

naš znak: **DN2006420-28-AŠT-04-REV**

datum: **21. 9. 2021 (05.10.2021)**

ODGOVORI PROJEKTANTA NA MNENJA, PRIPOMBE IN NAPOTKE K

REVIZIJSKO POROČILO o pregledu projektne dokumentacije PZI:
Most čez Savinjo na Špici v Celju

Odgovorni revident:	mag. Anton Štampfl, univ. dipl. inž. grad.
Sodelavec:	mag. Barbara Mihaela Saje, univ. dipl. inž. grad.

I. Ključni podatki o pregledani dokumentaciji

Naziv gradnje:	Most čez Savinjo na Špici v Celju v sklopu ureditev DKP na območju mestne občine Celje in občine Žalec DKP G13 Ljubljana – Kamnik – Vransko – Celje, odsek Vransko – Celje
Vrsta gradnje:	Novogradnja – novozgrajen objekt
Vrsta dokumentacije:	Projektna dokumentacija za izvedbo gradnje–PZI (v recenzijo)
Strokovno področje načrta:	0/2 Načrt s področja gradbeništva
Št. projekta:	102-19E-I, JV: Projekt Nova Gorica d.d. & Ginex International d.o.o.
Projektant:	JV: Projekt Nova Gorica d.d. & Ginex International d.o.o.
Vodja projekta:	Dalibor STANIČ, univ. dipl. inž. grad., id. št. IZS: PI G – 3154
Št. načrta:	555/19, Ponting d.o.o.
Projektant načrta:	PONTING inženirski biro d.o.o. Strossmayerjeva 28, 2000 Maribor
Datum izdelave načrta:	Junij 2021
Vodja načrta:	Rok Mlakar, univ. dipl. inž. grad, id. št. IZS: PI G – 2507



II. Splošno

Preko reke Savinje na Špici v Celju je projektant predvidel izgradnjo novega mostu za kolesarje in pešce na daljinski kolesarski povezavi DKP G13. Na območju predvidene premostitve Savinje poteka trasa DKP G13 na odseku Celje–Šempeter po visokovodnem nasipu na levem bregu in desnem nabrežju vzporedno s Partizansko cesto. Os premostitve poteka pravokotno na strugo in traso kolesarske povezave. Lokacija premostitve Savinje je postavljena približno 300 m gorvodno od Špice, sotočja Savinje in Ložnice ali Koprivnice, nad prelivnimi polji kajakaškega centra.

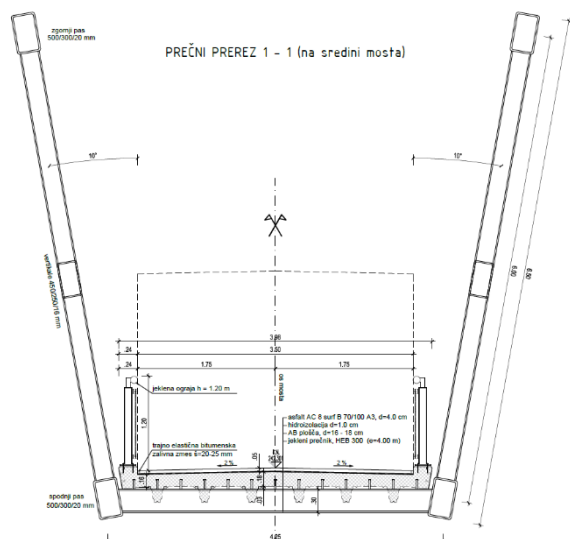
Po oceni kriterijev, želji naročnika, drugih lokacijskih, tehnoloških in tehničnih pogojev je projektant zasnoval most s konstrukcijo v obliki prostoležečega nizkega ločnega Vierendeel paličja. Objekt ima eno zavorno enoto. Razpon med osmi ležišč je 76 m.

Prostoležeča konstrukcija je zaradi togih povezav med elementi paličja poleg centričnih osnih napetosti, značilnih za palične konstrukcijske sisteme, obremenjena še z normalnimi napetostmi zaradi upogiba in strižnimi napetostmi. Vsled ločno napetega zgornjega pasu se statična višina nosilca spreminja med približno 1,5 m na koncih in 6,0 m v sredini razpona mostu. Vertikale so postavljene v razmaku približno 4,0 m in usmerjene približno centrično na zaokrožitev zgornjega pasu. Ločno oblikovan zgornji pas usmerja tok sil in povečuje togost celotnega sistema. Prekladno konstrukcijo v spodnjem pasu sestavljajo jekleni nosilci in sovprežna plošča. Prekladna konstrukcija se preko elastomernih ležišč naslanja na armiranobetonske opornike, ki se preko kril navezujejo na nasipe ali podporne konstrukcije dostopov v poteku trase DKP. Predvideno je globoko temeljenje na pilotih. Pod vsakim opornikom sta dva pilota s premerom 100 cm.

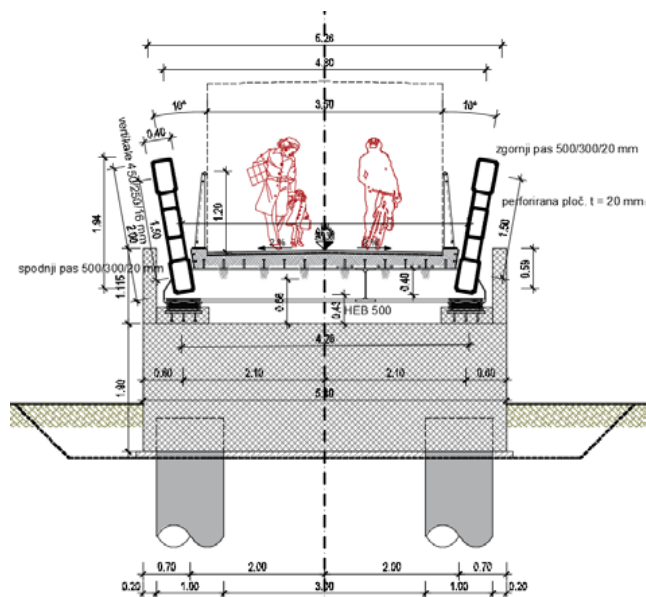
Nosilna prekladna konstrukcija mostu je sestavljena iz dveh vzporednih, navzven nagnjenih Vierendeel paličij, ki sta v spodnji ravnini, pod pohodno površino med seboj povezana s prečniki in Hi-Bond AB ploščo. Vzдолžna nosilca sta sestavljena iz vroče valjanih jeklenih profilov standardnih dimenzij; spodnji in zgornji pas iz pravokotnih škatlastih profilov 500/300/20 mm, vertikale pa iz pravokotnih škatlastih profilov 450/250/16 mm. Glavna jeklena nosilca sta v prvih dveh krajnih poljih, med vertikalami, ojačana s perforiranimi pločevinami, debeline 15 mm.

