

TESTI NA VZDOLŽNO OJAČANIH NOSILCIH V OBMOČJU INTERAKCIJE STRIGA IN UPOGIBA

TESTS ON STIFFENED PLATE GIRDERS SUBJECTED TO MOMENT – SHEAR INTERACTION

doc. dr. Franc Sinur, univ. dipl. inž. grad.

franc.sinur@fgg.uni-lj.si

prof. dr. Darko Beg, univ. dipl. inž. grad.

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

Znanstveni članek

UDK 006.77:624.072.2

Povzetek | V prispevku je obravnavana interakcija upogibnega momenta in strižne sile v polnostenskih nosilcih. Za ta namen so bili opravljene štiri teste vzdolžno in prečno ojačanih polnostenskih nosilcev v naravni velikosti. V vzdolžni smeri je bila stojina v območju tlačene cone ojačena z odprtimi ali zaprtimi ojačitvami. V članku so predstavljeni rezultati meritve začetnih geometrijskih nepopolnosti panelov in zaostalih napetosti. Podrobno je analizirano globalno in lokalno obnašanje obravnavanih nosilcev v času obremenjevanja. Rezultati, pridobljeni na podlagi eksperimentalnih testov, so bili uporabljeni za ovrednotenje numeričnega modela, ki je bil uporabljen za obsežno parametrično študijo.

Ključne besede: tankostenski nosilci, vzdolžne ojačitve, testi, numerični model, interakcija moment–strig, SIST EN 1993-1-5

Summary | The results of four full-scale tests on plate girders stiffened with transverse and longitudinal stiffeners subjected to the interaction of high bending moment and shear force are presented and discussed. In longitudinal direction, the web was stiffened with open or closed stiffeners positioned in the compression zone. Detailed information on initial geometric imperfection and residual stresses are given. The experimental results were used to verify the numerical model. The resistance is compared with the reduced stress method and the effective width method given in EN 1993-1-5.

Key words: plated girders, longitudinal stiffeners, tests, numerical model, moment-shear interaction, EN 1993-1-5

1 • UVOD

Jeklene tankostenske nosilce običajno sestavljajo kompaktne pasnice in vitke stojine, ki so ojačene z nizom prečnih in vzdolžnih ojačitev. Nosilci se zaradi velike upogibne nosilnosti v veliki meri uporabljajo za premostitev velikih razdalj, najpogosteje v mostogradnji. Nadvmesnimi podporami kontinuiranega nosilca

je stojina nosilca podvržena velikim upogibnim momentom in strižnim silam. V primeru nespremenljive geometrije nosilca je območje nad podporo kritično mesto za določitev potrebnih dimenzij nosilca.

Računski model interakcije upogibnega momenta in prečne sile (v nadaljevanju M-V),

ki zajema postkritično nosilnost pločevine, je prvič predlagal Basler ((Basler, 1960), (Basler, 1961a), (Basler, 1961b)). Ob predpostavki, da je strižna nosilnost le funkcija stojine, je največja nosilnost dosežena v trenutku, ko v natezni diagonali, ki se formira v stojini, dosežemo napetost na meji tečenja. Strižna nosilnost stojine je neodvisna od upogibnega momenta, vse dokler lahko upogibni moment prevzame pasnici. Ko temu pogoju ni zadoščeno, je treba strižno nosilnost stojine

ustrezno zmanjšati. Model nosilnosti, ki ga je predlagal Basler, je bil razvit za vzdolžno neojačane nosilce. Kasnejši predlagani modeli nosilnosti so bili osnovani na Baslerjevem modelu, pri čemer so spreminjali postkritično strižno odpornost in interakcijski model. Modeli so opisani v (Herzog, 1974), (Porter, 1975), (Bergfelt, 1973), (Ostapenko, 1971), (Škaloud, 1972), (Höglund, 1971a), (Höglund, 1971b), (Höglund, 1973), (Fujii, 1971a) in (Fujii, 1971b). Le tri metode od predlaganih za določitev mejne nosilnosti so obravnavale tankostenske nosilce, ojačane z vzdolžnimi ojačitvami, vse preostale metode pa so bile razvite za vzdolžno neojačane nosilce.

V literaturi lahko zasledimo veliko število opravljenih testov na tankostenskih nosilcih. Večina testov je bila opravljena zunaj območja M-V-interakcije. Testi, ki so bili izvedeni znotraj M-V-interakcije, so zbrani v preglednici 1. Stojine nosilcev, na katerih sta teste izvedla Schueller in Ostapenko (Schueller, 1970), so bile ojačene z obojestransko vzdolžno ojačitvijo. Ojačitev je bila dimenzionirana tako, da je preprečevala globalni uklon celotnega panela. V (Evans, 1986) in (PWRI, 1987) so opisali teste na tankostenskih nosilcih, kjer je bila stojina ojačena z enostransko ojačitvijo v območju velikih tlačnih napetosti. Pri vseh petih testih so poleg lokalnega izbočenja opazili tudi globalno izbočenje panela, kar je posledica uklona vzdolžne ojačitve.

Test	a (mm)	h _w (mm)	t _w (mm)	b _t (mm)	t _t (mm)	M _{exp./M_{th.}}	V _{exp./V_{th.}}
Schueller & Ostapenko, 1970							
UG 5.2	1397	1217	3.02	254	19.20	1.05	1.05
UG 5.3	1778	1217	3.02	254	19.20	1.21	1.21
UG 5.4	2159	1217	4.65	254	19.20	1.19	1.19
UG 5.5	1016	1217	4.65	254	19.20	1.02	1.02
Evans, 1986							
PB1	750	1008	4.40	300	15.10	0.93	1.11
PA1	750	1008	3.83	300	15.10	1.03	1.03
Public Work Research Institute, 1987							
C-26	1000	1650	4.73	250	12.12	1.03	1.03
C-27	1000	1650	4.73	250	12.12	1.04	1.04
C-28	1000	1650	4.73	250	12.12	1.00	1.00

Preglednica 1 • Eksperimentalni testi na vzdolžno ojačanih nosilcih, ki so obremenjeni z velikim upogibnim momentom in prečno silo

Računski model M-V-interakcije, podan v SIST EN 1993-1-5 (CEN, 2006), je osnovan na Baslerjevem modelu. Na osnovi eksperimentalnih testov in numeričnih simulacij sta Veljković in Johansson (Veljković, 2001) preverila podani model in ugotovila, da je za vzdolžno neojačane nosilce ustrezen. Kljub temu da smo v literaturi zasledili teste na vzdolžno

ojačanih nosilcih, smo zaradi pomanjkljivosti podatkov, ki so potrebni za ovrednotenje numeričnega modela, opravili štiri teste na vzdolžno ojačanih polnostenskih nosilcih v območju M-V-interakcije. Z rezultati testov in numeričnimi simulacijami bomo lahko ocenili ustreznost predlaganega modela tudi za vzdolžno ojačane nosilce.

2 • TEST

Cilj testov je raziskati obnašanje vzdolžno ojačanih panelov, ki so obremenjeni z velikimi normalnimi in strižnimi napetostmi. Podrobni rezultati, ki smo jih pridobili med raziskavo, pa bodo nadalje uporabljeni za zasnovno in ovrednotenje numeričnega modela.

Testi so bili izvedeni na dveh nosilcih, ki sta bila ojačena s prečnimi in vzdolžnimi ojačitvami. Na vsakem nosilcu smo opravili dva testa. Nosilca sta imela različen osnovni prečni prerez; prvi je bil simetričen, drugi pa nesimetričen, kjer je bila natezna pasnica dvakrat večja od pasnice v tlaku z namenom povečanja območja tlačnih napetosti v vzdolžno ojačani stojini. Razmerje stranic panelov za vzdolžno ojačani stojini z odprtimi ojačitvami je bilo enako 1, za panela, ojačana z zaprtimi ojačitvami, pa 1,5. Vmesne prečne ojačitve, ki so nosilec ločile v več panelov, so bile dimenzionirane kot toge

prečne ojačitve, ki preprečujejo kakršnokoli interakcijo med sosednjima paneloma. Kriteriju nosilnosti in togosti, podanem v EN 1993-1-5, smo zadostili z uporabo računskega modela, ki je podan v (Johansson, 2007) in (Beg, 2010). Dolžina nosilca je bila določena tako, da smo v testnem panelu dobili ustrezen nivo prečne sile in upogibnega momenta. Upogibna togost vzdolžnih ojačitev je bila določena iz pogoja, da je strižna nosilnost vzdolžno ojačanega panela večja od strižne nosilnosti širšega podpanela. Pri vseh testih so bile vzdolžne ojačitve locirane v tlačenem delu stojine. Takšna pozicija ojačitve poveča strižno in upogibno nosilnost panela. Osnovni parametri testnih nosilcev so:

- Simetričen prerez, ojačan z odprto ojačitvijo (SO)
 $h_w/t_w = 214, \alpha = 1,0, \gamma = 41,55$

- Simetričen prerez, ojačan z zaprto ojačitvijo (SC)

$$h_w/t_w = 214, \alpha = 1,5, \gamma = 95,76$$

- Nesimetričen prerez, ojačan z dvema odprtima ojačitvama (UO)

$$h_w/t_w = 300, \alpha = 1,0, \gamma = 52,12$$

- Nesimetričen prerez, ojačan z zaprto ojačitvijo (UC)

$$h_w/t_w = 300, \alpha = 1,5, \gamma = 137,1$$

Relativna togost vzdolžne ojačitve je bila določena z naslednjim izrazom:

$$\gamma = \frac{I_{st}}{I_p} \quad (1)$$

kjer I_p predstavlja vztrajnostni moment pločevine in I_{st} vztrajnostni moment ojačitve, upoštevajoč sodelujoči del stojine.

