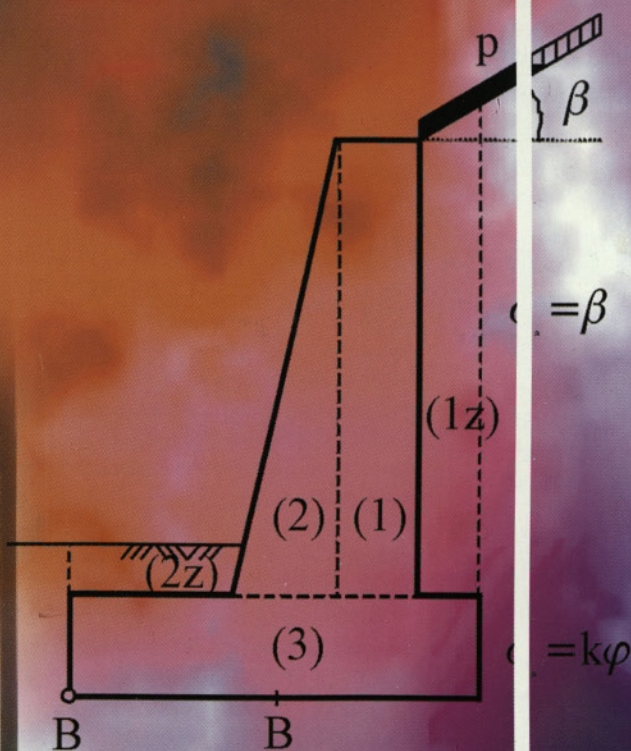
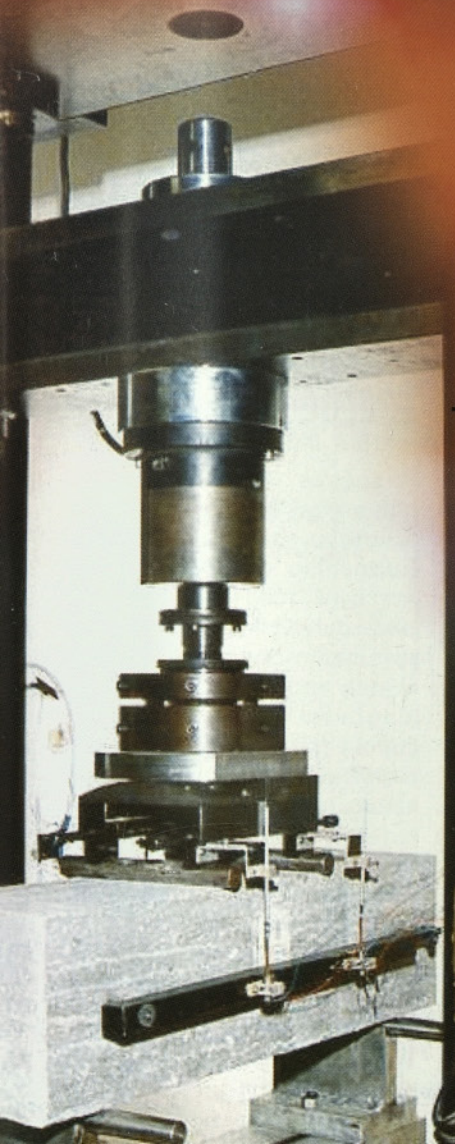


GRADBENI VESTNIK

Poština plačana pri
pošti 1102 LJUBLJANA

GLASILO ZVEZE
DRUŠTEV
GRADBENIH INŽENIRJEV
IN TEHNIKOV SLOVENIJE
IN MATIČNE SEKCIJE
GRADBENIH INŽENIRJEV
PRI INŽENIRSKI ZBORNICI
SLOVENIJE

MAJ
2002



Glavni in odgovorni urednik:
Prof.dr. Janez **DUHOVNIK**

Lektorica:
Alenka **RAIČ - BLAŽIČ**

Tehnični urednik:
Danijel **TUDJINA**

Uredniški odbor:
Mag. Gojmir **ČERNE**
Gorazd **HUMAR**
Doc.dr. Ivan **JECELJ**
Andrej **KOMEL**
Janja **PEROVIC-MAROLT**
Marjan **PIPENBAHER**
Mag. Črtomir **REMEC**
Prof.dr. Franci **STEINMAN**
Prof.dr. Miha **TOMAŽEVIČ**
Doc.dr. Branko **ZADNIK**

Tisk:
TISKARNA LJUBLJANA d.d.

Naklada: 2750 izvodov

Revijo izdajata ZVEZA DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE, Ljubljana, Karlovška 3, telefon/faks: 01 422-46-22 in MATIČNA SEKCIJA GRADBENIH INŽENIRJEV pri INŽENIRSKI ZBORNICI SLOVENIJE ob finančni pomoči Ministrstva RS za šolstvo, znanost in šport, Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani ter Zavoda za gradbeništvo Slovenije.

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

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

Letno izide 12 številke. Letna naročnina za individualne naročnike znaša 5000 SIT; za študente in upokojece 2000 SIT; za gospodarske naročnike (podjetja, družbe, ustanove, obrtnike) 40.687,50 SIT za 1 izvod revije; za naročnike v tujini 100 USD. V ceni je všteti DDV.

Poslovni račun se nahaja pri NLB, d.d. Ljubljana, številka:

0 2 0 1 7 - 0 0 1 5 3 9 8 9 5 5

Navodila avtorjem za pripravo člankov in drugih prispevkov

1. Uredništvo sprejema v objavo znanstvene in strokovne članke s področja gradbeništva in druge prispevke, pomembne in zanimive za gradbeno stroko.
2. Znanstvene in strokovne članke pred objavo pregleda najmanj en anonimen recenzent, ki ga določi glavni in odgovorni urednik.
3. Besedilo prispevkov mora biti napisano v slovenščini.
4. Besedilo mora biti izpisano z dvojnimi presledki med vrsticami.
5. Prispevki morajo imeti naslov, imena in priimke avtorjev ter besedilo prispevka.
6. Besedilo člankov mora obvezno imeti: naslov članka (velike črke); imena in priimke avtorjev; naslov POVZETEK in povzetek v slovenščini; naslov SUMMARY, naslov članka v angleščini (velike črke) in povzetek v angleščini; naslov UVOD in besedilo uvoda; naslov naslednjega poglavja (velike črke) in besedilo poglavja; naslov razdelka in besedilo razdelka (neobvezno); ..., naslov SKLEP in besedilo sklepa; naslov ZAHVALA in besedilo zahvale (neobvezno); naslov LITERATURA in seznam literature; naslov DODATEK in besedilo dodatka (neobvezno). Če je dodatkov več, so dodatki označeni še z A, B, C, itn.
7. Poglavja in razdelki so lahko oštevilčeni.
8. Slike, preglednice in fotografije morajo biti vključene v besedilo prispevka, oštevilčene in opremljene s podnapisi, ki pojasnjujejo njihovo vsebino. Slike in fotografije, ki niso v elektronski obliki, morajo biti priložene prispevku v originalu.
9. Enačbe morajo biti na desnem robu označene z zaporedno številko v okroglem oklepaju.
10. Uporabljena in citirana dela morajo biti navedena med besedilom prispevka z oznako v obliki [priimek prvega avtorja, leto objave]. V istem letu objavljena dela istega avtorja morajo biti označena še z oznakami a, b, c, itn.
11. V poglavju LITERATURA so uporabljena in citirana dela opisana z naslednjimi podatki: priimek, ime avtorja, priimki in imena drugih avtorjev, naslov dela, način objave, leto objave.
12. Način objave je opisan s podatki: knjige: založba; revije: ime revije, založba, letnik, številka, strani od do; zborniki: naziv sestanka, organizator, kraj in datum sestanka, strani od do; raziskovalna poročila: vrsta poročila, naročnik, oznaka pogodbe; za druge vrste virov: kratek opis, npr. v zasebnem pogovoru.
13. Pod črto na prvi strani, pri prispevkih, krajših od ene strani pa na koncu prispevka, morajo biti navedeni obsežnejši podatki o avtorjih: znanstveni naziv, ime in priimek, strokovni naziv, podjetje ali zavod, navadni in elektronski naslov.
14. Prispevke je treba poslati glavnemu in odgovornemu uredniku prof. dr. Janezu Duhovniku na naslov: FGG, Jamova 2, 1000 LJUBLJANA oz. janez.duhovnik@fgg.uni-lj.si. V spremnem dopisu mora avtor članka napisati, kakšna je po njegovem mnenju vsebina članka (pretežno znanstvena, pretežno strokovna) oziroma za katero rubriko je po njegovem mnenju prispevek primeren. Prispevke je treba poslati v enem izvodu na papirju in v elektronski obliki v formatu MS WORD.

Uredniški odbor

VSEBINA - CONTENTS

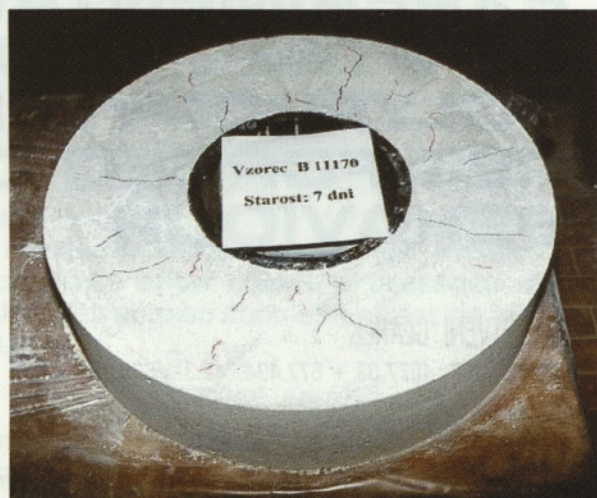
Članki, študije, razprave
Articles, studies, proceedings

Stran 110

Jana Šelih, Marjan Japelj

EKSPERIMENTALNA RAZISKAVA OBNAŠANJA Z JEKLENIMI IN POLIPROPILENSKIMI VLAKNI OJAČENIH BETONOV

EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF
STEEL AND POLYPROPYLENE
FIBRE-REINFORCED CONCRETE
BEHAVIOUR

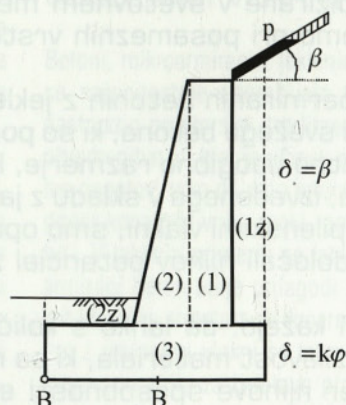


Stran 119

Borut Macuh, Bojan Žlender

ANALIZA PODPORNEGA ZIDU PO STANDARDU EN 1997-1

RETAINING WALL ANALYSIS
ACCORDING TO EN 1997-1 STANDARD

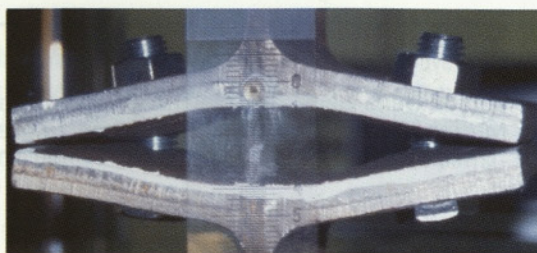


Stran 128

Erik Zupančič

ROTACIJSKA KAPACITETA STIKOV JEKLENIH OKVIRNIH KONSTRUKCIJ

ROTATION CAPACITY OF
CONNECTIONS OF STEEL FRAMES



EKSPERIMENTALNA RAZISKAVA OBNAŠANJA Z JEKLENIMI IN POLIPROPILENSKIMI VLAKNI OJAČENIH BETONOV

EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF STEEL AND POLYPROPYLENE FIBRE- REINFORCED CONCRETE BEHAVIOUR

ZNANSTVENI ČLANEK

UDK 691.322 : 1677.53 + 677.494.742.31 : 620.16

JANA ŠELIH, MARJAN JAPELJ

P O V Z E T E K V članku predstavljamo rezultate eksperimentalnih raziskav, s katerimi smo opazovali vpliv dodajanja jeklenih in polipropilenskih vlaken na obnašanje mikroarmiranih betonov. Pri tem smo uporabljali nekatere laboratorijske metode preskušanja, ki v Sloveniji niso uveljavljene oz. še niso standardizirane v svetovnem merilu. Ker dodajamo vlakna betonu z različnimi nameni, raziskujemo pri posameznih vrstah vlaken različne procese.

Pri mikroarmiranih betonih z jeklenimi vlakni smo določevali zlasti vpliv dodatka vlaken na lastnosti svežega betona, ki so pomembne za vgradljivost betona, ter na žilavost materiala. Ekvivalentno upogibno razmerje, ki je mera za žilavost, smo določili na podlagi upogibnega preskusa, izvedenega v skladu z japonskim standardom JSCE-SF4. Betone, mikroarmirane s polipropilenskimi vlakni, smo opazovali v zgodnjem obdobju po vgradnji v kalupe (prvih 14 dni) ter določali njihov potencial za nastajanje razpok.

Rezultati kažejo, da lahko s količinami jeklenih vlaken nad 20-30 kg/m³ betona občutno zvišamo žilavost materiala, ki pa ni odvisna le od količine, temveč tudi od vrste in velikosti vlaken ter njihove sposobnosti enakomernega vmešavanja v svežo betonsko mešanico. Prisotnost polipropilenskih vlaken občutno zmanjša število ter površino razpok, ki nastajajo kmalu po vgradnji, s čimer se poveča trajnost materiala.

Avtorja:

doc.dr. Jana Šelih, univ.dipl.inž.gr., Zavod za gradbeništvo Slovenije, Dimičeva 12, 1000 Ljubljana
Marjan Japelj, univ.dipl.inž.fiz., Zavod za gradbeništvo Slovenije, Dimičeva 12, 1000 Ljubljana

S U M M A R Y A study of the influence of the addition of steel and polypropylene fibres upon concrete behaviour is presented in this paper. Selected laboratory testing methods for the determination of fibre-reinforced concrete properties are used to obtain the experimental results. The fibre type used depends upon requirements concrete has to confirm to, and also upon its application, therefore, different processes are investigated for different fibre types.

For steel fibre reinforced concrete, the main focus was placed on the properties of fresh concrete, especially workability, and on the material toughness determination. Equivalent bending ratio, a measure for toughness, was determined with the help of the bending test carried out in accordance with the Japanese standard JSCE-SF4. Polypropylene fibre reinforced concrete specimens were observed immediately after being demolded over the period of 14 days, and the difference between cracking potential of plain and fibre reinforced concrete was determined.

The results show that steel fibre quantities in the range from 20 to 30 kg/m³ substantially increase the material toughness, which is not only dependent upon quantity, but also upon the type and the length of fibres added, and upon the ability of homogeneous distribution of fibres into fresh concrete mixture influences toughness as well. Results obtained for the polypropylene fibre-reinforced concrete show that the presence of fibres decreases the number and the area of cracks that appear soon after casting and therefore increases the durability of the material.

1. UVOD

Mikroarmirani betoni, to so betoni z dodatkom nezveznih vlaken, se v gradbeni praksi pojavljajo že zadnjih 30 let. Gre za kompoziten material, kjer so v matrico – beton vložena vlakna, s čimer izboljšamo posamezne nezaželene lastnosti betona, kot je krhkost ali pa nagnjenost h krčenju in spremljajočemu razpokanju. Vlakna so lahko kovinska, plastična, steklena ali pa celulozna, s tipičnimi dolžinami od 6 do 150 mm ter debelinami, ki se gibljejo od 0,005 do 0,75 mm [Kosmatka, 1991]. Ker je matrica (cementni kamen) v nategu krhkejša od vlaken, prispeva dodatek vlaken k povečanju duktilnosti materiala in povečani kapaciteti absorbirane energije.

Da dobimo enakomerno prostorsko porazdelitev vlaken, vmešavamo vlakna v svežo betonsko mešanico. Porazdeljevanju vlaken v sveži betonski mešanici je potrebno posvetiti posebno pozornost, saj se v primeru, da se vlakna sprimejo v gruče (zaklinjanje), mehanizem, ki zagotavlja izboljšano obnašanje mikroarmiranega betona, ne vzpostavi.

Pogosto opažajo, da se čas mešanja podaljša, če želimo doseči optimalno stopnjo razmešanosti. Čeprav se pogosto srečamo s prepričanjem, da rezultira večja trdnost vlaken v povečani trdnosti kompozita, pa velja tudi, da je eden glavnih dejavnikov, ki vpliva na obnašanje otrdelega betona, medsebojna povezava med vlaknom in betonom, ki vpliva na izvlačenje vlakna iz matrice [Lampret, 1983].

V zadnjem času se tudi v slovenskem prostoru pojavljajo različne, izboljšane vrste vlaken za dodajenje betonu. Da ne bi prihajalo med življenjsko dobo objektov, narejenih iz takšnih materialov, do nezadovoljivega nivoja obnašanja (performansa), ali da preverimo, če zadovoljivo izpolnjujejo funkcijo, ki so ji namenjeni, je priporočljivo, da se obnašanje takšnih mikroarmiranih betonov pred uporabo preveri eksperimentalno v laboratorijskih pogojih.

Kot primer bomo prikazali rezultate raziskav na dveh vrstah mikroarmiranega betona, ki smo jih izvedli s pomočjo preskuševalnih metod, ki v slovenskem pro-

storu še niso vpeljane oz. niso standardizirane tudi v mednarodnem merilu.