Konstrukcijo je projektant modeliral kot jekleno prostorsko konstrukcijo iz linijskih elementov in izvedel račun po MKE. Statični model je opisal z upoštevanjem predvidene geometrije konstrukcije in lastnosti predvidenih materialov. Pri modeliranju zemljine je podatke povzel po geološko-geotehničnem poročilu.

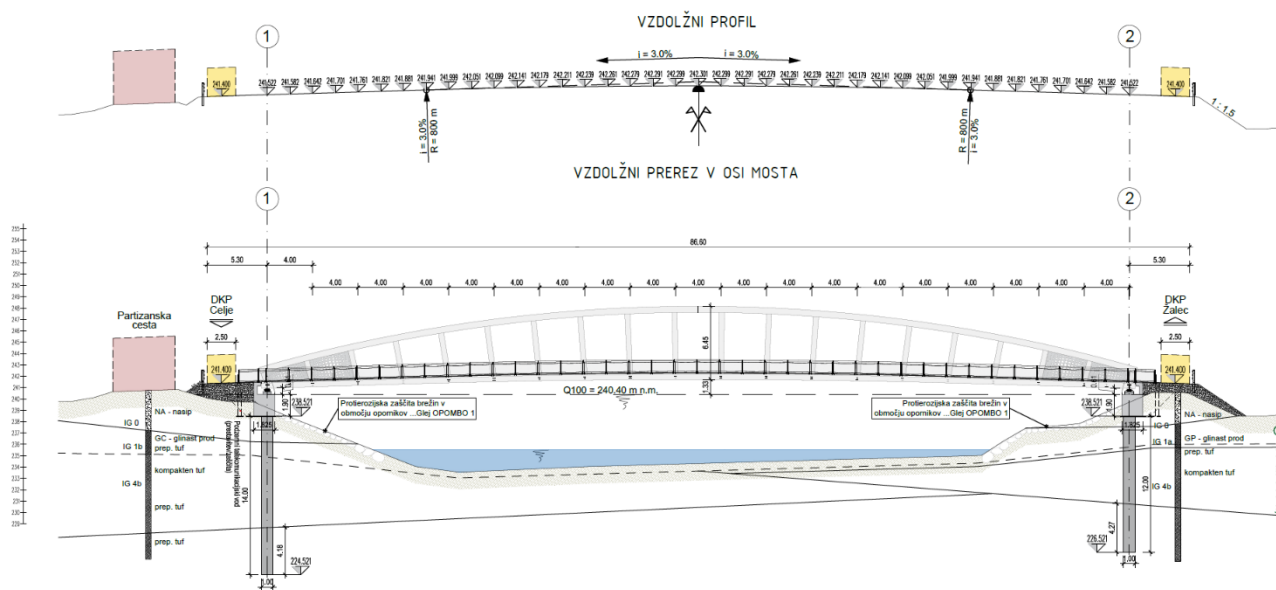
Analizo je naredil skladno z evropskimi standardi Evrokod. V okviru izračuna notranjih statičnih količin v elementih je izvedel dokaz mejnega stanja nosilnosti (MSN) in dokaz mejnega stanja uporabnosti (MSU) ter dinamično analizo. Za most je izdelal analizo vibracij po metodi s spektri odziva, v okviru katere so bili izračunani maksimalni pospeški, na podlagi katerih so bili določeni razredi udobja za posamezna projektna stanja. Pri statični in dinamični analizi je projektant uporabil programski paket Tower 3d Model Builder.



Karakteristični prerez na sredini mosta



Karakteristični prerez v osi krajne podpore



Vzdolžni profil in vzdolžni prerez prekladne konstrukcije

III. Mnenja, napotki in pripombe

Pripombe k tehničnim opisom

1. Posodobiti kazalo vsebine tehničnega poročila na strani 2 in odpraviti manjše tipkarske napake (kot npr.: str. 5 »Sprememba v katastru, gede«, str. 10 »za palične konstrkcijske sisteme«, »na koceh do 6.0 m«, »palčnih "Vierendeel" nosilcev«, str. 11 »ločno oblokovan "Vierendeel" nosilec«, str. 15 »v min. debelini 85 μm « ...)

Dopolnjeno/korigirano ...

2. Pri navedbi standardov na strani 9 dodati standard za sovprežne konstrukcije SIST EN 1994 in standard za vplive na konstrukcije, ki predpisuje prometno obtežbo na mostovih EN 1991-2. Navedba standarda za les verjetno ni potrebna.

Dopolnjeno/korigirano ...

3. Pri opisu strižne povezave na strani 11 navesti karakteristično natezno trdnost materiala deformabilnih moznikov in upoštevati v izračunih, popisih in risbah.

Dopolnjeno/korigirano ...

4. Preveriti dolžino krajšega pilota na strani 11 in uskladiti z navedbami v statično dinamični analizi (str. 4).

Dolžina pilotov levoobrežnega opornika je 12 m; korigirano v statično dinamični analizi ...

Pripombe k statičnim izračunom

5. Odpraviti manjše tipkarske napake (na str. 6 manjka navedba nosilnosti pilotov za desno obrežni opornik, str. 4: dolžina krajših pilotov, str. 25: »za lemente iz konstrukcijskega jekla« ...)

Dopolnjeno/korigirano ...