2.1 Opis testnih nosilcev

Nosilca dolžine 11,160 m in 11,325 m sta prikazana na sliki 1. Teste smo izvedli na štirih označenih panelih (SO, SC, UO, UC).

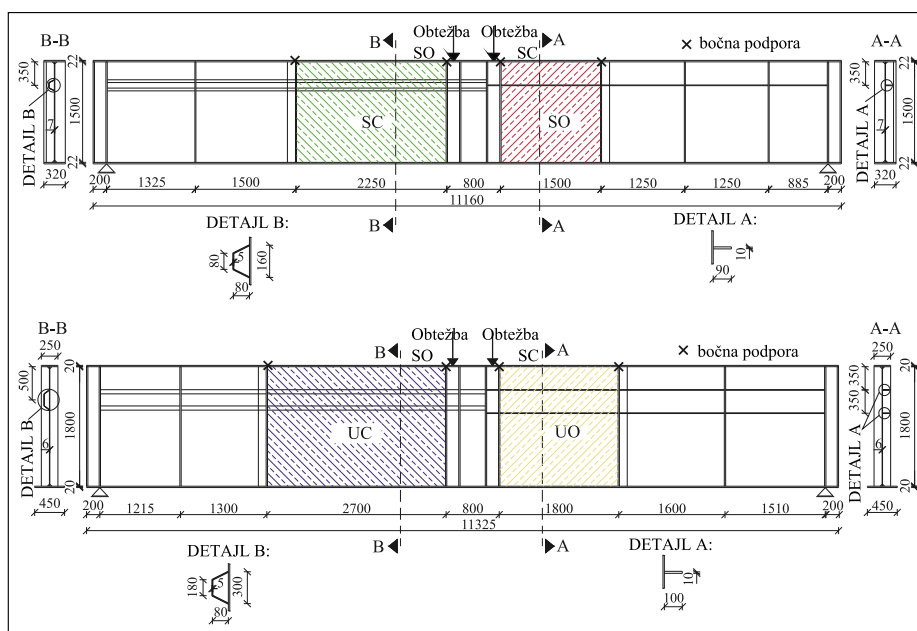
Višina simetričnega nosilca je bila 1544 mm, nesimetričnega pa 1840 mm. Debelina stojine simetričnega nosilca je bila v območju testnih panelov 7 mm, zunaj območja pa 8 mm. Vertikalni zvar med obema stojinama je bil izveden 120 mm od roba prečne ojačitve. Na obeh panelih (SO in SC) je bila vzdolžna ojačitev locirana v območju tlačnih napetosti. Težišče vzdolžne ojačitve je bilo oddaljeno 350 mm od notranjega roba tlačne pasnice. Pasnici nosilca dimenzij 320 × 22 mm sta bili kompaktni. Vmesne enostranske prečne ojačitve so bile dimenzij 120 × 15 mm. Na mestu vnosa koncentrirane sile in na mestu podpiranja je nosilec ojačen z dvostranskimi prečnimi ojačitvami dimenzij 156 × 20 mm. Z dodatnimi prečnimi ojačitvami na prostih robovih nosilca smo zagotovili ustrezno sidranje nateznih diagonal.

Nesimetrični nosilec sestavljajo stojini debeline 6 mm in 7 mm, vzdolžni odprti ojačitvi 100 × 10 mm, pozicionirani v območju tlačnih napetosti 350 mm in 700 mm od roba pasnice, ter zaprta ojačitev debeline 5 mm, ki je prav tako locirana v območju tlačnih napetosti 500 mm od roba pasnice. Vmesne enostranske prečne ojačitve so dimenzij 122 × 20 mm. Pasnici sta prav tako kompaktni, dimenzij 250 × 20 mm in 450 × 20 mm. Da smo lahko izvedli dva neodvisna testa, smo osrednji del stojine med obema testnima paneloma ojačali s pločevino debeline 7 mm.

2.2 Material

Nosilci so bili izdelani iz osmih različnih pločevin z nominalno napetostjo tečenja 355 MPa. Za določitev dejanskih materialnih karakteristik smo iz vsake pločevine izdelali tri natezne epruvete v skladu s (CEN, 2004). Na dveh epruveh smo izvedli standardni natezni test, na tretji pa modificiran natezni test, kjer smo dobili statične vrednosti napetosti tečenja. Statično napetost tečenja potrebujemo za numerično simulacijo testa. S tem izločimo morebiten vpliv hitrosti naraščanja deformacij na odziv nosilca. Da dobimo statični odziv, test opravljamo v korakih s postanki.

Modificirani natezni test je v elastičnem območju enak standardni proceduri. Ko dosežemo deformacijo, ki je enaka 2- do 5-kratni deformaciji na meji tečenja, ustavimo naraščanje deformacije in počakamo toliko časa, da se sila umiri. Običajno postanek traja 5 minut; v tem času se sila umiri. Test nadaljujemo s standardno hitrostjo in ga ponovno ustavimo, da odčitamo statično vrednost. To še nekajkrat ponovimo in tako dobimo



Slika 1 • Geometrija testnih nosilcev

Pločevina	$R_{p,0.2}$ Napetost tečenja (MPa)	R_m Natezna trdnost (MPa)	f_u/f_y	Povprečna redukcija of $R_{p,0.2}$ (%)	Statična napetost tečenja (MPa)
5 mm	385	539	1,40	7,19	357
6 mm	405	539	1,33		376
7 mm	391	561	1,44		363
8 mm	399	552	1,38		371
10 mm	395	542	1,37		367
15 mm	369	520	1,41		342
20 mm	375	543	1,45		348
22 mm	354	536	1,52		328

Preglednica 2 • Rezultati natezних testov



Slika 2 • Pogled na testni nosilec v preizkuševalnem okvirju

statično krivuljo odziva napetost–deformacija. V preglednici 2 so zbrane mehanske lastnosti uporabljenih jeklenih pločevin na podlagi treh nateznih testov. Napetost na meji tečenja in natezna trdnost sta bili določeni na podlagi srednje vrednosti treh meritev. Statična vrednost meje tečenja pa je bila določena kot povprečna redukcija napetosti, določena z modificiranimi nateznimi testi. Za namen numeričnega modeliranja smo dejansko krivuljo napetost–deformacija opisali s poligonalno krivuljo.

2.3 Postopek preizkušanja

Testi so bili izvedeni kot tritočkovni upogibni testi (slika 2). Obe podpori sta omogočali prost zasuk kot tudi pomik v vzdolžni smeri nosilca. Silo smo vnašali s hidravličnim batom s kapaciteto 3000 kN, pri čemer smo nadzorovali vnos pomika. Zgornji tlačeni pas nosilca je bil bočno podprt tako, da je bila bočna zvrnitev popolnoma preprečena.

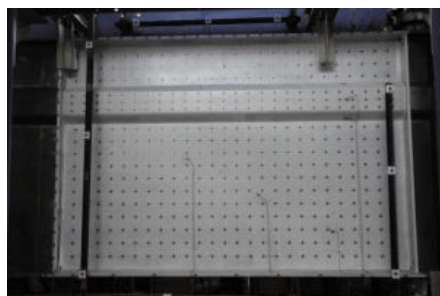
Nosilec smo najprej predobremenili do približno 15 % računsko predvidene nosilnosti. Predobremenitev je služila predvsem kontroli vseh testnih instrumentov. Po razbremenitvi je sledil test, ki smo ga izvajali v korakih. Hitrost obremenjevanja je bila omejena na 0,05 mm/s v elastičnem področju in 0,10 mm/s v plastičnem področju. V elastičnem področju je bil obtežni korak enak 5 mm, s postanki, ki so trajali 60 s, v plastičnem pa 10 mm, s postanki, ki so trajali vsaj 300 s.

2.4 Meritve

Med testom smo merili deformacije, pomike in silo v hidravličnem batu. Deformacije v pasnicah, prečnih ojačitvah in vzdolžnih ojačitvah smo merili z merilnimi lističi. Z uporabnimi merilniki smo spremljali razvoj vertikalnih in horizontalnih pomikov. Pomike zunaj ravnine smo z merilniki pomikov merili le v nekaj točkah. Za spremljanje razvoja pomikov celotnega polja smo uporabili fotogrametrično metodo. Pomike smo merili v točkah, označenih s križi (slika 3a). Oddaljenost točk v obeh smereh je enaka 100 mm. Za ta namen smo uporabili tri digitalne kamere, postavljene tako, da med seboj tvorijo kot vsaj 30° (slika 3b).