2. BETONI, OJAČENI Z JEKLENIMI VLAKNI

Betoni, mikroarmirani z jeklenimi vlakni, se najpogosteje uporabljajo tam, kjer nastopajo prostorske, trodimenzionalne obremenitve ali kjer je učinek obremenitve negotov, tako da daje projektant prednost konstruktivni – tanki, gosti armaturi. V takšnih primerih se lahko mikroarmirani beton bolje prilagodi zahtevam kot klasična armatura. Mikroarmirani beton z jeklenimi vlakni se tako najpogosteje uporablja za izdelavo plošč, konstrukcijskih elementov mostov, v sanacijah masivnega betona (nosilci, stebri, ...), v gradnji predorov in v rudarstvu ter za izdelavo industrijskih tlakov [Lampret, 1983], [Šušteršič, 1987].

Jeklena vlakna so na voljo v različnih oblikah in dimenzijah, za povečanje sprijemnosti s cementnim kamnom pa je njihova površina lahko dodatno obdelana s postopki, kot so razmastitev površi-

ne, površinska prevleka, povečanje površinske hrupavosti, ... Za lažje dodajanje ter boljše homogenizacijo sveže betonske mešanice so na voljo tudi vlakna, lepljena v trakove z vodotopnim lepilom.

V nadaljevanju bomo predstavili preiskave, s katerimi določamo materialne parametre (ki jih lahko kasneje uporabljamo v dimenzioniranju mikroarmiranih tlakov) ter obnašanje mikroarmiranih betonov med njimi.

2.1 MIKROARMIRANI TLAKI

Mikroarmirani tlaki so konstrukcijski element, ki je med svojo življenjsko dobo izpostavljen velikim, lahko tudi dinamičnim obremenitvam. Dimenzioniranje debeline tlaka, ki leži na podlagi, določamo s pomočjo analitičnih metod, ki predpostavljajo, da je podlaga elastična. Modeli, ki temeljijo na predpostavki, da je tlak homogen, izotropen in elastičen in da je reakcija podlage navpična in sorazmerna deformaciji tlaka (plošče), so še dandanes osnova za izračun debeline tlaka [Concrete Society, 1995]. Če je pri takšnem izračunu kritična statična obtežba, dodajanje vlaken ne bo bistveno vplivalo na zahtevano debelino tlaka; če pa je kritična dinamična obtežba, lahko dodajanje vlaken, katerega posledica je večja odpornosti proti utrujanju, poveča dovoljeno napetost v betonu in s tem zmanjša zahtevano debelino tlaka.

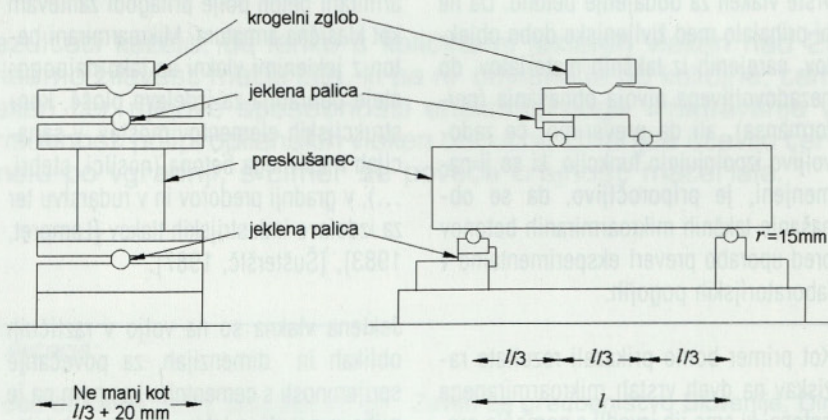
Mayerhofova metoda [Mayerhof, 1962], katere povzetek je opisan tudi v [Concrete Society, 1995], temelji na predpostavki togega plastičnega tlaka na elastični podlagi, kar omogoča, da lahko v dimenzioniranju upoštevamo žilavost oz. duktilnost mikroarmiranega betona, ki vodi k prerazporeditvam upogibnih momentov in posledično zmanjša debelino tlaka. Metoda je uporabna tudi za nearmirane betone, njena glavna prednost pa je v tem, da se lahko z uporabo enega samega parametra ($R_{e,3}$) opiše obnašanje mikroarmiranega betona.

Ekvivalentno upogibno razmerje $R_{e,3}$ je definirano kot razmerje med faktorjem upogibne žilavosti $f_{e,3}$ in upogibno trdnostjo f_{ct} mikroarmiranega betonskega preskušanca.

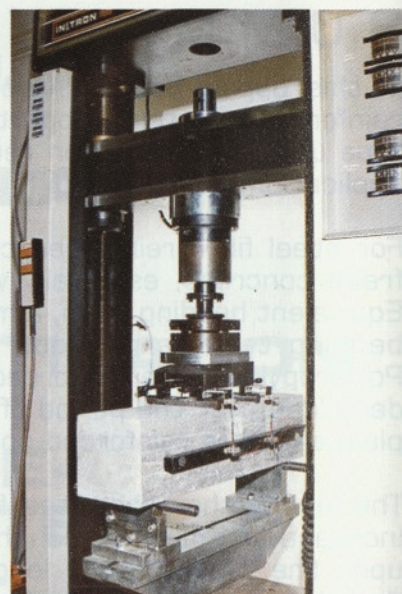
$$R_{e,3} = f_{e,3} / f_{ct} \times 100 \quad (1)$$

2.2 DOLOČANJE EKVIVALENTNEGA UPOGIBNEGA RAZMERJA R_{E3}

Faktor $R_{e,3}$ določamo s pomočjo japonske standardne metode JSCE-SF4 [JSCE-SF4, 1984]. Betonski preskušavec velikosti $60 \times 15 \times 15$ cm postavimo na podpore in ga upogibno obremenimo na tretjinah razpona (slika 1, 2). Obremenilni mehanizem je narejen tako, da tako podporni kot obremenilni valjčki nalegajo prečno na kvader po vsej svoji dolžini in da so vsi vrtljivi okoli svoje vzdolžne osi.

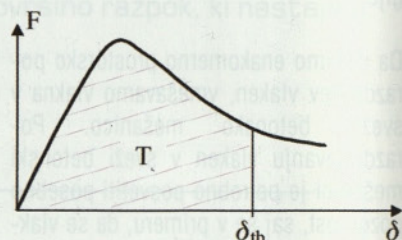


Slika 1: Shematičen prikaz obremenitve preskušanca v skladu z JSCE SF4



Slika 2: Laboratorijska izvedba obremenjevanja in merskih mest mikroarmiranega preskušanca

Med preskusom vodimo pomik bremena. Upogib merimo na stranicah preskušanca (kvadra) pod obremenilnimi valjčki s pomočjo induktivnih merilcev pomika na štirih mestih. Merjenje upogiba je izvedeno tako, da se izloči morebitno poseganje podpor ali obremenilnega mehanizma (slika 2). Sistem za zajemanje podatkov zajema prirastke upogiba in pripadajočo silo obremenitve. Na podlagi teh meritev dobimo diagram odvisnosti povprečnega prirastka upogiba (povprečja meritev na vseh štirih mestih) od sile obremenjevanja. Ploščina pod to krivuljo je merilo za žilavost materiala, iz katere lahko določimo faktor upogibne žilavosti (slika 3).



Slika 3: Shematičen prikaz odvisnosti naraščanja upogiba od sile obremenjevanja (JSCE SF 4)

Upogibno trdnost f_{ct} izračunamo s pomočjo enačbe

$$f_{ct} = (P \cdot l) / (b \cdot h^2), \quad (2)$$

kjer je P maksimalna dosežena sila, l razpon med podporama, b širina, h pa višina preskušanca.

Faktor upogibne žilavosti ($f_{e,3}$) pa določimo s pomočjo izraza

$$f_{e,3} = (T_b \cdot l) / (\delta_{tb} \cdot b \cdot h^2), \quad (3)$$

kjer je T_b upogibna žilavost, določena s površino pod krivuljo odvisnosti sile od pomika (slika 3)

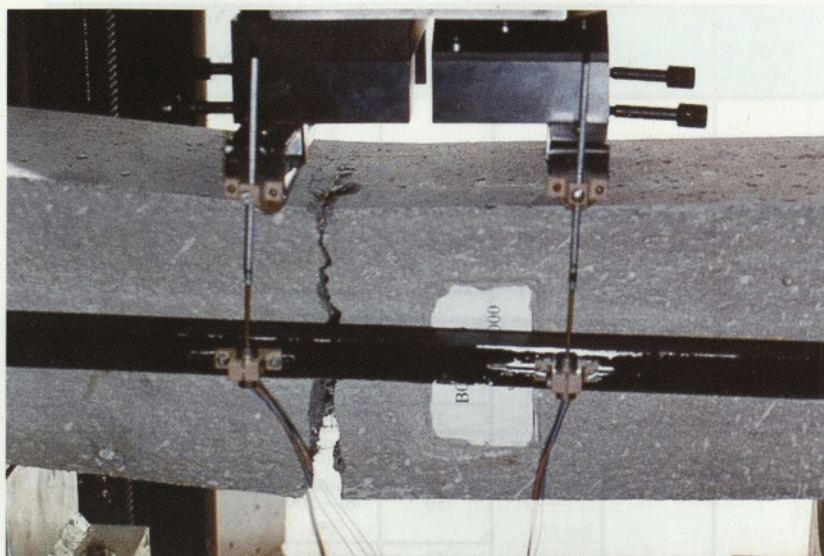
$$T_b = \int_0^{\delta_{tb}} F(\delta) d\delta, \quad (4)$$

δ_{tb} pa upogib, enak 1/150 razpona l .

Pri naših meritvah je znašal razpon med podporama 45 cm, zato smo določili odvisnost sila-pomik do upogiba $\delta_{tb} = 3$ mm (slika 4). Po nastopu upogibne razpoke se vzpostavi med vlakni in mejno nepoškodovano matrico mehanizem, preko katerega se prenašajo napetosti v nateznem območju. Na sliki 5 vidimo, kako mikroarmatura zagotavlja, da kljub velikim deformacijam ne pride do porušitve preskušanca.

2.3 OPRAVLJENE PREISKAVE

Preiskave smo izvajali z različnimi vrstami lepljenih žičnatih jeklenih vlaken in z uporabo betonov z različnimi projektiranimi tlačnimi trdnostmi. Posamezen vzorec so sestavljali po trije preskušanci za merjenje tlačne trdnosti in trije preskušanci za preskus po [JSCE-SF4, 1984]. Lastnosti svežega betona smo kontrolirali z merjenjem vsebnosti zračnih por (po SIST EN 12350-7) ter merjenjem konsistence s posedom stožca (po SIST EN 12350-2). Vlakna smo dozirali skupaj z agregatom, s čimer smo dosegli, da so se vlakna razpustila in enakomerno razporedila po betonu. Preskušance smo razka-



Slika 4: Merjenje pomikov med upogibnim preskusom z jeklenimi vlakni ojačenega betona

lupili po 1 dnevu, nato pa jih negovali skladno z JSCE-SF4 28 dni na temperaturi 20°C in relativni vlažnosti nad 95%.

Uporabili smo dve vrsti vlaken, dolga, kjer je dolžina vlaken $L = 60$ mm, razmerje med dolžino in premerom vlakna $L/d = 90$, ter kratka ($L = 35$ mm, $L/d = 50$). Obe vrsti vlaken imata enako obliko, ki jo prikazujemo na sliki 6. Projektirana tlačna trdnost je bila 30, 40 oz. 50 MPa. Beton je vseboval 360, 400 oz. 440. kg/m³ cementa vrste Anhovo PC 15z 45B in je bil superplastificiran. Vodocementno razmerje se giblje od 0,40 do 0,45. Lastnosti svežega betona so zbrane v preglednici 1 za dolga in preglednici 2 za kratka vlakna. Vidimo lahko, da dodatek vlaken (ob nespremenjeni količini dodanega superplastifikatorja) bistveno vpliva na konsistenco svežega betona (slika 7). Pri večjih odmerkih in daljših vlaknih je zato potrebno za doseganje ustrezne vgradljivosti prilagoditi sestavo betona (npr. s spremenjeno granulometrijsko sestavo agregata, s povečano količino dodanega plastifikatorja ali superplastifikatorja).

Pri mešanju mikroarmiranega betona lahko prihaja do težav z zaklinjanjem vlaken, zaradi česar beton ne izkazuje



Slika 5: Detajl - delovanje vlaken v upogibni razpoki betona, mikroarmiranega z jeklenimi vlakni

želenega (izboljšane) obnašanja. Pri pripravi naših vzorcev se pri kratkih vlaknih zaklinjanje ni pojavljalo, pri dodajanju dolgih vlaken pa smo težnjo k sprijemanju vlaken v gruče opažali pri vsebnostih nad 30 kg/m³. Stopnja zaklinjanja je odvisna tudi od vrste uporabljenega mešalca ter sestave in konsistence betona.

Proj. tl.trd. (MPa)	v/c (-)	količina SP (%)	Količina vlaken (kg/m ³)	Posed (mm)	Vsebnost zr. por (%)	Dosež.tl. trdnost (MPa)
30	0,45	1,8	0	100	6,5	45,3
			20	80 – 100 (*)	6,0 - 7,4 (*)	48,6; 39,0
			30	90	6,9	42,5
			40	110	8	35,9
40	0,44	1,8	0	140	7	45,3
			10	100	7	44,9
			20	90	4,7 - 7,6 (*)	55,5; 43,5
			30	90 – 100 (*)	7,2 - 7,8 (*)	39,6; 41,4
			40	130	8,5	29,2
50	0,4	1,8	0	140	7,2	47
			20	90	7,2	51,1
			40	90	6,8	41,1

(*) izvedenih več preiskav

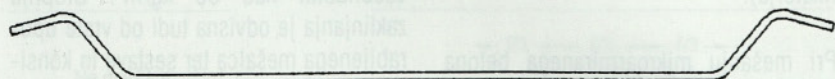
(**) beton ni bil dobro homogeniziran zaradi velike količine vlaken.

Preglednica 1: Lastnosti svežega betona, ki vsebuje dolga vlakna (L = 60 mm, L/d=90)

Proj. tl.trd. (MPa)	v/c (-)	Količina SP (%)	Količina vlaken (kg/m ³)	Posed (mm)	Vsebnost zr. por (%)	Dosež.tl. trdnost (MPa)
30	0,45	1,8	0	100	6,5	45,3
			20	100 – 110 (*)	6,7 - 7,9 (*)	41,5; 34,3
			40	80	5,3	46
40	0,44	1,8	0	140	7	45,3
			10	120	6,3	45,9
			20	110	6,7 - 7,1 (*)	41,6; 46,3
			30	80	7,3	42,7
			40	90	7,3	39,9
50	0,4	1,8	0	140	7,2	47
			20	90	7	50
			40	80	7,3	49,6

(*) izvedenih več preiskav

Preglednica 2: Lastnosti svežega betona, ki vsebuje kratka vlakna (L= 35 mm, L/d=50)



Slika 6: Oblika uporabljenih jeklenih vlaken

Preiskave tlačne trdnosti, ki smo jih izvedli na kockah dimenzij 15×15×15 cm, kažejo, da prisotnost vlaken ne vpliva na doseženo tlačno trdnost mikroarmirane-ga betona. Opazimo pa lahko, da je tlačna trdnost pri projektirani trdnosti 40 MPa pri velikih vsebnostih vlaken padla pod projektiranje vrednosti, kar pripisujemo deloma pojavu zaklinjanja, deloma pa tudi nihanju v kakovosti uporabljenih dodatkov.

2.4 REZULTATI

Tipičen rezultat izvedenih meritev na posameznem preskušancu je prikazan na sliki 8. Za prikazan primer je tlačna trdnost betona 40 MPa, vsebnost dolgih vlaken pa 30 kg na m³ betona. Vrednosti T_b, f_{e3'}, f_{ct} in R_{e3'} so določene le za obravnavani preskušaneec.

Slika 9 prikazuje odvisnost ekvivalentnega upogibnega faktorja R_{e3'} od vsebnosti vlaken pri spremenljivih doseženih tlačnih trdnostih. Prikazana so tudi povprečja izmerjenih vrednostih vseh preiskovanih vrst betonov. Rezultate meritev prikazujemo ločeno za obe uporabljeni vrsti vlaken, dolga in kratka. Dobljeni rezultati kažejo, da pri vsebnostih vlaken do 30 kg/m³ tlačna trdnost betona ne vpliva odločilno na rezultat. Pri višjih vsebnostih vlaken pa lahko opazimo, da z naraščajočo tlačno trdnostjo betona ekvivalentni upogibni faktor pada. Glede na to, da se pojav opazi le pri večjih vsebnostih vlaken in da je bolj izrazit pri daljših vlaknih, ga pripisujemo slabšemu razmešanju vlaken v betonu. Nadalje lahko vidimo, da se žilavost bistveno poveča pri vsebnostih vlaken okoli 20 kg/m³. Na dobljene vrednosti bistveno vpliva dolžina vlaken, saj je povprečna vrednost R_{e3'} pri vsebnosti vlaken 30 kg/m³ 66 za dolga in 30 za kratka vlakna.

3. BETONI Z DODATKOM POLIPROPILENSKIH VLAKEN

3.1 ZGODNJE NASTAJANJE

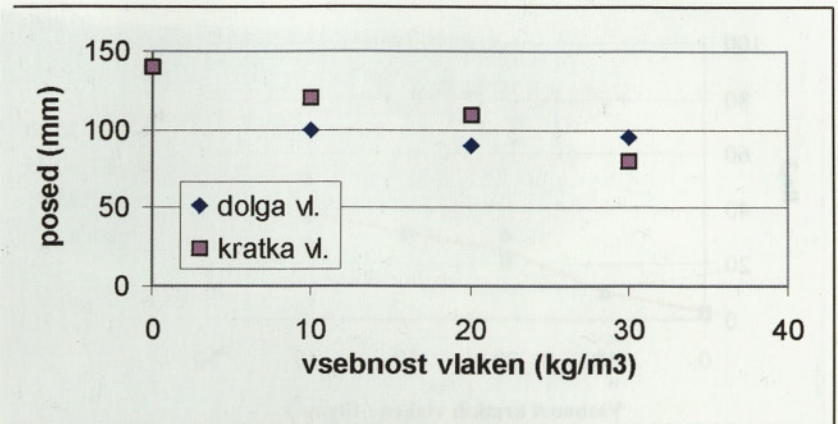
RAZPOK

V obdobju takoj po vgradnji svežega betona je beton izjemno občutljiv na razpokanje, ki lahko nastopi kot posledica različnih vzrokov. V tem obdobju povežujemo nastanek razpok s pojavom plastičnega krčenja, temperaturnih sprememb in krčenja zaradi sušenja.