6. Pri navedbi standardov na strani 12 dodati standard za vplive na konstrukcije, ki predpisuje prometno obtežbo na mostovih, EN 1991-2.

Dopolnjeno/korigirano ...

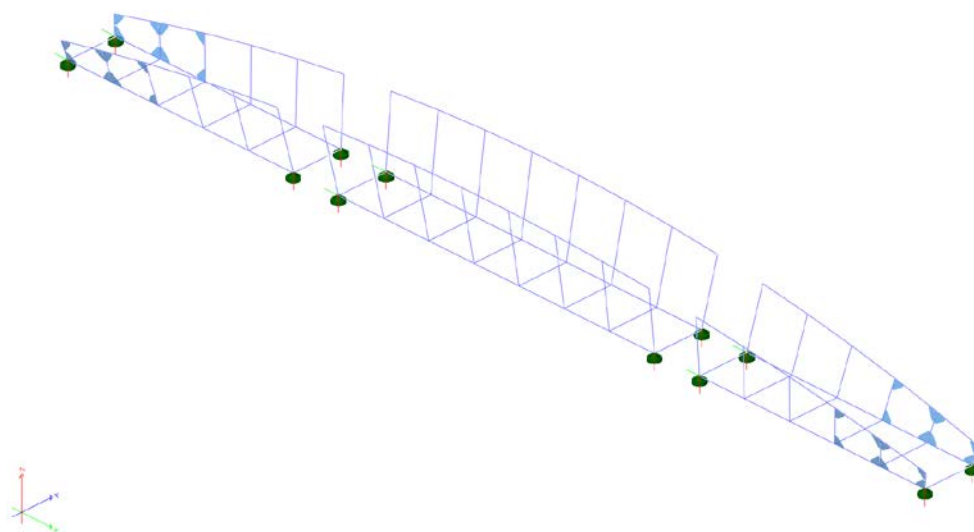
7. Na predvidenem mostu je spodnji pas vzdolžno zasnovan v obliki krožnega loka z radijem 800 m. V modelu prostorske konstrukcije je vzdolžno privzet raven spodnji pas. Obrazložiti.

Raven spodnji pas je privzet kot poenostavitev pri modeliranju, zaradi lažjega in hitrejšega mreženja elementov, enostavnejšega nanašanja obtežb in posledično hitrejšega preračuna. Vpliv poenostavitve, kot take, je iz vidika velikosti NSK in deformacij zanemarljiv in v inženirskem smislu popolnoma sprejemljiv. Nadvišanje spodnjega pasu, vsled nivelete v zakrivljenosti $R = 800\text{ m}$, je cca. $L/100$ (78 cm).

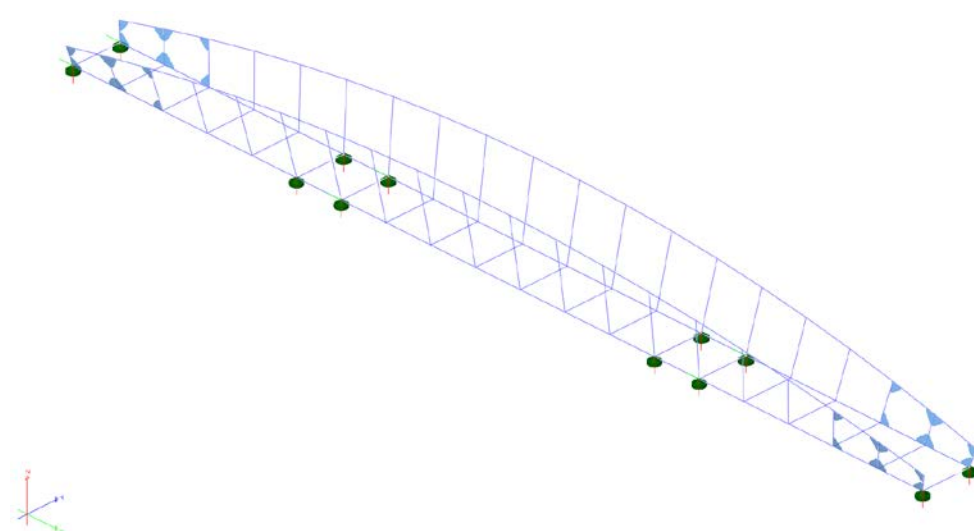
8. Ali je preverjena nosilnost in stabilnost mostne konstrukcije za vse faze gradnje?

Analiza (kontrola nosilnosti in stabilnosti) je izvedena za vse faze gradnje, ki so predvidene in niso neposredno pogojene s tehnologijo izvajalca, ker le te v tej fazi ne poznamo. Analizirane so faze začasnega podpiranja na gradbišču, povezava jeklene konstrukcije v končno zavorno enoto (varjenje na gradbišču), betoniranje AB plošče krovne konstrukcije (sveži beton), nanos preostale stalne obtežbe (obtežba krova), odstranitev začasnih podpor in končno stanje – faza uporabe.

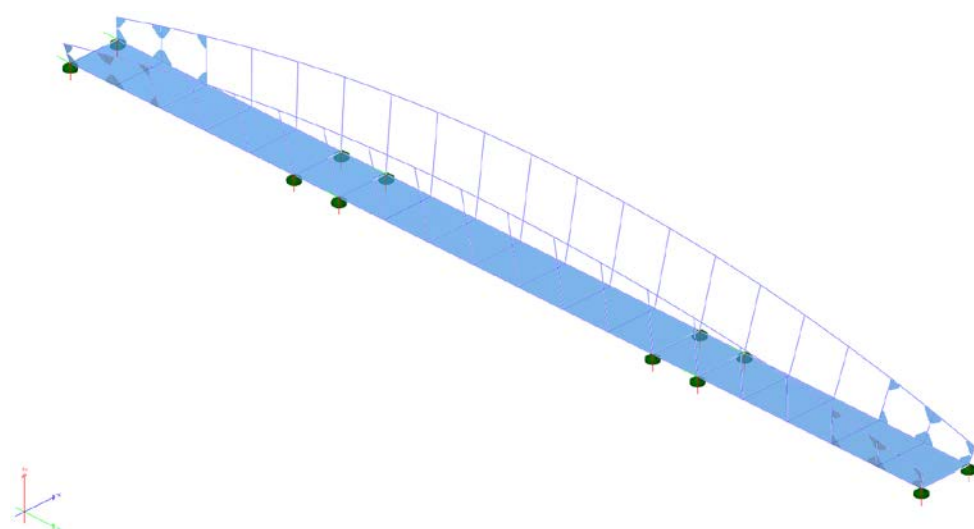
Dodatne detaljne izračune je potrebno izvesti v sklopu izdelave tehno-ekonomskega elaborata izvajalca (TEE), ob upoštevanju možnosti in razpoložljive tehnološke opreme izvajalca, v kolikor se bodo le te razlikovale od predvidenih. Spodaj so prikazani modeli konstrukcije za različne faze gradnje, kot smo jih analizirali.