2.5 Začetne nepopolnosti

Začetne nepopolnosti imajo lahko velik vpliv na obnašanje in odpornost vitkih konstrukcijskih elementov, zato je pomembno pridobiti informacijo o dejanski začetni geometriji nosilca ter o razporeditvi zaostalih napetosti v prerezu. Tako smo določili globalne začetne nepopolnosti celotnega nosilca ter lokalne ne-

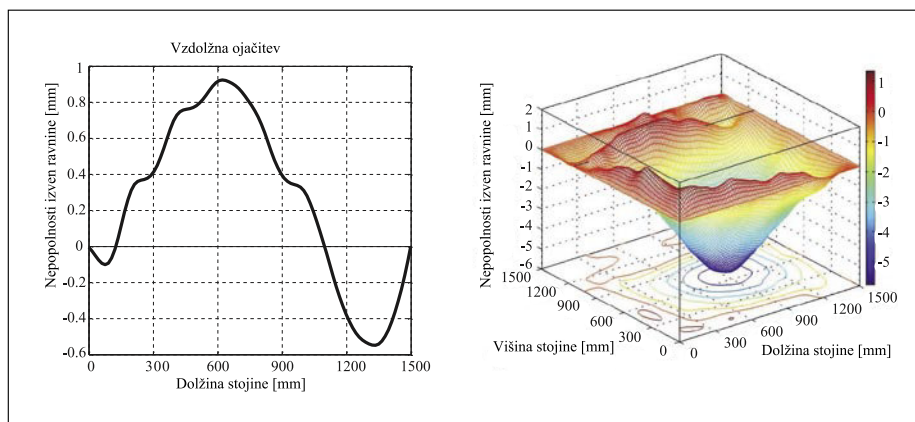


a) Panel, označen s križi



b) Pozicija digitalnih kamer Canon EOS 5D

Slika 3 • Priprava testnih panelov za merjenje deformacij zunaj ravnine s fotogrametrično metodo



Slika 4 • Izmerjene začetne nepopolnosti v panelu SO

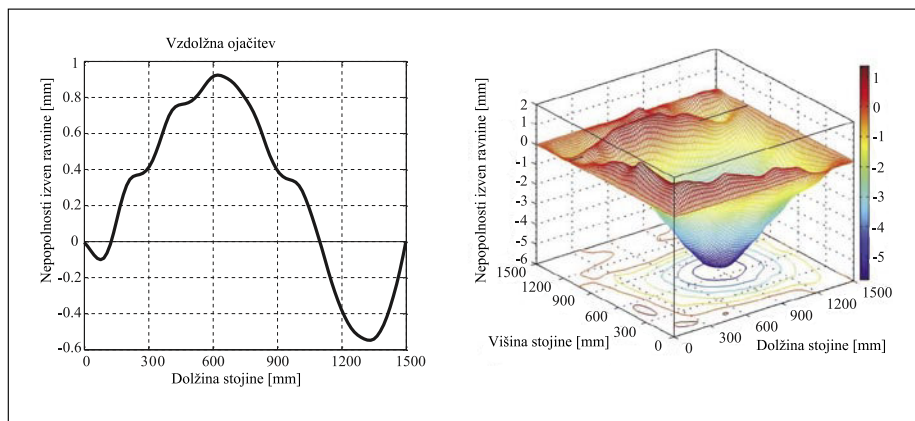
popolnosti v testnih panelih. Izmerili smo tudi zaostale napetosti v nesimetričnem nosilcu z metodo razreza. Meritve so bile opravljene v drugem panelu (od leve podpore), kjer so bile med testom prisotne le elastične deformacije.

2.5.1 Geometrijske nepopolnosti panelov

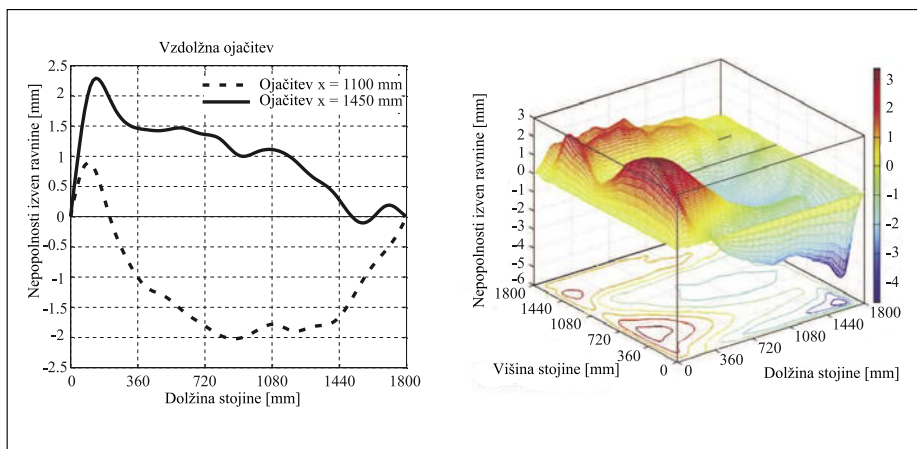
V vseh štirih panelih so bile začetne nepopolnosti izmerjene v točkah z mrežo 100 × 100 mm. Koordinate točk so bile določene z digitalno linearno transformacijo.

Z uporabo funkcije griddata v programu MATLAB (Matlab, 2007) smo podatke interpolirali na mrežo 10 × 10 mm.

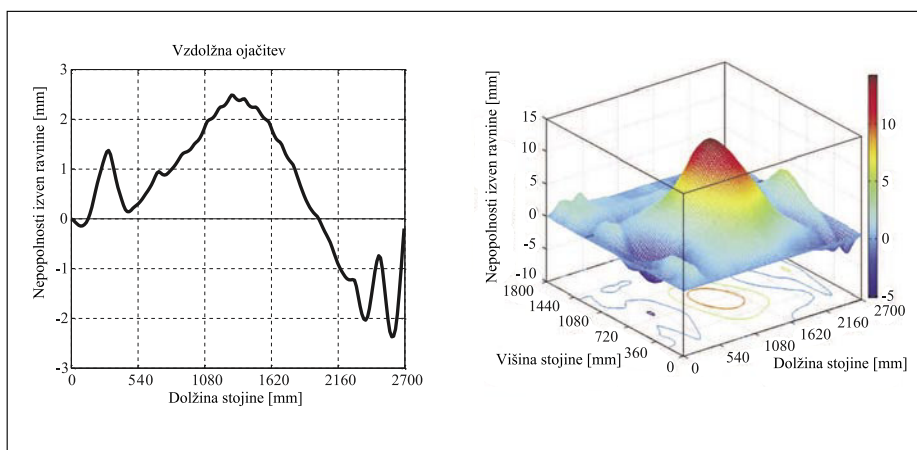
Začetne nepopolnosti za panel SO so prikazane na sliki 4. Na levem diagramu so prikazane nepopolnosti vzdolž ojačitve. Največja amplituda nepopolnosti zunaj ravnine je 0,92 mm, kar predstavlja 24,5 % dovoljene tolerance, ki jo določa EN 1090-2 (CEN, 2008). V obeh podpanelih lahko opazimo nepopolnost v enem valu z največjo amplitudo 5,75 mm v širšem podpanelu. Na robovih in



Slika 5 • Izmerjene začetne nepopolnosti v panelu SC



Slika 6 • Izmerjene začetne nepopolnosti v panelu UO



Slika 7 • Izmerjene začetne nepopolnosti v panelu UC

		Izmerjeno	Toleranca	0,8 × Toleranca	Izmerjeno/ Toleranca
SO	Ojačitev	0,92 mm	$a/400 = 3,75$ mm	3,00 mm	0,245
	Širši podpanel	- 5,75 mm	$b/100 = 11,5$ mm	9,20 mm	0,500
SC	Ojačitev	1,49 mm	$a/400 = 5,63$ mm	4,50 mm	0,164
	Širši podpanel	- 5,79 mm	$b/100 = 10,7$ mm	8,56 mm	0,537
	Ožji podpanel	1,85 mm	$b/100 = 2,70$ mm	2,16 mm	0,685
UO	Ojačitev	2,29 mm	$a/400 = 4,50$ mm	3,60 mm	0,509
	Širši podpanel	- 4,67 mm	$b/100 = 11,0$ mm	8,56 mm	0,425
	Ožji podpanel	2,51 mm	$b/100 = 3,50$ mm	2,80 mm	0,717
UC	Ojačitev	2,49 mm	$a/400 = 6,75$ mm	5,40 mm	0,369
	Širši podpanel	14,27 mm	$b/100 = 11,5$ mm	9,20 mm	1,241
	Ožji podpanel	- 3,08 mm	$b/100 = 3,50$ mm	2,80 mm	0,880

Preglednica 3 • Primerjava izmerjenih amplitud z dovoljenimi tolerancami iz EN 1090-2

v območju vzdolžne ojačitve so amplitude nepopolnosti relativno majhne.

Začetne nepopolnosti za panel SC so prikazane na sliki 5. Oblika nepopolnosti je povsem podobna obliki nepopolnosti v panelu SO z največjo amplitudo nepopolnosti 5,79 mm na sredini višine širšega podpanela. Največja amplituda nepopolnosti v ožjem podpanelu je 1,85 mm, izmerjena v levem zgornjem vogalu pločevine. Pločevina je v območju vzdolžne ojačitve bolj ali manj ravna. Na levem diagramu je prikazana nepopolnost vzdolžne ojačitve z največjo amplitudo nepopolnosti 1,49 mm.

Na sliki 6 je prikazana začetna geometrija panela UO, ki je ojačen z dvema odprtima vzdolžnima ojačitvama. V tem primeru opazimo največje amplitude nepopolnosti v območju prečnih ojačitev. V vzdolžni smeri lahko opazimo začetno nepopolnost v S-obliki z največjo in najmanjšo amplitudo 3,36 mm oz. -4,67 mm. Nepopolnosti vzdolžnih ojačitev sta prikazani na levem diagramu. Polna črta predstavlja obliko nepopolnosti zgornje ojačitve, prekinjena pa obliko nepopolnosti spodnje ojačitve. Največja amplituda nepopolnosti je 2,29 mm. V podpanelu je največja nepopolnost enaka 2,51 mm.

Geometrijske nepopolnosti panela UC so prikazane na sliki 7. V vseh prejšnjih primerih je bila geometrijska nepopolnost posledica izdelave nosilca. V tem panelu pa je nepopolnost tudi posledica predhodnega testa na panelu UO. Razvile so se plastične deformacije, ki ne dopuščajo povrnitve v prvotno stanje. Posledično so bile amplitude nepopolnosti bistveno večje kot v prejšnjih primerih. Največjo amplitudo nepopolnosti smo izmerili v širšem podpanelu, in sicer 14,27 mm. V ožjem podpanelu je bila amplituda enaka -3,08 mm. Vzdolžna ojačitev je ostala v času izvedbe testa na panelu UO bolj ali manj ravna. Izmerjena nepopolnost je imela amplitudo 2,49 mm.

