2 Načrt gradbeništva

Dozidava športne dvorane Brezovica

Investitor	**Občina Brezovica,** **Tržaška cesta 390, 1351 Brezovica**
Vrsta projekta	IDZ
Št. načrta	26015
Št. projekta	Arhitektonika 05/24
Pooblaščeni inženir	Uroš Grobelšek, univ. dipl. inž. grad. (IZS G-2999)
Vodja projekta	Dr. Andrej Goljar, univ.dipl.ing.arh. (ZAPS 0477 PA PPN)
Stanje načrta	končno
Datum	14. maj 2026
Št. izvoda	1 | 2 | 3 | arhiv

STATIKA RM

PROJEKTIRANJE IN SVETOVANJE

2.1.1 Seznam sodelavcev pri izdelavi načrta

	Uroš Grobelšek, univ. dipl. inž. grad. (IZS G-2999)
	Ana Konkolič, mag. inž. grad.

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

2.2 Kazalo vsebine načrta gradbeništva št. 26015

2.1	Naslovna stran s ključnimi podatki o načrtu
2.2	Kazalo vsebine načrta gradbeništva št. 26015
2.3	Tehnično poročilo
2.4	Risbe

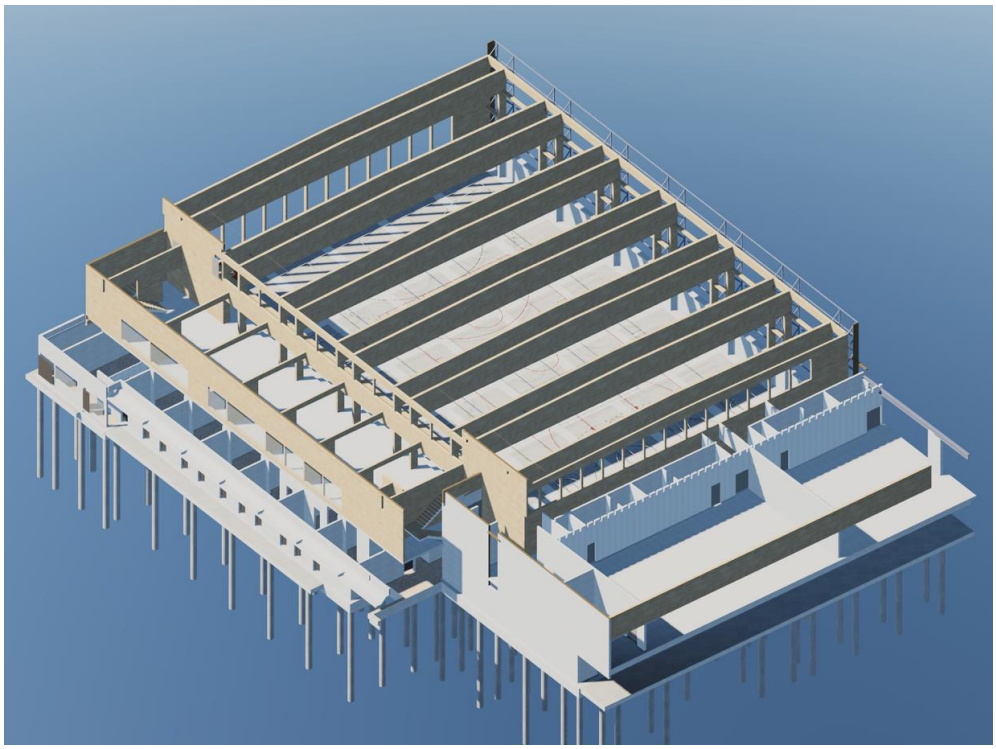
Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

2.3	Tehnično poročilo

Dozidava športne dvorane Brezovica

Tehnično poročilo

Odgovorni projektant	Uroš Grobelšek, univ. dipl. inž. grad. (IZS G-2999)
Projektant	Ana Konkolič, mag. inž. grad.
Številka načrta	26015
Številka projekta	Arhitektonika 05/24
Vrsta projekta	Projekt za izvedbo (končno)
Kraj in datum	Ljubljana, 14. maj 2026
Številka dokumenta	001
Različica	00



Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

Kazalo vsebine

1. SPLOŠNO 4
1.1 Lokacija 4
1.2 Opis 4

2 KONSTRUKCIJA 5
2.1 Medetažna plošča nad pritličjem 5
2.2 Stene 5
2.3 Streha 5
2.4 Temeljenje 5

3 ANALIZA ZUNANJIH VPLIVOV 7
3.1 Vpliv lastne teže konstrukcije 7
3.2 Vpliv stalne teže 7
3.2.1 Streha 7
3.2.2 Etaža 7
3.3 Vpliv koristne obtežbe 8
3.4 Vplivi snega 8
3.5 Vplivi vetra 9
3.6 Potresni vplivi 10
3.7 Opombe 10

4 POMIKI IN POVESI 11
4.1 Vodoravni in etažni pomiki 11
4.2 Povesi 11

5 KOMBINACIJE VPLIVOV 12
5.1 Mejno stanje nosilnosti 12
5.2 Mejno stanje uporabnosti 12
5.3 Varnostni faktorji 13
5.4 Kombinacijski faktorji 13

6 METODE ANALIZE 14
6.1 Računski model 14
6.2 Programska oprema 14

7 GEOMEHANSKI PODATKI 14

8 UPOŠTEVANI STANDARDI 14

9 POGOJI ZA IZVEDBO KONSTRUKCIJE 15
9.1 Zagotavljanje in kontrola kvalitete 15
9.2 Armiranobetonski elementi konstrukcije 15
9.3 Jekleni elementi konstrukcije 15

