

KOMPOZITNE KONSTRUKCIJE IZ LESA IN BETONA V POŽARU: PREGLED LITERATURE S PRIMERJAVO POENOSTAVLJENIH METOD TIMBER-CONCRETE COMPOSITE STRUCTURES IN FIRE: A LITERATURE REVIEW WITH COMPARISON OF SIMPLIFIED METHODS

asist. dr. Anita Ogrin, univ. dipl. inž. grad.

anita.ogrin@fgg.uni-lj.si

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

Znanstveni članek

UDK/UDC: 614.841.33:624.016

Povzetek | V članku najprej predstavljamo najpomembnejše izsledke eksperimentalnih raziskav s področja kompozitnih konstrukcij iz lesa in betona v požaru in pregled poenostavljenih metod za določanje njihove požarne odpornosti. V drugem delu prispevka pa s prikazom dejanskega izračuna izvedemo primerjavo postopka določitve požarne odpornosti kompozitnega nosilca iz lesa in betona po dveh izmed obstoječih poenostavljenih metod. Pri tem se osredotočimo na pomembnejše razlike v postopku, na oceno zahtevnosti postopka in seveda na primerjavo dobljenih rezultatov. Namen celotnega prispevka je bralcu približati odziv vedno bolj priljubljenih kompozitnih konstrukcij iz lesa in betona v požarnem projektnem stanju, ki sicer v trenutno veljavnih Evrokodih še niso zajete, pripravljajo pa se njihova vključitev v prihodnje izdaje standardov.

Ključne besede: kompozitne konstrukcije, les, beton, požar, pregled literature, primerjava poenostavljenih metod, računski primer

Summary | The article begins with the presentation of the most important findings of experimental investigations on timber-concrete composite structures in fire, together with an overview of simplified methods for the determination of fire resistance of timber-concrete composite elements. In the second part of the article, a worked example of calculation of the fire resistance of a timber-concrete composite beam is given. Here, two of the existing simplified methods are used and thus compared. The focus is on the most notable differences between both procedures, on the assessment of their complexity and on the comparison of the obtained results. The aim of the entire article is to provide the reader with information on the response of increasingly popular timber-concrete composite structures in fire, which are somewhat overlooked in the currently active Eurocodes, although their inclusion in future editions of European standards is already in preparation.

Key words: composite structures, timber, concrete, fire, literature review, comparison of simplified methods, worked example

1 • UVOD

Z vgradnjo kompozitnih konstrukcijskih elementov iz lesa in betona lahko ob ustreznem dimenzioniranju učinkovito izkoristimo pred-

tudi nekaj izjem, tako imenovanih obrnjenih kompozitnih elementov, kjer sta poziciji lesene in betonske komponente kompozitnega nosil-

terialoma tudi v obliki večje duktilnosti. Poleg duktilnosti pa mora izvedba stika zagotavljati še zadostni togost in nosilnost. Med najbolj toge, a hkrati najmanj duktilne izvedbe stikov med lesom in betonom spadajo lepljeni stiki in stiki z betonskimi »čepi« (tj. stiki, kjer je beton zalit v za to pripravljene plitke utore v



Slika 1 • Most čez reko Agger v Nemčiji (levo) (Miebach Ingenieurbüro, 2014) in LCT ONE, Dornbirn, Avstrija (desno) (CREE, 2012).

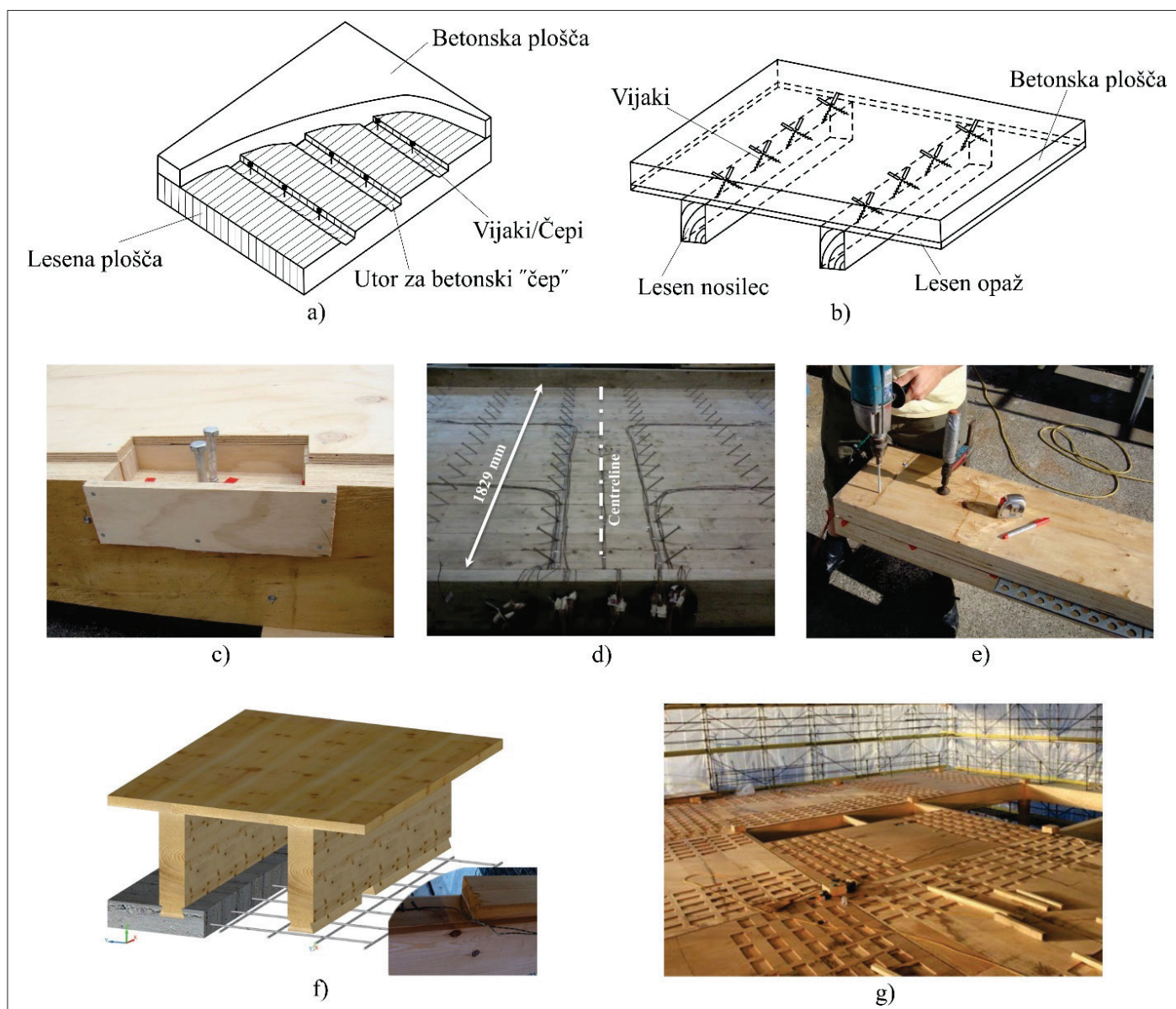
nosti obeh materialov in obenem zmanjšamo vpliv njunih pomanjkljivosti na odziv celotne konstrukcije. Les ima v primerjavi z betonom večjo natezno trdnost, zato je običajno uporabljen na natezno obremenjeni strani kompozitnega elementa. Tlačno obremenjena stran kompozitnega elementa pa je običajno iz betona, ki ima občutno večjo tlačno trdnost od lesa. V nadaljevanju članka sicer prikažemo

ca zamenjani. Prednosti kompozitnih konstrukcijskih elementov iz lesa in betona pred podobno nosilnimi, izključno lesenimi elementi so še boljša zvočna izolativnost, večja togost in manjše dimenzije. Pred podobno nosilnimi, izključno betonskimi konstrukcijskimi elementi pa imajo kompozitni elementi iz lesa in betona prednost v obliki manjše lastne teže elementa ter ob ustrezni izvedbi stika med obema ma-

leseni komponenti kompozitnega nosilca). Za najmanj togo in hkrati najbolj duktilno izvedbo stika se je izkazala izvedba z navpičnimi jeklenimi čepi oz. vijaki. Srednji nivo duktilnosti in togosti pa izkazujejo stiki, izvedeni z ježastimi ploščami, poševno vgrajenimi jeklenimi vijaki, in stiki, ki kombinirajo betonske čepe z navpičnimi jeklenimi vijaki (Dias, 2011). Ne glede na izvedbo stika je zaradi deformabil-



Slika 2 • Železnikarjeva hiša v Slovenj Gradcu (levo) (Koroški pokrajinski muzej, 2020) in Kazina v Ljubljani (desno) (Arhitekturni vodnik, 2020).



Slika 3 • Različni sistemi kompozitnih konstrukcij iz lesa in betona; a) kompozitna plošča z vijaki in betonskimi »čepi« (Frangi, 2001) b) kompozitni nosilec s križno nameščenimi vijaki (Frangi, 2001), c) utor v leseni stojini za betonski »čep« z vijakom (O'Neill, 2009), d) poševno nameščenji vijaki v leseni plošči (Dagenais, 2016), e) perforirana pločevina/ježasta plošča v dvojnem lesenem nosilcu – stojini (O'Neill, 2009) f) obrnjen kompozitni nosilec (Meena, 2014), g) lesena plošča z utori za betonske »čepe« (Klippel, 2016).

nosti lesa in veznih sredstev popolnoma tog stik med lesom in betonom v praksi neizvedljiv. Posledica tega je relativni zamik oziroma zdrs betonske in lesene komponente, kar vpliva na skupno nosilnost in pomike kompozitnega konstrukcijskega elementa.