V preglednici 3 je prikazana primerjava med izmerjenimi nepopolnostmi in tolerancami, ki jih podaja EN 1090-2. Za prve tri panele so amplitude nepopolnosti vedno pod dovoljenimi vrednostmi, medtem ko je v primeru panela UC začetna nepopolnost večja za 24 % glede na tolerance. Zaradi postkritične nosilnosti to nima večjega vpliva na odpornost podpanela.

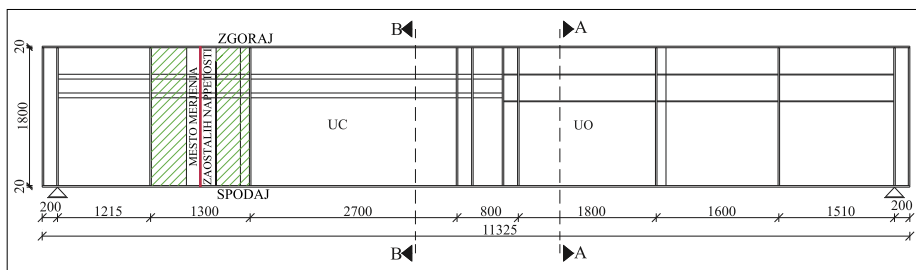
2.5.2 Zaostale napetosti

Posledica varjenja pločevin so zaostale napetosti in geometrijske nepopolnosti. Magnitudo in razporeditev zaostalih napetosti po

prerezu polnostenskih nosilcev so odvisne od tehnologije varjenja in od togosti varjenih pločevin. Z večanjem vitkosti varjenih pločevin pričakujemo večje geometrijske nepopolnosti in manjše zaostale napetosti. V literaturi lahko zasledimo veliko rezultatov merjenja zaostalih napetosti za kompaktne varjene ali vročevaljane nosilce, medtem ko ni mogoče zaslediti rezultatov za ojačane polnostenske nosilce v naravni velikosti. Na delu nosilca (slika 8), ki ni bil izpostavljen velikim upogibnim obremenitvam, smo z metodo razreza določili zaostale napetosti po prerezu nesimetričnega nosilca. Merilni lističi deformacij so bili nameščeni na obe strani stojine in zgornje pasnice. Merili smo le vzdolžne zaostale napetosti, ki najbolj vplivajo na obnašanje nosilca. Pozicije merilnih lističev so razvidne s slike 9. Z abrazivnim vodnim razrezom smo nosilec najprej prerezali po višini, potem pa ob vsakem merilnem lističu še v vzdolžni smeri v dolžini 50 mm.

Potek zaostalih napetosti v stojini in pasnici nosilca je prikazan na sliki 10. Kot pričakovano – v območju zvarov lahko opazimo velike natezne napetosti, v preostalem delu pa manjše vrednosti tlačnih napetosti. Največja membranska napetost 246 MPa je bila izmerjena 15 mm od roba spodnje pasnice. Povprečne tlačne napetosti v ožjem podpanelu so enake 40,60 MPa, kar predstavlja 10,25 % izmerjene napetosti na meji tečenja. V širšem podpanelu pa so povprečne tlačne napetosti znašale 7,89 MPa, kar predstavlja 2 % izmerjene napetosti tečenja.

V pasnici smo natezne napetosti izmerili v območju zvara ($x = 0$) kot tudi na prostem robu pločevine. Natezne zaostale napetosti na robu pločevine so posledica obdelave pločevine (rezanje). Največja membranska napetost v pasnici, določena z ekstrapolacijo izmerjenih napetosti, je na sredini pločevine znašala 38,55 MPa, kar predstavlja 10,23 % izmerjene napetosti tečenja. Zaostale napetosti v nosilcu so v primerjavi s standardnimi vročevaljanimi nosilci oz. kompaktnimi varjenimi nosilci relativno nizke. Razlog za tako nizke zaostale napetosti sta majhen vnos energije glede na celoten presek nosilca (relativno majhen presek zvarov) ter vitkost elementov. Slednji vpliva na to, ali bodo v konstrukcijskem elementu prisotne večje zaostale napetosti in manjše geometrijske nepopolnosti ali nasprotno. Iz rezultatov lahko opazimo, da so zaostale tlačne napetosti bistveno večje v primeru bolj kompaktnih prerezov (ožji podpanel) in manjše pri vitkih prerezih (širši podpanel). Ravno tako lahko



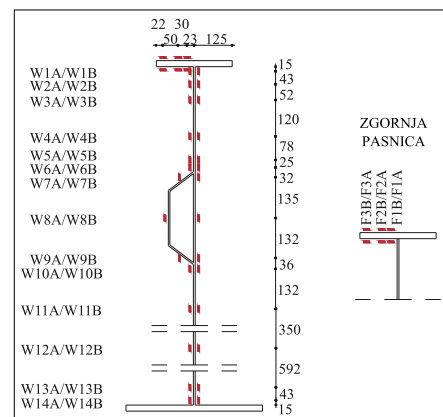
Slika 8 • Pozicija izvedbe meritve zaostalih napetosti v nesimetričnem prerezu

opazimo, da so geometrijske nepopolnosti večje v širšem podpanelu, ki je bistveno bolj vitek kot ožji podpanel.

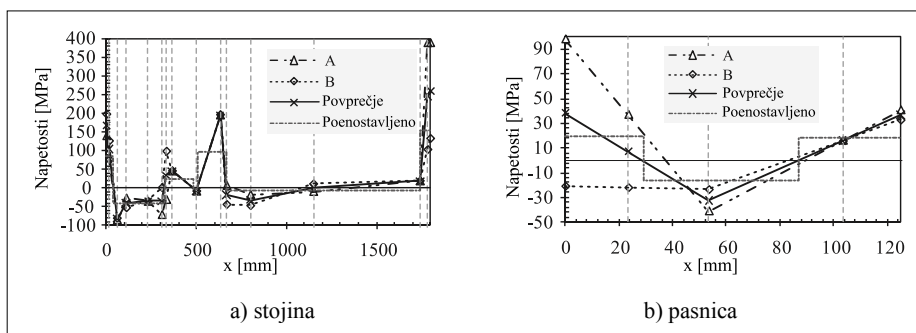
Zaključimo lahko, da togost pločevin vpliva na amplitudo zaostalih napetosti in geometrijskih nepopolnosti. Zaradi varjenja lahko v tankostenskih nosilcih pričakujemo relativno velike geometrijske nepopolnosti in manjše zaostale napetosti, ki nimajo bistvenega vpliva na obnašanje takšnih elementov (Sinur, 2010).

2.6 Rezultati testov

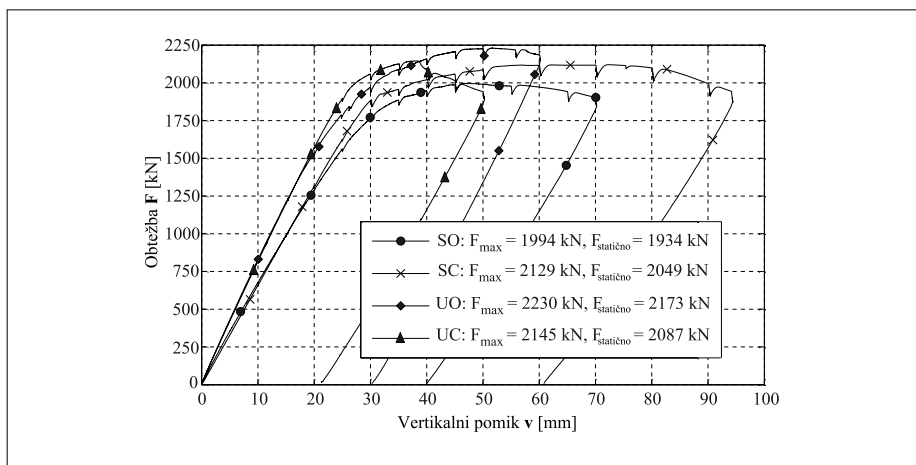
Na sliki 11 so prikazane krivulje sila–pomik za vse štiri opravljene teste. Največjo nosilnost je izkazoval nesimetričen nosilec, ojačan z dvema



Slika 9 • Pozicije merilnih lističev deformacij



Slika 10 • Izmerjene zaostale napetosti



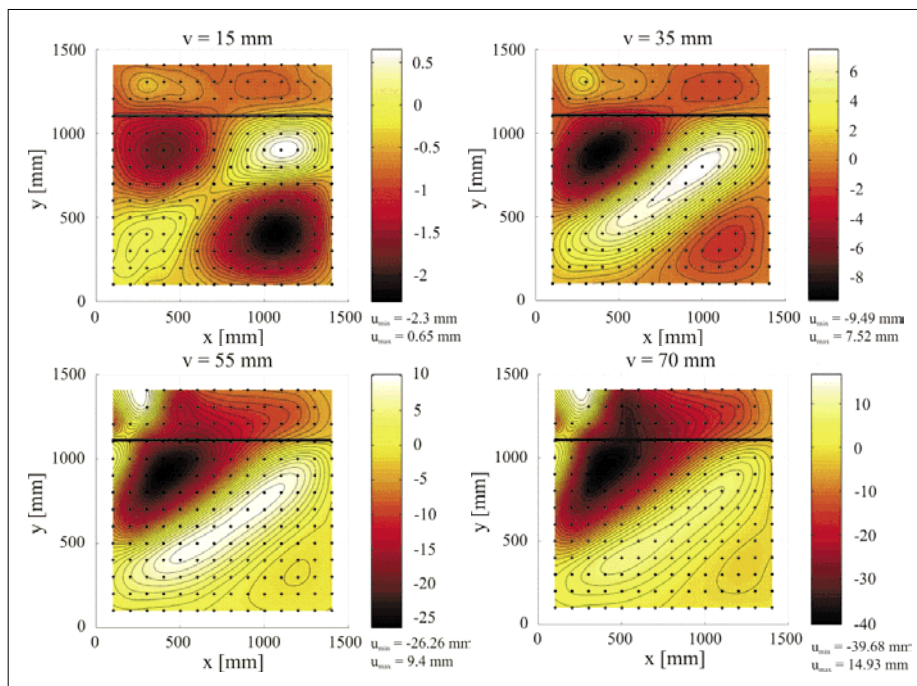
Slika 11 • Krivulje sila–pomik za opravljene teste