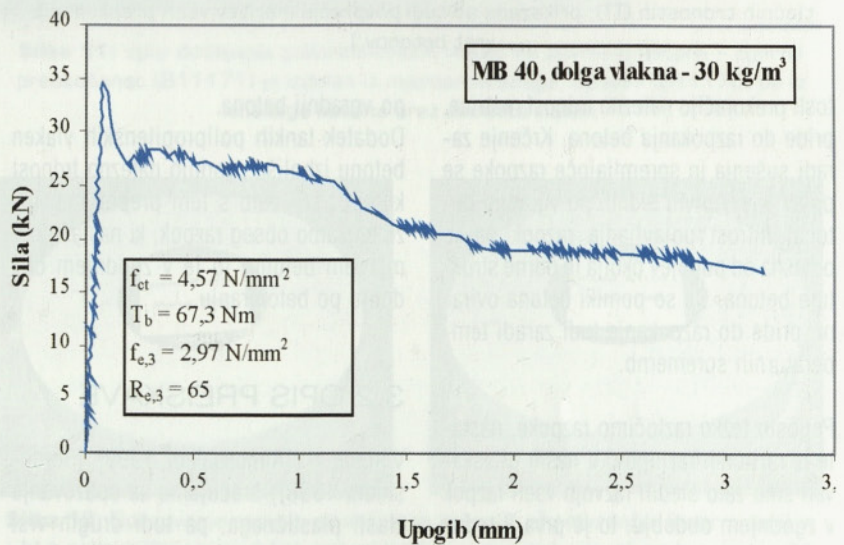
Plastično krčenje se pojavi v mladem betonu, povzročča pa ga kapilarna napetost v porni vodi. Če je hitrost izhlapevanja vode na površini (ki je v stiku z zrakom) večja od hitrosti pomikanja kapilarne vode na površino, se aktivirajo kapilarne sile v porni vodi. Voda se izceja na površje, volumen betona pa se zmanjša - material se krči. Če ga pri tem ovira opaž ali armatura, pride do nateznih napetosti v materialu. Ker cement še ni polno hidratiral, matrica še ne razvije celotne trdnosti. Nizka natezna trdnost je hitro prekoračena in pojavijo se razpoke [Durable concrete structures, 1992].

Plastično krčenje in z njim povezane razpoke se zlasti pojavlja na betonskih elementih z velikimi, običajno horizontalnimi površinami, kot so na primer plošče, tlaki, ... , ki so izpostavljeni vročemu, suhemu ali vetrovnemu okolju, v katerem pride do hitrega izhlapevanja vode z betonske površine. Razpoke so praviloma površinske, širina razpok pa se hitro manjša z oddaljenostjo od površine. Ker pa je kakovost površinskega sloja odločilnega pomena za trajnost in odpornost betonskega elementa, se poskušamo posledicam plastičnega krčenja v praksi kar najbolj izogniti.

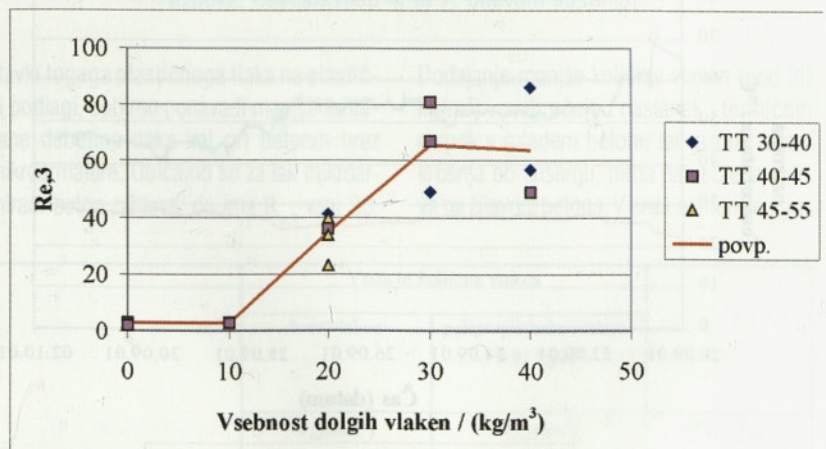
Po končanem obdobju plastičnega krčenja, ki traja tipično do 6 ur, se beton krči zaradi temperaturnih sprememb (termične razpoke) in zaradi sušenja [Durable concrete structures, 1992]. V zadnjem primeru se krčenje pojavlja v fazi upadajoče hitrosti sušenja, ko je cementni kamen že hidratiral, v porah pa sta prisotni le kapilarna in adsorbirana voda oz. proste vode ni več. Ob pomikanju vode iz por se pojavljajo kapilarni pritiski, zaradi česar se pore krčijo. Če nastale nape-



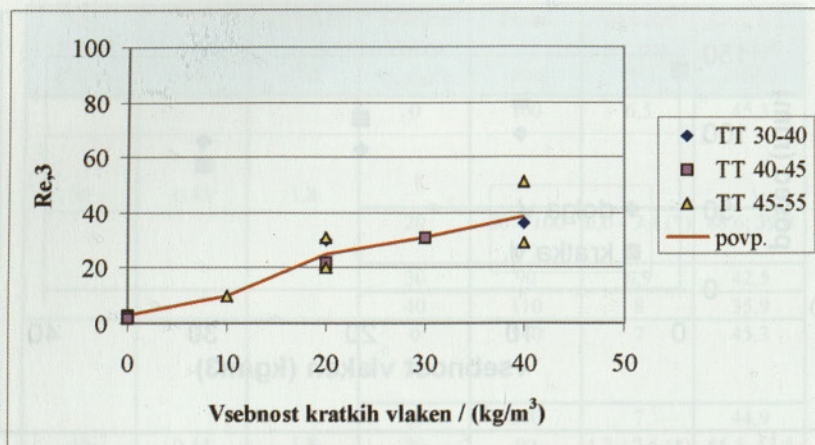
Slika 7: Grafični prikaz odvisnosti poseda (konsistencije) svežega betona od vsebnosti jeklenih vlaken za projektirano tlačno trdnost 40 MPa



Slika 8: Tipičen diagram pomik-sila med upogibno obremenitvijo mikroarmiranega preskušanca.



Slika 9a: Rezultati meritev žilavosti: odvisnost ekvivalentnega upogibnega faktorja od vsebnosti vlaken za dolga vlakna, pri različnih doseženih 28-dnevnih tlačnih trdnostih (TT); prikazana so tudi povprečja meritev vseh preskušanih vrst betonov.)



Slika 9b: Rezultati meritev žilavosti: odvisnost ekvivalentnega upogibnega faktorja od vsebnosti vlaken za kratka vlakna pri različnih doseženih 28-dnevnih tlačnih trdnostih (TT); prikazana so tudi povprečja meritev vseh preskušanih vrst betonov.)

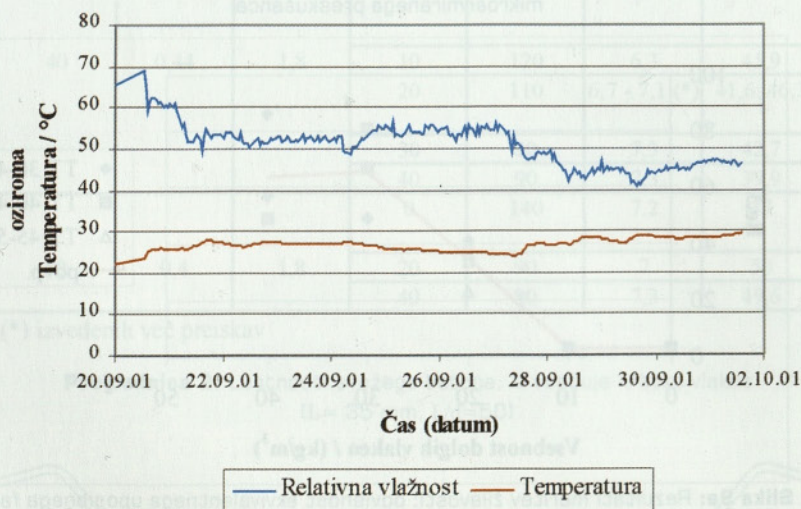
tosti prekoračijo natezno trdnost matrice, pride do razpokanja betona. Krčenje zaradi sušenja in spremljajoče razpoke se pojavljajo v prvih tednih po vgradnji betona, hitrost pojavljanja razpok pa je odvisna od pogojev okolja in porne strukture betona. Če so pomiki betona ovirani, pride do razpokanja tudi zaradi temperaturnih sprememb.

Pogosto težko razločimo razpoke, nastale iz različnih razlogov. V naših preiskavah smo zato sledili razvoju vseh razpok v zgodnjem obdobju, to je prva 2 tedna

po vgradnji betona. Dodatek tankih polipropilenskih vlaken betonu izboljša zgodnjo natezno trdnost kompozita, zato s tem preprečimo oz. zmanjšamo obseg razpok, ki nastanejo v mladem betonu, to je v zgodnjem obdobju po betoniranju.

3.2 OPIS PREISKAVE

V literaturi ([Almussalam, 1999], [Soroshian, 1998]) srečujemo za opazovanje zlasti plastičnega, pa tudi drugih vrst



Slika 10: Spreminjanje temperature in vlažnosti zraka s časom med opazovanjem razvoja razpok.

krčenja, zaradi katerih mlad beton razpoka, večinoma preskus s sušenjem betonskih kolobarjev ali pa tankih plošč, kjer se razvoj razpok s časom opazuje in nadzira s prostim očesom. Metoda ni standardizirana, kar pomeni, da dimenzije preskušancev in pogoji sušenja niso natančno določeni. Ker se preskus izvaja vzporedno na betonu z dodatkom vlaken in betonu brez dodatka, so kvalitativne primerjave obnašanja betonov med seboj smiselne, kvantitativne primerjave med različnimi izvajalci preskusov pa niso izvedljive.

Beton smo vlili v kalup tako, da so imeli preskušanci obliko kolobarja z notranjim premerom 30,5 cm, zunanji premerom 68,0 cm ter višino 15,0 cm [Xi, 2000]. Notranji rob kalupa je tog jekleni obroč, zunanji rob pa je plastičen in ga 24 ur po betoniranju odstranimo. Izdelali smo preskušane brez dodatka vlaken (referenčni beton) ter preskušane, ki je vseboval 0,91 kg polipropilenskih vlaken na m³ betona. Vlakna so dolga 19 mm in imajo premer 24 mm. Vlakna smo vmešavali v beton v skladu z navodili proizvajalca.

Preskušance smo za 14 dni izpostavili sušenju brez nege. Potek temperature in relativne zračne vlage v prostoru je prikazan na sliki 10. Da bi preprečili pojav razpok zaradi obremenitev pri premikanju prekušancev, kolobarjev po betoniranju nismo premikali. Zato je bila na začetku opazovanja razpok prisotna razmeroma visoka relativna vlažnost prostora, ki je kasneje padla na $50 \pm 10\%$. Razpoke na površini vzorca smo opazovali 4., 7. in 11. dan sušenja. Ob navedenih časih (t) smo izmerili dolžine in širine posameznih razpok ter določili njihovo skupno površino $P(t)$:

$$P(t) = \sum_{i=1}^n d_i s_i \tag{5}$$

kjer je d_i dolžina, s_i širina razpoke i , n pa skupno število razpok.

Dolžine razpok smo merili odsekoma s

kljunastim merilom, širine razpok pa smo določali z mikrometrom z vgrajeno lučjo in povečevalno lečo. Kratkim razpokam smo širino določali z eno meritvijo, pri daljših razpokah pa smo opravili do tri meritve širine na različnih delih razpoke.

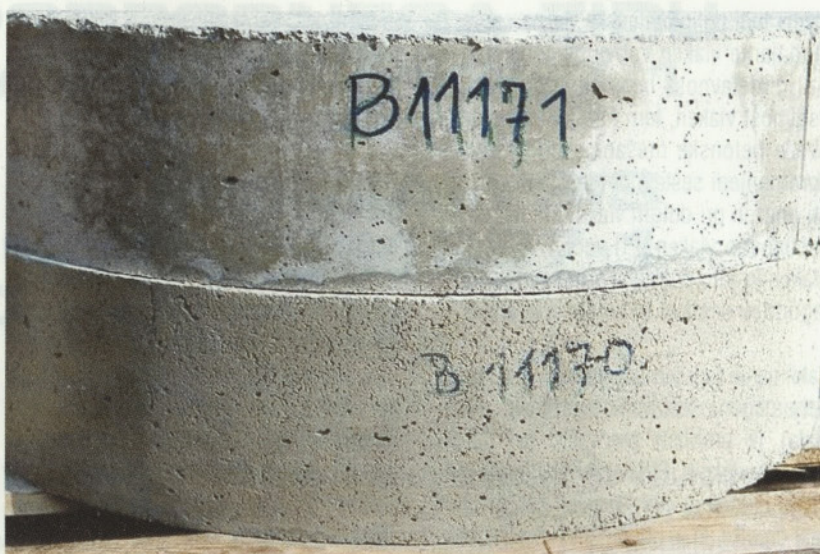
3.3 REZULTATI

Na betonu z dodatkom polipropilenskih vlaken so se v primerjavi z referenčnim (nearmiranim) betonom razpoke pojavile kasneje, bile so ožje in krajše. Zelo opazno je bilo boljše zadrževanje vode v notranjosti betona, saj ob isti recepturi pri mikroarmiranem betonu ni prišlo do krvavenja, kar je vidno na površini betona (slika 11). Takšno spremembo obnašanja pripisujemo higroskopskim lastnostim polipropilenskih vlaken.

Na sliki 12 prikazujemo posnetek razpok na referenčnem in mikroarmiranem betonu. Vidimo lahko, da nastajajo razpoke v radialni smeri sredinskega jeklenega obroča, ki preprečuje deformacije betona. Vpliv prisotnosti polipropilenskih vlaken je očiten, saj je na mikroarmiranem betonu prisotnih ob enakih pogojih sušenja mnogo manj razpok. Poskus kvantitativnega ovrednotenja pojavnosti razpok je prikazan v preglednici 3, kjer smo določili približno skupno površino razpok po določeni dolžini sušenja s pomočjo izraza (5). Vidimo lahko, da je vpliv vlaken večji v začetni fazi sušenja, saj je po 4 dneh razmerje (P_{ma} / P_{ref}) enako 41 %, po 11 dneh pa 70 %.

4. SKLEP

Jeklena vlakna pri odmerkih, ki se običajno uporabljajo za izdelavi industrijskih tlakov ($20 - 50 \text{ kg/m}^3$), nimajo bistvenega vpliva na tlačno in natezno trdnost betona. Pač pa dobljeni eksperimentalni rezultati kažejo, da prisotnost vlaken odločilno vpliva na žilavost oziroma duktilnost materiala. S projektiranjem debeline tlaka iz mikroarmiranega betona s pomočjo metod, ki temeljijo na predpo-



Slika 11: Vpliv dodajanja polipropilenskih vlaken na površino betona – zgornji preskušanelec (B11171) je izdelan iz mikroarmiranega, spodnji (B11170) pa iz enakoga betona brez dodatka vlaken



Slika 12: Opazovanje razvoja plastičnega krčenja: a) referenčni (nearmirani) in b) s polipropilenskimi vlakni ojačeni beton – posnetek razpok na betonu po 7 dnevih sušenja (s črno barvo so označene razpoke po 4, z rdečo barvo pa razpoke, nastale med 4. in 7. dnevom sušenja)

stavki togega plastičnega tlaka na elastični podlagi, dobimo ponavadi manjše zahtevane debeline tlaka kot pri betonih brez mikroarmature. Običajno se za tak mikroarmirani beton zahteva, da ima $R_{c,3}$ vsaj 30.

Dodajanje manjše količine vlaken (pod 20 kg/m^3) preprečuje nastanek termičnih razpok v mlademu betonu ter razpok zaradi krčenja ob sušenju, nima pa večjega vpliva na žilavost betona. V enak namen se upo-

	Vrsta in količina vlaken			P_{ma} / P_{ref}
	Dolžina sušenja (dnevi)	brez vlaken	polipropilenska vlakna - $0,91 \text{ kg/m}^3$	
		$P_{ref}(\text{mm}^2)$	$P_{ma}(\text{mm}^2)$	
Dolžina sušenja (dnevi)	4	41	17	0,41
	7	55	35	0,64
	11	83	58	0,7

Preglednica 3: površina razpok v posameznih časih sušenja

rablja tudi polipropilenska vlakna. Dodajanje vlaken vpliva na konsistenco oz. obdelavnost betona; čim večja je vsebnost vlaken, tem trša je konsistenca sveže betonske mešanice ob sicer nespremenjeni sestavi betona. Vpliv je zlasti opazen pri dolgih vlaknih in narašča z vsebnostjo vlaken. Pri večjih vsebnostih vlaken je zato potrebna sprememba – prilagoditev sestave betonske mešanice.

Zaklinjanje (sprijemanje vlaken, ki povzroči nehomogeno sestavo kompozitnega materiala) je problem predvsem pri dolgih žičnatih vlaknih. Pojav zaklinjanja pri mešanju betona je manj kritičen kot pri uporabi črpalke, ki je pri daljših vlaknih možna

le pri nizkih vsebnostih vlaken. Sprijemanje vlaken je odvisno od različnih tehnoloških parametrov, kot so vrsta mešalca, način doziranja vlaken ali receptura betona.