Kompozitni konstrukcijski elementi iz lesa in betona so običajno uporabljeni kot vodoravni, upogibno obremenjeni deli nosilne konstrukcije; najpogostejše kot medetažna konstrukcija (bodisi pri renovaciji kulturne dediščine bodisi pri novogradnjah), najdemo pa jih tudi med primarnimi nosilnimi konstrukcijami nekaterih novejših mostov. Primer takega mostu je

most čez reko Agger v Nemčiji iz leta 2014 (Miebach Ingenieurbüro, 2014), primer osemnadstropne poslovno-stanovanjske novogradnje z medetažno konstrukcijo iz kompozitnih elementov iz lesa in betona pa je LifeCycle Tower ONE (LCT ONE), zgrajen leta 2012 v Avstriji (CREE, 2012).

V Sloveniji kompozitne konstrukcije iz lesa in betona za zdaj večinoma predstavljajo renovirani objekti kulturne dediščine, na primer obnovljena meščanska vila v Slovenj Gradcu, tako imenovana Železnikarjeva hiša (STYRIA ARHITEKTURA, 2019) in obnovljena Kazina v Ljubljani (STYRIA ARHITEKTURA, 2017).

V splošnem ločimo dva tipa kompozitnih konstrukcijskih elementov iz lesa in betona: (i) kompozitni nosilci so sestavljeni iz lesene stojine ter betonske pasnice (leseni del je torej ožji od betonskega) in (ii) kompozitne plošče, kjer sta tako leseni kot betonski del enake širine. Na sliki 3 prikazujemo različne sisteme kompozitnih konstrukcij iz lesa in betona, vključno z detajlnim prikazom različnih izvedb stika med lesom in betonom.

Vedno večja priljubljenost kompozitnih konstrukcij iz lesa in betona v kombinaciji z mnogo različnimi možnimi izvedbami stika med lesom in betonom se odraža v številnih

eksperimentalnih raziskavah in razvoju poenostavljenih ter naprednih računskih modelov. Pregled raziskav s področja kompozitnih konstrukcij iz lesa in betona v običajnih temperaturnih pogojih sta pripravila že Ceccoti (Ceccoti, 2002) in Yeoh s sodelavci (Yeoh, 2011), najnovejši pregled pa je nastal v okviru COST akcije FP1402 z namenom priprave novega Evrokoda, EN 1995-1-3, v katerem bo obravnavano projektiranje kompozitnih konstrukcij iz lesa in betona (Dias, 2018).

Posebno pozornost pri projektiranju je tudi pri kompozitnih konstrukcijah iz lesa in betona treba posvetiti zagotavljanju požarne varnosti. V lesenih elementih, ki so izpostavljeni temperaturam nad 300 °C pride do pojava oglenenja, ki ima za posledico zmanjševanje prečnega

prereza lesenega elementa. V delih lesenega elementa, kjer temperatura še ni dosegla 300 °C, pa pride do zmanjšanja nosilnosti in togosti materiala. Nosilnost in togost se ob povišanih temperaturah zmanjšujeta tudi pri betonskih elementih, kjer se dodatno pojavi še možnost eksplozivnega luščenja zunanje plasti betona. Visoke temperature v primeru požara torej močno vplivajo na obnašanje celotnega kompozitnega konstrukcijskega elementa iz lesa in betona, saj, poleg tega da spreminjajo lastnosti in dimenzije lesenega in betonskega dela, vplivajo tudi na obnašanje stika med njima. Podroben pregled raziskav na temo kompozitnih konstrukcij iz lesa in betona v pogojih požara s poudarkom na eksperimentalnih raziskavah in kratkim pregledom obstoječih poenostavljenih računskih

metod je nastal v okviru COST akcije FP1404 (Hozjan, 2019), ob dopolnitvi s pregledom tekočih raziskav s tega področja v Sloveniji pa je bil tudi na kratko predstavljen v Zborniku 41. zborovanju gradbenih konstruktorjev Slovenije (Ogrin, 2019).

V članku najprej povzamemo najpomembnejše izsledke eksperimentalnih raziskav kompozitnih konstrukcij iz lesa in betona v požaru, temu pa sledi podrobnejši pregled poenostavljenih metod za določanje njihove požarne odpornosti. Prispevek zaokrožuje računsko primerjava dveh izmed obstoječih poenostavljenih metod za določanje požarne odpornosti kompozitnih nosilcev iz lesa in betona na primeru kompozitnega nosilca, ki je bil dimenzioniran glede na običajne temperaturne pogoje.

2 • PREGLED EKSPERIMENTALNIH RAZISKAV

2.1 Kompozitni nosilci iz lesa in betona v požaru

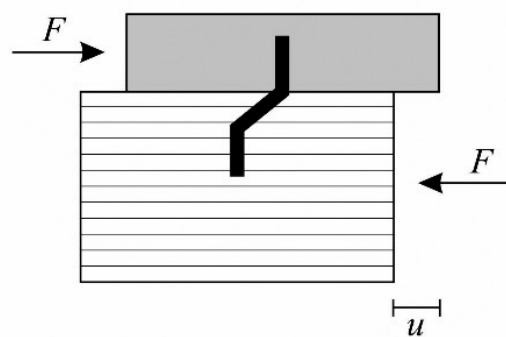
Med eksperimentalnimi raziskavami kompozitnih konstrukcijskih elementov iz lesa in betona v požaru po številu izvedenih eksperimentov izrazito prednjačijo raziskave kompozitnih nosilcev. Na ETH Zürich v Švici so tako pri

pri sobni temperaturi ((Frangi, 2001), (Frangi, 2003), (Frangi, 2010)). Testi so obsegali vzorce z lesnim delom ali iz masivnega ali iz lepljenega lameliranega lesa, stik z betonsko ploščo pa je bil izveden ali z navpičnimi jeklenimi čepi v nizkih utorih ali pa s križno postavljenimi vijaki pod kotom 45°. Spodnja

Stik med lesom in betonom je bil izveden ali z betonskimi čepi in navpičnimi jeklenimi vijaki ali pa z jekleno pločevino, ki je bila na zgornjem delu (za stik z betonom) izvedena kot perforirana pločevina, na spodnjem delu (za stik z lesom) pa kot ježasta plošča. Izvedli so 43 požarnih testov na preizkušancih manjših dimenzij in dva požarna testa s po dvema preizkušancema večjih dimenzij z različnima izvedbama stika ((O'Neill, 2009), (O'Neill, 2011), (O'Neill, 2014)).



a)



b)

Slika 4 • Stržno porušeno stik med lesom in betonom, izveden z navpičnim jeklenim čepom v nizkem utoru (Frangi, 2003) a) po odstranitvi betona z vidno lokalno tlačno porušitvijo lesa in b) shematični prikaz.

povišanih temperaturah skupno izvedli 15 testov na preizkušancih manjših dimenzij z namenom preučevanja obnašanja stika med lesom in betonom in kar 24 testov na preizkušancih večjih dimenzij, kjer so opazovali obnašanje celotnega konstrukcijskega elementa. Dodatno so izvedli še 111 testov

površina betona je bila obložena še s trajnim lesnim opažem.

Na Novi Zelandiji so se osredotočili na kompozitne nosilce, pri katerih je bil leseni del sestavljen iz dveh vzporednih nosilcev iz slojnatga furniranega lesa (LVL), njun razmik pa je bil preprečen z vodoravnimi jeklenimi vijaki.

Tudi na CTU v Pragi so opravljali eksperimentalne raziskave kompozitnih nosilcev iz lesa in betona, pri čemer so izvedli 12 požarnih testov na preizkušancih manjših dimenzij za določevanje materialnih lastnosti in dva požarna testa na preizkušancih večjih dimenzij. Posebnost preskušane kompozitnega

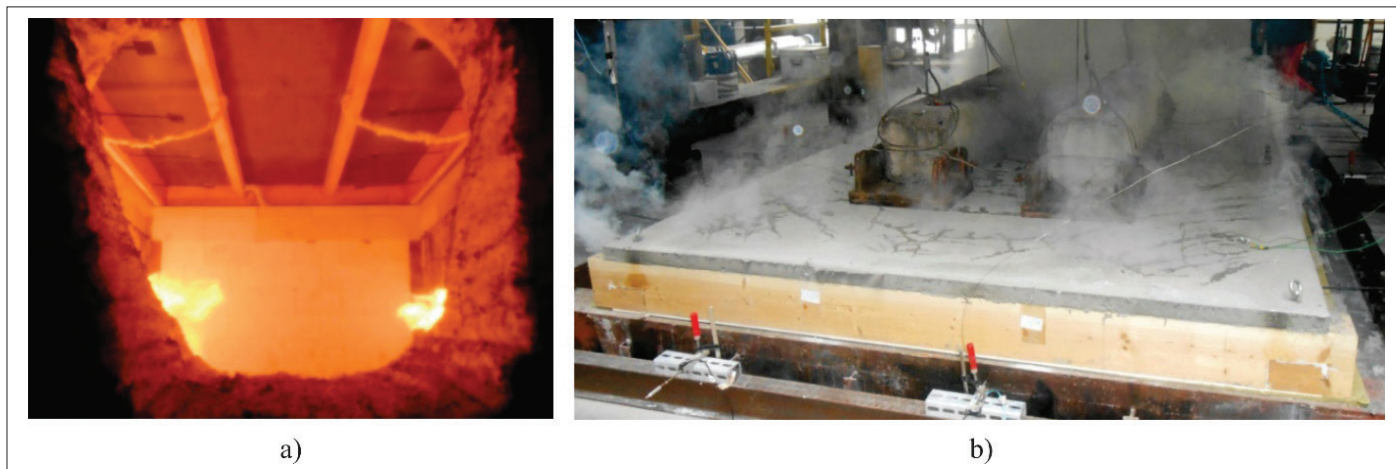


Slika 5 • Kompozitni nosilec z vzporednima lesenima nosilcema (O'Neill, 2009) a) med testom, kjer se je eden od dveh hkrati testiranih preizkušancev že porušil, in b) po testu, z opaznim razmikom med vzporednima lesenima nosilcema zaradi odpovedi vodoravnih jeklenih vijakov (nosilec je tu položen z betonsko ploščo navzdol).

sistema je bila v tem, da je bila betonska plošča armirana z jeklenimi vlakni (SFRC). V kompozitnih elementih iz lesa in betona je, kot že omenjeno v Uvodu, prevzemu nateznih

o preizkušanceh, kot so dimenzije, kvaliteta in razmaki veznih sredstev, pa lahko zainteresirani bralec najde v izvirnih člankih (npr. (Frangi, 2001), (O'Neill, 2009), (Blesák, 2015)).