odprtima ojačitvama, najmanjšo pa simetričen nosilec, ojačan z eno odprto ojačitvijo. Vsi nosilci so izkazovali linerno-elastičen odziv do visokega nivoja obtežbe. Potem ko je bila zaznana največja nosilnost, je z večanjem pomikov odpornost nosilcev počasi padala. Pri obeh testih na simetričnem nosilcu (SO in SC) in pri testu na nesimetričnem nosilcu UO je padec sile z večanjem pomika majhen. Izkaže se, da lahko takšni nosilci izkazujejo relativno velik plato plastičnih deformacij. Pri drugem testu (UC) na nesimetričnem nosilcu pa lahko opazimo nenaden padec sile, ki je posledica izgube lokalne stabilnosti vzdolžne ojačitve. Ojačitev je bila na meji med 3. in 4. razredom kompaktnosti. Vitkost vzdolžne ojačitve pa vpliva tudi na dolžino plastičnega platoja, ki je v tem primeru bistveno manjša kot v preostalih treh.

2.6.1 Obnašanje testnih panelov

Na sliki 12 so prikazani pomiki zunaj ravnine za testni panel SO. Pri vertikalnem pomiku $v = 5$ mm, kjer je strižna sila v panelu približno enaka elastični kritični sili širšega podpanela ($F_{cr} = 603$ kN), lahko opazimo tipično strižno izbočenje širšega podpanela. V ožjem podpanelu pa zaradi normalnih tlačnih napetosti, ki so posledica upogibnega momenta, opazimo lokalno izbočenje pločevine, ki je seveda bistveno manj izrazito. Z večanjem obremenitve se oblika izbočenja bistveno ne spreminja, večajo pa se amplitude izbočenja. Spremembo oblike izbočenja lahko opazimo v območju, ko globalni odziv prehaja iz elastičnega območja v plastično, tj. pri vertikalnem pomiku $v = 35$ mm (slika 11). V tej točki opazimo prehod iz lokalnega izbočenja v globalno, kar pomeni, da pričnejo naraščati tudi pomiki zunaj ravnine na mestu vzdolžne ojačitve. Pri vertikalnem pomiku $v = 55$ mm je nosilnost nosilca izčrpana in opazimo, da se lokalno izbočenje pločevine razširi čez celoten panel in meja med obema podpaneloma skorajda izgine. Po doseženi največji nosilnosti, pri vertikalnem pomiku $v = 70$ mm, se oblika izbočenja bolj ali manj ohranja, velikost amplitude pa se veča.

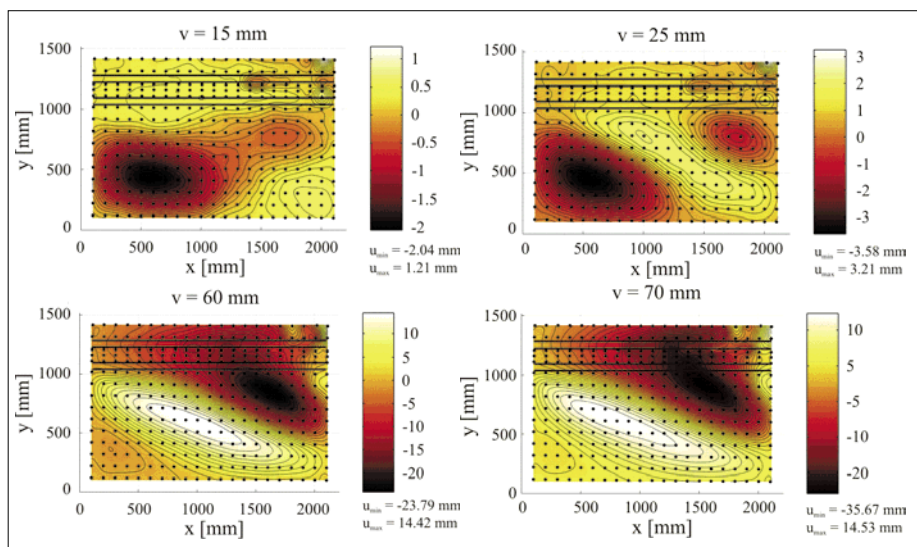
Na naslednji sliki (13) je prikazan razvoj pomikov zunaj ravnine za panel SC. Pri vertikalnem pomiku $v = 15$ mm, ko je strižna sila še nekoliko manjša od elastične kritične sile večjega podpanela ($F_{cr} = 591$ kN), že opazimo prve znake strižnega izbočenja v širšem podpanelu. Ko obremenitve v panelu presežejo elastično kritično silo, pričnejo pomiki zunaj ravnine močno naraščati, oblika pa se popolnoma približa značilni strižni izbočitveni obliki



Slika 12 • Razvoj pomikov zunaj ravnine, panel SO

z diagonalno orientacijo valov ($v = 25$ mm). V elastičnem območju se pomiki zunaj ravnine vzdolž ojačitve bistveno ne spreminjajo. Prav tako ni opaziti lokalnega uklona v ožjem podpanelu zaradi prisotnosti tlačnih napetosti. To je tudi pričakovano, saj je vitkost podpanela $h_{w1}/t_w = 270/7 = 38,75$ in razmerje napetosti na robovih enako $\psi = \sigma_{min}/\sigma_{max} = 0,64$, kar podpanel uvršča v 3. razred kompaktnosti. Z večanjem obremenitev in s približevanjem največji odpornosti nosilca $v = 60-70$ mm je vzdolžna ojačitev podvržena vse večji tlačni

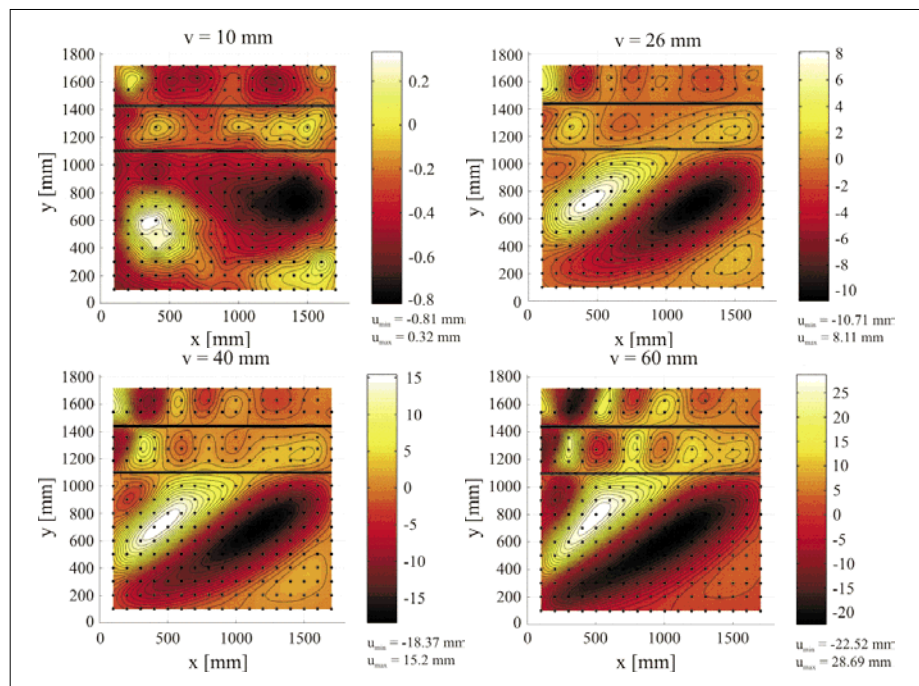
sili, ki je posledica upogibnega momenta v nosilcu. Zaradi večanja sekundarnih vplivov se vzdolžna ojačitev ukloni, kar privede do globalnega izbočenja panela ($v = 70$ mm). Z večanjem vertikalnega pomika se odpornost nosilca postopoma manjša, medtem ko se amplituda izbočenja povečuje, oblika pa se ohranja. Panel SC izkazuje 5,6 % večjo nosilnost kot panel SO, kljub temu da je računaska nosilnost v skladu z EN 1993-1-5 manjša. Razlog za to je vpliv velike torzijske togosti, ki jo izkazuje zaprta vzdolžna ojačitev.