Polipropilenska vlakna v betonski mešanici zaradi svojih higroskopskih lastnosti učinkovito zadržujejo vodo v notranjosti betona in upočasnijo njeno gibanje proti površini. S tem se zmanjša izcejanje vode na površino (krvavenje) ter nastajanje površinskih razpok v obdobju takoj po vgradnji betona. Vlakna s svojo sposobnostjo prenašanja nateznih obremenitev prekinjajo širjenje že nastalih površinskih razpok v mladem betonu. Rezultati opravljenih preskusov kažejo, da so površin-

ske razpoke v betonu s polipropilenskimi vlakni krajše in ožje v primerjavi s tistimi v betonu brez dodatkov vlaken, zato se trajnost tako mikroarmiranega betona poveča.

Opazovane lastnosti materiala, tako konsistenca kot lastnosti otrdelega betona in pojav površinskih razpok po vgrajevanju, pa niso odvisne le od količine, temveč tudi od vrste in velikosti vlaken ter njihove sposobnosti enakomernega vmešavanja v svežo betonsko mešanico. Za uspešno uporabo vlaken v praksi je zato potrebno preveriti obnašanje kompozitnega materiala v laboratorijskih pogojih za vsako novo vrsto vlaken.

LITERATURA

S.H. Kosmatka in soavt., *Design and Control of Concrete mixtures*, CPCA, Ottawa, Kanada, 1991.
 O. Lampret in soavt., *Mikroarmirani (vlaknati) betoni*, 1. del, poročilo ZRMK, Ljubljana, 1983
 J. Šušteršič in soavt., *Razvoj in uporaba mikroarmiranih betonov*, 1. in 2.del, poročilo ZRMK, Ljubljana, 1987.
 The Concrete Society, *Concrete industrial ground floors - a guide to their design and construction*, Technical Report No. 34, The Society, Crowthorne, Second edition, 1995.
 F. Mayerhof, Load carrying capacity of concrete pavements, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of ASCE*, June 1962.
JSCE-SF4: Method of tests for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete, 1984
Durable concrete structures: design guide, Comite Euro-International du Beton, Thomas Telford, 1992.
 A.A. Almussalam in soavt., Plastic shrinkage cracking of blended cement concretes in hot environments, *Mag. of Conc.Res.*, 51(5), str.241-246, 1999.
 P.Soroushian in S. Ravanbakhsh, Control of plastic shrinkage cracking with specialty cellulose fibers, *ACI Materials Journal*, 95, str. 429-435, 1998.
 Y. Xi., osebna komunikacija, 2000.

Dolžina vlakna (mm)	Vsebnost vlaken (%)		Vrednost
	1	2	
12	0,1	0,2	0,15
18	0,1	0,2	0,15
24	0,1	0,2	0,15
30	0,1	0,2	0,15
36	0,1	0,2	0,15
42	0,1	0,2	0,15
48	0,1	0,2	0,15
54	0,1	0,2	0,15
60	0,1	0,2	0,15
66	0,1	0,2	0,15
72	0,1	0,2	0,15
78	0,1	0,2	0,15
84	0,1	0,2	0,15
90	0,1	0,2	0,15
96	0,1	0,2	0,15
102	0,1	0,2	0,15
108	0,1	0,2	0,15
114	0,1	0,2	0,15
120	0,1	0,2	0,15

ANALIZA PODPORNEGA ZIDU PO STANDARDU EN 1997-1

RETAINING WALL ANALYSIS ACCORDING TO EN 1997-1 STANDARD

STROKOVNI ČLANEK

UDK 624.16 : 006.85 EN 1997-1

BORUT MACUH, BOJAN ŽLENDER

P O V Z E T E K V prispevku je prikazan izračun podpornega zidu skladno z osnutkom standarda EN 1997-1, ki lahko služi kot vzorec za praktično uporabo. Obravnavani so bili vsi trije projektni pristopi s pripadajočimi nizi delnih količnikov S1(B), S1(C), S2 in S3. Za primerjavo je izveden izračun po starih jugoslovanskih predpisih in pogosto uporabljenih švicarskih priporočilih SIA. V preglednici je podana primerjava rezultatov, ki je komentirana v sklepu. V dodatku je priložen primer izračuna po prvem projektnem pristopu s pripadajočimi nizi delnih količnikov S1(C) - nosilnost in zdrs ter S1(B) - notranje statične veličine.

S U M M A R Y The paper presents geotechnical design of a retaining wall by the calculation according to the draft of standard EN 1997-1. This calculation can be used as an example for practical usage. There were considered all three design approaches with appurtenant sets of partial factors S1(B), S1(C), S2 and S3. For the purpose of comparison the calculation according to the old Yugoslav regulations and often used Swiss recommendations SIA were performed. The comparison of the results is given in the table and commented in the conclusion. In the appendix, the example of calculations according to the first design approach, with appurtenant sets of partial factors S1(C) - bearing capacity and sliding, and S1(B) - inner statical quantities is given.

Avtorja:

as. mag. Borut MACUH, univ. dipl. gradb. inž., Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo
prof. dr. Bojan ŽLENDER, univ. dipl. gradb. inž., Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo

UVOD

V članku je prikazan primer geotehnične analize podpornega zidu skladno z osnutkom standarda EN 1997-1 [EUROCODE, 2000] (t.i. Eurocode 7). Ta vpeljuje uporabo izračuna po mejnih stanjih s principom delnih količnikov varnosti.

Po mejnih stanjih morajo biti vrednosti računskih vplivov manjše od vrednosti računskih odporov, reduciranih za model-

ni količnik. Kvocient med računskimi vplivi in računskimi odpori predstavlja stopnjo izkoriščenosti obravnavanega mejnega stanja modela, njegova obratna vrednost pa pove, kolikšna je dodatna varnost.

Standard podaja tri enakovredne pristope izračuna geotehničnih konstrukcij. Pri prvem pristopu je potrebno računске vplive povečati (pomnožiti) s pripadajočimi količniki varnosti, računске

odpore pa dobimo z zmanjšanjem (deljenjem) strižnih karakteristik s pripadajočimi količniki varnosti. Prvi pristop podaja dva niza količnikov varnosti. Niz količnikov varnosti S1(B) je pogosto kritičen pri dokazu nosilnosti konstrukcije in konstrukcijskih elementov. Niz količnikov varnosti S1(C) je na splošno kritičen, kjer je bistvena trdnost tal. Pri drugem pristopu dobimo računске vplive zopet s povečanjem (množenjem) s pripadajočimi količniki varnosti, računске odpore pa z

zmanjšanjem (deljenjem) odporov, dobljenih iz karakterističnih strižnih parametrov s pripadajočimi količniki varnosti za posamezno mejno stanje. Tretji pristop je podoben prvemu, le da za vplive iz tal upoštevamo delne količnike varnosti za prvi pristop – niz količnikov varnosti S1(C). Delne količnike varnosti je potrebno upoštevati za vse vplive, učinke vplivov in geotehnične odpore.

Uporaba standarda je namenoma prikazana na enostavnem primeru podpornega zidu. Podani so rezultati analize po posameznih pristopih in primerjava z rezultati analiz po švicarskih predpisih [SIA, 1995] in starih jugoslovanskih predpisih [Pravilnik, 1990].

RAČUNSKA METODA PO EN 1997-1

Po standardu so mejna stanja lahko dokazana s katero koli od naštetih metod ali njihovo kombinacijo:

- s pomočjo izračuna (računske metode),
- z upoštevanjem predpisanih ukrepov,
- z eksperimentalnimi modeli in obtežnimi preizkusi,
- z metodami opazovanja.

Izračun geotehničnih konstrukcij mora biti v skladu z osnovnimi zahtevami prEN 1990 Eurocode 0 Osnove projektiranja in s posameznimi pravili prEN 1997-1. Računska metoda je detajlno opisana v EN 1997-1, poglavje 2.4. Izračun vključuje: računske modele in/ali terenske obtežne preizkuse, vplive (obtežbe ali pomiki), lastnosti tal in ostalih materialov, geometrijske podatke, mejne vrednosti deformacij, širine razpok, vibracij itd.

Preveriti je potrebno naslednja mejna stanja nosilnosti:

STR: notranja porušitev ali prekomerne deformacije konstrukcije, konstrukcijskega elementa, vključno s temelji, piloti, temeljnimi zidovi itd., v katerih prevladuje trdnost konstrukcijskega materiala;

GEO: porušitev ali prekomerne deformacije tal, v katerih je pri zagotavljanju odpora pomembna trdnost zemljine ali hribine;

STA: izguba globalne stabilnosti ali prekomerne deformacije tal, v katerih je pri zagotavljanju odpora pomembna trdnost zemljine ali hribine;

UPL: porušitev z dvigom tal zaradi vertikalnih sil (izguba vertikalnega ravnotežja) konstrukcije ali zemeljskih mas, v katerih ima odpor zemljine majhno vlogo;

rYD: porušitev v tleh, povzročena s hidravličnimi gradienti.

V nadaljevanju bodo imele oznake naslednji pomen:

γ_f delni količnik varnosti, ki upošteva možnost neugodnega odstopanja vpliva od reprezentativne vrednosti

γ_m delni količnik varnosti za materialne lastnosti, ki upošteva tudi odstopanja dimenzij

γ_R delni količnik varnosti, povezan z nezanesljivostjo modela odporov

F_{rep} reprezentativna vrednost vpliva
 X_k karakteristična vrednost materialne lastnosti

G_k karakteristična vrednost geotehničnega vpliva

E_d projektna vrednost učinka vpliva

R_d projektna vrednost odpora proti vplivu

C_d mejna projektna vrednost učinka vpliva

$V_{d:dst}$ projektna vrednost porušitvenega vertikalnega vpliva (npr. vodni tlak pod konstrukcijo ali pod neprepustnim slojem)

$G_{d:st}$ projektna vrednost za stabilnost ugodne skupne teže konstrukcije ali neprepustnega sloja

I_d projektna vrednost hidravličnega gradienta

$I_{c:d}$ projektna vrednost kritičnega hidravličnega gradienta

$S_{d:dst}$ projektna vrednost neugodnega vpliva vertikalnih filtracijskih sil v tleh

$G'_{d:st}$ projektna vrednost za stabilnost ugodnega vpliva potopljene teže tal

Pri izračunu projektne vrednosti odpora R_d , ali projektnega učinka vpliva E_d lahko vpeljemo modelna količnika γ_{Rd} oziroma γ_{Sd} . Za **GEO** in **STR** je potrebno preveriti pogoj:

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

Mejna stanja nosilnosti (MSN), ki obsegajo GEO in STR, morajo biti preverjena z uporabo enega od treh pristopov. Za posamezne projektne pristope podaja standard nize delnih količnikov. Njihove vrednosti za vse vplive, učinke vplivov in geotehnične odpore so podane v EN 1997-1, dodatek A, ki je informativen. V primerih izjemnih tveganj ali v izredno ali izjemno težkih pogojih tal in obtežb morajo biti uporabljene višje vrednosti. Začasne konstrukcije in prehodne projektne situacije, ki jih opravičujejo možne posledice, se lahko uporabijo nižje vrednosti.

Za vsak GEO in STR problem je potrebno na nacionalni ravni določiti projektni pristop.

Kadar se projekt preverja skladno s *projektnim pristopom 1*, morajo biti preverjene vse zahteve za mejno stanje nosilnosti v tleh in konstrukciji ločeno za oba niza delnih količnikov S1(B) in S1(C) v:

$$E(\gamma_f \cdot F_{rep}, \gamma_f \cdot G_k, X_k / \gamma_m) \leq R(X_k / \gamma_m) \quad (2)$$

Kadar je očitno, da eden od nizov vpliva na projektiranje, ni potrebno izvesti izračunov za drugi niz. Vendar je lahko za različne projektne situacije kritičen različen niz.

Pri *projektnem pristopu 2* morajo biti uporabljeni delni količniki varnosti tudi glede na karakteristične vrednosti odpora tal v:

$$E(\gamma_f \cdot F_{rep}, \gamma_f \cdot G_k) \leq R(X_k) / \gamma_R \quad (3)$$

Pri projektne pristopu 3 mora biti izpolnjen pogoj:

$$E(\gamma_f \cdot F_{rep}, X_k / \gamma_m) \leq R(X_k / \gamma_m) \quad (4)$$

Preveritve za STA morajo biti izvedene z upoštevanjem enačbe (1).

Mejna stanja nosilnosti (MSN) STA morajo biti preverjena z uporabo enega od treh prej opisanih pristopov. Tudi za globalne stabilnostne probleme STA je potrebno na nacionalni ravni določiti projektne pristop. Projektne pristop 1 mora biti enak, kot je opisan za STR in GEO. Delni količniki varnosti za projektne pristopa 2 in 3 morajo biti uporabljeni na karakterističnih vrednostih parametrov tal. V pristopu 2 je potrebno množiti samo spremenljive vplive na konstrukcijo oz. z nje. V pristopu 3 je potrebno uporabiti delne količnike za vse vplive na konstrukcijo oz. z nje.

Za MSN dviga tal UPL je potrebno preveriti:

$$V_{d;dst} \leq G_{d;st} \quad (5)$$

Preveritev na hidravlični lom HYD je potrebno izvesti s kontrolo, da je:

$$I_d \leq I_{c;d} \quad (6)$$

ali s kontrolo, da je:

$$S_{d;dst} \leq G'_{d;st} \quad (7)$$

Preveritev mejnih stanj uporabnosti v tleh ali konstrukcijskem prerezu, elementu ali stiku zahteva, da je:

$$E_d \leq C_d \quad (8)$$

Pri projektiranju temeljev morajo biti dokazane mejne vrednosti pomikov temeljev. Mejna vrednost določene deformacije je tista vrednost, pri kateri se

ocenjuje, da bo nastopilo mejno stanje uporabnosti v podprti konstrukciji. Vrednosti dopustnih premikov temeljev morajo biti določene na nacionalni ravni. Pri pomanjkanju mejnih vrednosti deformacij v konstrukciji, s katerimi soglašata projektant podprte konstrukcije, se lahko uporabijo vrednosti za deformacije v konstrukciji in premike temeljev, podani v EN 1997-1, dodatek H.

IZRAČUN PODPORNEGA ZIDU

Podporni zidovi spadajo med podporne konstrukcije, ki jih standard deli na tri glavne vrste:

- težnostni zidovi,
- v tla vpete podporne konstrukcije,
- kombinirane podporne konstrukcije (iz obeh gornjih elementov).

Za podporne konstrukcije je potrebno obravnavati najmanj naslednja mejna stanja:

- izguba globalne stabilnosti,
- porušitev konstrukcijskega elementa,
- kombinirana porušitev v tleh in konstrukcijskem elementu,
- nedopustni pomiki, ki lahko vplivajo na porušitev ali uporabnost,
- nedopustno prepuščanje skozi steno ali pod njo,
- nedopustno izpiranje zrn zemljine,
- nedopustna sprememba toka podtalnice.

Pri izračunu podpornih zidov je potrebno dodatno upoštevati naslednja mejna stanja:

- porušitev zaradi nezadostne nosilnosti tal pod osnovo temelja,
- porušitev zaradi zdrsa po osnovni ploskvi temelja,
- porušitev zaradi prevrnitve.

Izračun je namenoma prikazan na enostavnem praktičnem primeru in prikazuje obravnavo zadnjih treh mejnih stanj.

PRIMER

Obravnavan je primer podpornega zidu, katerega geometrija je bila delno optimirana; geometrijski in ostali podatki ter izračun za projektne pristop 1, niz delnih količnikov S1(C) – nosilnost in zdrs ter niz delnih količnikov S1(B) – notranje statične količine so razvidni iz dodatka. Ostali izračuni za projektne pristop 1 ter projektne pristopa S2 in S3 zaradi omejenega prostora niso priloženi.

Za primerjavo so izvedeni še izračuni po starih jugoslovanskih predpisih [Pravilnik, 1990] ter po pogosto uporabljenih švicarskih priporočilih SIA [SIA, 1995]. Izračuni so bili izvedeni peš in s programom LARIX [Larix, 1998].

Stari jugoslovanski predpisi podajajo količnika varnosti za strižna parametra v razponih, in sicer je za kot notranjega trenja φ podana varnost od 1.2 do 2.0 ter za kohezijo c od 2.0 do 3.0. V izračunih so uporabljene vrednosti iz omenjenih razponov.

Rezultati analiz so razvidni iz preglednice 1. Podane so izkoriščenosti, vrednosti projektne vplivov oz. učinkov vplivov in projektne odporov po posameznih pristopih za obravnavana mejna stanja ter notranje statične veličine v izbranih prerezih (glej dodatek).

SKLEP

Vsi navedeni zaključki veljajo za rezultate analiz konkretnega primera. Iz preglednice rezultatov je razvidno, da je za projektne pristop 1, za geotehnična mejna stanja, odločujoč niz delnih količnikov S1(C), za konstrukcijske elemente pa niz delnih količnikov S1(B). Rezultati po projektne pristopu 3 z nizom delnih količnikov S3 so primerljivi s S1(C). Rezultati po projektne pristopu 2 z nizom delnih količnikov S2 pa v obravnavanem primeru za mejno stanje nosilnosti izrazito odstopajo.

