsinki, Finska

www.ril.fi/en/events/ngm-2020.html

6.-8.4.2021

BMCT Dubai 2021 - International Conference and Exhibition on Building Materials and Construction Technologies

Dubaj, Združeni arabski Emirati

<https://bmctdubai.org/>

20.-22.4.2021

"Structural Faults + Repair-2020" & "European Bridge Conference-2020"

Edinburg, Škotska

www.structuralfaultsandrepair.com/

7.-9.6.2021

Mediterranean Symposium on Landslides

Neapelj, Italija

<https://medsymplandslides.wixsite.com/msl2021>

17.-19.6.2021

EGRWSE-2020 — 3rd International Conference on Environmental Geotechnology, Recycled Waste Materials and Sustainable Engineering

Izmir, Turčija

<https://egrwse2021.com/>

21.-25.6.2021

ICOSSAR 2021-13th International Conference on Structural Safety & Reliability

Šanghaj, Kitajska

www.icossar2021.org/

27.-30.6.2021

ICSGE'21 — 1st International Conference on Sustainability in Geotechnical Engineering – Geodiversity & Resilience

Lizbona, Portugalska

<http://icsge.lnec.pt/>

4.-7.7.2021

11th International Workshop on Advanced Ground Penetrating Radar

Valletta, Malta

www.iwagpr2021.eu/

5.-8.7.2021

DFI Deep Mixing Conference 2021

Gdansk, Poljska

www.dfi.org/dfieventlp.asp?13330

2.-6.11.2021

5th World Landslide Forum

Kjoto, Japonska

<http://wlf5.iplhq.org/>

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