10 OBREMENITVE NA KONSTRUKCIJO 17
10.1 Upoštevani obtežni slučaji in kombinacije 17
10.2 Obremenitve plošč 18
10.2.1 Plošča nad pritličjem 18
10.2.2 DIMENZIONIRANJE PLOŠČ 19

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

10.3 Uporabljeni material....19
10.4 Postopek dimenzioniranja....19
10.5 Kombinacije vplivov....19
10.5.1 Mejna stanja nosilnosti....19
10.5.2 Mejna stanja uporabnosti....20
10.6 Upoštevanje reoloških vplivov....20
10.7 Vertikalni povesi medetažnih konstrukcij....20
10.8 Vibracije medetažnih konstrukcij....21
10.9 Omejitev deleža vzdolžne armature v ploščah....22
10.10 Minimalno zahtevana strižna armatura....22
10.11 Notranje sile in pomiki v ploščah....23
10.11.1 Plošča nad fitnesom....23

11 POTRENA ANALIZA KONSTRUKCIJE....24
11.1 Upoštevanje mas pri določanju potresnega vpliva....24
11.2 Kombinacija vplivov iz različnih smeri potresne akcije....24
11.3 Upoštevanje razpokanih prerezov....25
11.3.1 Potres s povratno dobo 475 let....25
11.3.2 Potres s povratno dobo 100 let....25
11.4 Nihajni časi konstrukcije-vodoravni odziv konstrukcije....26
11.5 Upoštevanje vpliva naključne torzije....27
11.6 Omejitev vodoravnih premikov etaž pri potresnem projektnem stanju....27

12 TEMELJI....29
12.1 Nosilnost temeljnih tal....29
12.2 Notranje sile in pomiki v temeljni plošči....29
12.3 Obremenitve na pilote....31
12.3.1 Potresna kombinacija....31
12.3.2 MSN kombinacija....32

13 DIMENZIONIRANJE LESENIH ELEMENTOV....33
13.1 Dimenzioniranje....33
13.1.1 Stropniki nad dvorano in garderobami....33
13.1.2 Sovprežen strop nad »fitnes« delom....34
13.1.3 Pomiki....36
13.1.3.1 Horizontalni pomiki strešne konstrukcije telovadnice zaradi potresne obremenitve....36
13.1.3.2 Vertikalni elastični pomiki strešne konstrukcije telovadnice....37
13.1.4 Kontrola stabilnosti....38
13.2 Dimenzioniranje jeklenih elementov....40
13.2.1 Kontrola stabilnosti....40

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

1. SPLOŠNO

1.1 Lokacija

Objekt se nahaja na Šolski ulici v Brezovici, ob Osnovni šoli Brezovica pri Ljubljani.



Slika 1: Lokacija objekta

1.2 Opis

Investitor želi zgraditi športno dvorano. Objekt športne dvorane je sestavljen iz treh funkcionalno povezanih delov. Osrednji del objekta predstavlja glavna športna dvorana oziroma telovadnica s tribuno. V spodnjem delu objekta so predvideni garderobni prostori, na vzhodnem delu objekta pa je umeščen prostor za fitnes. Objekt je etažnosti P+1N, pri katerem je športna telovadnica v osrednjem delu dvovišinski prostor. Tlorisni gabariti objekta merijo cca 51,81 m x 66,9 m.

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

2 KONSTRUKCIJA

2.1 Medetažna plošča nad pritličjem

Medetažna plošča se nahaja nad garderobami in fitnesom, je armirano betonska debeline 25 cm. Plošča ima na območju nad fitnesom konzolni previs dolžine 4m, zato je dodatno je ojačana z AB nosilci dimenzij 40/80cm v rastru 4.0m do 5.5m. Beton je kvalitete C25/30, armatura B500A.

2.2 Stene

Vertikalne nosilne elemente predstavljajo armiranobetonski stebri dimenzij 28/80 cm in AB stene debelin 20 in 25cm. Pritličje je v celoti armirano betonsko. Nadstropje nad fitnes delom ima armiranobetonske stene in stenaste nosilce, nadstropje nad garderobo lesene CLT stene, obod telovadnice pa sestavljajo leseni okvirji z zategami.

2.3 Streha

Strešna konstrukcija je zasnovana kot ravna streha. Nad telovadnico jo tvorijo lepljeni lamelirani nosilci dimenzij 28/250 cm in sekundarni stropniki dimenzij 20/30cm v rastru 1m. Streha objekta nad fitnesom je predvidena kot konstrukcija iz lesenih stropnikov dimenzij 20/44 cm v rastru 80 cm sovprežno povezanih s CLT ploščo debeline 12cm. Stropniki strehe nad garderobnim delom so dimenzij 20/30cm v rastru 1m. Streha telovadnice je zavetrovana v svoji ravnini z jeklenimi diagonalami prereza 10/100/4mm.

2.4 Temeljenje

Objetk bo temeljne globoko na uvrtanih pilotih premera 60cm. Na območju telovadnice se objekt temelji na mreži pasovnih temeljev dimenzij 100/100cm v rastru 9,0 x 6,4 m. Talna plošča telovadnice, ki je podprta z mrežo pasovnih temeljev, je debeline 25cm. Fitnes in garderobe sta temeljena na temeljni plošči debeline 50cm. Upoštevana projektna nosilnost pilotov je 1121 kN, kar bo potrebno potrditi z izvedbo dveh testnih pilotov..

Geomehansko poročilo je izdelalo podjetje Cestal, inženiring in svetovanje, d.o.o., Ciril Erbežnik, dne 3.9.2023.

Obravnavana lokacija se nahaja na severnem robu Ljubljanskega barja, na območju mešanja barjanskih sedimentov z aluvialnimi nanosi. Teren je raven in v tleh prevladujejo kvartarni aluvialni nanosi peščenih plasti, v menjavanju s plastmi meljne gline. Sestava tal na obravnavanem področju ni tipično barjanska. Talna voda niha z količino padavin in se nahaja plitvo pod površjem.