Rezultati po jugoslovanskem pravilniku so

	S1(B)	S1(C)	S2	S3	YU	LARIX SIA	LARIX S1(C)
nosilnost	0,35	0,90	0,48	0,70	0,96	0,75	0,87
zdrs	0,72	0,86	0,79	0,86	0,97	-	-
zdrs s pas. odporom	0,61	0,73	0,69	0,73	0,84	0,60	0,71
prevrnitev	0,21	0,30	0,21	0,23	0,28	0,30	0,33
nosilnost							
V_d [kN/m']	228,57	171,80	228,57	225,03	168,03	212,59	189,72
R_d [kN/m']	661,12	191,80	472,23	323,08	174,44	284,87	218,18
zdrs							
H_d [kN/m']	70,02	67,34	70,02	67,34	60,79	64,32	64,32
R_d [kN/m']	97,59	78,08	88,71	78,08	62,50	-	-
zdrs s pas. odporom							
R_d [kN/m']	114,98	92,07	101,14	92,07	72,18	106,77	90,69
notr. stat. količine ^{2) 3)}							
N_{sd}^I [kN/m']	-63,07	-46,72	-63,07	-63,07	-46,72	-65,90	-51,90
M_{sd}^I [kNm/m']	62,04	49,90	62,04	48,62	49,17	55,15	56,25
T_{sd}^I [kN/m']	-55,10	-43,25	-55,10	-43,25	-42,80	-48,11	-48,86
M_{sd}^{II} [kNm/m']	-44,94	-45,39	-44,94	-44,70	-39,50	-	-
T_{sd}^{II} [kN/m']	57,85	57,84	57,85	58,50	50,37	-	-
M_{sd}^{III} [kNm/m']	9,76	8,99	9,76	9,62	8,16	-	-
T_{sd}^{III} [kN/m']	47,56	43,50	47,56	46,90	39,59	-	-

¹⁾ $F_\varphi = 1.2$; $F_c = 2.0$ (najnižja izbrana količnika varnosti).

²⁾ Izračunano za primer popolnega aktiviranja aktivnih pritiskov ($A = 0$).

³⁾ V prerezih II in III so pri izračunu N_{sd} tlaki zanemarjeni $\Rightarrow N_{sd}^{II} = N_{sd}^{III} = 0$.

Preglednica 1: Primerjava rezultatov

primerljivi z S1(C) samo pri najnižje izbranih vrednostih količnikov varnosti ($F_\varphi = 1.2$; $F_c = 2.0$), pri višjih vrednostih pa rezultati izrazito odstopajo. Takoj ko te vrednosti dvignemo pa rezultati izrazito odstopajo. Vsekakor bo Eurocode omogočal racionalnejše podporne zidove.

Rezultati analiz, izvedenih s programom LARIX za niza delnih količnikov po SIA in

S1(C), so primerljivi z rezultati, dobljenimi po S1(C).

Iz primera je razvidno, da je analiza podpornega zidu po osnutku EN 1997-1 enostavna. Na podlagi analiz konkretnega primera ne moremo podajati ocen, kateri projektni pristop je na splošno najprimernejši za analizo podpornih zidov. Za praktično uporabo bo potrebno na nacionalni

ravni določiti, kateri projektni pristop se naj uporabi za posamezno mejno stanje. Glede na to, da so posamezni projektni pristopi enakovredni, je potrebno za vsak podporni zid izvesti tehnično in ekonomsko analizo optimiranja. Šele na podlagi teh analiz bi lahko ugotovili, kateri projektni pristop daje najracionalnejšo rešitev.

LITERATURA

Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules. Draft EN 1997-1, Doc.nr. N 322a, Date 2000-06-27, CEN, 2000.

LARIX 3: User Manual, CUBUS AG, Zürich, 1998.

Pravilnik o tehničnih normativih za temeljenje gradbenih objektov. Ur.l. SFRJ št. 15/90, 1990.

SIA V 193.001. Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik (Europäische Vornorm ENV 1997-1), 1995.

Dodatek

Vhodni podatki:

Geometrija zidu

L =	15,00 m
H =	3,00 m
T1 =	0,25 m
T2 =	0,50 m
D1 =	0,35 m
D2 =	0,40 m
B1 =	0,40 m
B2 =	1,20 m
B =	2,35 m
$\alpha =$	0,00 deg

Naklon zaledja

$\beta =$	0,00 deg
-----------	----------

Enakomerna obtežba

p =	10,00 kPa
-----	-----------

Karakteristike tal

$\gamma_1 =$	19,00 kN/m ³
$\varphi'_1 =$	32,00 deg
$\delta_1 =$	1,000 * φ
$c'_1 =$	0,00 kPa
$c_{u1} =$	60,00 kPa

Beton

$\gamma_b =$	25,00 kN/m ³
--------------	-------------------------

Upoštevanje povišanih aktivnih zemeljskih pritiskov

A =	0,00	(0 < A < 1; povišani $K_a = (1-A) K_a + A K_0$)
-----	------	--

Robne vrednosti

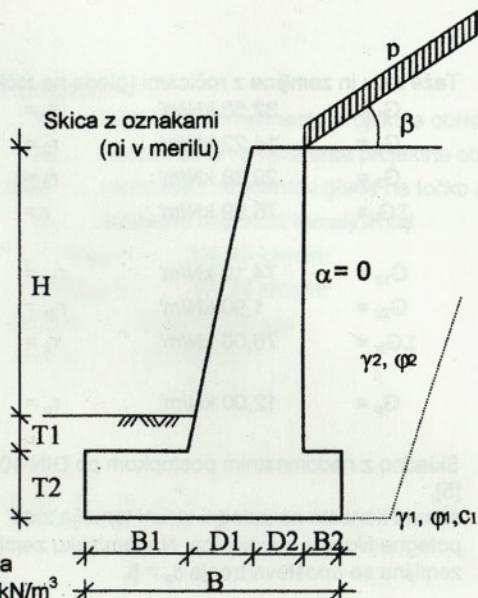
10,00 m
10,00 m

0 rad

0 rad

Karakteristike zaledja

$\gamma_2 =$	19,00 kN/m ³
$\varphi'_2 =$	32,00 deg
$\delta_2 =$	0,667 * φ
$c'_2 =$	0,00 kPa



Delni količniki varnosti za vplive (γ_f) in učinke vplivov ter delni materialni količniki (γ_m) za STR in GEO

Iz preglednic A.1 in A.3 (prEN 1997-1)

primer	Vplivi				Karakteristike tal			
	stalni		spremenljivi		$\tan \varphi'$	c'	c_u	$q_u^{1)}$
	neugodni	ugodni	neugodni	ugodni				
	γ_G	$\gamma_{G,fav}$	γ_Q	$\gamma_{Q,fav}$	γ_φ	γ_c	γ_{cu}	γ_{qu}
S1(B)	1,35	1,00	1,50	0	1,00	1,00	1,00	1,00
S1(C)	1,00	1,00	1,30	0	1,25	1,25	1,40	1,40
S2	1,35	1,00	1,50	0	1,00	1,00	1,00	1,00
S3 ³⁾	1,35	1,00	1,50	0	1,25	1,25	1,40	1,40

¹⁾ Enoosna tlačna trdnost

³⁾ Z uporabo S3 za vplive na konstrukcijo oz. s konstrukcije se hkrati upošteva S1(C) za vplive iz tal.

Delni količniki varnosti odporov (γ_R) za plitve temelje za pristop 2

Iz preglednice A.4 (prEN 1997-1)

	nosilnost	odpornost na zdrs	zemeljski odpor
	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$
S2	1,40	1,10	1,40

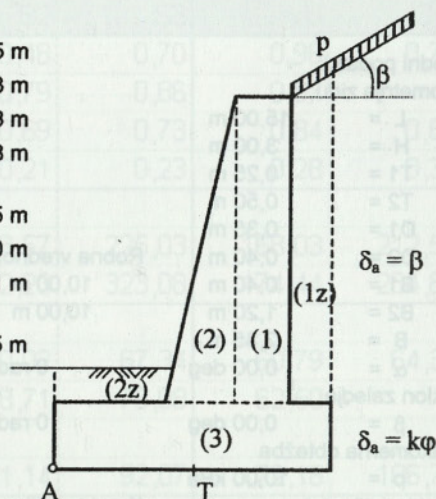
Koeficienti zemeljskih pritiskov po DIN -[5] (K_0 ... mirni zemeljski pritisk)

$$K_{0gh} = \frac{\sin \varphi - \sin^2 \varphi}{\sin \varphi - \sin^2 \beta} \cos^2 \beta$$

$$K_{0gh, pgh} = \frac{\cos^2(\varphi \pm \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\varphi \pm \delta_{a,p}) \sin(\varphi \mp \beta)}{\cos(\alpha - \delta_{a,p}) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Teže zidu in zemljine z ročicami (glede na točko A)

$G_1 =$	32,50 kN/m'	$r_1 =$	0,95 m
$G_2 =$	14,22 kN/m'	$r_2 =$	0,63 m
$G_3 =$	29,38 kN/m'	$r_3 =$	1,18 m
$\Sigma G_i =$	76,09 kN/m'	$r =$	0,98 m
$G_{1z} =$	74,10 kN/m'	$r_{1z} =$	1,75 m
$G_{2z} =$	1,90 kN/m'	$r_{2z} =$	0,20 m
$\Sigma G_{iz} =$	76,00 kN/m'	$r_z =$	1,71 m
$G_p =$	12,00 kN/m'	$r_p =$	1,75 m



Skladno z nadomestnim postopkom po DIN 4085 [5],

se nad konzolo na zaledni strani temelja zidu potegne fiktivna navpičnica. Na tem stiku zemljina-zemljina se upošteva trenje $\delta_a = \beta$.

Pristop S1(C)

Projektni strižni kot	- tla		- zaledje	
$\varphi_d =$	26,56 deg	0,46356 rad	$\varphi_d =$	26,56 deg 0,463564 rad
$\delta = 1 * \varphi$	26,56 deg	0,46356 rad	$\delta = 0,667 * \varphi$	17,71 deg 0,309043 rad

Projektne vrednosti

Stik zemljina-zemljina		Stik stena-zemljina	
$K_{agh} =$	0,382	$K_{agh} =$	0,324
$K_{ogh} =$	0,553	$K_{ogh} =$	0,553

Koeficient pasivnega zemeljskega pritiska (računan brez trenja)

$K_{pgh} =$	2,618	$K_{pch} =$	3,236
-------------	-------	-------------	-------

Projektne vrednosti rezultat zemeljskih pritiskov

- zaradi teže zemljine

$$E_{agh,pgh} = \frac{h^2}{2} \gamma K_{agh,pgh} \quad E_{agv,pgv} = E_{agh,pgh} \cdot \tan(\delta_{a,p} - \alpha)$$

$E_{1ahgd} =$	38,34 kN/m'	$r_{1hg} =$	1,58 m
$E_{1avgd} =$	0,00 kN/m'	$r_{1vg} =$	2,35 m
$E_{2ahgd} =$	10,76 kN/m'	$r_{2hg} =$	0,25 m
$E_{2avgd} =$	3,44 kN/m'	$r_{2vg} =$	2,35 m

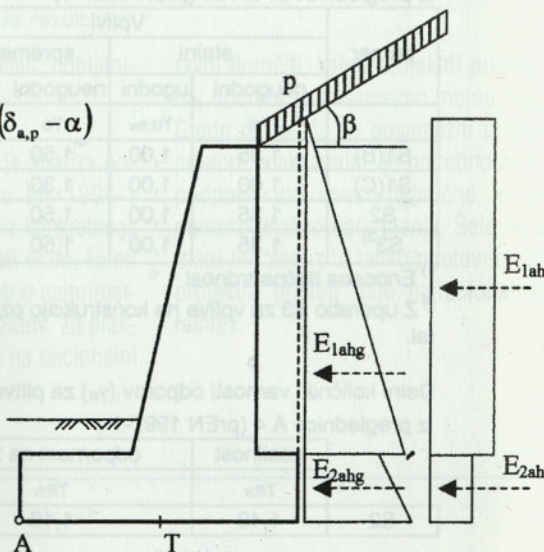
- zaradi enakomerne obtežbe v zaledju

$$E_{ap,pp,0p} = p \cdot h \cdot K_{ag,pg,0g} \frac{\cos \alpha \cdot \cos \beta}{\cos(\alpha + \beta)}$$

$E_{1ahpd} =$	12,42 kN/m'	$r_{1hp} =$	2,13 m
$E_{1avpd} =$	0,00 kN/m'	$r_{1vp} =$	2,35 m
$E_{2ahpd} =$	1,62 kN/m'	$r_{2hp} =$	0,25 m
$E_{2avpd} =$	0,52 kN/m'	$r_{2vp} =$	2,35 m

- eventualni pasivni odpori

$E_{phgd} =$	13,99 kN/m'	$r_{phg} =$	0,25 m
$E_{phcd} =$	32,14 kN/m'	$r_{phc} =$	0,38 m



Preveritev nosilnosti temeljnih tal (drenirani pogoji)

$V_d \leq R_d$	$V_d = 171,80 \text{ kN/m}'$	$V_d \dots$ vertikalna komponenta projektne obtežbe	
	$H_d = 67,34 \text{ kN/m}'$	$H_d \dots$ horizontalna komponenta projektne obtežbe	
	$\Sigma M_d^A = 143,19 \text{ kNm/m}'$	$\Sigma M_d^A \dots$ vsota vseh momentov glede na točko A	
		$R_d \dots$ projektna nosilnost temeljnih tal	
$\psi_d = \arctan \frac{H_d}{V_d} - \frac{B}{2}$		$M_{stab} = 204,45 \text{ kNm/m}'$	
		$M_{prev} = -61,26 \text{ kNm/m}'$	
$e_d = -0,34 \text{ m}$	\leq	$j = 0,39 \text{ m}$	V jedru prereza
$\psi_d = 21,40 \text{ deg}$		$j^* = 0,78 \text{ m}$	($j^* = B / 3$)
$B' = 1,67 \text{ m}$			(efektivna širina)
$A' = 1,67 \text{ m}^2$			(efektivna površina)

Projektna nosilnost temeljnih tal je izračunana iz:

$$\frac{R}{A'} = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

s projektnimi vrednostmi brezdimenzijskih količnikov za:

– nosilnost:

$N_q = e^{\tan \phi'} \tan^2(45^\circ + \phi'/2)$	$N_q = 12,6$
$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$	$N_c = 23,2$
$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi' \quad \text{koje} \delta \geq \phi'/2$	$N_\gamma = 11,6$

(hrapava osnova)

– naklon temelja:

$b_q = b_\gamma = (1 - v \cdot \tan \phi')^2$	$b_q = b_\gamma = 1,000$
$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi'}$	$b_c = 1,000$

– oblika temelja:

$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \phi'$	$s_q = 1,050$
$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 0,967$
$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$	$s_c = 1,054$

– nagib obtežbe zaradi horizontalne obtežbe H vzporedne z B':

$m = m_B = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'}$	$m = 1,900$
$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A'c' \cot \phi'}\right)^m$	$i_q = 0,389$
$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A'c' \cot \phi'}\right)^{m+1}$	$i_\gamma = 0,236$
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi'}$	$i_c = 0,336$

$V_d = 171,80 \text{ kN/m}'$	\leq	$R_d = 191,80 \text{ kN/m}'$
		$f_d = 0,90$

Preveritev na zdrs (drenirani pogoji)

$$H_d \leq R_d + R_{p,d}$$

H_d ... projektna horizontalna sila, ki deluje vzporedno z osnovo temelja

R_d ... projektni strižni odpor med osnovo temelja in tlemi

$R_{p,d}$... možni projektni pasivni odpor pred temeljem

Za drenirane pogoje

$$R_d = V'_d \cdot \tan \delta_d$$

V'_d ... projektna efektivna obtežba, ki deluje normalno na osnovo temelja

$$V'_d = 156,20 \text{ kN/m'}$$

δ_d ... projektni strižni kot med osnovo temelja in zemljino

$$H_d = 67,34 \text{ kN/m'}$$

$$\leq R_d = 78,08 \text{ kN/m'}$$

Pasivni odpor se ne aktivira !

$$f_d = 0,86$$

$$R_{p,d} = 13,99 \text{ kN/m'}$$

$$H_d = 67,34 \text{ kN/m'}$$

$$\leq$$

$$R_d + R_{p,d} = 92,07 \text{ kN/m'}$$

$$f_d = 0,73$$

Preveritev nosilnosti temeljnih tal (nedrenirani pogoji)

Projektna nosilnost temeljnih tal je izračunana iz:

$$\frac{R}{A'} = (\pi + 2) c_u \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q$$

s projektnimi vrednostmi brezdimenzijskih količnikov za:

– naklon osnove temelja:

$$b_c = 1 - \frac{2v}{(\pi + 2)}$$

$$b_c = 1,000$$

– obliko temelja:

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{B'}{L'}$$

$$s_c = 1,022$$

– nagib obtežbe v odvisnosti od horizontalne obtežbe H:

$$i_c = 0,5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' c_u}} \right)$$

$$i_c = 0,620$$

$$V_d = 171,80 \text{ kN/m'}$$

$$\leq$$

$$R_d = 256,47 \text{ kN/m'}$$

$$f_d = 0,67$$

Preveritev na zdrs (nedrenirani pogoji)

$$H_d \leq R_d + R_{p,d}$$

H_d ... projektna horizontalna sila, vzporedna z osnovo temelja

R_d ... projektni strižni odpor med osnovo temelja in tlemi

$R_{p,d}$... možni projektni pasivni odpor pred temeljem

Za nedrenirane pogoje

$$R_d = A' \cdot c_u$$

A' ... efektivna površina temelja

c_u ... nedrenirana strižna trdnost

$$H_d = 67,34 \text{ kN/m'}$$

$$\leq$$

$$R_d = 71,44 \text{ kN/m'}$$

Pasivni odpor se ne aktivira !

$$f_d = 0,94$$

$$R_{p,d} = 32,14 \text{ kN/m'}$$

$$H_d = 67,34 \text{ kN/m'}$$

$$\leq$$

$$R_d + R_{p,d} = 103,58 \text{ kN/m'}$$

O.K. !