- do izvleka vijaka iz lepljenega lameliranega lesa pride kasneje v primerjavi z izvlekom vijaka iz masivnega lesa (Frangi, 2001),



Slika 6 • Požarni test kompozitnih nosilcev z betonsko ploščo SFRC ((Blesák, 2015); a) spodnja stran preizkušanca in b) zgornja stran preizkušanca z vidnim vzorcem razpok.

obremenitev namenjen leseni del elementa, zato običajno betonska plošča sploh ni armirana ali pa ima vgrajeno le minimalno klasično armaturo za preprečitev razpok zaradi krčenja betona. Za leseni del je bil uporabljen ali masivni ali lepljeni lamelirani les, stik med lesom in betonom pa so zagotavljali poševno nameščeni vijaki ((Blesák, 2015), (Blesák, 2016), (Bednář, 2013), (Caldová, 2015)).

Za boljšo predstavbo o opisanih požarnih eksperimentih so na sliki 7 prikazani prečni prerezi preskušanih prostoležečih kompozitnih nosilcev iz lesa in betona s podanimi osnovnimi dimenzijami. Podrobnejše podatke

Na podlagi zgoraj navedenih eksperimentalnih raziskav lahko zapišemo naslednje ugotovitve, ki so pomembne za požarno varno projektiranje kompozitnih nosilcev iz lesa in betona:

Izvedba stika med lesom in betonom:

- jekleni čepi v plitkih utorih se porušijo strižno; čep se plastično deformira in les se lokalno tlačno poruši (Frangi, 2001),
- križno postavljeni vijaki delujejo kot natezne in tlačne diagonale paličja, zato tudi ob porušitvi stika pride do izvleka natežno obremenjenih vijakov in uklona tlačno obremenjenih vijakov (Frangi, 2001),

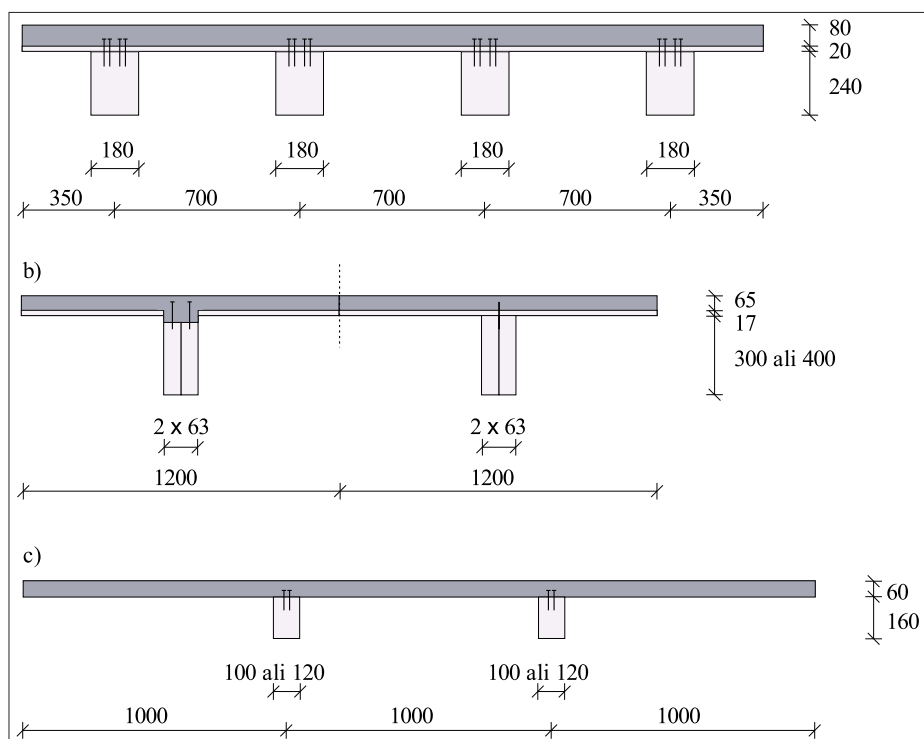
- stik, izveden z jeklenimi pločevinami, se je izkazal za bolj togega kot stik z betonskimi čepi in navpičnimi jeklenimi vijaki, saj je pri prvem prišlo do manjših povesov nosilca (O'Neill, 2009).

Trajni opaž

- Reza debeline do 3 mm med trajnim opažem in lesenim delom kompozitnega nosilca ne vpliva na požarno odpornost nosilca, zato je v računu ni treba posebej upoštevati (Frangi, 2001).

Toplotna zaščita veznih sredstev

- Debelina bočne toplotne zaščite veznega sredstva med lesom in betonom (tj.



Slika 7 • Dimenzije prečnih prerezov kompozitnih nosilcev iz lesa in betona, preskušanih v pogojih standardnih požarov, v (mm): a) prostoležeči kompozitni nosilec po (Frangi, 2001), L = 5210 mm, b) 2 ločena prostoležeča kompozitna T-nosilca z različnimi veznimi sredstvi po (O'Neill, 2009), L = 4600 mm, in c) prostoležeči kompozitni nosilec po (Blesák, 2015), L = 4000 mm.

vodoravne razdalje med veznim sredstvom in najbližjo požaru izpostavljeno navpično stranico lesene stojine) pomembno prispeva k požarni odpornosti konstrukcijskega elementa in ima večji vpliv kot debelina toplotne zaščite s spodnje strani (tj. navpične razdalje med veznim sredstvom in požaru izpostavljeno spodnjo stranico lesene stojine); dokazano je bilo občutno povečanje požarne odpornosti ob majhnem povečanju debeline stojine (Frangi, 2001).

- Pri lesenem delu iz dveh vzporednih nosilcev, spojenih z vodoravnimi jeklenimi vijaki, odpoved teh vijakov zaradi visokih temperatur pomeni razmak obeh lesenih nosilcev in slabšo zaščito stika med lesom in betonom, zato je treba uporabiti temperaturno odporen način spajanja vzporednih nosilcev ali za ta sredstva zagotoviti protipožarno zaščito (O'Neill, 2009).

Eksplzivno luščenje betona

- Pri uporabi SFRC-betona trdnostega razreda C45/55 z vsebnostjo jeklenih vlaken 70 kg/m³ ter polipropilenskih vlaken 1,5 kg/m³ ni prišlo do eksplozivnega luščenja betona (Blesák, 2015).

- Slabša kvaliteta (nižja trdnost po 28 dneh za približno 1 kN/cm²) in večja vlažnost šibko klasično armiranega betona (zaradi kasnejšega vgrajevanja in torej krajšega časa sušenja betona pred požarnim testom) sta se odražali v bolj izrazitem eksplozivnem luščenju (O'Neill, 2009).

Drugo

- Preprečene temperaturne deformacije zaradi stika dveh različnih materialov (lesa in betona) so v začetnih minutah požara povzročile rahlo ukrivitev kompozitnega nosilca navzgor (O'Neill, 2009).
- Pri uporabi SFRC-betona je po popolni odpovedi lesenega dela kompozitnega elementa prišlo do membranskega učinka v preostali betonski plošči, dokazanega tudi na podlagi vzorca razpok na zgornji strani betonske plošče; zaradi membranskega učinka je do končne porušitve prišlo občutno kasneje kot do odpovedi lesenega dela (Bednár, 2013).