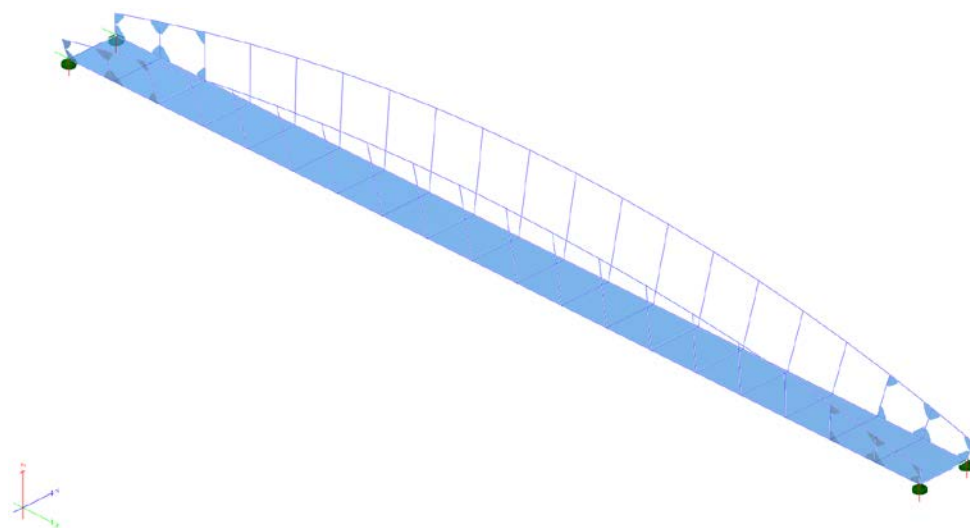
začasno podpiranje na gradbišču



povezava jeklene konstrukcije v končno zavorno enoto, betoniranje AB plošče



AB plošča, izvedba krova



umik začasnih podpor, faza uporabe

9. Ali je z naročnikom dogovorjeno, da se obtežba množice (LM4) ne upošteva pri načrtovanju? Pomislek gre predvsem v smeri, da bi bilo v primeru obstoja možnosti izvedbe tekaškega maratona po mostu, smiselno upoštevati nereducirano obtežbo (5 kN/m^2).

Z naročnikom ni dogovorjeno, ali se naj obtežba množice (LM4) upošteva pri načrtovanju ali ne. Naročnik se glede tega tudi ne zna opredeliti. Na osnovi pogovora z vodjo projekta, naročnik odločitev o upoštevanju obtežbe LM4 prepušča dogovoru med projektantom in revidentom.

Načeloma je to obtežba predvidena za cestne mostove, pri mostovih za pešce, pa se jo upošteva skladno z navodili naročnika, oziroma tam, kjer se ocenjuje, da je takšna obtežba smiselna. Glede na lokacijo mostu (izven mestnega središča) in dostopnost same lokacije, v okviru normalne uporabe ocenjujemo, da ni potrebe, da se takšna obtežba upošteva. Upoštevana prometna obtežba pešcev 3.2 kN/m^2 (320 kg/m^2), kar je približno 4 osebe/ m^2 , po našem mnenju v stalnih in začasnih projektnih stanjih povsem zadošča.

10. Ali je obtežba servisnega vozila usklajena z zahtevami naročnika?

Obtežba servisnega vozila ni bila usklajena z naročnikom. Naročnik pri premostitvah načeloma upošteva standardno servisno vozilo.

Glede na to, da bodo na obeh straneh mostu, ob vstopu na most, postavljene fizične ovire (konfini) za preprečevanje dostopa na most motornim vozilom in za namene umirjanja kolesarskega prometa in da dostopne poti do mosta (širina, ustroj, minimalne zaokrožitve) praktično onemogočajo dostop do mosta večjim motornim vozilom, smo obtežbo servisnega vozila omejili. Standard to, skladno s točko 5.3.2.3 NOTE 1 in NOTE 2, dopušča.

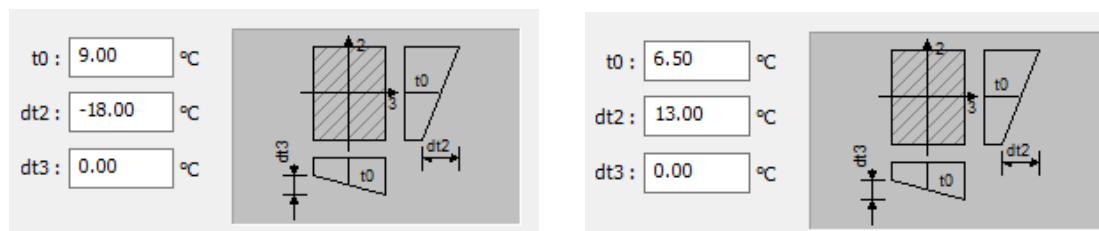
V stalnih in začasnih projektnih stanjih smo upoštevali obtežbo servisnega vozila, kot je prikazano v analizi obtežb pod točko 2.2.2 v statično dinamični analizi ... vozilo skupne teže 40 kN (4 t) in kolesna obtežba 10 kN na $0.2 \times 0.2 \text{ m}$ vplivne površine. Takšna obtežba pokriva servisna vozila za redno vzdrževanje objekta (pluženje, manjša popravila, ... npr. manjši traktorji, kombinirana vozila, manjša poltovorna vozila) in hkrati tudi obtežbo intervencijskega reševalnega vozila (rešilec).