$$f_d = 0,65$$

Notranje statične količine

Prerez I

Teže zidu

$G_1 = 43,88 \text{ kN/m}'$ $r_1^I = -0,18 \text{ m}$

$G_2 = 19,20 \text{ kN/m}'$ $r_2^I = 0,14 \text{ m}$

Ročice

Pritiski v ravnini zidu

- zaradi povišanih aktivnih zemeljskih pritiskov

$E_{1hgd} = 41,62 \text{ kN/m}'$ $r_{1hg} = 1,08 \text{ m}$

$E_{1vgd} = 0,00 \text{ kN/m}'$ $r_{1vg} = -0,38 \text{ m}$

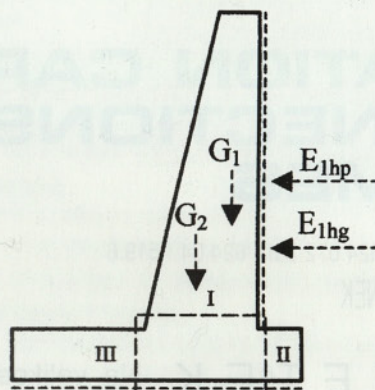
$E_{1hpd} = 13,48 \text{ kN/m}'$ $r_{2hg} = 1,63 \text{ m}$

$E_{1vpd} = 0,00 \text{ kN/m}'$ $r_{2vg} = -0,38 \text{ m}$

$N_{sd}^I = -63,07 \text{ kN/m}'$

$M_{sd}^I = 62,04 \text{ kNm/m}'$

$T_{sd}^I = -55,10 \text{ kN/m}'$



Prereza II in III

$G_3 = 39,66 \text{ kN/m}'$

$G_{3L} = 6,75 \text{ kN/m}'$

$G_{3D} = 20,25 \text{ kN/m}'$

$G_{1z} = 100,04 \text{ kN/m}'$

$G_{2z} = 2,57 \text{ kN/m}'$

$r_{3L}^{III} = -0,20 \text{ m}$

$r_{3D}^{III} = 0,60 \text{ m}$

$r_{1z}^{III} = 0,60 \text{ m}$

$r_{2z}^{III} = -0,20 \text{ m}$

Enakomerna obtežba

$G_{pd} = 18,00 \text{ kN/m}'$

$r_p^{II} = 0,60 \text{ m}$

Pritiski v ravnini pete temelja

$E_{1ahgd} = 41,62 \text{ kN/m}'$

$E_{1avgd} = 0,00 \text{ kN/m}'$

$E_{2ahgd} = 11,50 \text{ kN/m}'$

$E_{2avgd} = 4,49 \text{ kN/m}'$

$r_{1vg}^{II} = 1,20 \text{ m}$

$r_{2vg}^{II} = 1,20 \text{ m}$

$E_{1ahpd} = 14,98 \text{ kN/m}'$

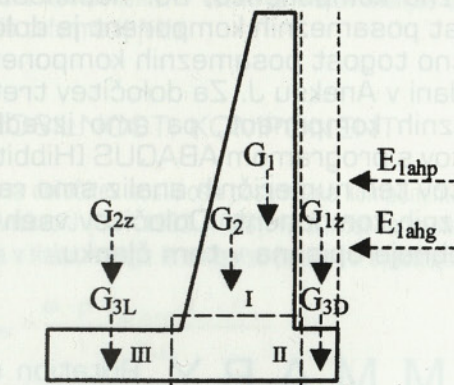
$E_{1avpd} = 0,00 \text{ kN/m}'$

$E_{2ahpd} = 1,92 \text{ kN/m}'$

$E_{2avpd} = 0,75 \text{ kN/m}'$

$r_{1vp}^{II} = 1,20 \text{ m}$

$r_{2vp}^{II} = 1,20 \text{ m}$



Stični tlaki

$\sigma_L = 151,40 \text{ kPa}$

$\sigma_D = 43,13 \text{ kPa}$

$Q_{III} = 56,87 \text{ kN/m}'$

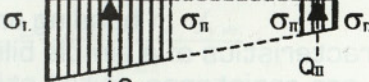
$Q_{II} = 84,92 \text{ kN/m}'$

$\sigma_{III} = 132,97 \text{ kPa}$

$\sigma_{II} = 98,41 \text{ kPa}$

$r_{QIII} = 0,20 \text{ m}$

$r_{QII} = 0,52 \text{ m}$



$N_{sd}^{II} = 0,00 \text{ kN/m}'$

$M_{sd}^{II} = -44,94 \text{ kNm/m}'$

$T_{sd}^{II} = 57,85 \text{ kN/m}'$

(pri N_{sd} tlake zanemarimo)

$N_{sd}^{III} = 0,00 \text{ kN/m}'$

$M_{sd}^{III} = 9,76 \text{ kNm/m}'$

$T_{sd}^{III} = 47,56 \text{ kN/m}'$

(pri N_{sd} tlake zanemarimo)

ROTACIJSKA KAPACITETA STIKOV JEKLENIH OKVIRNIH KONSTRUKCIJ

ROTATION CAPACITY OF CONNECTIONS OF STEEL FRAMES

UDK [624.014.2 + 624.072.33] : 624.04 : 519.6

ERIK ZUPANČIČ

ZNANSTVENI ČLANEK

P O V Z E T E K Na velikost rotacijske kapacitete stikov jeklenih okvirnih konstrukcij pomembno vpliva pet komponent: čelna pločevina in pasnica stebra v upogibu ter stojina stebra v nategu, tlaku in strigu. Osnovne karakteristike, ki poenostavljeno z bilinearnim diagramom opisujejo posamezno komponento, so: nosilnost, začetna togost in deformacijska kapaciteta. Nosilnost posameznih komponent je določena v Aneksu J [ENV 1993, 1998], medtem ko je začetna togost posameznih komponent mogoče določiti s togostnimi koeficienti, ki so tudi podani v Aneksu J. Za določitev tretje karakteristike, to je deformacijske kapacitete posameznih komponent, pa smo izvedli številne numerične analize z metodo končnih elementov s programom ABAQUS [Hibbitt, Karlsson and Sorensen Inc., 2000]. Na podlagi rezultatov teh numeričnih analiz smo razvili izraze za določitev deformacijske kapacitete posameznih komponent. Določitev vseh treh karakteristik za vse omenjene komponente je podrobneje opisana v tem članku.

S U M M A R Y Rotation capacity of connections depends mostly on five connection components: end plate and column flange in bending and column web in tension, shear and compression. The basic characteristics of a simple bilinear diagram, which describes single component of connection are resistance, initial stiffness and deformation capacity. The procedure for determining resistance of a single component of connection is defined in Annex J [ENV 1993, 1998]. For the evaluation of the initial stiffness of connection component, the stiffness coefficient is needed. Stiffness coefficients for all connection components are also defined in Annex J [ENV 1993, 1998]. For the third needed characteristic, i. e. deformation capacity, we made several numerical simulations with the finite element method program ABAQUS [Hibbitt, Karlsson and Sorensen Inc., 2000]. Based on the results of these numerical simulations, we developed the expressions for the evaluation of deformation capacity of all single components. This paper deals with the evaluation of all three characteristics for all mentioned components.

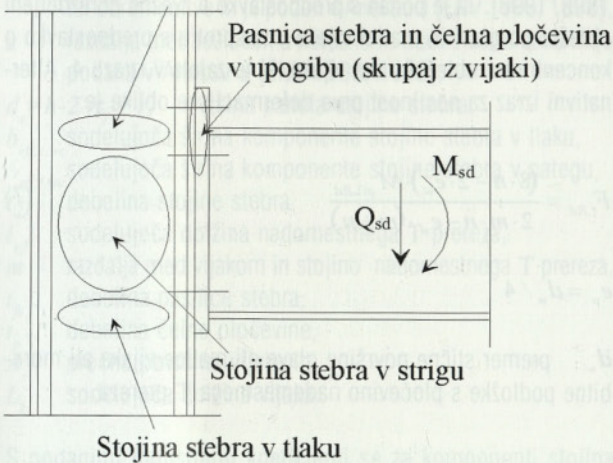
Avtor:

mag. Erik Zupančič univ. dipl. inž. grad., Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Katedra za metalne konstrukcije, Jamova 2, 1000 Ljubljana, ezupan1@guest.arnes.si

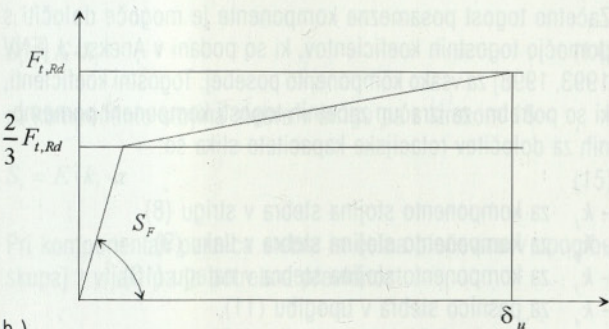
1 UVOD

Stiki jeklenih konstrukcij so sestavljeni iz posameznih komponent. Vse komponente so našteje in podrobno opisane v Aneksu J [ENV 1993, 1998]. Na razpoložljivo rotacijsko kapaciteto jeklenih stikov pa pomembno vplivajo le nekatere komponente. Te komponente so prikazane na sliki 1a in so:

- stojina stebra v tlaku,
- stojina stebra v nategu,
- stojina stebra v strigu,
- pasnica stebra v upogibu skupaj z vijaki,
- čelna ploščevina v upogibu skupaj z vijaki.



a.)



b.)

Slika 1: a.) Za rotacijsko kapaciteto pomembne komponente in b.) poenostavljen diagram pomik – sila posamezne komponente stika

V prispevku so podani izrazi za določitev vrednosti parametrov, s katerimi so opisani diagrami pomik (zasuk) – sila (slika 1b) posameznih komponent stika. Parametri so trije. Mejna nosilnost komponent $F_{t,Rd}$ je določena v Aneksu J [ENV 1993, 1998]. Začetna togost S_F je posredno, preko togostnih koeficientov, tudi podana v Aneksu J [ENV 1993, 1998]. Tretji parameter so mej-

ni pomiki δ_u oziroma zasuki φ_u . Za določitev izrazov tega parametra so bile izvedene numerične simulacije. S pomočjo rezultatov numerične simulacije so bili izpeljani izrazi za deformacijsko kapaciteto posamezne komponente.

Predpostavljene mejne deformacije jekla za posamezne komponente so 0.10 ali 0.20. Pri določevanju mejnega pomika oziroma zasuka so glede na komponento upoštevane naslednje mejne deformacije jekla:

- 0.10 za stojino stebra v tlaku (v večini primerov je ta precej manjša),
- 0.10 za stojino stebra v strigu,
- 0.10 za stojino stebra v nategu,
- 0.10 za vijake pri komponentah pasnica stebra in čelna ploščevina v upogibu,
- 0.20 za ploščevino v upogibu pri komponentah pasnica stebra in čelna ploščevina v upogibu.

Numerične analize posameznih komponent so pokazale, da so dejanske deformacije pri pomikih, ki pripadajo nosilnosti posamezne komponente, v večini primerov manjše od izbranih mejnih deformacij jekla.

2 NOSILNOSTI KOMPONENT

Izrazi za določitev nosilnosti posamezne komponente so podani v Aneksu J [ENV 1993, 1998]. Nosilnost komponent stojina stebra v tlaku, nategu in strigu so podane z enačbami 1, 2 in 3:

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot \rho \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (1)$$

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (2)$$

$$V_{wp,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_{y,wc} \cdot A_{vc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (3)$$

kjer je

- ω koeficient vpliva striga v panelu stojine stebra,
- ρ koeficient vpliva lokalne izbočitve stojine stebra,
- $b_{eff,c,wc}$ sodelujoča širina komponente stojine stebra v tlaku,
- $b_{eff,t,wc}$ sodelujoča širina komponente stojine stebra v nategu (odločujoča efektivna dolžina pasnice stebra v upogibu),
- t_{wc} debelina stojine stebra,
- A_{vc} površina strižnega prereza stebra,
- $f_{y,wc}$ meja plastičnosti strižnega prereza stebra in
- γ_{M0} materialni varnostni faktor.

Nosilnost komponent pasnica stebra in čelna pločevina v upogibu je določena s pomočjo nadomestnega T prereza. Natezni preizkus nadomestnega T prereza podaja tri različne možne deformacijske oblike. Nosilnost nadomestnega T prereza je odvisna od deformacijske oblike in je podana v Aneksu J [ENV 1993, 1998] za vsako posamezno deformacijsko obliko posebej. Prva deformacijska oblika opisuje nastanek plastičnega členka vzdolžno v pločevini na mestu ob stojini in na mestu vijaka. Druga deformacijska oblika opisuje nastanek plastičnega členka vzdolžno v pločevini na mestu ob stojini ter plastifikacijo vijaka. Tretja deformacijska oblika pa opisuje plastifikacijo samo v vijaku. Nosilnost nadomestnega T prereza prve deformacijske oblike je tako odvisna samo od razpoložljivega plastičnega momenta pločevine, medtem ko je nosilnost nadomestnega T prereza druge deformacijske oblike odvisna še od nosilnosti vijakov. Nosilnost nadomestnega T prereza tretje deformacijske oblike je odvisna izključno samo od nosilnosti vijakov. Izrazi za nosilnosti vseh treh deformacijskih oblik komponente pasnica stebra in čelna pločevina v upogibu skupaj z vijaki so podani v nadaljevanju. Nosilnost prve deformacijske oblike je podana v enačbi 4, druge v enačbi 5 in tretje v enačbi 6:

$$F_{t,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl1,Rd}}{m} \quad (4)$$

$$F_{t,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl2,Rd} + n \cdot \sum_i B_{t,Rd}}{m+n} \quad (5)$$

$$F_{t,Rd} = \sum_i B_{t,Rd} \quad (6)$$

kjer je

$M_{pl1,Rd} = 0.25 \cdot I_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M0}$ plastični moment pasnice na efektivni dolžini nadomestnega T prereza za prvo deformacijsko obliko,

$M_{pl2,Rd} = 0.25 \cdot I_{eff,2} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M0}$ plastični moment pasnice na efektivni dolžini nadomestnega T prereza za drugo deformacijsko obliko,

$I_{eff,1}, I_{eff,2}$ efektivni dolžini nadomestnega T prereza za prvo in drugo deformacijsko obliko,

t_f debelina pločevine,

m razdalja med osjo vijaka in prehodom pasnice v stojino,

n najmanjša razdalja od osi vijaka do roba pasnice,

f_y mejna elastična napetost,

$\sum_i B_{t,Rd}$ natezna nosilnost vseh vijakov v nadomestnem T prerezu

in

γ_{M0} materialni varnostni faktor.

Rezultati laboratorijskih preiskav in numeričnih simulacij, ki so bile narejene v okviru določanja rotacijske kapacitete stikov, kažejo, da izraz 4, ki je podan v Aneksu J [ENV 1993, 1998], daje precej konzervativne rezultate. Boljše rezultate za nosilnost daje alternativni izraz 7, ki je prav tako podan v Aneksu J [ENV 1993, 1998]. Ta je podan s predpostavko o zvezno porazdeljeni obtežbi po glavi in matici vijaka v nasprotju s predpostavko o koncentrirani obtežbi v osi vijaka, ki je zajeta v izrazu 4. Alternativni izraz za nosilnost prve deformacijske oblike je:

$$F_{t,Rd} = \frac{(8 \cdot n - 2 \cdot e_w) \cdot M_{pl1,Rd}}{2 \cdot m \cdot n - e_w \cdot (m+n)} \quad (7)$$

$$e_w = d_w / 4$$

d_w premer stične površine glave ali matice vijaka ali morebitne podložke s pločevino nadomestnega T prereza.

3 ZAČETNE TOGOSTI KOMPONENT

Začetno togost posamezne komponente je mogoče določiti s pomočjo togostnih koeficientov, ki so podani v Aneksu J [ENV 1993, 1998] za vsako komponento posebej. Togostni koeficienti, ki so potrebni za izračun začetnih togosti komponent pomembnih za določitev rotacijske kapacitete stika so:

- k_1 za komponento stojina stebra v strigu (8),
- k_2 za komponento stojina stebra v tlaku (9),
- k_3 za komponento stojina stebra v nategu (10),
- k_4 za pasnico stebra v upogibu (11),
- k_5 za čelno pločevino v upogibu (12),
- k_{10} za natezno obremenjene vijake (13).

$$k_1 = \frac{0.38 \cdot A_{vc}}{\beta \cdot z} \quad (8)$$

$$k_2 = \frac{0.7 \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc}}{d_c} \quad (9)$$

$$k_3 = \frac{0.7 \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc}}{d_c} \quad (10)$$

$$k_4 = \frac{0.85 \cdot I_{\text{eff}} \cdot t_{fc}^3}{m^3} \quad (11)$$

$$k_5 = \frac{0.85 \cdot I_{\text{eff}} \cdot t_p^3}{m^3} \quad (12)$$

$$k_{10} = \frac{1.6 \cdot A_s}{L_b} \quad (13)$$

kjer je

- A_{vc} površina strižnega prereza stebra,
 β transformacijski parameter, ki je odvisen od vrste stika ter obremenitve in je podan v Aneksu J [ENV 1993, 1998],
 z razdalja med težiščema natezne in tlačne cone stika in je podana v Aneksu J [ENV 1993, 1998],
 $d_c = h - 2(t_f + r)$ višina panela stojine stebra,
 $b_{\text{eff},c,wc}$ sodelujoča širina komponente stojine stebra v tlaku,
 $b_{\text{eff},l,wc}$ sodelujoča širina komponente stojine stebra v nategu,
 t_{wc} debelina stojine stebra,
 l_{eff} sodelujoča dolžina nadomestnega T prereza,
 m razdalja med vijakom in stojino nadomestnega T prereza,
 t_{fc} debelina pasnice stebra,
 t_p debelina čelne pločevine,
 A_s prečna površina vijaka in
 L_b sodelujoča dolžina vijaka.