Glede na ugotovljeno sestavo tal je ocenjeno, da je športno dvorano potrebno temeljiti na armirano betonskih pilotih, ki bodo segalo do peščeno prodne plasti na globini 12 m, absolutna kota dna (283,8 m n.m.v.). Plitvo temeljenje ni primerno, ker bodo posedki preveliki in bodo lahko imeli kvarne posledice na objekt. V primeru globokega temeljenja na pilotih, bodo posedki velikosti do 3 cm.

Obravnavana lokacija se nahaja na severnem robu Ljubljanskega Barja. Sedimenti, ki so odloženi v podlagi niso tipični za barjanska tla, vendar pa kljub temu lahko pri dodatnih obremenitvah pričakujemo velike posedke. Objekt

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

naj se temelji na uvrtanih armirano betonskih pilotih, ki bodo segali do prodno peščene plasti, ki je bila ugotovljena tako v vrtinah kot pri preiskavi CPTu. Lokacija gradnje se nahaja izven vplivnega območja sto letnih poplavnih vod. Pri gradnji naj se upoštevajo priporočila iz geomehanskega poročila pod točko 9, da bodo vplivi na okolje v času gradnje čim manjši.

Pri izvedbi temeljenja objekta je obvezen geomehanski nadzor. Ta bo skrbel za kontrolo kvalitete izvedbe geotehničnih del ter po potrebi podajal morebitne spremembe in dopolnitve podanih pogojev ter vršil potrebne kontrolne in končne meritve vgrajenih materialov.

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

3 ANALIZA ZUNANJIH VPLIVOV

3.1 Vpliv lastne teže konstrukcije

Specifične teže materialov, uporabljenih pri gradnji, so navedene v standardu SIST EN 1991-1-1. Lastna teža konstrukcije je določena ob upoštevanju specifične teže, navedenih spodaj (Preglednica 1)

Preglednica 1: Specifične teže materialov, uporabljenih za izračun lastne teže konstrukcije

material	γ [kN/m^3]
beton	24,0
armiran beton	25,0
jeklo	78,3
les (C 24, smreka II. kvalitete)	5,0

3.2 Vpliv stalne teže

3.2.1 Streha

Sika folija	= 0.01 kN/m^2
TI	= 0.10 kN/m^2
Dvojne OSB plošče	= 0.14 kN/m^2
Spuščen strop	= 0.25 kN/m^2
skupna teža	**g_2 = 0.50 kN/m^2**

3.2.2 Etaža

Parket/keramika	= 0.40 kN/m^2
Mikroarmiran estrih (4.5 cm)	= 1.00 kN/m^2
Plošča za talno ogrevanje (5.5 cm)	= 1.20 kN/m^2
ZI	= 0.10 kN/m^2
Instalacije	= 0.30 kN/m^2
skupna teža	**g_2 = 3.00 kN/m^2**

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

3.3 Vpliv koristne obtežbe

Nivo koristne obtežbe določa standard SIST EN 1991-1-1. Investitor se lahko odloči za večje obremenitve, vendar mora o tem pisno obvestiti projektanta gradbenih konstrukcij. Obremenitve, manjše od tistih, ki jih določa standard, niso dopustne. V preglednici spodaj so povzete koristne obremenitve glede na namen uporabe prostorov.

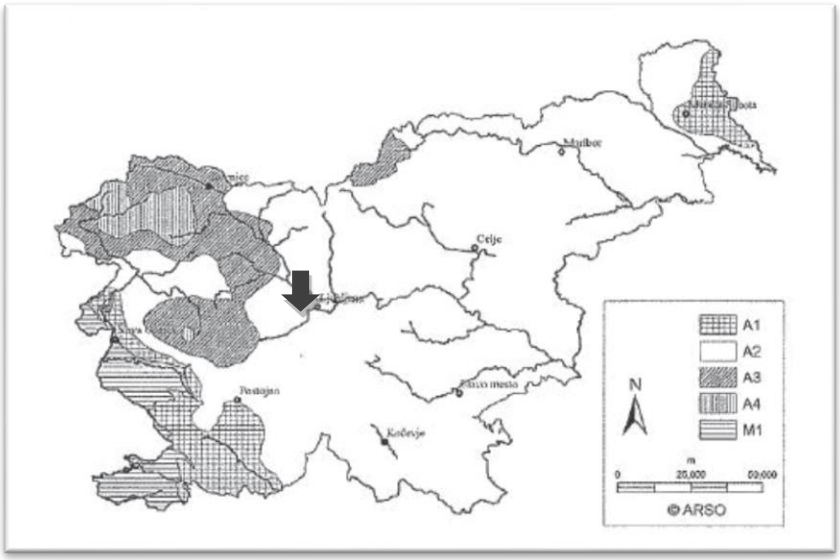
Preglednica.2: Koristna obtežba

opis uporabe	kategorija	q_k [kN/m^2]	Q_k [kN]
Površine za telesno aktivne dejavnsoti	C4	5,0	7,0

3.4 Vplivi snega

Po standardu SIST EN 1991-1-3 se stavba nahaja v coni A2 (Brezovica), in sicer na 298 m nadmorske višine. Karakteristična obtežba snega na ravnih tleh tako znaša:

$$s_k = 1{,}293\left[1+\left(\frac{A}{728}\right)^2\right] = 1{,}1293\left[1+\left(\frac{298}{728}\right)^2\right] = 1{,}51\ \mathrm{kN/m^2}$$