Skladno s točko 5.6.3 (EN 1991-2) je bila v okvirju nezgodnih projektnih stanj obravnavana obtežba servisnega vozila skladno s predmetnim standardom in ustreznimi faktorji varnosti na obtežbo (vozilo teže 120 kN ... $80 \text{ kN} + 40 \text{ kN}$). Glede na lego in dostopnost objekta, se nam takšna obtežba zdi smiselna in zadostna.

11. Na kakšen način je bila na jeklenih elementih upoštevana neenakomerna toplotna obtežba

(na katerih elementih)?

Na glavnih jeklenih nosilcih (zgornji in spodnji pas) je bila upoštevana neenakomerna temperaturna sprememba po višini prereza, kot je prikazano na spodnjih shemah. Na vertikalnih elementih in na prečnikih pod AB ploščo je bila istočasno upoštevana reducirana enakomerna temperaturna sprememba v iznosu t_0 .



Po reviziji smo na jeklenih nosilcih upoštevali neenakomerno temperaturno obtežbo skladno s SIST EN 1991-1-5, točka 6.1.6 ... 15° C med zgornjim in spodnjim pasom jeklenega nosilca, istočasno s temperaturno obtežbo AB prekladne konstrukcije.

12. Obrazložiti določitev d_{tot} pri izračunu vpliva vetra (smatram, da se za določitev koeficienta $C_{fk,0}$ odprti parapeti ne upoštevajo).

d_{tot} smo določili skladno s točko 8.3.1. SIST EN 1991-1-4, točko (4) in sliko 8.5 ... za vsako transparentno ograjo smo osnovni višini prekladne konstrukcije (spodnji pas in AB plošča) 70 cm, smo dodali 0.3 m. Skupna višina upoštevana za prekladno konstrukcijo A_{ref} je tako $0.7 + 2 \times 0.3 = 1.3$ m. Na elemente jeklenega paličja (vertikale in zgornji pas) smo aplicirali obtežbo vetra skladno s točko (4) b).

13. Ali je računsko preverjen vpliv morebitnih diferenčnih posedkov temeljev?

Računsko je preverjen dvig prekladne konstrukcije za potrebe menjave ležišč za 2.5 cm. Smatramo, da je tak pomik večji od morebitnega pričakovanega diferenčnega posedka temeljev, zato tega obtežnega primera nismo posebej obravnavali. Bomo v analizo v sklopu revizije vključili še diferenčni posedek podpore v iznosu 1 cm.

14. Ali je računsko preverjen vpliv krčenja betona?

Vplive krčenja smo analizirali na ločenem modelu, po poenostavljeni metodi z ekvivalentno temperaturno obtežbo, toliko da smo opredelili vplive v splošnem smislu. Vsled krčenja se v spodnjem pasu pojavljajo tlačne napetosti, ki pa dejansko ne morejo preseči vrednosti trenja med betonom in opažno pločevino, oziroma nosilnosti moznikov, ki znaša cca. 380 kN/m. V zgornjem pasu se vsled krčenja prav tako pojavljajo dodatni tlaki, vendar je velikostni razred le teh zanemarljiv (<5 kN). Glede na vplive vsled vertikalnih obtežb (stalnih in spremenljivih) in posledičnih obremenitev v jekleni konstrukciji, lahko vplive krčenja betona zanemarimo. V globalni analizi konstrukcije vplivov krčenja betona zato nismo upoštevali.

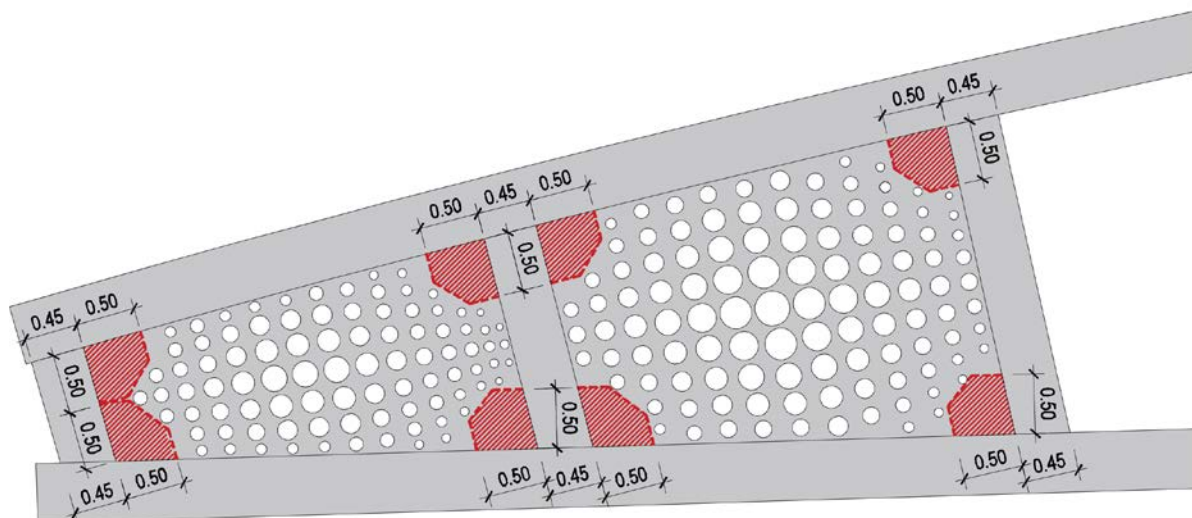
Prav tako, smo v globalni analizi upoštevali razpokan betonski prerez AB plošče (zmanjšana upogibna togost v vzdolžni smeri), tako da je za globalno nosilnost AB plošča v bistvu privzeta le kot balast.

15. Kako so bile določene dimenzije nosilnega dela ojačitvenih pločevin? Ali nosilni del vsebuje perforacijo (iz načrtov je razvidno, da so luknje, tudi na nosilnem delu) in ali je le-ta upoštevana v izračunih?