2.2 Obrnjeni kompozitni nosilci iz lesa in betona v požaru

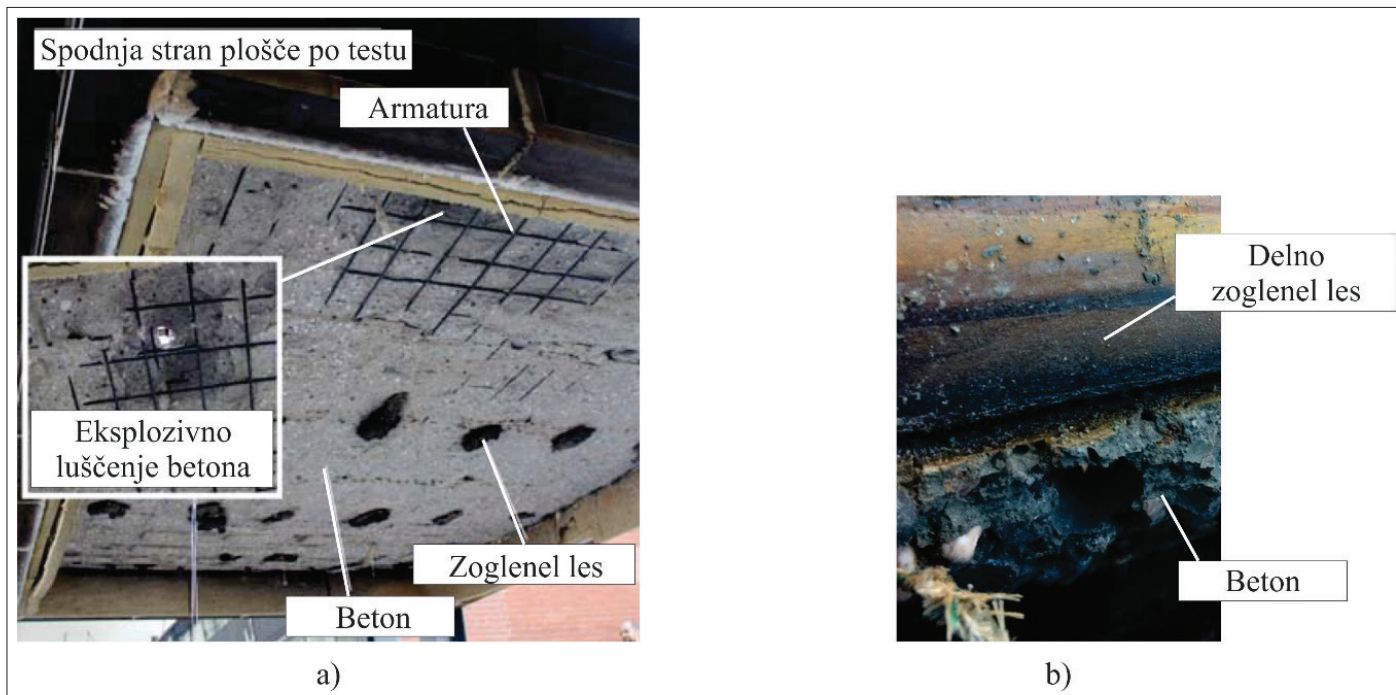
Obrnjeni kompozitni nosilci iz lesa in betona imajo spodnji, natezno obremenjeni del izveden kot betonsko ploščo, zgornji, tlačno

obremenjeni del pa kot leseno stojino, ki jo na vrhu dopolnjuje še tanka lesena pasnica. Beton mora pri tem biti ustrezno armiran, da lahko prevzame natezne napetosti. Shema obrnjenega kompozitnega nosilca iz lesa in betona je prikazana na sliki 3f. V običajnih pogojih so prednosti obrnjenega kompozitnega sistema v tem, da je njegova lastna teža pri primerljivi nosilnosti še vedno lažja od izključno betonskega elementa, da tlačno obremenjeni leseni del prispeva k duktilnejšemu odzivu kompozitnega elementa in da lahko prostor med spodnjo in zgornjo pasnico izkoristimo tudi za morebitne inštalacije. V primeru izpostavljenosti požaru s spodnje strani elementa betonska pasnica zagotavlja določeno protipožarno zaščito lesenega dela kompozitnega elementa. Redke obstoječe eksperimentalne raziskave obrnjenih kompozitnih nosilcev v požaru so opisane v (Meena, 2014), kjer je bil stik med lesom in betonom izveden z betonskimi »čepi«, in v (Pålsson, 1998), kjer je bil stik izveden z armaturno palico, oblikovano v konektorje U-oblike. Njihove ugotovitve so:

- relativno tanka betonska pasnica omogoča ustrezno toplotno zaščito lesenega dela kompozitnega nosilca in morebitnih inštalacij (Meena, 2014),
- iz prve alineje sledi, da debeline betonske pasnice ne določa zahteva po toplotni izolativnosti, ampak zahteva po zadostnem krovnem sloju betona (zaščiti armature),
- tanjši betonski elementi so tudi bolj podvrženi eksplozivnemu luščenju betona, zato je treba le-to upoštevati pri izbiri debeline betonske pasnice (Meena, 2014).

2.3 Kompozitne plošče iz lesa in betona v požaru

Nekoliko kasneje in v manjšem obsegu kot pri nosilcih je bilo nekaj eksperimentalnih preiskav v pogojih požara izvedenih tudi na kompozitnih ploščah iz lesa in betona. Na ETH Zürich, kjer so obravnavani kompozitni sistem podrobno preučili pri sobnih temperaturah (Boccadoro, 2016), so v pogojih standardnega požara preizkusili dve enako debeli plošči z različnima razmerjema debelin plasti lesa in betona (Klippel, 2016). Sistem je bil sicer sestavljen iz spodnje LVL-plošče z vodoravno usmerjenimi lamelami in zgornje betonske plošče z minimalno armaturo za preprečevanje krčenja betona in je zaradi usmeritve vlaken v LVL-plošči omogočal prenos obtežbe le v eni smeri. Stik med lesom in betonom so predstavljali betonski »čepi«, razporejeni v bližini podpor, ne pa tudi na sredini razpona. V Kanadi pa so v pogojih požara preizkusili



Slika 8 • a) Kompozitna plošča po požarnem testu s popolnoma zoglenelim lesenim delom in vidnimi posledicami eksplozijskega luščenja betona (Klippel, 2016) in b) obrnjen kompozitni nosilec po požarnem testu, kjer je možno opaziti začetne stopnje oglenenja lesene stojine (Meena, 2014).

tri različne sisteme: (i) z leseno ploščo iz križno lameliranega lesa (CLT) z vodoravno usmerjenimi lamelami, nizko armiranobetonsko ploščo (armatura samo zaradi krčenja betona) in stikom, izvedenim z vijaki, vgrajenimi pod kotom 45°, (ii) z leseno ploščo iz pokončno usmerjenih masivnih desk, nizko armiranobetonsko ploščo (armatura samo zaradi krčenja betona) in stikom, izvedenim z jeklenimi ploščami, in (iii) z leseno LVL-ploščo, prav tako s pokončno usmerjenimi lamelami, nizko armiranobetonsko ploščo (armatura samo zaradi krčenja betona) in stikom, izvedenim s pokončnimi jeklenimi vijaki (Dagenais, 2016). Za požarno varno pro-

jektiranje kompozitnih plošč iz lesa in betona so pomembne naslednje ugotovitve:

- pri vodoravno usmerjenih lamelah lesenega dela plošče je treba upoštevati možnost delaminacije oziroma odpadanja posameznih vodoravnih plasti (Klippel, 2016),
- pri zmanjšani toplotni izolaciji betona zaradi delaminacije ali zoglenele lesene plošče je treba upoštevati možnost eksplozijskega luščenja betona (Klippel, 2016),
- eksplozivno luščenje betona bolj izrazito nastopi v območju betonskih »čepov« (Klippel, 2016),

- upošteva se lahko enodimenzijsko oglenenje in posledično preverja le navpično dimenzijo lesenega sloja, ki predstavlja toplotno zaščito veznih sredstev (Dagenais, 2016),
- povišana temperatura v jeklenih veznih sredstvih nima pomembnega vpliva na temperaturo betona v njihovi okolici in posledično tudi ne na lastnosti betona (Dagenais, 2016),
- različna razmerja debelin lesenega in betonskega dela plošče pomembno vplivajo na odziv kompozitnega elementa; pri tanjšem betonskem delu je bolj verjetno, da bo odpoved lesenega dela pomenila tudi odpoved celotnega kompozitnega elementa (Klippel, 2016).

3 • PREGLED POENOSTAVLJENIH METOD

Podobno kot pri eksperimentih tudi za trenutno obstoječe poenostavljene metode za določanje požarne odpornosti kompozitnega elementa iz lesa in betona velja, da večinoma obravnavajo kompozitne nosilce. Za določitev njihove požarne odpornosti v literaturi najdemo tri metode ((Frangi, 2010), (O'Neill, 2009) in (Nežerka, 2010)); vse temeljijo na metodi za določanje upogibne odpornosti sestavljenih prereзов z mehanskimi veznimi sredstvi pri običajnih temperaturah, tako znani γ -metodi, ki jo je že leta 1956 pred-

stavil Möhler (Möhler, 1956) in je v eni izmed oblik zapisana tudi v dodatku B Evrokoda za projektiranje lesenih konstrukcij, SIST EN 1995-1-1 (SIST, 2005b), razlikujejo pa se v pristopu k upoštevanju vpliva požara. Primerjava upoštevanja vpliva požara na dimenzije in mehanske lastnosti (trdnosti ter elastične module) posameznih delov kompozitnega nosilca za vsako od metod je prikazana v preglednici 1.