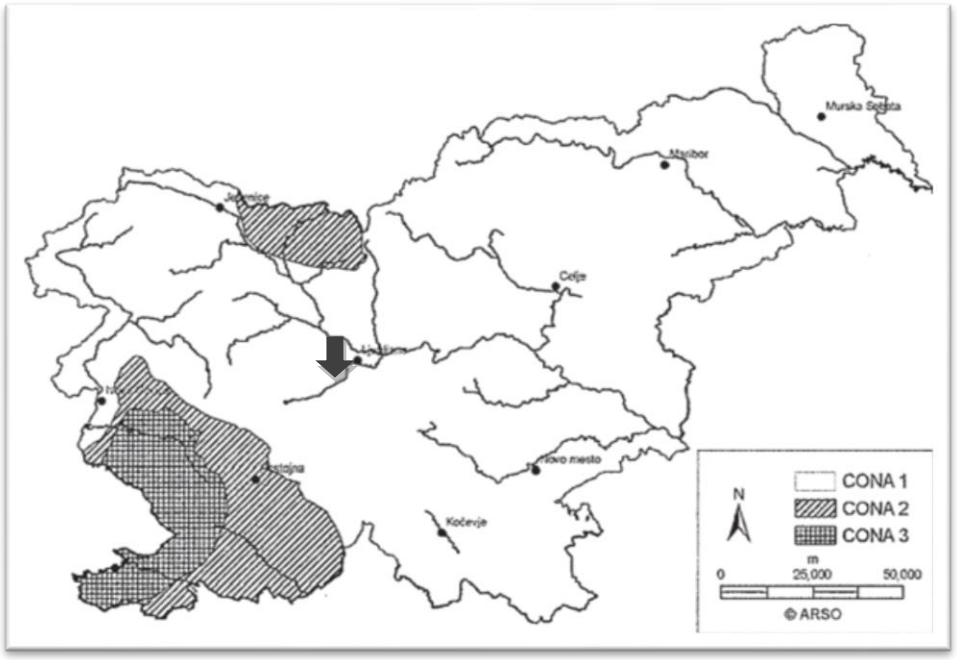


Slika 1: Regije za določitev obtežbe zaradi snega

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

3.5 Vplivi vetra

Po standardu SIST EN 1991-1-4 se stavba nahaja v coni 1 (Brezovica), in sicer na 298 m nadmorske višine. Referenčna hitrost vetra tako znaša $v_{b,0} = 20\ \mathrm{m/s}$.



Slika 2: Cone za določitev obtežbe zaradi vetra

Globalna analiza konstrukcije pokaže, da veter ne v mejnem stanju uporabnosti ne v mejnem stanju nosilnosti ne predstavlja merodajne vodoravne obtežbe. Za račun ostrešja je vpliv vetra upoštevan po spodnjih predpostavkah:

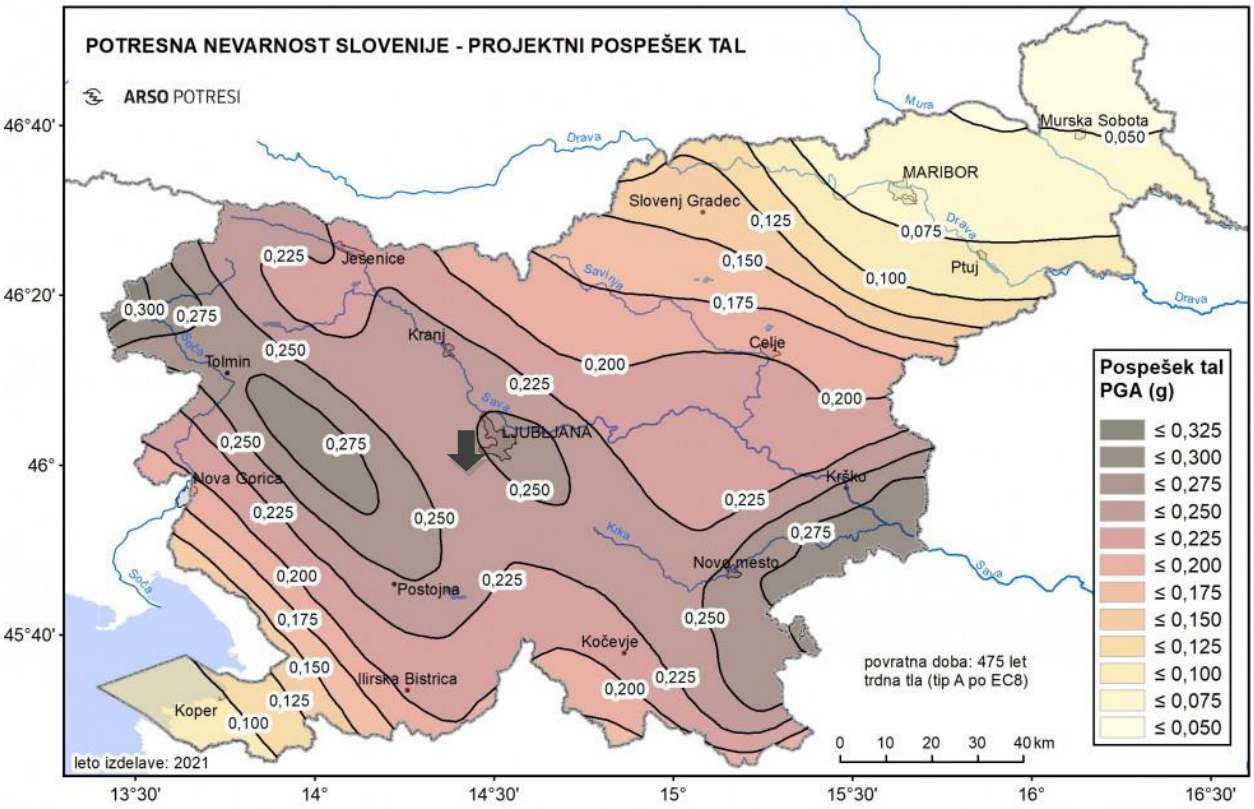
- osnovna hitrost vetra $v_b = C_{dir}C_{season}v_{b,0} = 1.0 \times 1.0 \times 20 = 20\ m/s$
- III. kategorija terena
- osnovni tlak vetra $q_0 = \frac{1}{2}\rho v_b^2 = 0{,}5 \times 1{,}25 \times 20^2 = 0{,}25\ kN/m^2$
- faktor izpostavljenosti $\mathrm{c_e(z)} = 1{,}87$
- tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra $\mathrm{q_p(z)} = \mathrm{c_e(z)}q_0 = 1{,}87 \times 0{,}25 = 0{,}47\ kN/m^2$