Dimenzije nosilnih delov ojačitvenih pločevin so bile določene na osnovi predhodnih analiz in navedb v literaturi iz različnih virov. Ojačitvene pločevine (nosilni del) pokrivajo območja min. 25% višine največjega jeklenega profila izven gabarita posameznega profila. V našem primeru je $h_{max} = 500$ mm, se pravi da morajo segati ojačitvene pločevine najmanj 12.5 cm izven gabarita jeklenega profila. Dimenzije ojačitvenih pločevin smo določili tudi na osnovi diagrama upogibnih momentov na modelu brez ojačitev. Dodatno vlogo pri učinkovitosti ojačitvenih pločevin igra tudi lokalna togost/vitkost posameznega elementa, zaradi česar smo

ojačitvene pločevine v analizi upoštevali v dimenzijah 50 cm izven gabarita jeklenih profilov. Ojačitvene pločevine so iz estetskih razlogov postavljene po celotnem polju odprtine med vertikalnimi profili, vendar so izven nosilnih območij perforirane, v analizi pa ta območja niso upoštevana.

V nosilnih območjih ojačitvenih pločevin ni perforacije. Na načrtih smo že pred recenzijo, v okviru notranje kontrole korigirali risbe jeklene konstrukcije, kjer je prikazana perforacija ojačitvenih pločevin. Izvajalec bo perforacijo izdelal z računalniško vodenim CNC strojem po digitalni podlogi projektanta.



Območja ojačitvenih pločevin brez perforacije, ki so upoštevana v nosilnem sistemu

Smo se pa na osnovi dodatnih analiz odločili, da ojačitvene pločevine nekoliko odebelimo in sicer na $t = 20 \text{ mm}$. Na ta način povečamo varnost izbočitve ojačitvenih pločevin ($F = 1.45$), oziroma prenesemo kritično izbočitev na zgornji pas nosilca ($F = 2.55$).

16. Iz kontrole globalne stabilnosti izhaja, da je nosilnost prereza zgornjega pasu izkoriščena 98-procentno, pri čemer pa ni upoštevan vpliv upogibnih momentov. Preveriti.

Bomo preverili z upoštevanjem upogibnih momentov.

17. Ali je računsko preverjena nosilnost deformabilnih moznikov?

Glede na predpostavke v globalni analizi (razpokan AB prerez), vsiljenih obremenitev praktično ni, vzdolžne ter prečne obremenitve vsled regularnih obtežb pa so majhne.

Preverimo nosilnost strižnih trnov skladno s SIST EN 1994-2 (6.6.3.1):

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd1}; P_{Rd1}) = 58.0 \text{ kN} \dots P_{Rd, MSU} = 43.5 \text{ kN}$$

$$V_{MAX, ULS} = 601 \text{ kN} \text{ (merodajna je ULS kontrola)}$$

$$n = V_{MAX, ULS} / P_{Rd} = 10.3 \dots \text{minimalno 11 strižnih trnov} \dots \text{izberemo 13 kosov/prečnik}$$

18. Zakaj je v armaturnih načrtih predvidena nekoliko povečana mrežna armatura plošč, kot je navedeno v statičnem izračunu (Q424 namesto Q385)?

V statičnem izračunu je navedena minimalna potrebna računaska armatura, ki je prevedena v minimalno standardizirano armaturno mrežo. V načrtu je potem izbrana konstruktivno najbolj ugodna armaturna mreža, ki izpolnjuje tudi računske količine. Raster Q424 je 15 cm, kar je bolj ugodno od 10 cm iz vidika montaže armature in vgrajevanja betona.

Ugotovitve kontrolnega statičnega izračuna

V okviru revizije smo izdelali kontrolno računsko analizo mostu ob upoštevanju računskega modela prekladne konstrukcije. Računska analiza je bila izvedena s programskim orodjem SOFiSTiK 2020, na prostorskem linijskem modelu. V računskem modelu je upoštevana tudi ukrivljenost spodnjega pasu paličnih nosilcev.

Kontrolni izračuni so pokazali dobro ujemanje z rezultati v projektni dokumentaciji – tako na nivoju kontrole notranjestatičnih količin zaradi osnovnih vplivov kot tudi glede dinamičnih karakteristik konstrukcije.

Na podlagi izvedenega kontrolnega izračuna podajamo naslednje bistvene pripombe:

19. Kontrolni izračun je potrdil, da je ojačitvena pločevina na krajnih poljih potrebna, saj bi bila v primeru brez ojačitev nosilnost prerezov v krajnih poljih prekoračena. Gre torej za pomemben konstrukcijski element, ki pa v projektni dokumentaciji ni obdelan na ustreznem nivoju – predvsem bi bilo treba natančno definirati geometrijo (velikost in razporeditev oslabitev zaradi perforacije) ter nosilnost in stabilnost takšnega elementa ustrezno računsko dokazati. Možni so tudi drugi načini ojačitev (npr. z dodatnimi diagonalami).

Ojačitvene pločevine v krajnih poljih so vsekakor potrebne, saj ustrezno povečujejo togost že tako zelo togih povezav spojev in posledično zmanjšujejo obremenitve v posameznih elementih paličnega nosilca. Perforacije so predvidene izven nosilnih območij v bližini spojev. Čeprav celotne pločevine v računu niso upoštevane, pa je njihovo sodelovanje pri prenosu obtežb seveda nemogoče izključiti. Ojačitvene pločevine smo detajlno dodatno računsko preverili na izbočitev in minimalni faktor varnosti za merodajno obtežbeno kombinacijo znaša 1.45. Na načrtih bomo točno definirali območja nosilnosti in geometrijo perforacije izven območij nosilnosti. Ojačitvene pločevine bomo odebelili na $t = 20$ mm.

Izvajalec bo perforacijo izdelal z računalniško vodenim CNC strojem po digitalni podlogi projektanta.

Drugim načinom ojačitev (dodatne diagonale) smo se, iz estetskih razlogov, želeli izogniti.