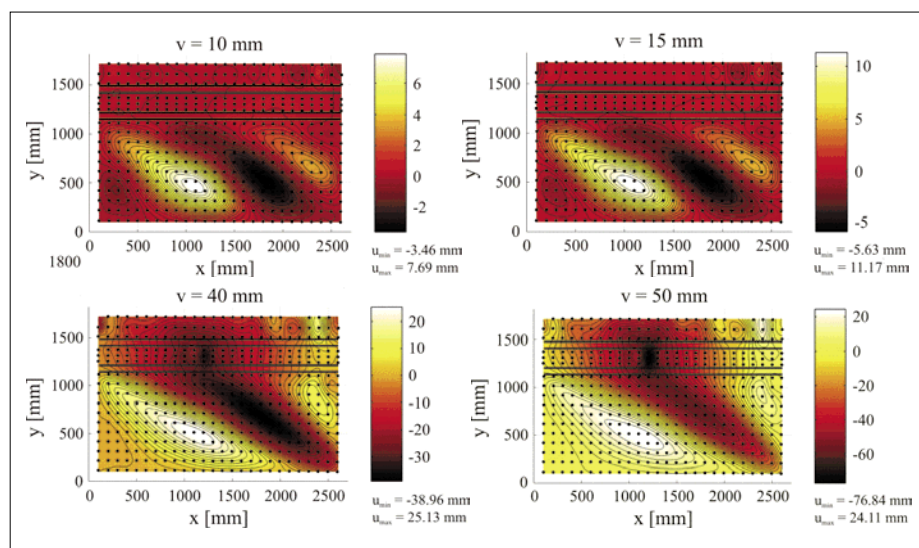
Slika 13 • Razvoj pomikov zunaj ravnine, panel SC

Naslednja dva testa sta bila izvedena na nesimetričnem nosilcu. Rezultati izmerjenih pomikov zunaj ravnine za panel UO pri različnih nivojih obtežbe so prikazani na sliki 14. Deformacija stojine pri sili, manjši od kritične sile ($F_{cr} = 398$ kN) $v = 10$ mm, je zelo neizrazita. Z večanjem strižne in posledično upogibne obremenitve v panelu, $v = 26$ mm, se širši podpanel značilno izboči zaradi strižne obremenitve, pri čemer se v diagonalni smeri formira natezno polje. V obeh ožjih podpanelih pa je izbočnje pretežno lokalno in je posledica normalnih tlačnih napetosti zaradi upogibnega momenta. Amplituda izmenjujočih se valov se z oddaljevanjem od najbolj obremenjenega roba nosilca zmanjšuje. Z večanjem obremenitve se oblika izbočenja ohranja, povečujejo pa se amplitude. Oblika izbočenja se ohranja tudi po doseženi največji odpornosti nosilca. V primerjavi s prejšnjima testoma v tem primeru globalne nestabilnosti vzdolžnih ojačitev ni zaznati in za mejno stanje nosilnosti ni kritična globalna nosilnost panela, ampak nosilnost togost vzdolžnih ojačitev zadostna, da globalni uklon ni bil kritičen za dosego mejne odpornosti nosilca. Glavni razlog, da ni prišlo do globalnega izbočenja panela, je nivo osne sile, kateri je bila izpostavljena spodnja ojačitev, ki predstavlja mejo med strižno izbočitvijo in izbočitvijo zaradi normalnih napetosti. V tem primeru je bila osna sila bistveno manjša kot v primeru panelov SC in SO.

V vseh treh testih v začetnem stanju obremenjevanja, ko je sila manjša od kritične sile, ni bilo zaznati izrazitega izbočenja pločevine. Drugače je bilo pri zadnjem testu, kjer je izrazito strižno izbočenje opazno že pri majhnem nivoju obtežbe ($v = 10$ mm), glej sliko 15, ko je obremenitev v panelu nižja od elastične kritične sile ($F_{cr} = 326$ kN). Razlog za takšno obnašanje se skriva v začetni nepopolnosti, ki je posledica predhodnega testa na panelu UO. Zaradi nepovratnih plastičnih deformacij v območju panela UO se nosilec ni povrnil v prvotno, začetno stanje. Stojina širšega podpanela se izboči v treh diagonalnih valovih z največjo amplitudo v območju najmanjšega upogibnega momenta. Do sile 1900 kN ni opaziti večjih deformacij vzdolžne ojačitve. Pri vertikalnem pomiku $v = 40$ mm pa se zaradi velikih obremenitev in lokalne vitkosti vzdolžne ojačitve (4. razred kompaktnosti) pojavi lokalni uklon, kar posledično privede do globalnega uklona ojačitve in panela. Lokalno izbočenje se pojavi ravno na mestu, kjer se natezno polje sidra v vzdolžno ojačitev. Kombinacija sid-



Slika 14 • Razvoj pomikov zunaj ravnine, panel UO



Slika 15 • Razvoj pomikov zunaj ravnine, panel UC

ranja nateznega polja in velika osna tlačna sila v ojačitvi zaradi upogibnega momenta povzročita tipično porušitev panela, ki se v začetku odraža z lokalnim uklonom ojačitve, ki mu hipno sledi globalni uklon ojačitve in posledično panela. Posledica hipnega lokalnega in nato globalnega uklona ojačitve je lepo razvidna iz krivulje sila–pomik, kjer pride do padca odpornosti nosilca. Do te točke je bil uklon podpanelov neodvisen, ločen. V širšem panelu smo lahko opazili tipično izbočenje, značilno za strižno obremenjene panele, medtem ko smo v ožjem

podpanelu lahko opazili tipično izbočenje za tlačno obremenjene pločevine. Ko je vzdolžna ojačitev popustila, se je izbočenje formiralo preko celotnega panela z največjo amplitudo na mestu vzdolžne ojačitve ($v = 50$ mm). Že v zgornjem opisu smo omenili, da je bil ločen pojav izbočenja zaradi striga v širšem panelu in upogibnega momenta v ožjem panelu opazen le v primeru testa UO. V vseh drugih testih pa je prisotno izbočenje zaradi interakcije, ki se odraža v kombinaciji strižnega izbočenja v večjem panelu in upogibnega uklona vzdolžne ojačitve.

3 • NUMERIČNE SIMULACIJE

3.1 MKE-modeliranje

3.1.1 Numerični model

Nelinearna analiza z metodo končnih elementov je bila opravljena v programu ABAQUS (Simulia, 2011). V analizi je bila upoštevana teorija velikih deformacij. Da bi lahko numerično opisali fenomene, značilne za tanke pločevine, je treba nosilec modelirati s ploskovnimi oziroma 3D-končnimi elementi. Ker je debelina pločevin majhna v primerjavi z dolžino in ker napetosti pravokotno na pločevino niso prisotne,

smo model nosilca modelirali s ploskovnimi S4R- in končnimi S3R-elementi. Za opis celotnega odziva nosilca, tudi po doseženi največji odpornosti, smo za reševanje statičnega ravnotežja uporabili metodo ločne dolžine. Konvergenčna študija potrebne gostote mreže je bila narejena na fiktivnem nosilcu višine $h_w = 2000$ mm. Velikosti končnih elementov, ki smo jih upoštevali v analizi, so bile $h_w/80 \approx 25$ mm, $h_w/40 \approx 50$ mm, $h_w/26 \approx 75$ mm, $h_w/20 \approx 100$ mm, $h_w/13 \approx$

150 mm in $h_w/10 \approx 200$ mm. Glede na izvedeno študijo (Sinur, 2011) smo pri vseh numeričnih simulacijah uporabili velikost elementov, enako $h_w/40$.

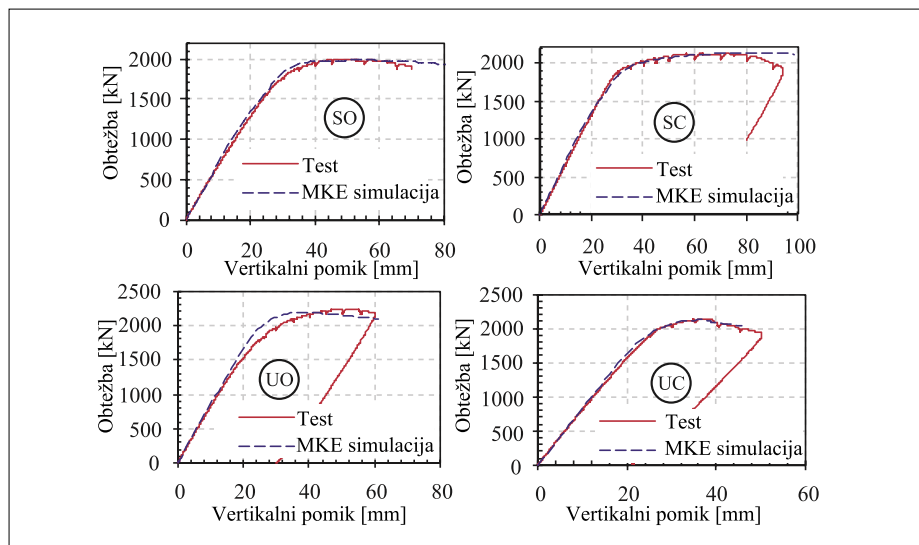
V simulaciji testov smo upoštevali dejansko izmerjeno geometrijo nosilca in debeline pločevin, ki so zbrane v preglednici 4. V vertikalni smeri smo nosilec podprli na mestu notranjih prečnih ojačitev na obeh koncih nosilca. Horizontalno smo nosilec podprli na mestu vnosa sile. Nosilec je bil bočno podprt na mestih, kot je prikazano na slikah 1 in 2. Obtežba je bila na nosilec vnesena preko tega telesa, ki je predstavljal glavo hidravličnega bata.