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

3.6 Potresni vplivi

Stavba se nahaja v Brezovici pri Ljubljani. Predpostavljamo, da so temeljna tla takšna, da jih glede na SIST EN 1998-1 lahko razvrstimo v kategorijo E.

$$a_g = \gamma_I a_I S = 1{,}00 \times 0{,}250g \times 1{,}40 = 0{,}3g$$



Slika.3: Karta projektnih pospeškov temeljnih tal za povratno dobo 475 let

3.7 Opombe

Projektant gradbenih konstrukcij mora biti obveščen o kakršnikoli težki opremi, ki se bo namestila v stavbo. Vsaka oprema, težja od 2,00 kN/m^2, se smatra za težko.

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

4 POMIKI IN POVESI

4.1 Vodoravni in etažni pomiki

Da se izognemo poškodbam nekonstrukcijskih elementov in opreme v stavbi, je treba omejiti etažne pomike. Te omejitve so navedene v SIST EN 1990 in SIST EN 1998-1, vendar se investitor lahko odloči tudi za strožje zahteve.

Po SIST EN 1990 A101 so etažni pomiki večnadstropnih stavb omejeni na največ $H_i/300$ (kjer je H_i višina *i*-tega nadstropja). Celoten vodoravni pomik konstrukcije ne sme biti večji od $H/500$ (kjer je *H* višina celotne stavbe). Obema pogojema mora biti zadoščeno za karakteristično obtežno kombinacijo. Omejitve etažnih pomikov po SIST EN 1998-1 so povzete v spodnji preglednici.

Preglednica 3: Omejitve etažnih pomikov po SIST EN 1998-1

vrsta stavbe	največji dovoljeni etažni pomik
stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov	$0{\cdot}0050H_i$
stavbe z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi	$0{\cdot}0075H_i$
stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo	$0{\cdot}0100H_i$

H_i ... višina nadstropja *i*

4.2 Povesi

Omejitve povesov po SIST EN 1990 A101 so povzete v spodnji preglednici.

Preglednica 4: Omejitve povesov po SIST EN 1990 A101

del konstrukcije	mejne vrednosti povesov (1)	
	zaradi koristne obtežbe	celoten poves
strehe na splošno	$L/200$	$L/250$
pohodne strehe (ne le pri vzdrževanju)	$L/250$	$L/300$
stropovi na splošno	$L/250$	$L/300$
strehe in stropovi, ki nosijo krhke obloge (npr. mavec) in zelo toge predelne stene	$L/300$	$L/350$
stropovi, ki podpirajo stebre, razen v primerih, kjer so ti pomiki izračunani pri celoviti analizi konstrukcije	$L/400$	$L/500$
kjer je pomik pomemben za videz konstrukcije	$L/250$	–

L ... razpon med podporama oziroma dvojna dolžina konzole

(1) pri karakteristični obtežni kombinaciji

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

5 KOMBINACIJE VPLIVOV

Projektne obtežne kombinacije za mejni stanji nosilnosti in uporabnosti so skupaj z ustreznimi varnostnimi in kombinacijskimi faktorji definirane v SIST EN 1990. V nadaljevanju so $G_{k,j}$ in $Q_{k,i}$ karakteristične vrednosti stalne in koristne obtežbe, *P* je vpliv prednapetja, A_d predstavlja nezgodni vpliv, A_{Ed} pa potresno obtežbo.

5.1 Mejno stanje nosilnosti

Stalna in začasna projektna stanja:

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}+\gamma_P P+\gamma_{Q,1}Q_{k,1}+\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

Nezgodna projektna stanja:

$$\sum_{j\geq 1}G_{k,j}+P+A_d+(\psi_{1,1}\ \text{ali}\ \psi_{2,1})Q_{k,1}+\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{2,i}Q_{k,i}$$

Potresna projektna stanja:

$$\sum_{j\geq 1}G_{k,j}+P+A_{Ed}+\sum_{i\geq 1}\psi_{2,i}Q_{k,i}$$

5.2 Mejno stanje uporabnosti

Karakteristična kombinacija:

$$\sum_{j\geq 1}G_{k,j}+P+Q_{k,1}+\sum_{i>1}\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

Pogosta kombinacija:

$$\sum_{j\geq 1}G_{k,j}+P+\psi_{1,1}Q_{k,1}+\sum_{i>1}\psi_{2,i}Q_{k,i}$$

Navidezno stalna kombinacija:

$$\sum_{j\geq 1}G_{k,j}+P+\sum_{i\geq 1}\psi_{2,i}Q_{k,i}$$

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

5.3 Varnostni faktorji

Preglednica 5: Varnostni faktorji za obtežbo

EQU	*stalna in začasna projektna stanja*		
	neugodna	$\gamma_{G,sup}$	1˙10
	ugodna	$\gamma_{G,inf}$	0˙90
	spremenljivi vplivi		
	neugodna	γ_{Q}	1˙50
	ugodna	γ_{Q}	0˙00
STR	*stalna in začasna projektna stanja*		
	neugodna	$\gamma_{G,sup}$	1˙35
	ugodna	$\gamma_{G,inf}$	1˙00
	spremenljivi vplivi		
	neugodna	γ_{Q}	1˙50
	ugodna	γ_{Q}	0˙00
GEO	*stalna in začasna projektna stanja*		
	neugodna	$\gamma_{G,sup}$	1˙00
	ugodna	$\gamma_{G,inf}$	1˙00
	spremenljivi vplivi		
	neugodna	γ_{Q}	1˙30
	ugodna	γ_{Q}	0˙00