20. Kontrolni izračun je pokazal, da je konstrukcija precej občutljiva glede globalne elastične nestabilnosti, saj znaša uklonski koeficient $\alpha_{cr} = 2,5$. Za tovrstne konstrukcije z uklonskim koeficientom $\alpha_{cr} < 10$ standard EN 1993-2 zahteva globalno analizo z upoštevanjem vplivov teorije drugega reda, kar iz izpisov ni razvidno.

Res je, globalna nestabilnost je merodajni parameter pri zasnovi in dimenzioniranju te konstrukcije. Po sugestiji smo skladno z EN 1993-2 izvedli globalno analizo konstrukcije z upoštevanjem vplivov teorije drugega reda za končno fazo gradnje oziroma fazo uporabe. Povzetek podajamo v nadaljevanju, več prikazov pa bomo vključili v prilogi osnovnemu statičnemu računu.

$$F_{cr} = 11.500 \text{ kN}, F_{Ed} = 4480 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \alpha_{cr} = 2.57$$

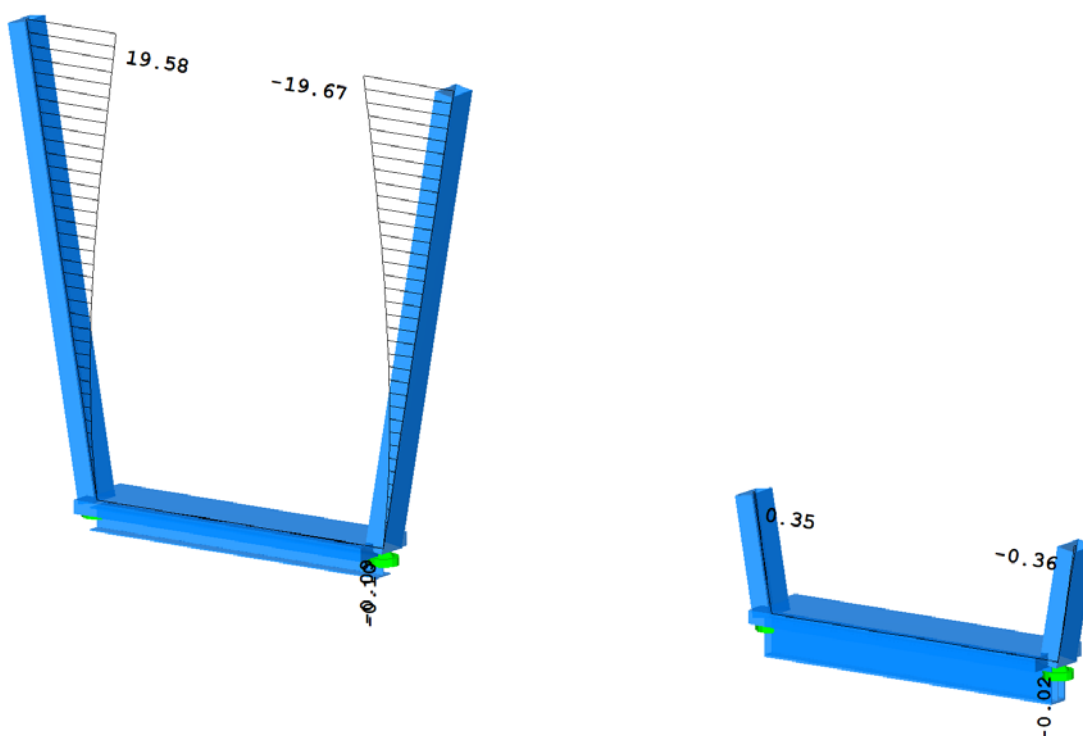
Primerjava dimenzioniranja jeklenih prerezov analiza po teoriji I. reda / analiza po teoriji II. reda:

ELEMENT	Kontrola napetosti	
	teorija I. reda	teorija II. reda
zgornji pas RHS 500/300/20 mm	0.71	0.75
spodnji pas RHS 500/300/20 mm	0.64	0.68
vertikala RHS 450/250/16 mm	0.84	0.90
	Kontrola stabilnosti	
	teorija I. reda	teorija II. reda
zgornji pas RHS 500/300/20 mm	0.59	0.69

spodnji pas RHS 500/300/20 mm	0.43	0.51
vertikala RHS 450/250/16 mm	0.61	0.75

Kontrola bočne zvrnitve U-okvija:

Pri izračunu togosti prečnih okvirjev, skladno s SIST EN 1994-2 upoštevamo tudi minimalno sodelujočo širino AB plošče v zgornjem pasu prečnega nosilca ... $b_{\text{eff,min}} = 100 \text{ cm}$.



Vplivi v uklonsko najbolj obremenjenem prerezu zgornjega pasu ($x = L/2$), vsled analize po teoriji 2. reda so:

$N_{\text{Sd}} = -4480 \text{ kN}$; $M_{\text{z,Sd}} = 73 \text{ kNm}$; $M_{\text{y,Sd}} = 22 \text{ kNm}$

$E =$	21000	kN/cm^2
$I =$	44078	cm^4
$L =$	7600	cm
$I_u =$	400	cm
$\pi =$	3,1415927	
$A =$	300,000	cm^2
$f_y =$	35,50	kN/cm^2
$\alpha_{\text{L,T}} =$	0,21	
$N_{\text{ed,max}} =$	4481,5	kN
$F_d =$	10	kN
$u_d =$	1,97	cm
$F_e =$	10	kN
$u_e =$	0,036	cm
$\gamma_{\text{M1}} =$	1,1	

TOGOST VMESNEGA U-OKVIRJA

$$C_d = F_d / u_d = 5,08 \text{ kN/cm}$$

TOGOST KRAJNEGA U-OKVIRJA

$$C_e = F_e / u_e = 277,78 \text{ kN/cm}$$

NOSILEC NA ELASTIČNI PODLAGI

Togost podpor na lokalni ravni

$$N_E = 57098,01 \text{ kN} \quad 4 \cdot N_E / l_u = 570,98 \text{ kN/cm}$$

$$C_d < 4 \cdot N_E / l_u$$

okvirja ne delujeta kot toge podpore

$$C_e < 4 \cdot N_E / l_u$$

IZRAČUN N_{crit} PO SIST EN 1993-2 točka 6.3.4.2 (6)