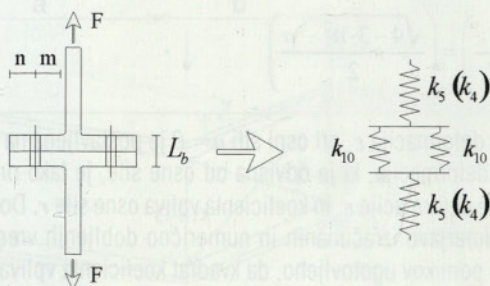
S podanimi togostnimi koeficienti se za komponenti stojina stebra v tlaku in nategu določi začetna togost s preprostim izrazom 14

$$S_i = E \cdot k_i \quad (14)$$

za komponento stojina stebra v strigu pa z izrazom 15

$$S_i = E \cdot k_i \cdot z \quad (15)$$

Pri komponentah pasnica stebra in čelna pločevina v upogibu skupaj z vijaki pa je potrebna previdnost.



Slika 2: Togost nadomestnega T prereza

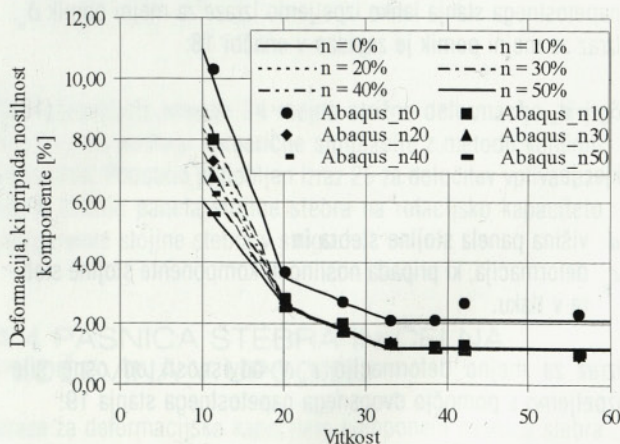
S pravilnim seštevanjem togosti in podajnosti je potrebno najprej določiti skupni togostni koeficient nadomestnega T prereza. Z nadomestnim togostnim koeficientom pa se začetna togost komponente pasnica stebra in čelna pločevina v upogibu določi preprosto z izrazom 14.

4 DEFORMACIJSKE KAPACITETE KOMPONENT

Tretji, zadnji parameter, ki je potreben za določitev poenostavljenega diagrama pomik (zasuk) – sila posameznih komponent stikov jeklenih okvirnih konstrukcij je deformacijska kapaciteta ali mejni pomik (zasuk). Za ta namen so bile narejene numerične simulacije, na podlagi katerih rezultatov so bili določeni izrazi za določitev deformacijske kapacitete. V nadaljevanju so podani izrazi za določitev izrazov deformacijske kapacitete za vsako komponento posebej.

4.1 STOJINA STEBRA V TLAKU

Izrazi za deformacijsko kapaciteto δ_u komponente stojina stebra v tlaku so izpeljani na podlagi rezultatov numerične simulacije z metodo končnih elementov s programom ABAQUS [Hibbitt, Karlsson and Sorensen Inc., 2000] (slika 3). Na velikost deformacijske kapacitete obravnavane komponente vplivajo različni vplivi, kot so osna sila, vitkost pasnice, vitkost stojine, velikost zvarov, ... Pri določevanju izrazov smo se omejili na vpliv osne sile in vitkosti stojine. Prvi pogoj za izvajanje numerične analize je pravilna kalibracija modela. Ta je bila izvedena s pomočjo laboratorijskih preiskav, ki so navedene v literaturi [Kuhlmann]. Izrazi za določitev deformacijske kapacitete komponente stojina stebra v tlaku so podani v enačbah 16 in 17.



Slika 3: Določitev izrazov za mejno deformacijo e_u komponente stojina stebra v tlaku

$$\varepsilon_u (n < 0.1) [\%] = \begin{cases} 18.5 - 31 \cdot n + (1.10 \cdot n - 0.75) \cdot \frac{d}{t_w \varepsilon} & \text{za } \frac{d}{t_w \varepsilon} < 20 \\ 5.7 - 9 \cdot n - 0.11 \cdot \frac{d}{t_w \varepsilon} & \text{za } 20 \leq \frac{d}{t_w \varepsilon} < 33 \\ 2.07 - 9 \cdot n & \text{za } 33 \leq \frac{d}{t_w \varepsilon} \end{cases} \quad (16)$$

$$\varepsilon_u (n \geq 0.1) [\%] = \begin{cases} 9.4 - 0.34 \cdot \frac{d}{t_w \varepsilon} + \left(15 - 0.75 \cdot \frac{d}{t_w \varepsilon}\right) \cdot (0.5 - n) & \text{za } \frac{d}{t_w \varepsilon} < 20 \\ 4.8 - 0.11 \cdot \frac{d}{t_w \varepsilon} & \text{za } 20 \leq \frac{d}{t_w \varepsilon} < 33 \\ 1.17 & \text{za } 33 \leq \frac{d}{t_w \varepsilon} \end{cases}$$

$$\delta_u = \varepsilon_u \cdot d$$

(17)

kjer je

d višina panela stojine stebra in

ε_u deformacija, ki pripada nosilnosti komponente stojine stebra v tlaku.

4.2 STOJINA STEBRA V NATEGU

Deformacijska kapaciteta δ_u komponente stojine stebra v nategu je odvisna od osne sile v stebri. Iz dvoosnega ravninskega napetostnega stanja lahko izpeljemo izraze za mejni pomik δ_u . Izraz za mejni pomik je zapisan v enačbi 18:

$$\delta_u = \varepsilon_u \cdot d \quad (18)$$

kjer je

d višina panela stojine stebra in

ε_u deformacija, ki pripada nosilnosti komponente stojine stebra v tlaku.

Izraz za mejno deformacijo ε_u v odvisnosti od osne sile izpeljemo s pomočjo dvoosnega napetostnega stanja 19:

$$f_y = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_x \cdot \sigma_y} \quad (19)$$

kjer je

σ_x napetost v smeri osi stebra in

σ_y pa napetost prečno na os stebra v osi stojine.

Enačba 19 se lahko ob upoštevanju

$$n = \frac{\sigma_x}{f_y}$$

privede do oblike kvadratne enačbe 20

$$\left(\frac{\sigma_y}{f_y}\right)^2 + n \cdot \left(\frac{\sigma_y}{f_y}\right) + n^2 - 1 = 0 \quad (20)$$

Koeficient vpliva osne sile na prečno deformacijo komponente stojine stebra v nategu pa je podan kot rešitev (enačba 21) kvadratne enačbe 20:

$$r = \left(\frac{\sigma_y}{f_y}\right) = \left(\frac{\sqrt{4 - 3 \cdot n^2} - n}{2}\right) \quad (21)$$

Prečna deformacija ε_0 pri osni sili $n = 0$ je postavljena na 0.10. Mejna deformacija, ki je odvisna od osne sile, je tako produkt osnovne deformacije ε_0 in koeficienta vpliva osne sile r . Dodatno je s primerjavo izračunanih in numerično dobljenih vrednosti mejnih pomikov ugotovljeno, da kvadrat koeficienta vpliva osne sile r daje boljše rezultate. To pomeni, da so vrednosti pomikov, dobljene z r^2 bližje mejnim pomikom, ki so na platoju diagrama pomik – sila. Končno lahko zapišemo izraz za mejno defor-

maciju ε_u , ki pripada mejni nosilnosti stojine stebra v nategu (enačba 22). Odvisna je od osnovne prečne deformacije ε_u in osne sile v stebri:

$$\varepsilon_u = \varepsilon_0 \cdot \left(\frac{\sqrt{4 - 3 \cdot n^2} - n}{2} \right)^2 \quad (22)$$

kjer je

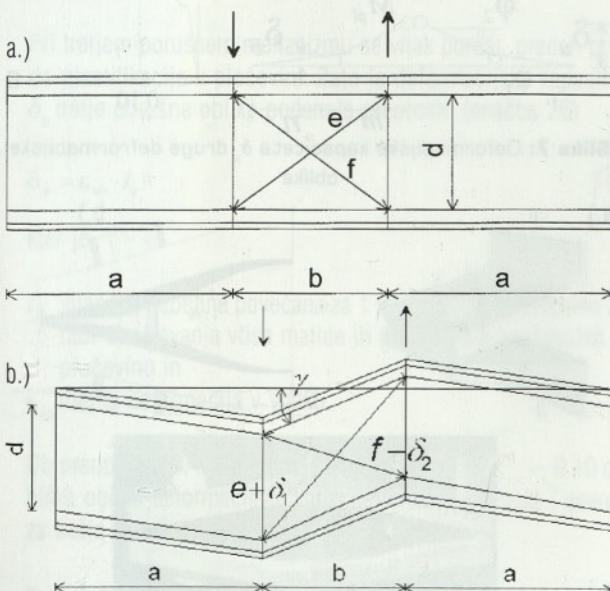
$\varepsilon_0 = 0.10$ mejna materialna deformacija za osno silo $n=0$ in

$n = N_{sd}/N_{pl}$ delež dejanske osne sile v stebri od plastične osne sile prereza stebra.

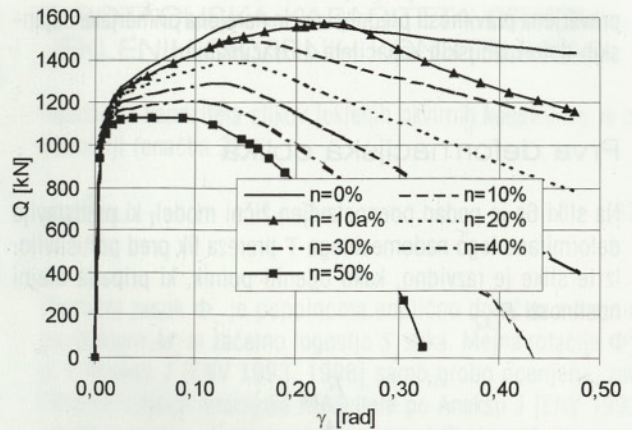
Pravilnost predpostavk in izpeljanih izrazov 18 in 22 so potrjeni z rezultati numerične simulacije z metodo končnih elementov.

4.3 STOJINA STEBRA V STRIGU

Izrazi za rotacijsko kapaciteto komponente stojine stebra v strigu so podobno kot pri komponenti stojine stebra v tlaku dobljeni s pomočjo rezultatov numerične simulacije z metodo končnih elementov s programom ABAQUS [Hibbitt, Karlsson and Sorensen Inc., 2000]. Numerična analiza je potekala v treh delih. V prvem delu so bile preizkušene različne zasnove modela. Izvedena je bila kalibracija modela s pomočjo rezultatov laboratorijskih preiskav iz literature [Dubina, 2000]. V drugem delu so bili določeni odnosi med zasukom strižnega panela stebra in pripadajočo prečno silo. Tretji del pa je bil namenjen določitvi vpliva razmerja stranic strižnega panela na mejno rotacijo panela stojine stebra. Tipičen diagram zasuk – prečna sila je prikazan na sliki 5.



Slika 4: a.) Geometrijske karakteristike modela in b.) strižno deformiranje modela



Slika 5: Diagram zasuk – prečna sila na mestu strižnega panela stebra

Izraz za izračun rotacijske kapacitete komponente stojine stebra v strigu (enačba 23) je sestavljen iz dveh komponent (enačbi 24 in 25), za kateri so izrazi izpeljani iz rezultatov numerične simulacije (slika 5):

$$\varphi_u = \gamma_u' \cdot K \quad (23)$$

$$\gamma_u' [\%] = \begin{cases} 28 - 0,38 \cdot \frac{d}{t_w} \cdot \frac{1}{\varepsilon} & \text{za } 0 \leq n \leq 0,10 \\ 28 - 0,38 \cdot \frac{d}{t_w} \cdot \frac{1}{\varepsilon} - \left(55 - 0,81 \cdot \frac{d}{t_w} \cdot \frac{1}{\varepsilon} \right) (n - 0,1) & \text{za } 0,10 < n \end{cases} \quad (24)$$

$$K = \begin{cases} 1 & \text{za } \frac{a}{b} \geq 1 \\ \frac{b}{a} \sqrt{1 - \frac{n^2}{0,4}} & \text{za } \frac{a}{b} < 1 \end{cases} \quad (25)$$

Tako predstavlja enačba 24 mejno strižno deformacijo, ki je dobljena na podlagi numerične simulacije z metodo končnih elementov. Podobno je dobljen izraz 25 za določitev vpliva razmerja stranic panela stojine stebra na rotacijsko kapaciteto komponente stojine stebra v strigu.

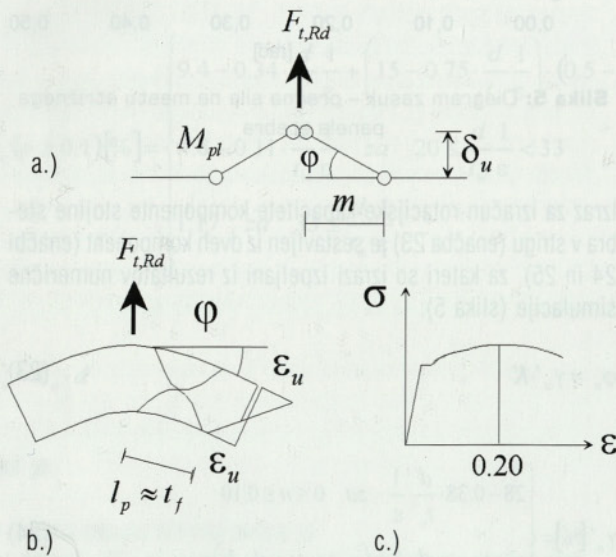
4.4 PASNICA STEBRA IN ČELNA PLOČEVINA V UPOGIBU

Izraze za deformacijsko kapaciteto komponent pasnica stebra in čelna pločevina v upogibu skupaj z vijaki so izpeljani teoretično za tri različne deformacijske oblike. S pomočjo rezultatov numerične simulacije in laboratorijskih preizkusov pa je

preverjena pravilnosti predpostavk in narejena primerjava dejanskih deformacijskih kapacitete z izračunanimi.

Prva deformacijska oblika

Na sliki 6a je podan poenostavljen žični model, ki predstavlja deformirano lego nadomestnega T prereza tik pred porušitvijo. Iz te slike je razvidno, kako oceniti pomik, ki pripada mejni nosilnosti $F_{t,Rd}$



Slika 6: Deformacijska kapaciteta δ_u prve deformacijske oblike

Mejni pomik δ_u lahko zapišemo kot funkcijo zasuka (enačba 26) in ga razčlenimo do končne oblike 27:

$$\delta_u = \varphi \cdot m \quad (26)$$

Zasuk φ v nastalem plastičnem členku (slika 6b) dobimo iz spremembe dolžin na zgornji in spodnji strani pasnice oziroma čelne pločevine:

$$\varphi = \frac{\Delta \epsilon \cdot l_p}{t_f} = \frac{2 \cdot \epsilon_u \cdot l_p}{t_f} = \frac{2 \cdot \epsilon_u \cdot t_f}{t_f} = 2 \cdot \epsilon_u$$

kjer je

$\Delta \epsilon = 2 \cdot \epsilon_u$ sprememba deformacije na spodnjem in zgornjem robu,

$l_p \approx t_f$ dolžina plastičnega členka in

t_f debelina pločevine.

Iz tega sledi končna analitična oblika zapisa mejnega pomika δ_u :

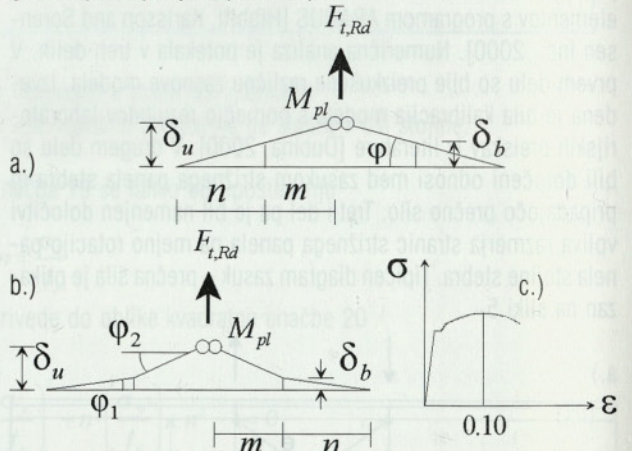
$$\delta_u = 2 \cdot \epsilon_u \cdot m$$

in ob predpostavki, da je mejna deformacija pločevine v upogibu $\epsilon_u = 0.20$ (slika 6c), lahko zapišemo končno obliko deformacijske kapacitete δ_u nadomestnega T prereza za prvo porušeno obliko:

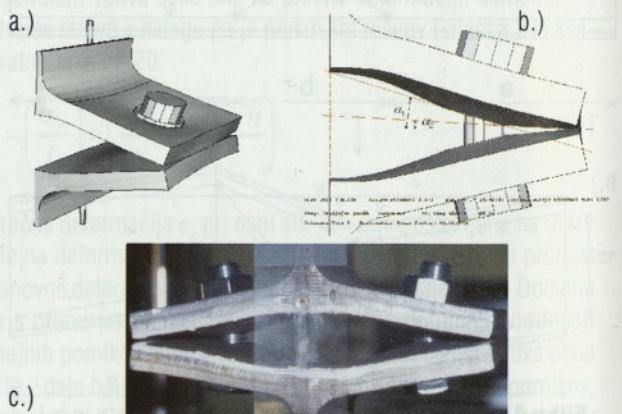
$$\delta_u = 0.40 \cdot m \quad (27)$$

Druga deformacijska oblika

Žični model drugega porušnega mehanizma, kot ga podaja Aneks J [ENV 1993, 1998] je podan na sliki 7a. Vendar pa je pri drugem porušnem mehanizmu potrebna previdnost, kajti dejanska deformirana oblika nadomestnega T prereza je nekoliko drugačna. To dokazujejo rezultati, dobljeni z metodo končnih elementov s programom ABAQUS [Hibbitt, Karlsson and Sorensen Inc., 2000] (slika 8a in 8b) in rezultati laboratorijskih preiskav, ki so bile izvedene na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani (slika 8c).