5.4 Kombinacijski faktorji

Preglednica 6: Kombinacijski faktorji za stavbe

vpliv	ψ_0	ψ_1	ψ_2
kategorija A: bivalni prostori	0˙70	0˙50	0˙30
kategorija B: pisarne	0˙70	0˙50	0˙30
kategorija C: stavbe, kjer se zbirajo ljudje	0˙70	0˙70	0˙60
kategorija D: trgovine	0˙70	0˙70	0˙60
kategorija E: skladišča	1˙00	0˙90	0˙80
kategorija F: prometne površine (teža vozila do 30 kN)	0˙70	0˙70	0˙60
kategorija G: prometne površine (teža vozila med 30 kN in 160 kN)	0˙70	0˙50	0˙30
kategorija H: strehe	0˙00	0˙00	0˙00
sneg (nadmorska višina nad 1000 m)	0˙70	0˙50	0˙20
sneg (nadmorska višina pod 1000 m)	0˙50	0˙20	0˙00
veter	0˙60	0˙20	0˙00
temperarurne spremembe (ne pri požaru)	0˙60	0˙50	0˙00

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

6 METODE ANALIZE

6.1 Računski model

Statična in dinamična analiza objekta sta bili izvedeni s pomočjo prostorskega računskega modela v programu Tower.

6.2 Programska oprema

Analiza in dimenzioniranje konstrukcije je bila opravljena s pomočjo metode končnih elementov. Pri tem je bila uporabljena naslednja programska oprema:

- *Tower 7520*

7 GEOMEHANSKI PODATKI

V statičnem izračunu so bili upoštevani naslednji podatki: Projektni odpor uvrtanega pilota fi60 $R_{c,d}$=1121 kN.

8 UPOŠTEVANI STANDARDI

Statična in dinamična analiza sta bili opravljeni v skladu s standardi Eurocode:

- SIST EN 1990: Osnove projektiranja konstrukcij,
- SIST EN 1991: Vplivi na konstrukcije,
- SIST EN 1992: Projektiranje betonskih konstrukcij,
- SIST EN 1993: Projektiranje jeklenih konstrukcij,
- SIST EN 1995: Projektiranje lesenih konstrukcij,
- SIST EN 1996: Projektiranje zidanih konstrukcij,
- SIST EN 1997: Geotehnično projektiranje,
- SIST EN 1998: Projektiranje potresno-odpornih konstrukcij,

Upoštevani so bilo tudi vsi povezani standarde, dopolnila in nacionalni dodatki.

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

9 POGOJI ZA IZVEDBO KONSTRUKCIJE

9.1 Zagotavljanje in kontrola kvalitete

Zahteva se stalen strokovni nadzor. Izvajalec je pred pričetkom del dolžan pripraviti program tekoče kontrole, ki mora predpisati vrsto in pogostost preiskav. Program potrdi tehnična služba investitorja ali nadzora.

9.2 Armiranobetonski elementi konstrukcije

1) Armiranobetonska konstrukcija se mora izvajati v skladu s standardom SIST EN 13670, medtem ko mora biti betonska mešanica v skladu s SIST EN 206-1 in SIST 1026.
2) Pred pričetkom del na objektu je treba pripraviti projekt betona, ki mora upoštevati veljavne standarde in tehnične normative. Vsebovati mora vsaj naslednje:
   - sestavo betonskih mešanic, vključno s količinami in tehničnimi zahtevami za projektirane kakovostne razrede betona,
   - podatke o dodatkih k betonom, če so potrebni,
   - posebne zahteve (za vidne betonske površine, glede vodotesnosti ipd.),
   - načrt betoniranja in organizacije gradbišča ter podatke o potrebni opremi,
   - podatke o načinu transporta in vgrajevanja betonske mešanice,
   - navodila glede negovanja vgrajenega betona,
   - program kontrolnih preiskav sestavin betona,
   - program kontrole kvalitete betona, odvzemanja vzorcev in preiskav betonske mešanice ter betona po partijah,
   - načrt montaže elementov ter projekt odrov in podpornih stolpov.
3) V primeru izvedbe določenih delov nosilne konstrukcije iz prefabriciranih armiranobetonskih elementov mora izvajalec med montažo priskrbeti začasno podpiranje montažnih elementov v vertikalni in horizontalni smeri. Izvajalec montaže naj pripravi tehnološki načrt montaže prefabriciranih armiranobetonskih elementov, ki bo vseboval vrstni red del, način in mesta začasnega podpiranja. V tehnologiji mora biti predvidena strojna oprema in orodje za montažo in dvigovanje konstrukcijskih sklopov. V vsaki fazi montaže je potrebno zagotoviti stabilnost montažne konstrukcije in objekta kot celote. Konstrukcija mora biti v vseh fazah montaže stabilna. Osebje, ki izvaja montažo, mora biti usposobljeno in med delom ustrezno zavarovano. Objekt postane stabilen šele po zalitju in otrditvi vseh stikov.

9.3 Jekleni elementi konstrukcije

9.3.1 Izdelava in montaža

Pri izdelavi in montaži jeklenih konstrukcij se mora upoštevati standard SIST EN 1090-2. Tako osnovni kot dodani material morata biti dobavljena z atesti.