Enačba predpostavlja neskončno toga krajna okvirja

$$N_{crit} = m \cdot N_E = 6854,68 \text{ kN}$$

$$N_E = 158,17 \text{ kN}$$

$$\gamma = 45739,03$$

$$m = 43,34$$

IZRAČUN N_{crit} Z UPOŠTEVANJEM DEJANSKE TOGOSTI KRAJNIH OKVIRJEV

$$X = 29,78$$

$$m = 42,46$$

$$N_{crit} = m \cdot N_E = 6716,20 \text{ kN}$$

$$N_{crit,min} = 6716,203 \text{ kN}$$

VITKOST

$$\lambda = 1,26 > 0,2$$

REDUKCIJSKI FAKTOR

$$\alpha_{LT} = 0,21 \text{ uklonska krivulja a}$$

$$\Phi_{LT} = 1,40$$

$$\chi_{LT} = 0,49$$

KONTROLA PREREZA

$$N_{b,rd} = 4780,80 > N_{ed,max} 4482 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}(TDR)}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}(TDR)}{\frac{W_y f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{z,Ed}(TDR)}{\frac{W_z f_y}{\gamma_{M1}}} = 0.938 + 0.046 + 0.020 = 1.004 > 1.00$$

Izkoriščenost prereza pri kontroli uklona je dejansko presežena!

V izogib neželenim konstrukcijskim korekcijam in s tem povezanimi večjimi stroški, se

odločimo zgornji pas jeklene konstrukcije izdelati iz jekla kvalitete S 460. Ponovimo kontrolo stabilnosti za $f_y = 46 \text{ kN/cm}^2$ in $\alpha_{LT} = 0.13$ (uklonska krivulja a_0 ... vroče valjani votli prerezi, razred kompaktnosti 1).

$E =$	21000	kN/cm^2
$I =$	44078	cm^4
$L =$	7600	cm
$I_u =$	400	cm
$\rho_i =$	3,1415927	
$A =$	300,000	cm^2
$f_y =$	46,00	kN/cm^2
$\alpha_{LT} =$	0,13	
$N_{ed,max} =$	4481,5	kN
$F_d =$	10	kN
$u_d =$	1,97	cm
$F_e =$	10	kN
$u_e =$	0,036	cm
$\gamma_{m1} =$	1,1	

TOGOST VMESNEGA U-OKVIRJA

$$C_d = F_d / u_d = 5,08 \text{ kN/cm}$$

TOGOST KRAJNEGA U-OKVIRJA

$$C_e = F_e / u_e = 277,78 \text{ kN/cm}$$

NOSILEC NA ELASTIČNI PODLAGI

Togost podpor na lokalni ravni

$$N_E = 57098,01 \text{ kN} \quad 4 \cdot N_E / I_u = 570,98 \text{ kN/cm}$$

$$C_d < 4 \cdot N_E / I_u$$

okvirja ne delujeta kot toge podpore

$$C_e < 4 \cdot N_E / I_u$$

IZRAČUN N_{crit} PO SIST EN 1993-2 točka 6.3.4.2 (6)

Enačba predpostavlja neskončno toga krajna okvirja

$$N_{crit} = m \cdot N_E = 6854,68 \text{ kN}$$

$$N_E = 158,17 \text{ kN}$$

$$\gamma = 45739,03$$

$$m = 43,34$$

IZRAČUN N_{crit} Z UPOŠTEVANJEM DEJANSKE TOGOSTI KRAJNIH OKVIRJEV

$$X = 29,78$$

$$m = 42,46$$

$$N_{crit} = m \cdot N_E = 6716,20 \text{ kN}$$

$$N_{crit,min} = 6716,203 \text{ kN}$$

VITKOST

$$\lambda = 1,43 > 0,2$$

REDUKCIJSKI FAKTOR

$$\begin{aligned}\alpha_{LT} &= 0,13 \text{ uklonska krivulja} & a_0 \\ \Phi_{LT} &= 1,61 \\ \chi_{LT} &= 0,43\end{aligned}$$

KONTROLA PREREZA

$$N_{b,rd} = 5372,39 > N_{ed,max} \quad 4482 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}(TDR)}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}(TDR)}{\frac{W_y I_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{z,Ed}(TDR)}{\frac{W_z I_z}{\gamma_{M1}}} = 0.834 + 0.009 + 0.034 = 0.877 < 1.00$$

Pogoju globalne stabilnosti je zadovoljeno.

21. Globalno analizo konstrukcije je treba izvesti ob upoštevanju učinkov teorije drugega reda. Pri kontroli na nivoju prereza je treba poleg izkoriščenosti glede nevarnosti uklona upoštevati tudi vplive upogibnih momentov.

Analiza po teoriji 2. reda je pokazala skoraj popolno ujemanje z rezultati, ki jih je v kontrolnem računu dobil revident. Prav tako je mogoče sklepati, da konstrukcija glede uklona ni občutljiva na vplive po teoriji 2. reda, saj je vpliv upogibnih momentov pri kontroli izkoriščenosti glede nevarnosti uklona, praktično zanemarljiv.

IV. Zaključek

Pregledana dokumentacija je pogojno ustrezna. Podati je treba obrazložitve na navedene pripombe in dopolniti načrt.

Skladno z revizijskim poročilom smo izvedli dodatne analize in aplicirali ustrezne korekcije. V statično dinamični analizi bomo v dodatku podali ustrezne prikaze, risbe in tehnično poročilo bomo ustrezno dopolnili oziroma korigirali.

Pripravili:

mag. Barbara Mihaela Saje, univ. dipl. inž. grad.

mag. Anton Štampfl, univ. dipl. inž. grad.

PRILOGA 1: Kontrolni statični izračun

Odgovore pripravil:

Rok MLAKAR, univ. dipl. inž. grad.



ROK MLAKAR
univ. dipl. inž. grad.
IZS G-2507