Opazimo lahko, da primerjane poenostavljene metode kombinirajo različne že uveljavljene

poenostavljene postopke, ki se uporabljajo pri določanju požarne odpornosti izključno lesenih ali izključno betonskih elementov, kar je smiselno z vidika bodoče standardizacije poenostavljene metode za določanje požarne odpornosti kompozitnih elementov iz lesa in betona. To je še posebej očitno pri prvih dveh primerjanih poenostavljenih metodah ((Frangi s sodelavci, 2010), (Nežerka, 2010)), saj uporabljata metode, ki so vključene v bralcu dobro poznane evropske standarde (SIST EN 1992-1-1, SIST EN 1992-1-2, SIST EN 1995-1-1 in SIST EN 1995-1-2). Zadnja izmed predstavljenih metod pa se seveda opira na njenemu avtorju bližje novozelandske standarde (Timber design guide (Buchanan,

	Frangi s sodelavci (Frangi, 2010)	Nežerka (Nežerka, 2010)	O'Neill (O'Neill, 2009)
Vpliv požara na leseni del kompozitnega nosilca	Zmanjšanje lesenega prereza po metodi zmanjšanega prečnega prereza po SIST EN 1995-1-2 (SIST, 2005c). Skladno z metodo zmanjšanega prečnega prereza so mehanske lastnosti upoštevane dela prereza enake kot pri običajnih temperaturah.	Zmanjšanje lesenega prereza po metodi reduciranih lastnosti po SIST EN 1995-1-2 (SIST, 2005c). Mehanske lastnosti upoštevane dela prereza so zmanjšane skladno z metodo reduciranih lastnosti.	Leseni del prereza je zmanjšan glede na predvideno hitrost oglenjenja (s čimer lahko upošteva različne požarne krivulje). Mehanske lastnosti upoštevane dela prereza so enake kot pri običajnih temperaturah.
Vpliv požara na betonski del kompozitnega nosilca	Betonski prerez se ne spreminja. Mehanske lastnosti betona se ne spreminjajo, če je izpostavljenost požaru krajša od 60 min. in je debelina opaža vsaj 2 cm, saj je beton z opažem nekoliko protipožarno zaščiten.	Betonski prerez se spreminja (zmanjšuje) pri računu efektivne upogibne togosti nosilca. Elastični modul betona je enak kot pri običajnih temperaturah. Pri računu nosilnosti prereza je upoštevan začetni betonski prerez, reducirana pa je tlačna trdnost betona skladno z 1992-1-2 (SIST, 2005a).	Betonski prerez se ne spreminja. Mehanske lastnosti betona so enake kot pri običajnih temperaturah.
Vpliv požara na stik med lesom in betonom	Lastnosti stika se spreminjajo (zmanjšujejo) v odvisnosti od začetne bočne zaščite veznih sredstev in trajanja požara. Zveza med redukcijskim koeficientom za posamezno mehansko lastnost stika je bila določena na podlagi lastnih eksperimentov.	Lastnosti stika se spreminjajo (zmanjšujejo) v odvisnosti od začetne bočne zaščite veznih sredstev in trajanja požara. Zveza med redukcijskim koeficientom za posamezno mehansko lastnost stika in časom od začetka požara je vzeta po (Frangi, 2010).	Mehanske lastnosti stika se spreminjajo (zmanjšujejo) v odvisnosti od hitrosti oglenjenja in trajanja požara. Redukcijski faktorji nosilnosti stika so vzeti po (NZS 3603, 1993).

Preglednica 1 • Vpliv požara na posamezne dele kompozitnega nosilca iz lesa in betona pri posameznih poenostavljenih metodah.

2007), (AS/NZS 1170.0, 2002) in (NZS 3603, 1993)).

Ena izmed zanimivejših razlik med metoda Frangija s sodelavci (Frangi, 2010) in Nežerke (Nežerka, 2010) je še, da pri računu koeficienta γ za določitev efektivne upogibne togosti prereza v mejnem stanju nosilnosti prva upošteva podajnost veznih sredstev za mejno stanje nosilnosti, K_{wv} , druga pa kar za mejno stanje uporabnosti. Nežerka svojo izbiro utemelji z razlago, da je na ta način upoštevano delno plastično deformiranje veznih sredstev.

Poenostavljeno metodo za določanje požarne odpornosti kompozitnih plošč iz lesa in betona sta šele nedavno predstavila Ogrin in Hozjan (Ogrin, 2020). Metode, ki so uporabne pri kompozitnih nosilcih, namreč pri ploščah zaradi drugačne geometrije in posledične razporeditve napetosti ne pridejo v poštev. Pri kompozitnih nosilcih se nevtralna os v veliki večini primerov nahaja v leseni stojini, tako da je beton obremenjen samo tlačno

in torej v njem ni razpok zaradi nateznih obremenitev. Določitev upogibne togosti posameznega dela kompozitnega nosilca in nato še njegove skupne efektivne upogibne togosti po γ -metodi zato nista problematični, z znano efektivno upogibno togostjo pa lahko nato enostavno določimo še napetosti v prerezu, požarno upogibno odpornost prereza in poves. Nasprotno pa je v primeru kompozitne plošče leseni del relativno tanek, nevtralna os pa je zato pogosto v betonskem delu prereza. V natezno obremenjenem delu betonskega prereza pride do razpokanosti, kar seveda zmanjšuje njegovo upogibno togost. Kolikšen del betona je razpokan v mejnem stanju nosilnosti, je treba določiti z analizo napetosti, šele nato lahko po podobnih enačbah kot pri γ -metodi določimo še efektivno upogibno togost prereza kompozitne plošče v požaru in njen poves. Omenjena poenostavljena metoda za določitev požarne odpornosti kompozitnih plošč iz lesa in betona (Ogrin, 2020) za določitev razporeda napetosti po prerezu predpostavi popolnoma

tog stik med lesom in betonom, v nadaljnjem računu povesov pa so upoštevani tudi zdrsi med obema plastema plošče. Vpliv požara na leseno ploščo upošteva z enodimenzijskim oglenjenjem (samo s spodnje strani) po metodi zmanjšanega prečnega prereza po SIST EN 1995-1-2 (SIST, 2005c), ki predvideva nespremenjene lastnosti preostalega dela lesenega prereza. Za betonsko ploščo so predvidene mehanske lastnosti v vrednostih kot pri sobni temperaturi, saj so temperature v betonu, dokler leseni del popolnoma ne zогleni, nižje od 300 °C in torej skladno z metodo izoterme 500 °C po SIST EN 1992-1-2 (SIST, 2005a) lastnosti še niso reducirane. Na stik med lesom in betonom pa ima požar vpliv le na reduciranje njegove togosti (potrebne za račun efektivne upogibne togosti prereza) v odvisnosti od preostalega deleža lesene plošče. Kljub nekaterim rigoroznim predpostavkam se rezultati (čas porušitve in razvoj povesa med požarom), dobljeni po tej poenostavljeni metodi, dobro ujemajo z rezultati eksperimentov iz literature.

4 • PRIMERJAVA POENOSTAVLJENIH METOD ZA DOLOČITEV POŽARNE ODPORNOSTI KOMPOZITNIH NOSILCEV IZ LESA IN BETONA NA RAČUNSKEM PRIMERU

V tem poglavju primerjamo računski postopek in rezultate obeh poenostavljenih metod za določanje požarne odpornosti kompozitnih nosilcev iz lesa in betona, ki se pri svoji zasnovi opirata na evropske standarde. Metodo, ki jo je predstavil Frangi s sodelavci (Frangi, 2010), bomo krajše imenovali *metoda F*, metodo, ki jo je predstavil Nežerka (Nežerka, 2010), pa *metoda N*.

Na tem mestu velja omeniti, da sta bili obe primerjani metodi validirani s primerjavo izračunanih povosov, časa in načina porušitve z rezultati istega eksperimenta, predstavljene v (Frangi, 2010). Preskušani kompozitni nosilec je imel stik med lesom in betonom izveden s križno nameščenimi jeklenimi vijaki, izpostavljen pa je bil temperaturam po standardni požarni krivulji ISO 834. V preglednici 2 je podana primerjava rezultatov eksperimenta z rezultati po obeh metodah.

materialne podatke. Kjer je v tem poglavju prikazan izračun s konkretnimi številkami, se le-te nanašajo na 37. minuto trajanja požara ($t=37$ min).

4.1 Vhodni podatki

Obravnavamo kompozitni nosilec iz lesa in betona s stojino širine $b_{t,0}=12,6$ cm in višine $h_{t,0}=40$ cm iz LVL lesa z natezno, upogibno ter strižno karakteristično trdnostjo $f_{t,0,k}=1,84$ kN/cm², $f_{m,k}=3,28$ kN/cm² ter $f_{v,k}=0,382$ kN/cm² in elastičnim modulom $E_{t,0}=1070$ kN/cm². Betonska pasnica s tlačno trdnostjo $f_{c,k}=2,98$ kN/cm² in elastičnim modulom $E_{c,0}=3400$ kN/cm² ima višino $h_{c,0}=6,5$ cm in je široka $b_{c,0}=120$ cm. Med lesenim in betonskim delom je še trajni opaz debeline 1,7 cm. Stik med lesom in betonom je izveden z navpičnimi vijaki v nizkih utorih, med katerimi je največji razmak $s_{max}=139,4$ cm, najmanjši razmak

(SIST, 2004b). Karakteristični stalni obtežbi prištejemo karakteristično koristno obtežbo, pomnoženo s kombinacijskim faktorjem za navidezno stalno obtežbo ψ_2 (ali kot druga možnost, pomnoženo s kombinacijskim faktorjem za pogosto obtežbo ψ_1). Za kombinacijski faktor ψ_2 v predstavljenem primeru upoštevamo vrednost 0,3, ki ustreza stanovanjski ali pisarniški rabi prostora. V slovenskem nacionalnem dodatku je sicer tu priporočen faktor ψ_1 . Tako dobimo požarno projektno obtežbo $q_{Ed,fi}=5,22$ kN/m, požarni projektni upogibni moment 41,76 kNm in požarno projektno strižno silo 20,88 kN. Nosilec s spodnje strani izpostavimo standardnemu požaru po požarni krivulji ISO 834; betonska pasnica ima torej izpostavljen le spodnji rob, lesena stojina pa spodnji rob in obe stranici.