4) Bolj obremenjeni elementi morajo imeti tudi dokazilo o kontroli materiala. Montažo lahko opravljajo le varilci z atesti za izvajanje tovrstnih konstrukcij in zahtevane položaje varjenja.

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

5) Vsi natezni čelni zvari morajo biti v celoti radiografsko pregledani, medtem ko je treba ostale tlačno in strižno obremenjene zvare pregledati z ultrazvokom.
6) Izdelava in montaža konstrukcije morata biti preverjena s strani nadzornega organa nevtralne pooblaščene organizacije.
7) Vsi elementi morajo biti v delavnici po pregledu kvalitete izdelave in kontroli izmer zapisniško prevzeti.
8) Med montažo mora izvajalec priskrbeti začasno podpiranje montažnih elementov v vertikalni in horizontalni smeri. Izvajalec montaže naj pripravi tehnološki načrt montaže jeklenih elementov, ki bo vseboval vrstni red del, način in mesta začasnega podpiranja. V tehnologiji mora biti predvidena strojna oprema in orodje za montažo in dvigovanje konstrukcijskih sklopov. V vsaki fazi montaže je potrebno zagotoviti stabilnost montažne konstrukcije in objekta kot celote. Konstrukcija mora biti v vseh fazah montaže stabilna. Osebje, ki izvaja montažo, mora biti usposobljeno in med delom ustrezno zavarovano.

9.3.2 Čiščenje

Vsi elementi morajo biti pred kakršnimikoli nanosi ustrezno očiščeni, razpršeni in razmaščeni. Zahteva se 3. stopnja čiščenja. Čiščenje, razprševanje in razmaščevanje se izvede v skladu s standardom EN ISO 12944.

Površine se očisti s peskanjem kvalitete Sa 2,5.

Po očiščenju in razpršitvi je treba v roku 8 ur izvesti tudi prvi zaščitni protikorozijski premaz. V kolikor to ni mogoče, je nujno treba izvesti začasno zaščito elementov z delavniškim osnovnim premazom, ki zagotavlja petnajstdnevno zaščito. Če tudi v tem času protikorozijska zaščita ni izvedena, je potrebno ponovno čiščenje površine jeklenih elementov.

Šele nato se sme izvesti zaščito konstrukcije.

9.3.3 Protikorozijska zaščita

Protikorozijska zaščita mora vsebovati dvakratni osnovni premaz ter dvakratni prekrivni premaz. Vsak od teh slojev mora biti debeline vsaj 30 µm.

9) Uporabljen mora biti material visoke kvalitete, na primer na osnovi epoksidnih smol.

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

10 OBREMENITVE NA KONSTRUKCIJO

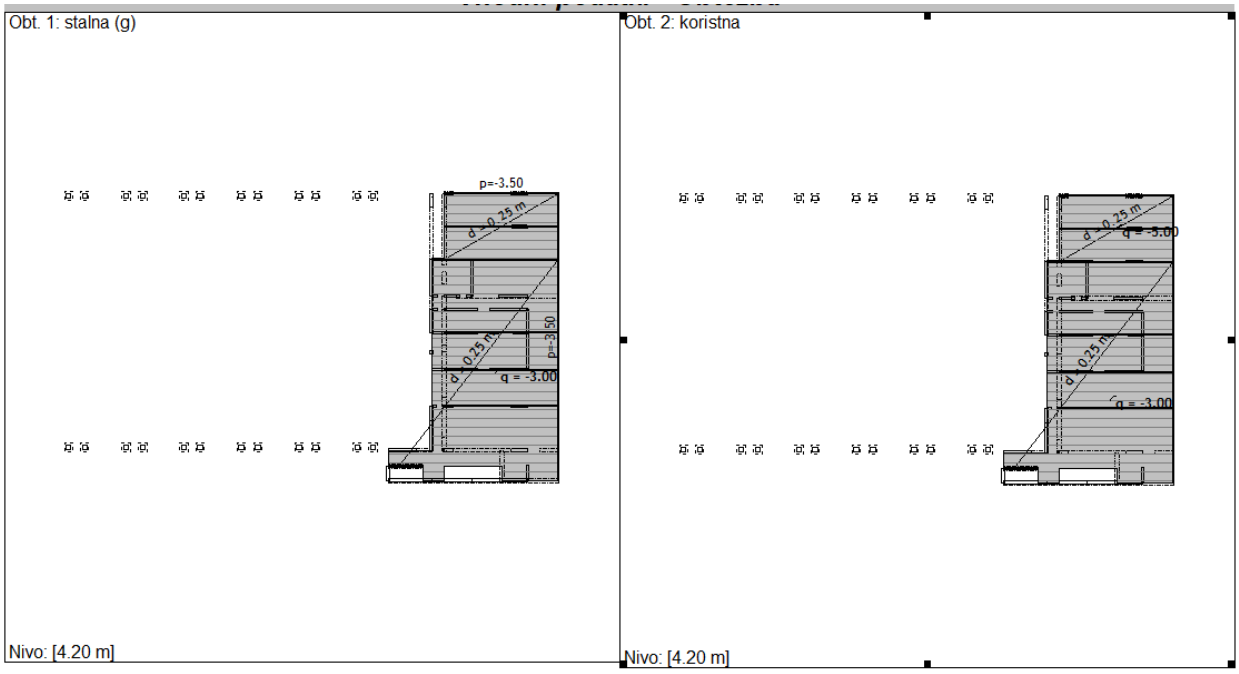
10.1 Upoštevani obtežni slučaji in kombinacije