Test	Stojina			Zgornja pasnica		Spodnja pasnica		Zgornja pasnica			
	h_w (mm)	t_w (mm)	a (mm)	b_{t1} (mm)	t_{t1} (mm)	b_{t2} (mm)	t_{t2} (mm)	H_{s1} (mm)	h_{s1} (mm)	b_{s1} (mm)	t_{s1} (mm)
SO	1498	7,18	1498,2	320,9	22,29	318,7	22,28	/	/	90	9,8
SC	1498	7,18	2246,3	320,9	22,29	318,7	22,28	160,5	80,9	80	5,06
UO	1798	5,9	1797,5	249,5	20,01	451,2	20,01	/	/	100,1	10,23
UC	1798	5,9	2699,1	249,5	20,01	451,2	20,01	296,4	177,0	81,3	5,06

Preglednica 4 • Dejanske dimenzije pločevin testnih nosilcev

PANEL	TEST F_{test} (kN)	ABAQUS F_{num} (kN)	F_{test}/F_{num}
SO	1934	1991	0,971
SC	2049	2134	0,960
UO	2173	2186	0,994
UC	2087	2125	0,982

Preglednica 5 • Mejna nosilnost



Slika 16 • Krivulja sila-pomik: primerjava numerične simulacije s testi

3.1.2 Začetne nepopolnosti

Začetne nepopolnosti lahko močno vplivajo na obnašanje in odpornost elementov, kjer so prisotni problemi stabilnosti. Najpomembnejše začetne nepopolnosti v pločevinastih elementih so geometrijske nepopolnosti in zaostale napetosti. Za verifikacijo numeričnega modela smo modelirali le geometrijske začetne nepopolnosti, saj je predhodna študija vpliva zaostalih napetosti pokazala, da je vpliv na odziv in odpornost nosilca zanemarljiv. V primeru, da v modelu upoštevamo tudi izmerjene zaostale napetosti, se nosilnost pri različnih nosilcih zmanjša za največ 0,7 %. Zato smo v numeričnih simulacijah upoštevali le geometrijske nepopolnosti. V testnem panelu smo upoštevali izmerjene nepopolnosti, v drugih panelih pa nepopolnosti v skladu s SIST EN 1993-1-5. Za ta namen smo v programu MATLAB zapisali kodo, s katero smo lahko poljubno spreminjali začetne nepopolnosti (globalne, lokalne in kombinacije le-teh), ki smo jih nato upoštevali v analizi.

3.1.3 Materialni model

Konstruksijsko jeklo smo modelirali kot elastoplastičen material, ki predstavlja statične vrednosti nateznih testov. Za uporabo v MKE-modelu smo nominalno izmerjen diagram napetosti-deformacije prevedli v prave

Cauchyjeve napetosti in logaritmične deformacije. Za elastični modul in koeficient prečne kontrakcije smo privzeli nominalne vrednosti, in sicer $E = 210000$ MPa in $\nu = 0,3$.

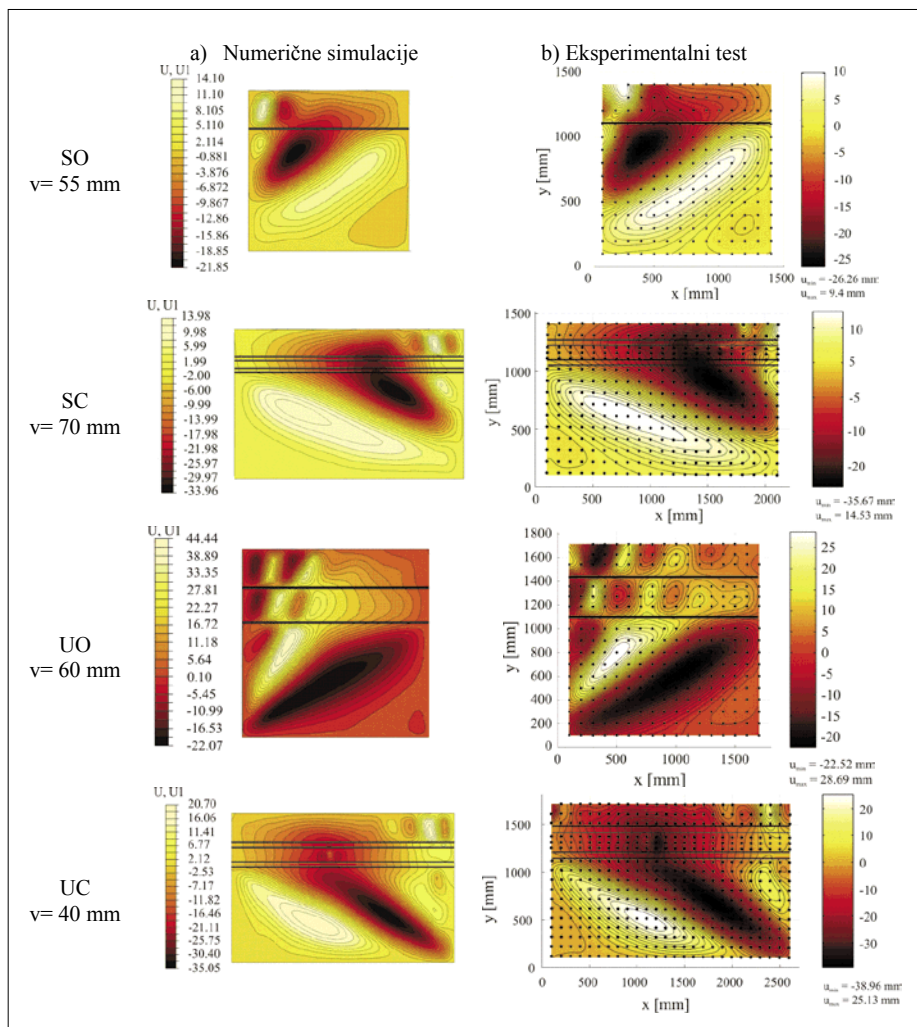
3.2 Rezultati numerične analize

3.2.1 Nosilnost

Na sliki 16 je prikazana primerjava odziva numeričnih simulacij in testov preko krivulj sila–pomik. Rečemo lahko, da so numerično dobljeni odzivi zelo podobni odzivom, ki smo jih izmerili pri testu. Le pri testu UO lahko opazimo, da je začetna togost pri numeričnem modelu nekoliko večja kot v testu, medtem ko v vseh drugih primerih krivulja dobro sledi odzivu iz testa. Prav tako so primerljive mejne nosilnosti, ki jih dobimo z numeričnimi simulacijami. V preglednici 5 so zbrane nosilnosti, ki kažejo na to, da je odstopanje v območju od 0,6 % do 4,1 %. Največje odstopanje je bilo zabeleženo v primeru testa SC, najmanjše pa za test UO. Pri numeričnem testu UC lahko opazimo enak fenomen kot v testu, kjer zaradi lokalnega uklona vzdolžne ojačitve pride do hipnega padca sile. Razlika je le v tem, da se to zgodi pri nekoliko manjšem vertikalnem pomiku kot v testu.

3.2.2 Izbočenje panelov

Primerjave deformiranih oblik panelov pri največjih obremenitvah so prikazane na sliki 17. Izkaže se, da so porušne oblike, dobljene z numeričnimi simulacijami, povsem podobne oblikam, ki smo jih izmerili med testom. To velja za vse štiri teste. Če rezultate primerjamo nekoliko bolj podrobno, lahko podamo naslednje zaključke: pri panelih SO, SC in UC je absolutna razlika v največji izmerjeni amplitudi izbočenja v območju 20 %, kar je precej odličen rezultat za tako občutljiv parameter, kot je pomik panela zunaj ravnine. Za panel UO pa je razlika pri največji amplitudi bistveno večja in znaša 54,9 %. Glavni razlog za to je, da prikazujemo pomike zunaj ravnine pri



Slika 17 • Pomiki zunaj ravnine na platoju, blizu največje nosilnosti

enakem vertikalnem pomiku. Primer testa UO pa se je pokazal za edinega, kjer smo največjo odpornost dosegli pri bistveno nižjem vertikalnem pomiku kot pri testu in so pomiki zunaj ravnine v primeru numerične simulacije prikazani v območju, kjer je že močno prisoten padec sile.

Z opisanim numeričnim modelom lahko dobro opišemo obnašanje tankostenskih ojačanih

nosilcev. Model smo ovrednotili s stališča nosilnosti, togosti in porušnega mehanizma. V vseh primerih lahko zaključimo, da so rezultati numerične simulacije zadovoljivi, predlagani numerični model pa se lahko uporabi za obsežno parametrično študijo, s katero nadomestimo zahtevne in drage eksperimentalne teste.

uklona ojačanega panela. M-V-interakcija se upošteva z interakcijsko enačbo le takrat, kadar je upogibna obremenitev M_{Ed} večja od upogibne nosilnosti pasnic $M_{f,Rd}$ in kadar je strižna obremenitev V_{Ed} večja od 50 % strižne nosilnosti stojine $V_{bw,Rd}$. Enačba za kontrolo interakcije se glasi:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \left(2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} - 1\right)^2 \leq 1,0 \quad (2)$$

4 • PRIMERJAVA DOBLJENE ODPORNOSTI S STANDARDOM

4.1 EN 1993-1-5

Rezultate testov smo primerjali s karakteristično nosilnostjo, ki jo določimo z uporabo metode sodelujoče širine in metodo reduciranih napetosti, ki jih podaja standard za pločevinaste konstrukcije SIST EN 1993-

1-5. V primeru metode sodelujočih širin se strižna nosilnost in upogibna nosilnost nosilca določita neodvisno. Metoda je osnovana na računu sodelujočih karakteristik prereza, pri čemer ustrezno upoštevamo redukcije zaradi lokalnega uklona podpanelov in globalnega

kjer je $M_{pl,Rd}$ plastična upogibna odpornost prereza.

Z metodo reduciranih napetosti se določi globalna vitkost panela, pri čemer je ta odvisna od dejanskega napetostnega stanja zaradi strižne sile in upogibnega momenta v panelu. Izračunana vitkost se uporabi za določitev brezdimenzionalne strižne in upogibne nosilnosti. Z uporabo te metode je nosilnost določena na bruto prerezu, in to le v enem koraku. Vendar pa je v večini primerov predlagana metoda konservativna, še posebno takrat, kadar ena izmed vitkosti (globalna ali lokalna) prevladuje nad drugo (Beg, 2012).

4.2 Primerjava

V preglednici 6 so zbrane nosilnosti, ki so določene z uporabo zgoraj opisanih metod in s testi. Izkaže se, da so računске nosilnosti v vseh primerih nižje od nosilnosti, določene s testi. Po metodi sodelujočih širin je nosilnost v povprečju za 14 % nižja, po metodi reduciranih napetosti pa za 17 % glede na teste. Z metodo sodelujočih širin dobimo bolj konsistentne rezultate kot z metodo reduciranih napetosti, saj je razlika v nosilnosti od 7 % do 20 % s standardno deviacijo 5 % v prvem primeru in

od 3 % do 30 % s standardno deviacijo 13 % v drugem primeru.