4.2 Vpliv požara na leseni del nosilca

4.2.1 Metoda F

Pri *metodi F* se zaradi požara oziroma oglenenja zmanjšuje leseni prerez po metodi zmanjšane prečne preseka po SIST EN 1995-1-2 (SIST, 2005c); poleg zoglele plasti se torej kot neefektivni del prereza upošteva tudi sloj, katerega debelina d_0 v prvih 20 min požara linearno narašča od 0 mm do 7 mm, nato pa je konstantna. Hitrost oglenenja LVL-lesa, ki vključuje tudi zaobljenost zaradi kotov, β_n je 0,7 mm/min. Efektivna površina lesenega prereza po 37 min požara je

$$A_{t,eff} = b_{t,eff} h_{t,eff} = (b_{t,0} - 2(\beta_n t + d_0)) (h_{t,0} - (\beta_n t + d_0)) = 220,99 \text{ cm}^2 \quad (1)$$

Požarne projektne trdnosti efektivnega dela lesa so konstantne, in sicer so enake karakterističnim vrednostim, pomnoženim s koeficientom $k_{fi}=1,15$ in s konstantnim faktorjem redukcije lastnosti zaradi požara $k_{mod,fi}=1$. Projektna upogibna trdnost efektivnega dela lesa je tako

$$f_{m,d,fi} = k_{mod,fi} k_{fi} f_{m,k} = 5,52 \text{ kN/cm}^2, \quad (2)$$

na podoben način pa bi določili tudi požarno projektno natezno trdnost v smeri vlaken, $f_{t,0,d,fi}$ in požarno projektno strižno trdnost, $f_{v,d,fi}$. Elastični modul efektivnega dela lesa je enak kot pri običajnih temperaturah, vztrajnostni moment efektivnega dela lesa, $I_{t,eff}$, pa se s časom zmanjšuje in po 37 min požara znaša

$$I_{t,eff} = \frac{b_{t,eff} h_{t,eff}^3}{12} = 24818,1 \text{ cm}^4. \quad (3)$$

4.2.2 Metoda N

Metoda reduciranih lastnosti po SIST EN 1995-1-2 (SIST, 2005c), ki je upoštevana v poeno-

Vir	Eksperiment (Frangi, 2010)	Metoda F (Frangi, 2010)	Metoda N (Nežerka, 2010)
Čas porušitve	67 min	65 min	63 min
Tip porušitve	Odpoved stika	Odpoved stika	Odpoved stika
Poves ob porušitvi	39 mm	34 mm	38 mm
Opombe	/	Do 55 min so izračunani pomiki rahlo podcenjeni, nato se lepo ujemajo z eksperimentom do porušitve.	Do 45 min so izračunani pomiki nekoliko podcenjeni, kasneje pa rahlo precenjeni glede na eksperiment.

Preglednica 2 • Primerjava rezultatov iz primera za validacijo poenostavljenih metod F in N z eksperimentom.

Iz primerjave rezultatov v preglednici 2 lahko ugotovimo, da *metoda F* daje rezultate zelo blizu eksperimentalnim, rezultati dobljeni po *metodi N* pa so nekoliko konservativnejši, a še vedno ne bistveno drugačni od eksperimentalnih.

Za računski primer, na katerem bomo prikazali razlike v računu po poenostavljenih metodah *F* in *N*, smo izbrali kompozitni nosilec iz lesa in betona, ki ga je v svoji doktorski disertaciji za prikaz izračuna upogibne odpornosti pri sobni temperaturi uporabil Yeoh (Yeoh, 2010). Primer je bil izbran kljub temu, da zanj ni bil izveden požarni test, saj je velika prednost izbranega primera v tem, da ima dobro definirane geometrijske in

pa $s_{min}=83,1$ cm. Karakteristična nosilnost stika je $T_{R,k}=231$ kN in podajnosti veznih sredstev v mejnem stanju nosilnosti in uporabnosti sta $K_u=4830$ kN/cm in $K_{ser}=4940$ kN/cm. Vezna sredstva so razporejena v dveh vrstah in so od stranskega roba stojine oddaljena $x=3,15$ cm. Nosilec dolžine $L=8$ m je podprt prostoležeče in obremenjen z enakomerno razporejeno stalno obtežbo 3,6 kN/m in z enakomerno razporejeno koristno obtežbo 5,4 kN/m. Vsi zgornji podatki so povzeti po (Yeoh, 2010).

Za največji moment na sredini razpona in največjo prečno silo ob podporah upoštevamo projektno stanje požara po SIST EN 1990 (SIST, 2004a) ter po SIST EN 1991-1-2

stavljene *metodi N*, predvideva, da se leseni prerez zmanjša izključno zaradi oglenenja (brez dodatne neefektivne plasti), preostali del prereza s površino $A_{t,eff}$ pa ima zmanjšane trdnosti in elastični modul. Po 37 minutah požara znaša $A_{t,eff}$

$$A_{t,eff} = b_{t,eff} h_{t,eff} = (b_{t,0} - 2\beta_n t)(h_{t,0} - \beta_n t) = 277,58 \text{ cm}^2, \quad (4)$$

vztrajnostni moment lesenega dela pa je

$$I_{t,eff} = \frac{b_{t,eff} h_{t,eff}^3}{12} = 32373,2 \text{ cm}^4. \quad (5)$$

Nežerka tu uvede še dodatno poenostavitev in vse lastnosti reducira z redukcijskim faktorjem, ki je v SIST EN 1995-1-2 namenjen reduciranju upogibne nosilnosti lesenih elementov skladno z metodo zmanjšanih materialnih karakteristik, to je z

$$k_{mod,fi,LVL} = 1 - \frac{p}{200 A_{t,eff}}, \quad (6)$$

kjer je p požaru izpostavljen obseg lesenega dela, v našem primeru

$$p = (b_{t,0} - 2\beta_n t) + 2(h_{t,0} - \beta_n t). \quad (7)$$

Pri 37. minuti požara je tako $k_{mod,fi,LVL} = 0,8519$ in požarne projektne trdnosti znašajo

$$f_{t,0,fi} = k_{mod,fi,LVL} k_{fi} f_{t,0,k} = 2,94 \text{ kN/cm}^2, \quad (8)$$

$$f_{m,fi} = k_{mod,fi,LVL} k_{fi} f_{m,k} = 4,70 \text{ kN/cm}^2, \quad (9)$$

$$f_{v,fi} = k_{mod,fi,LVL} k_{fi} f_{v,k} = 0,52 \text{ kN/cm}^2. \quad (10)$$

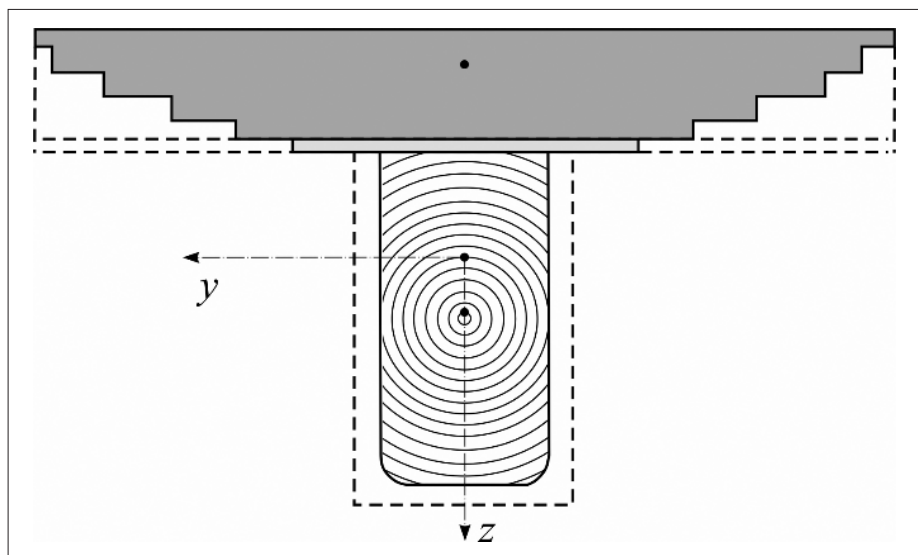
Pri tem je k_{fi} enako kot pri *metodi F*, vzet v vrednosti 1,15. Elastični modul lesenega dela pri 37. minuti pa je

$$E_{t,fi} = k_{mod,fi,LVL} E_{t,0} = 1048,2 \text{ kN/cm}^2. \quad (11)$$

4.3 Vpliv požara na betonski del nosilca

4.3.1 Metoda F

Kot omenjeno v preglednici 1, se betonski prerez po *metodi F* ne spreminja, prav tako pa so konstantne tudi njegove lastnosti, če je izpostavljenost požaru krajša od 60 min in je debelina opaža vsaj 2 cm, saj je beton z opažem nekoliko protipožarno zaščiten. V obravnavanem primeru je debelina opaža sicer malo manjša (1,7 cm), torej bi bilo treba upoštevati neko redukcijo lastnosti. V (Frangi, 2010) način redukcije ni specficiran, čeprav tam račun izvaja do 65 min, zato bomo tudi v naši primerjavi obeh poenostavljenih metod redukcijo lastnosti betona pri *metodi F* opustili. Požarna projektna tlačna trdnost betona je torej $f_{c,d,fi} = f_{c,k}$.



Slika 9 • Shematični prikaz redukcije prereza kompozitnega nosilca iz lesa in betona v požaru po metodi N.

4.3.1 Metoda N

Betonski prerez se po *metodi N* navidezno (nefizikalno) zmanjšuje, a le pri računu efektivne upogibne togosti nosilca. Pri tem elastični modul betona ostaja enak kot pri običajnih temperaturah, torej $E_{c,fi} = E_{c,0}$. To navidezno zmanjševanje betonskega prereza dobimo tako, da betonski del po višini razdelimo na tanke lamele, v vsaki od njih bodisi numerično bodisi analitično po poenostavljenem postopku določimo povprečno temperaturo, nato pa uporabimo redukcijski koeficient za elastični modul po SIST EN 1992-1-2 (SIST, 2005a) in z njim pomnožimo začetno širino lamel. Pri določanju temperatur lamel upoštevamo tudi, da trajni opaž predstavlja določeno toplotno zaščito betonskega dela. Redukcija širine lamel vpliva na vztrajnostni moment betonskega dela in na položaj njegovega težišča. Spodnje lamele imajo višjo temperaturo in posledično je njihova širina bolj zmanjšana, kar je shematično prikazano na sliki 9.