Slika 7: Deformacijska kapaciteta δ_u druge deformacijske oblike



Slika 8: Dejanska druga deformacijska oblika

Vidimo, da žični model na sliki 7a ustreza samo stanju na robu nadomestnega T prereza (slika 8). V okolici vijaka pride do lokalnega upogiba pločevine, zato so dejanski pomiki večji. Žični model je zato potrebno modelirati nekoliko drugače (slika 7b).

Mejni pomik δ_u zapišemo kot funkcijo zasukov v enačbi 28 in ga razčlenimo do končne oblike 29:

$$\delta_u = \varphi_1 \cdot n + \varphi_2 \cdot m \quad (28)$$

$$\delta_u = \varepsilon_{ub} \cdot l_b \cdot \left(1 + k \cdot \frac{m}{n} \right)$$

kjer je

l_b vijadena debelina povečana za 1 mm na vsako pločevino, zaradi upoštevanja vtisa glave in matice vijaka v podložko ali pločevino.

Korekcijski koeficient k predstavlja razmerje med kotoma α_1 in α_2 na sliki 8b in ni poznan. Rezultati numerične analize in laboratorijskih preiskav kažejo, da vrednost korekcijskega faktorja k znaša med 1.0 in 6.0. Ob predpostavki maksimalne deformacije v vijaku $\varepsilon_{ub} = 0.10$ lahko enačbo za deformacijsko kapaciteto δ_u druge porušne oblike nadomestnega T prereza zapišemo:

$$\delta_u = 0.10 \cdot l_b \cdot \left(1 + k \cdot \frac{m}{n} \right) \quad (29)$$

Tretja deformacijska oblika

Pri tretjem porušnem mehanizmu se vijak poruši, preden pride do plastifikacije v pločevini. Zato je deformacijska kapaciteta δ_u tretje porušne oblike podana s preprosto (enačba 26)

$$\delta_u = \varepsilon_{ub} \cdot l_b \quad (30)$$

kjer je

l_b vijadena debelina povečana za 1 mm na vsako pločevino zaradi upoštevanja vtisa matice in glave vijaka v podložko ali pločevino in ε_{ub} mejna deformacija v vijaku.

Ob predpostavki, da je mejna deformacija vijaka $\varepsilon_{ub} = 0.10$ dobimo obliko deformacijske kapacitete nadomestnega T prereza za tretjo porušno obliko:

$$\delta_u = 0.10 \cdot l_b \quad (31)$$

5 ROTACIJSKA KAPACITETA STIKOV JEKLENIH OKVIRNIH KONSTRUKCIJ

Rotacijska kapaciteta stikov jeklenih okvirnih konstrukcij je po definiciji (enačba 32):

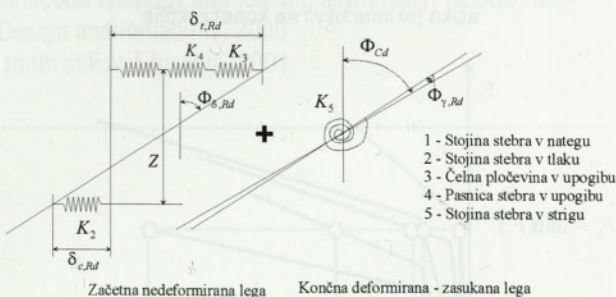
$$R = \frac{\Phi_{Cd}}{\Phi_y} - 1 \quad (32)$$

Plastični zasuk Φ_y je popolnoma enolično določen z mejnim momentom M_j in začetno togostjo S_j stika. Mejna rotacija Φ_{Cd} je v Aneksu J [ENV 1993, 1998] samo grobo ocenjena, zato točnejši izračun rotacijske kapacitete po Aneksu J [ENV 1993, 1998] ni možen. V tem poglavju je na podlagi prejšnjih poglavij, ki podajajo karakteristike posameznih komponent stikov, opisan postopek izračuna mejne rotacije Φ_{Cd} .

Podobno kot za določitev mejne nosilnosti M_j stika po Aneksu J [ENV 1993, 1998], je potrebno, za izračun mejne rotacije stik razdeliti na njegove komponente. Tako je mejna rotacija odvisna od karakteristik posameznih komponent. Odvisna je od:

- pomika stojine stebra v tlaku δ_2 ,
- pomika stojine stebra v nategu δ_1 ,
- rotacije strižnega panela stebra φ_5 (stojina stebra v strigu),
- pomika pasnice stebra v upogibu δ_4 ,
- pomika čelne pločevine v upogibu δ_3 .

Na sliki 9 je prikazan sistem pomikov in zasukov za določitev mejne rotacije stika jeklene okvirne konstrukcije.



Slika 9: Razčlenitev mejne rotacije Φ_{Cd} stika jeklene okvirne konstrukcije

Še enkrat zapišemo izraze za določitev mejnih pomikov δ_i oziroma zasuka φ_i za posamezne komponente stika jeklene okvirne konstrukcije:

$$\delta_u = \varepsilon_u \cdot d \quad (33)$$

$$\delta_u = \varepsilon_u \cdot d \quad (34)$$

E. ZUPANČIČ: Rotacijska kapaciteta stikov jeklenih okvirnih konstrukcij

- stojina stebra v strigu

$$\varphi_u = \gamma_u \cdot K \quad (35)$$

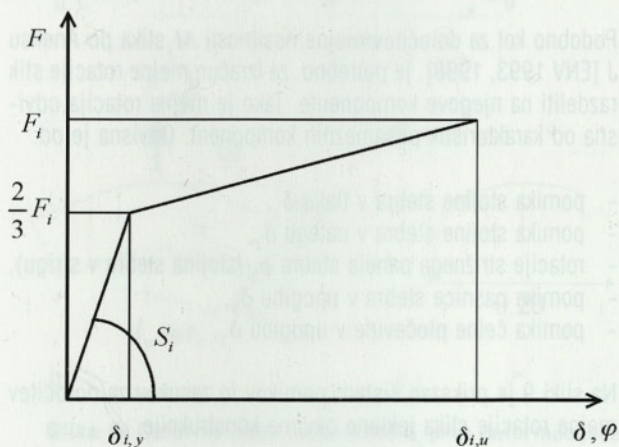
- pasnica stebra in čelna pločevina v upogibu skupaj z vijaki:

$$\delta_u = 0.40 \cdot m \quad \text{prva porušna oblika (mode 1)} \quad (36)$$

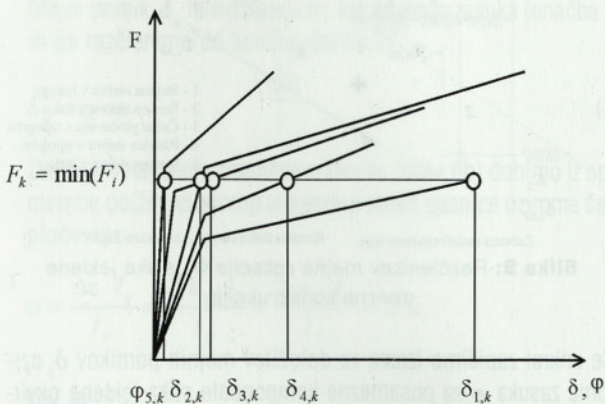
$$\delta_u = 0.10 \cdot l_b \cdot \left(1 + k \cdot \frac{m}{n}\right) \quad \text{druga porušna oblika (mode 2)} \quad (37)$$

$$\delta_u = 0.10 \cdot l_b \quad \text{tretja porušna oblika (mode 3).} \quad (38)$$

Z mejno nosilnostjo F_i , začetno togostjo S_i in mejnim pomikom δ_i (zasukom φ_i) se sestavijo diagrami pomik – sila (slika 10) za vsako posamezno komponento stika jeklene okvirne konstrukcije (slika 11).



Slika 10: Kreiranje diagrama pomik – sila komponente stika jeklene okvirne konstrukcije



Slika 11: Bilinearni diagrami pomik (zasuk) – sila vseh komponent stika jeklene konstrukcije

Nosilnost stikov je določena z mejno nosilnostjo najšibkejše komponente F_k . Tej komponenti pripadajoč mejni pomik δ_k (zasuk φ_k), vpliva v celoti na mejno rotacijo stika. Ostale kompo-

nente pripomorejo k mejni rotaciji stika z mejni nosilnosti najšibkejše komponente pripadajočimi pomiki (zasukom).

Z dobljenimi pomiki se sestavi mejna pomika v natezni coni $\delta_{t,Rd}$ in tlačni coni $\delta_{c,Rd}$ (slika 9). Mejni pomik v natezni coni $\delta_{t,Rd}$ je lahko sestavljen iz pomika stojine stebra v nategu δ_1 , in pomika pasnice stebra δ_4 ter pomika čelne pločevine δ_3 v upogibu:

$$\delta_{t,Rd} = \delta_1 + \delta_4 + \delta_3 \quad (39)$$

Mejni pomik v tlačni coni $\delta_{c,Rd}$ je enak pomiku stojine stebra v tlaku δ_2 :

$$\delta_{c,Rd} = \delta_2 \quad (40)$$

Mejni zasuk $\Phi_{\delta,Rd}$, ki pripada mejnim pomikom δ_i , izražen z mejnimi pomiki v komponentni obliki, je tako:

$$\Phi_{\delta,Rd} = \frac{\delta_{t,Rd} + \delta_{c,Rd}}{Z} = \frac{\sum \delta_i}{Z} \quad (41)$$

Skupni mejni zasuk stika jeklene okvirne konstrukcije pa je vsota mejnega zasuka zaradi pomikov in zasuka komponente stojine stebra v strigu:

$$\Phi_{Cd} = \Phi_{\delta,Rd} + \Phi_{\gamma,Rd} \quad (42)$$

S tem je izraz 32 za določitev velikosti rotacijske kapacitete stikov jeklenih okvirnih konstrukcij v celoti določen.

6 SKLEP

V članku je prikazan potek izračuna rotacijske kapacitete stikov jeklenih okvirnih konstrukcij. Izračun je izveden s komponentno metodo na podlagi predstandarda Eurocode ENV 1993-1-1, Aneksa J.

V prihodnosti bi bilo potrebno narediti laboratorijske preiskave celotnih stikov. S pomočjo rezultatov teh preiskav bi se nato kalibrirali numerični modeli, na podlagi teh modelov pa bi se izvedla parametrična študija stikov, s katero bi ugotovili uspešnost metode.

Statična in dinamična
analiza prostorskih
konstrukcij

ZEIA d.o.o.
Maribor

ARMCAD

www.zeia.si
info@zeia.si

Planet **Tower** **PanelPro**
3D model builder

LITERATURA

Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1.1: General rules for buildings, Annex J: Joints in building frames, ENV 1993-1-1: 1992/A2: 1998

ABAQUS User's Manual, Version 5.8 & 6.1, Hibbitt, Karlsson and Sorensen Inc., USA, 2000

Zajdel M.: Numerical analysis of bolted Tee-stub connections, Final report, TNO Building and Construction Research, Delft University of Tehnology, 1997

Yanghui X., Kasai K., Changshi M.: Experiment and analysis of bolted semi-rigid beam-column connections, Part II: 3-D finite element analysis of the connections using angles, STESSA 2000: Behaviour of steel structures in seismic areas

Kuhlmann U., Kuhnemund F.: Rotation capacity of steel joints, Verification Procedure and Component Tests

Dubina D., Grecea D., Ciutina A., Stratan A.: Influence of connection typology and loading asymmetry, RECOS: Moment resistant connections of steel frames in seismic area, Design and Reliability, 2000

Zupančič E.: Magistrska naloga: Rotacijska kapaciteta delno togih stikov, Slovenia, 2001

NEUFERT

PROJEKTIRANJE V STAVBARSTVU

Priročnik za projektante, izvajalce in študente

- Osnove
- Standardi
- Predpisi za konstrukcije
- Gradnja
- Oblikovanje
- Potreben prostor
- Namembnost prostorov
- Mere zgradb, prostorov in opreme



Po 35. izdaji izvirnika
PRVIČ V SLOVENŠČINI



format: 21 x 30 cm
648 strani, več kot 6200 risb in tabel

Cena: 33.000,00 SIT

Vaš delež pri poštnih stroških je 450,00 SIT.



Tehniška založba Slovenije

1/1
165 x 245 mm

2/3
108 x 223 mm

1/2
165 x 115 mm

1/4
165 x 60 mm

1/3
52 x 223 mm

Gradbeni vsetnik je strokovno znanstvena revija, s katero predstavljamo slovenski in tuji strokovni javnosti dosežke z vseh področij gradbeništva. Revija je tudi člansko glasilo Zveze gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije ter Matične sekcije gradbenih inženirjev pri Inženirski zbornici Slovenije.

Revija izhaja mesečno v nakladi 2750 izvodov. Med naročniki je tudi 52 naslovov iz tujine; z nekaterimi tujimi naslovi pa si revijo izmenjujemo.

Leta 2001 smo skromno obeležili 50 letnico neprekinjenega izhajanja in si želimo, da bi se slovensko gradbeništvo z revijo ponašalo tudi v prihodnosti, ko bo z širjenjem globalizacije na veliki preizkušnji naša strokovna in nacionalna zavest. Če bomo sodelovali, bomo ohranili svojo prestižno, v slovenskem jeziku pisano revijo, ki nas bo povezovala, nas izobraževala, preko katere bomo lahko komunicirali s kolegi v domovini in tujini, se spoznavali in merili med seboj v znanju.

Bodočnost Gradbenega vestnika je odvisna od nas, zato Vas vabimo k pisanju člankov, v družbo naročnikov in k prispevanju reklamnih oglasov.

Uredništvo

NAVODILA ZA ODDAJO OGLASA

Oglas lahko oddate kot:

- rastrski format JPEG, TIFF, EPS
- CDR (ver 8.0 ali manj), pri čemer je potrebno vse črke spremeniti v krivulje

Vsebine je mogoče poslati z redno pošto (disketa) ali po E-pošti na naslednja naslova:

gradb.zveza@siol.net
jtd.robert@siol.net

Za reklamne oglase se priporočamo po naslednjem ceniku:

Ovitek: zadnja stran 1/1 (165 x 245 mm)	200.000,00 SIT + DDV
Notranja stran 1/1 (165 x 245 mm)	150.000,00 SIT + DDV
N.S. 2/3 (108 x 233 mm)	130.000,00 SIT + DDV
N.S. 1/2 (165 x 115 mm)	100.000,00 SIT + DDV
N.S. 1/3 (52 x 233 mm)	75.000,00 SIT + DDV
N.S. 1/4 (165 x 60 mm)	40.000,00 SIT + DDV



**Kakovost
S
tradicijo**



tiskarna
ljubljana, d.d.

1000 Ljubljana, Tržaška 42,
SLOVENIJA
telefon: ++386 (0)1 423 15 15
telefax: ++386 (0)1 257 14 61, 423 41 23
e-mail: tiskarna.ljubljana@mrak.si

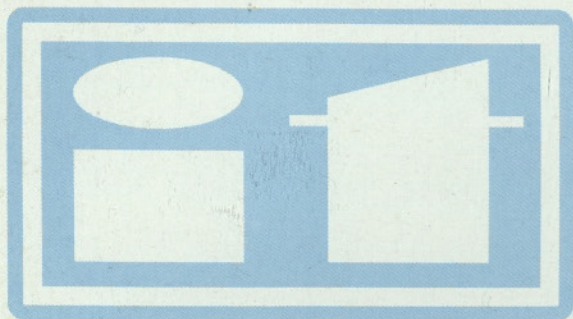


tiskarna
ljubljana, d.d.

Poslovna enota:
1295 Ivančna Gorica, Stantetova 9
SLOVENIJA
telefon: ++386 (0)1 7887 222
telefax: ++386 (0)1 7887 237
e-mail: tiskarna.ljubljana@mrak.si

**ISO
9001**





PRIPRAVLJALNI SEMINARJI ZA STROKOVNI IZPIT V GRADBENIŠTVU, ARHITEKTURI IN KRAJINSKI ARHITEKTURI V LETU 2002

MESEC	SEMINAR	IZPITI		
		GRADBENIKI	ARHITEKTI	KRAJINARJI
Junij		pisni: 1.6. ustni: 10. - 14.6.		
September	23.-27.			
Oktober	21.-25.	pisni: 26.10.		
November	18.-22.	ustni: 4. - 7.11. pisni: 23.11.		pisni: 9.11. ustni: 18. - 21.11.
December	16.-20.	ustni: 2. - 5.12.		

A. PRIPRAVLJALNE SEMINARJE

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

Seminar za GRADBENIKE poteka 5 dni (46 ur) in pripravlja kandidate za splošni in posebni del strokovnega izpita. Cena seminarja znaša 90.000,00 SIT z DDV.

Seminar za ARHITEKTE IN KRAJINSKE ARHITEKTE poteka (prve) 3 dni in jih pripravlja za splošni del strokovnega izpita. Cena seminarja je 45.600,00 SIT z DDV.

K seminarju vabimo tudi kandidate, ki so že opravili strokovni izpit po določeni stopnji izobrazbe, pa so si pridobili višjo in morajo opravljati dopolnilni strokovni izpit.

Ponujamo jim predavanje iz področja "Investicijski procesi in vodenje projektov". Cena predavanja in literature je 12.600,00 SIT z DDV.

Seminar ni obvezen! Izvedba seminarja je odvisna od števila prijav (najmanj 20 kandidatov). Udeleženca prijavi k seminarju plačnik (podjetje, družba, ustanova, sam udeleženec ...). Prijavo v obliki dopisa je potrebno poslati organizatorju **najkasneje 20 dni** pred pričetkom določenega seminarja. Prijava mora vsebovati: priimek, ime, poklic (zadnja pridobljena izobrazba), in naslov prijavljenega kandidata ter naslov in davčno številko plačnika. Samoplačnik mora k prijavi priložiti kopijo dokazila o plačilu. Poslovni račun ZDGITS je 02017-0015398955; davčna številka 79748767.

B. STROKOVNI IZPITI

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