Interakcijska enačba, ki temelji na metodi sodelujočih širin, podani v SIST EN 1993-1-5, se je izkazala za primerno tudi v primeru vzdolžno ojačanih pločevin, saj v vseh štirih primerih dobimo varne rezultate, ki bistveno ne odstopajo od testnih vrednosti. Seveda pa interakcija ni nujno primerna za nosilce, kjer je kritični podpanel za določitev strižne nosilnosti izpostavljen tlačnim napetostim zaradi upogibnega momenta. Vsi demonstrirani primeri so

bili ojačeni z vzdolžnimi ojačitvami v tlačnem delu stojine, pri čemer je bila togost teh ojačitev bistveno večja od potrebne togosti, ki zagotavlja, da je lokalna strižna nosilnost kritičnega podpanela enaka globalni strižni nosilnosti ojačanega panela. Na ta način je bil širši podpanel, ki je bil merodajen za strižno nosilnost, izpostavljen nateznim napetostim, ki pa vplivajo ugodno in povečajo nosilnost. Z metodo sodelujočih širin pa tega ugodnega vpliva ne moremo zajeti, zato je dejanska nosilnost nekoliko večja.

PANEL	TEST F_{test} (kN)	EWM F_{ewm} (kN)	F_{ewm}/F_{test}	RSM F_{rsm} (kN)	F_{rsm}/F_{test}
SO	1934	1792	0,93	1778	0,92
SC	2049	1782	0,87	1982	0,97
UO	2173	1746	0,80	1600	0,74
UC	2087	1770	0,85	1464	0,70
		Povprečje:	0,86	Povprečje:	0,83
		St. dev.:	0,05	St. dev.:	0,13

Preglednica 6 • Nosilnost panela

5 • SKLEPI

Da bi lahko ustrezno raziskali obnašanje vzdolžno ojačanih polnostenskih nosilcev, ki so podvrženi velikim upogibnim momentom in strižnim silam, smo opravili štiri teste v naravni velikosti. Pri tem so bile prečne ojačitve dimenzionirane kot toge, s čimer je bila preprečena interakcija med paneli. Testi SO, SC in UO so izkazovali dolg plato plastičnega tečenja in zato padec sile šele pri zelo velikih pomikih. Drugačno obnašanje smo opazili pri testu UC, ki je bil ojačen z vzdolžno ojačitvijo v 4. razredu kompaktnosti, ki je predstavljala glavni razlog za pričujoče obnašanje, kjer je bilo lokalno izbočenje ojačitve vzrok za nenaden padec nosilnosti. Zaradi tega se odsvetuje uporaba elementov v 4. razredu kompaktnosti, ki služijo kot ojačitve osnovnega konstrukcijskega elementa.

V vseh primerih se je najprej zaradi strižnih napetosti pojavilo izbočenje v širšem pod-

panelu, nato je sledilo lokalno izbočenje v ožjih podpanelih kot posledica tlačnih obremenitev. Na koncu je v primeru testov SO, SC in UC sledil globalni uklon vzdolžne ojačitve, s tem pa globalno izbočenje panela. Globalno izbočenje se ni razširilo preko celotnega panela le v primeru testa UO, in sicer zaradi bistveno manjše osne sile v spodnji ojačitvi, na robu širšega podpanela.

Pri ovrednotenju računске nosilnosti po SIST EN 1993-1-5 sta se v obravnavanih primerih obe metodi izkazali za konservativni, vendar je bila primerjava narejena le za obravnavane štiri teste. Kot že rečeno, so nosilnosti v primeru metode efektivnih širin manjše zaradi ugodnega delovanja nateznih napetosti, ki se razvijejo v kritičnem panelu, ki določa strižno nosilnost nosilca, sama metoda pa tega ne upošteva. Najbolj neugodne situacije bi dobili v primeru, kadar bi bil kritičen panel

obremenjen s tlačnimi napetostmi (vzdolžna ojačitev na sredini panela). V primeru metode reduciranih napetosti pa so vrednosti lahko bistveno bolj konservativne kot v obravnavanem primeru, saj najšibkejši člen narekuje mejno nosilnost celotnega nosilca, hkrati pa metoda ne omogoča prerazporeditve napetosti. Tako z enakim redukcijskim faktorjem, ki ga določimo za ojačano stojino panela, omejimo tudi napetosti v pasnici in s tem bistveno zmanjšamo nosilnost v primerjavi z metodo sodelujočih širin.

Ključni rezultat raziskave je seveda tudi ovrednotenje numeričnega modela, ki je uporabljen za nadaljnje parametrične študije, na podlagi katerih bosta določena nov interakcijski model nosilnosti kot tudi delni varnostni faktor za izbrani model nosilnosti, da bo konstrukcija zagotavljala zadostno varnost v izbrani življenjski dobi. S predlaganim numeričnim modelom smo uspešno ponovili teste in s primerjavo rezultatov pokazali, da je model primeren za nadaljnjo parametrično študijo.

6 • LITERATURA

- Basler, K., Mueller, J. A.; Thurlimann, B.; and Yen, B. T., Web buckling tests on welded plate girders, Welding research council, Bulletin No 64, New York, 1960.
- Basler, K., Strength of plate girders under combined bending and shear, Journal of Structural Division, ASCE, 87, 1961a.
- Basler, K., Strength of plate girders in shear, Journal of the Structural Division, ASCE, 87, 151–180, 1961b.
- Beg, D., Kuhlmann, U., Davaine, L., Braun, B., Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-5-Design of Plated Structures, 1st. ed., Ernst & Sohn Wiley Company, 2010.
- Beg, D., Design of plated structures according to EN 1993-1-5 with the emphasis on longitudinal compression, Stahlbau, 81, 304–314, 2012.
- Bergfelt, A., Plate girders with slender webs – survey and a modified calculation method. Summary in English of the Report nr. II.2.2, Nordiske Forskningsdager for Stalkonstruktjoner, 1973.
- CEN, Metallic materials - Tensile testing - Part 1: Method of test at ambient temperature, in: EN 10002-1, European Committee for Standardisation, Brussels, 2004.
- CEN, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements, EN 1993-1-5, European Committee for Standardisation, Brussels, 2006.
- CEN, Execution of steel structures and aluminium structures - Part 2: Technical requirements for steel structures, in: EN 1090-2, European Committee for Standardisation, Brussels, 2008.
- Evans, H.R., An approach by full-scale testing of new design procedures for steel girders subjected to shear and bending, in: Proceedings of the Institute of Civil Engineers, 175–189, 1986.
- Fujii, T., A comparison between theoretical values and experimental results for the ultimate shear strength of plate girders, in: Proceedings of Colloquium on design of plate and box girders for ultimate strength, IABSE, London, 161–172, 1971a.
- Fujii, T., Fukumoto, Y., Nishino, F., Okumura, T., Research works on ultimate strength of plate girders and Japanese provisions on plate girder design, Proceedings of Colloquium on design of plate and box girders for ultimate strength, IABSE, London, 21–48, 1971b.
- Herzog, M., Die Traglast unverteifer und verteifer, dünnwandiger Blechträger unter reinem Schub und Schub mit Biegung nach Versuchen, Bauingenieur, 1974.
- Höglund, T., Behaviour and strength of the web of thin plate I-girders (in Swedish), Bulletin No.93 of the Division of Building Statics and Structural Engineering, The Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 13–30, 1971a.
- Höglund, T., Simply supported thin plate I-girders without web stiffeners subjected to distributed transverse load, in: Proceedings of Colloquium on design of plate and box girders for ultimate strength, IABSE, London, 85–98, 1971b.
- Höglund, T., Design of thin-plate I Girders in Shear and Bending, in: Bulletin No.94 of the Division of Building Statics and Structural Engineering, The Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 13–30, 1973.
- Johansson, B., Maquoi, R., Sedlacek, G., Müller, C., Beg, D., Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 “Plated Structural Elements”, JRC Scientific and Technical Reports, 2007.
- MATLAB, MathWorks, Natick, Massachusetts USA, 2007.
- Ostapenko, A., Chern, C., Ultimate strength of longitudinally stiffened plate girders under combined loads, IABSE Proceedings: Design of plate and box girders for ultimate strength, London, 1971.
- Porter, D.M., Rockey, K.C., Evans, H.R., The Collapse Behaviour of Plate Girders Loaded in Shear, Structural Engineering, 53, 313–325, 1975.
- PWRI, Public Works Research Institute, Report of load resistance tests on plate girders, Technical Report No. 2533, 1987.
- Schueller, W., Ostapenko, A., Tests on transversally stiffened and on longitudinally stiffened unsymmetrical plate girders., Welding research council, 156, 1970.
- SIMULIA, Abaqus Online Documentation: Version 6.11-3, Deassault Systemes, 2011.
- Sinur, F., Beg, D., Imperfection Sensitivity Analysis of Longitudinally Stiffened Plated Girders Subjected to Bending – Shear Interaction, Stability and Ductility of Steel Structures, Rio de Janeiro, Brazil, 787–794, 2010.
- Sinur, F., Behaviour of longitudinally stiffened plated girders subjected to bending-shear interaction, Faculty of Civil and Geodetic Engineering, University of Ljubljana, Ljubljana, povzeto po: <http://eprints.fgg.uni-lj.si/id/eprint/1023>, 2011.
- Škaloud, M., Rockey, K.C., The Ultimate Load Behaviour of Plate Girders Loaded in Shear, The Structural Engineer, 50, 29–47, 1972.
- Veljkovic, M., Johansson, B., Design for buckling of plates due to direct stress, Nordic Steel Construction Conference, Helsinki, Finland, 2001.