Za primerjavo poenostavljenih metod v tem članku smo betonski del razdelili na 5 enakomerno debelih lamel in v njih numerično določili temperaturo s programom Heatko (Hozjan, 2009). Pri 37. minutah izpostavljenosti standardnemu požaru so bile dobljene temperature v lamelah (od spodaj navzgor) 261 °C, 165 °C, 111 °C, 80 °C in 65 °C, kar je pomenilo redukcijo širin posameznih lamel s 120 cm na 48,4 cm, 72,1 cm, 88,0 cm, 97,8 cm in 102,9 cm. Vztrajnostni moment reduciranega betonskega dela znaša $I_{c,eff} = 1680 \text{ cm}^4$ (za primerjavo: začetna vrednost vztrajnostne-

ga momenta je bila 2746,25 cm⁴), njegovo težišče pa se premakne za 0,43 cm višje od začetne pozicije.

Tlačna trdnost betona je reducirana skladno s SIST EN 1992-1-2 (SIST, 2005a). Po *metodi N* glede nosilnosti betona kontroliramo le napetosti v zgornjem vlaknu, zato potrebujemo tudi reducirano tlačno trdnost betona le glede na temperaturo v zgornji lameli, ki pa je v obravnavanem primeru zaradi dovolj nizkih temperatur kar enaka karakteristični vrednosti $f_{c,d,fi} = f_{c,k}$, saj je redukcijski koeficient enak 1.

4.4 Vpliv požara na stik med lesom in betonom

4.4.1 Metoda F

Frangi s sodelavci (Frangi, 2010) predstavi izraze za določanje redukcijskih faktorjev, ki so različni za redukcijo trdnosti stika (kjer jih bomo označili z $k_{f,mod,fi}$) in za redukcijo njegove podajnosti (kjer bomo uporabili oznako $k_{K,mod,fi}$). Izrazi so odvisni od začetne debeline bočne zaščite veznega sredstva, x , ter trajanja požara, t , in opisujejo odsekoma linearno funkcijo. Za $x=31,5$ mm in $t=37$ min veljata izraza

$$k_{f,mod,fi} = \frac{0,44x - 0,264t}{0,2t + 5} = 0,33 \quad (\text{izraz}$$

velja za $0,6t \leq x \leq 0,8t + 5$) in (12)

$$k_{K,mod,fi} = \frac{0,2x - 0,12t}{0,2t + 3} = 0,17885 \quad (\text{izraz}$$

velja za $0,6t \leq x \leq 0,8t + 3$). (13)

Za preostale kombinacije časa in debeline bočne zaščite, lahko zainteresirani bralec izraze poišče v (Frangi, 2010).

Z izračunanimi redukcijskima faktorjema lahko določimo projektno požarno trdnost stika po enačbi

$$T_{R,d,fi} = k_{f,mod,fi} k_{fi} T_{R,k} = 87,66 \text{ kN}$$

$$87,66 \text{ kN} \quad (14)$$

in reducirani podajnosti stika, $K_{u,fi}$ oz. $K_{ser,fi}$, ki ju potrebujemo za izračun efektivne upogibne togosti kompozitnega nosilca, $EI_{eff,u}$ oz. $EI_{eff,ser}$ za določanje napetosti oz. pomikov.

$$K_{u,fi} = k_{K,mod,fi} K_u =$$

$$863,83 \text{ kN/cm in} \quad (15)$$

$$K_{ser,fi} = k_{K,mod,fi} K_{ser} =$$

$$883,50 \text{ kN/cm.} \quad (16)$$

Efektivno upogibno togost lahko zdaj določimo po enačbah iz SIST EN 1995-1-1 (Dodatek B) (SIST, 2005b) ali po enačbah podanih v (Frangi, 2010), ki kljub nekoliko različni obliki zapisa vodijo do enakega rezultata. Frangi s sodelavci na primer uporablja le en skupni koeficient γ , medtem ko Evrokod loči γ_1 za zgornji (betonski) del in γ_2 za spodnji (leseni) del. V enačbah se pojavlja razdalja med težiščema lesenega in betonskega dela e , pri čemer upoštevamo samo efektivno višino lesene stojine, pojavlja pa se tudi efektivna razdalja med veznimi sredstvi, s , ki jo določimo kot

$$s = 0,75s_{min} + 0,25s_{max} =$$

$$97,175 \text{ cm.} \quad (17)$$

Efektivni upogibni togosti po 37 min požara znašata $EI_{eff,u} = 121547300 \text{ kNcm}^2$ za mejno stanje nosilnosti in $EI_{eff,ser} = 122072315 \text{ kNcm}^2$ za mejno stanje uporabnosti.

4.4.2 Metoda N

Skladno z *metodo N* izračunamo redukcijo nosilnosti in togosti stika na povsem identičen način kot po *metodi F*. Razlika se pojavi šele pri izračunu efektivne upogibne togosti celotnega kompozitnega nosilca. Tu namreč po *metodi N* tako v mejnem stanju nosilnosti kot v mejnem stanju uporabnosti upoštevamo podajnost stika K_{ser} s čimer je zajeto delno plastificiranje veznih sredstev. Prav tako razliko v vrednosti efektivne upogibne togosti celotnega kompozitnega nosilca prinaša tudi različna redukcija posameznih delov nosilca in s tem različna razdalja med njunima težiščema e . $EI_{eff,u} = EI_{eff,ser}$ tako po *metodi N* v 37. minuti požara znašata 141753588 kNcm^2 . V primerjavi z efektivno upogibno togostjo nosilca po *metodi F* je dobljena efektivna upogibna togost nekoliko večja, predvsem na račun višjega efektivnega dela stojine in večje razdalje med težiščema obeh delov prereza. Redukcija

širine betonske pasnice, ki efektivno upogibno togost zmanjšuje, v obravnavanem primeru nima prevladujočega vpliva. *Metoda N* po obliki enačb (ki sicer, kot že omenjeno zgoraj, vodijo do enakega rezultata) sledi formulaciji enačb v dodatku B standarda SIST EN 1995-1-1. Ker isti formulaciji nato sledijo tudi kontrole po tej metodi, ki pa se nekoliko razlikujejo od kontrol po *metodi F*, jo je priporočljivo uporabiti že v računu efektivne upogibne togosti nosilca.

4.5 Izvedene kontrole

4.5.1 Metoda F

Metoda F predvideva kombinirano kontrolo nateznih in upogibnih napetosti v leseni stojini, kombinirano kontrolo tlačnih in upogibnih napetosti v betonu in kontrolo strižne obremenitve stika. Enačbe in izkoriščenosti po posameznih kontrolah so podane v preglednici 3. Do porušitve kompozitnega nosilca zaradi odpovedi stika po tej metodi pride v 43. minuti požara, navedene pa so tudi izkoriščenosti v 37. minuti požara, za lažjo primerjavo z *metodo N*. Pri tem sta $\sigma_{2,N,d,fi}$ in $\sigma_{2,M,d,fi}$ normalna in upogibna projektna napetost med požarom v zunanjem vlaknu lesenega dela, $\sigma_{1,N,d,fi}$ in $\sigma_{1,M,d,fi}$ sta normalna

4.5.2 Metoda N

Po *metodi N* so predvidene naslednje kontrole: ločeni kontroli upogibnih in nateznih napetosti v zunanjem vlaknu lesenega dela, $\sigma_{2,M,d,fi}$ in $\sigma_{2,N,d,fi}$, kontrola normalnih napetosti v zunanjem vlaknu betonskega dela, $\sigma_{1,d,fi}$, kontrola največjih strižnih napetosti v lesenem delu, $\tau_{2,max,d,fi}$ in kontrola obremenitve veznih sredstev, $T_{d,fi}$. Enačbe za izračun posameznih napetosti in obremenitve stika so podane v (Nežerka, 2010). Po 37 minutah standardnega požara so izkoriščenosti kompozitnega nosilca iz lesa in betona po posameznih kontrolah prikazane v preglednici 3. Tudi po *metodi N* se tako porušitev zgodi zaradi odpovedi stika, in sicer v 38. minuti požara.

4.6 Izračun povesa

Poves, določen poenostavljeno po enačbi

$$w = \frac{5q_{Ed,fi}L^4}{384EI_{eff,ser}} \quad (26)$$

za *metodo F* pri 37 min znaša 22,8 mm, pri porušitvi v 43. minuti pa 29,4 mm. Za *metodo N* pri 37 min, kar je tudi tik pred porušitvijo, poves znaša 19,6 mm in je zaradi večje efektivne upogibne togosti nekoliko manjši v

Kontrole	Metoda F		Metoda N	
	Enačba	Izkoriščenost	Enačba	Izkoriščenost
Les	Natežno-upogibno	37 min: 28,8 %	Natežno	37 min: 14,9 %
	$\frac{\sigma_{2,N,d,fi}}{f_{t,0,d,fi}} + \frac{\sigma_{2,M,d,fi}}{f_{m,d,fi}} \leq 1$	43 min: 34,2 %	$\frac{\sigma_{2,N,d,fi}}{f_{t,0,d,fi}} \leq 1$	
			Upogibno	37 min: 21,6 %
Beton	Tlačno-upogibno	37 min: 15,5 %	$\frac{\sigma_{2,M,d,fi}}{f_{m,d,fi}} \leq 1$	
	$\frac{\sigma_{1,N,d,fi} + \sigma_{1,M,d,fi}}{f_{c,d,fi}} \leq 1$	43 min: 18,4 %	Strižno	37 min: 23,4 %
			$\frac{\tau_{2,max,d,fi}}{f_{v,d,fi}} \leq 1$	
Stik	$\frac{T_{d,fi}}{T_{R,d,fi}} \leq 1$	37 min: 59,9 %	Tlačno-upogibno	37 min: 15,3 %
		43 min: 102,2 %	$\frac{\sigma_{1,d,fi}}{f_{c,d,fi}} \leq 1$	
			$\frac{T_{d,fi}}{T_{R,d,fi}} \leq 1$	37 min: 98,8 %

Preglednica 3 • Kontrole in izkoriščenosti po posameznih kontrolah za obravnavani kompozitni nosilec iz lesa in betona v požaru.

in upogibna projektna napetost med požarom v zunanjem vlaknu betonskega dela nosilca, $T_{d,fi}$ pa je projektna obremenitev stika v požaru. Izrazi za njihovo določitev so navedeni v (Frangi s sodelavci, 2010).

primerjavi s povesom po *metodi F*. Razlika v izračunanih povesih po obeh primerjanih metodah pri enakem trajanju požara torej ni zelo velika.

5 • SKLEP

Članek najprej predstavlja najpomembnejše izsledke eksperimentalnih raziskav s področja kompozitnih konstrukcij iz lesa in betona v požaru ter pregled poenostavljenih metod za določanje njihove požarne odpornosti. V drugem delu članka je prikazana računska primerjava dveh poenostavljenih metod za določanje požarne odpornosti kompozitnih nosilcev iz lesa in betona, ki se v svojih zasnovah opirata na v evropskem prostoru

uveljavljene poenostavljene postopke za posamezen material. Izkaže se, da je postopek po poenostavljeni metodi N malo zahtevnejši, saj vključuje toplotno analizo betonskega dela nosilca (bodisi poenostavljeno analitično bodisi numerično), kar pa vsaj v obravnavanem računskem primeru ne vpliva bistveno na končne rezultate postopka (to je na čas in način porušitve). Tako iz izvedene primerjave kot iz validacij obeh metod, objav-

ljenih v literaturi, lahko ugotovimo, da po obeh metodah daleč najbolj kritično kontrolo predstavlja kontrola nosilnosti stika in da je razlika v času porušitve nosilca po eni in drugi metodi relativno majhna. Pri tem metoda N (Nežerka, 2010) v obeh primerih v primerjavi z metodo F (Frangi, 2010) daje nekoliko konservativnejše rezultate glede časa porušitve (do porušitve pride nekaj minut prej). Glede na primer za validacijo je sicer metoda F natančnejša in še vedno daje rezultate na varni strani. Za določitev, ali to velja v vseh primerih, bi bilo sicer treba narediti obširnejše eksperimentalne in računske primerjave.

6 • ZAHVALA

Zahvaljujemo se Javni agenciji za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije, ki je finančno podprla delo A. Ogrin preko temeljnega raziskovalnega projekta št. P2-0260.

7 • LITERATURA

Arhitekturni vodnik, Ljubljana, Kazina, <http://arhitekturni-vodnik.org>, 2020.

AS/NZS 1170.0:2002, Structural Design Actions, Part 0: General Principles, Standards Australia and Standards New Zealand, 2002.

Bednář, J., Wald, F., Vodička, J., Kohoutková A., Experiments on membrane action of composite floors with steel fibre reinforced concrete slab exposed to fire, *Fire Safety Journal*, 59, 111–121, 2013.

Blesák, L., Cáblová, K., Wald, F., Monteiro S.R.S., Dias A.M.P.G., Transverse loading distribution related to micro-cracks evolution on a timber-concrete slab, *Wood research*, 61(3), 385–398, 2016.

Blesák, L., Caldová, E., Wald, F., Unprotected timber-fibre reinforced concrete slab in fire, *Wood research*, 60(4), 605–615, 2015.

Boccardo, L., Timber-concrete composite slabs made of beech laminated veneer lumber with notched connection, Doktorska disertacija, ETH Zurich, Švica, 2016.

Buchanan, A.H., Timber design guide, New Zealand Timber Industry Federation Inc., 2007.

Caldová, E., Vymřítal, P., Wald, F., Kuklíková A., Timber steel fiber-reinforced concrete floor slabs in fire: Experimental and Numerical Modelling, *Journal of Structural Engineering*, 141(9), str. 1–14, 2015.

Ceccotti, A., Composite concrete-timber structures, *Progress in Structural Engineering and Materials*, 4, 264–275, 2002.

CREE, LifeCycle Tower ONE, <https://www.creebyrhomborg.com/project/life-cycle-tower-one>, 2012.

Dagenais, C., Ranger (Osborne), L., Cuierrier-Auclair S., Understanding fire performance of wood-concrete composite floor systems, Zbornik WCTE 2016 – World Conference on Timber Engineering, Dunaj, Avstrija, 2016.

Dias, A.M.P.G., Jorge, L.F.C., The effect of ductile connectors on the behaviour of timber-concrete composite beams, *Engineering Structures*, 33, 3033–3042, 2011.

Dias, A., Schänzlin, J., Dietsch, P., Design of timber-concrete composite structures: A state-of-the-art report by COST Action FP1402 / WG 4, Shaker Verlag Aachen, 2018.

Frangi, A., Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken, Doktorska disertacija, ETH Zurich, Švica, 2001.

Frangi, A., Fontana, M., Elasto-plastic model for timber-concrete composite beams with ductile connection, *Structural Engineering International*, 1, 47–57, 2003.

Frangi, A., Knobloch, M., Fontana, M., Fire design of timber-concrete composite slabs with screwed connections, *Structural Engineering International*, 136(2), 219–228, 2010.

Hozjan, T., 2D analiza prevajanja toplote po mediju: program HEATKO, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Ljubljana, 2009.

Hozjan, T., Bedon, C., Ogrin, A., Cvetkovska, M., Klippel, M., Literature Review on Timber-Concrete Composite Structures in Fire, *Journal of Structural Engineering*, 145(11): 04019142, 2019.

- Klippel, M., Boccadoro, L., Klingsch, E., Frangi, A., Fire tests on timber-concrete composite slabs using beech laminated veneer lumber, Zbornik WCTE 2016 – World Conference on Timber Engineering, Dunaj, Avstrija, 2016.
- Koroški pokrajinski muzej, Slovenj Gradec – Hiša Trg svobode 4., <https://www.kpm.si/dokumenti/kpmsg/12-TS4.html>, 2020.
- Meena, R., Schollmayer, M., Tannert, T., Experimental and Numerical Investigations of Fire Resistance of Novel Timber-Concrete-Composite Decks, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 28(6), 1–8, 2014.
- Miebach Ingenieurbüro, Heavy Load Bridge Crossing the Agger River in Lohmar Schiffarth, <https://www.ib-miebach.de/en/projects/timber-bridges/timber-concrete-composite-bridges/timber-concrete-composite-bridge-schiffarth-de.html>, 2014.
- Möhler, K., On the load carrying behavior of beams and columns of compound sections with flexible connections, Habilitacijska disertacija, Technical University of Karlsruhe, Nemčija, 1956.
- Nežerka, V., Timber-Concrete Composite Structures, Diplomsko naloga, CTU in Prague, Češka, 2010.
- NZS 3603. Timber Structures Standard, Standards New Zealand, Nova Zelandija, 1993.
- Ogrin, A., Hozjan, T., Pregled stanja na področju požarne odpornosti kompozitnih konstrukcij iz lesa in betona, Zbornik 41. zborovanja gradbenih konstruktorjev Slovenije, Bled, 2019.
- Ogrin, A., Hozjan, T., Fire resistance of timber-concrete composite slabs – A simplified method, *Materials and Structures*, 53, št. članka 106, 2020.
- O'Neill, J.W., The Fire Performance of Timber-Concrete Composite Floor, Magistrsko delo, University of Canterbury, Nova Zelandija, 2009.
- P Isson, J., Brandprovning av bärande bjälklag, Laboratorijsko poročilo, SP Technical Research Institute of Sweden, Švedska, 1998.
- SIST, SIST EN 1990:2004, Evrokod 0: Osnove projektiranja, Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2004a.
- SIST, SIST EN 1991-1-2:2004, Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-2. Del: Splošni vplivi - Vplivi požara na konstrukcije, Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2004b.
- SIST, SIST EN 1992-1-2:2005, Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-2. del: Splošna pravila - Projektiranje požarnovarnih konstrukcij, Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2005a.
- SIST, SIST EN 1995-1-1:2005, Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2005b.
- SIST, SIST EN 1995-1-2:2005, Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij - 1-2. del: Splošna pravila - Projektiranje požarnovarnih konstrukcij, Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2005c.
- STYRIA ARHITEKTURA d.o.o., Rekonstrukcija objekta Kazina, 2017.
- STYRIA ARHITEKTURA d.o.o., Rekonstrukcija in obnova stanovanjskega objekta, Trg svobode 4 v Slovenj Gradcu, 2019.
- Yeoh, D., Behaviour and design of timber-concrete composite floor system, Doktorska disertacija, University of Canterbury, Nova Zelandija, 2010.
- Yeoh, D., Fragiaco, M., de Franceschi, M., Heng Boon, K., State of the art on timber-concrete composite structures: Literature review, *Journal of Structural Engineering*, 137(10), 1085–1095, 2011.