	Obtežni slučaj	*OPIS*
G	10	LASTNA TEŽA konstrukcije
	11	STALNA_tlaki+reakcije stopnic
	12	STALNA_fasade in težke predelne stene
	13	STALNA_težka oprema
Q	20	KORISTNA_obtežba stropov in stopnic - kategorija površin A
	30	KORISTNA_obtežba stropov - lahke predelne stene
S	50	SNEG
E	1200	POTRES (projektni spekter) v smeri +X z upoštevanjem sluč. eksc. mas
	1300	POTRES (projektni spekter) v smeri -X z upoštevanjem sluč. eksc. mas
	1400	POTRES (projektni spekter) v smeri +Y z upoštevanjem sluč. eksc. mas
	1500	POTRES (projektni spekter) v smeri -Y z upoštevanjem sluč. eksc. mas
	1600	POTRES (projektni spekter) v smeri Z
	2200	POTRES (elastični spekter) v smeri +X z upoštevanjem sluč. eksc. mas
	2300	POTRES (elastični spekter) v smeri -X z upoštevanjem sluč. eksc. mas
	2400	POTRES (elastični spekter) v smeri +Y z upoštevanjem sluč. eksc. mas
	2500	POTRES (elastični spekter) v smeri -Y z upoštevanjem sluč. eksc. mas
	2600	POTRES (elastični spekter) v smeri Z
	201	Celotna stalna obtežba DL: [L10+L11+L12+L13]
	202	Celotna koristna obtežba LL: [L20+L30]
	204	Delež koristne obtežbe za potres ψ_2 LL: [0.3 L20+ 0.3 L30]
OVOJNICE	3000-3099	OVOJNICE vseh potresnih obremenitev (projektni spekter)
	3100-3199	OVOJNICE vseh potresnih obremenitev (elastični spekter)
	4000-4099	OVOJNICE: MSU - karakteristična kombinacija
	4100-4199	OVOJNICE: MSU - pogosta kombinacija
	4200-4299	OVOJNICE: MSU - navidezno stalna kombinacija
	5000-5099	OVOJNICE: MSN/STR po teoriji prvega reda (TPR)
	5100-5199	OVOJNICE: MSN/GEO po teoriji prvega reda (TPR)
	5200-5299	OVOJNICE: MSN/Nezgodno projektno stanje po teoriji prvega reda (TPR)
	5300-5399	OVOJNICE: MSN/Potresno projektno stanje (projektni spekter) po teoriji prvega reda (TPR)
	5400-5499	OVOJNICE: MSN/Potresno projektno stanje (elastični spekter) po teoriji prvega reda (TPR)

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

10.2 Obremenitve plošč

10.2.1 Plošča nad pritličjem



Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

10.2.2 DIMENZIONIRANJE PLOŠČ

10.3 Uporabljeni material

- Beton C 25/30 (SIST EN 1992-1-1:2004, preglednica 3.1)

$$f_{ck} = 25\ MPa = 2.50\ \ kN/cm^2 \tag{10.1}$$

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 25/1.5 = 16.7\ MPa = 1.67\ \ kN/cm^2 \tag{10.2}$$

$$f_{ctm} = 2.56\ MPa = 0.256\ kN/cm^2 \tag{10.3}$$

- Vzdolžna armatura: B 500-A, rebrasto (SIST EN 1992-1-1:2004, preglednica C.1)

$$f_{yL} = 500\ MPa = 50\ \ kN/cm^2 \tag{10.4}$$

$$f_{ydL} = f_{yL}/\gamma_s = 50/1.15 = 43.48\ \ kN/cm^2 \tag{10.5}$$

- Stremenska armatura: B 500-A, rebrasto (SIST EN 1992-1-1:2004, preglednica C.1)

$$f_{yw} = 500\ MPa = 50\ \ kN/cm^2 \tag{10.6}$$

$$f_{ydw} = f_{yw}/\gamma_s = 50/1.15 = 43.48\ \ kN/cm^2 \tag{10.7}$$

$$\epsilon_{syd} = f_{yw}/(E_s\gamma_s) = 50/(21000 \cdot 1.15) = 0.00207 \tag{10.8}$$

10.4 Postopek dimenzioniranja

Vse armiranobetonske plošče so bile dimenzionirane na maksimalne možne vplive, ki se lahko pojavijo v mejnih stanjih nosilnosti (MSN) in mejnih stanjih uporabnosti (MSU). Postopek dimenzioniranja je bil opravljen s programom Tower3D.

10.5 Kombinacije vplivov

Projektne obtežne kombinacije za mejna stanja nosilnosti in uporabnosti so skupaj z ustreznimi varnostnimi in kombinacijskimi faktorji definirane v SIST EN 1990. V nadaljevanju so $G_{k,j}$ in $Q_{k,i}$ karakteristične vrednosti stalne in koristne obtežbe, *P* je vpliv prednapetja, A_d predstavlja nezgodni vpliv, A_{Ed} pa potresno obtežbo.

10.5.1 Mejna stanja nosilnosti

- Stalna in začasna projektna stanja (MSN/STR):

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}\ "+"\ \gamma_P P\ "+"\ \gamma_{Q,1}Q_{k,1}\ "+"\ \sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\Psi_{0,i}Q_{k,i} \tag{10.9}$$

- Nezgodna projektna stanja (MSN/A):

$$\sum_{j\geq 1}G_{k,j}\ "+"\ P\ "+"\ \left(\Psi_{1,1}\ ali\ \Psi_{2,1}\right)Q_{k,1}\ "+"\ \sum_{i>1}\Psi_{2,i}Q_{k,i} \tag{10.10}$$

- Potresna projektna stanja (MSN/E):

$$\sum_{j\geq 1}G_{k,j}\ "+"\ P\ "+"\ \gamma_1 A_{Ed}\ "+"\ \sum_{i>1}\Psi_{2,i}Q_{k,i} \tag{10.11}$$

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

10.5.2 Mejna stanja uporabnosti

- Karakteristična kombinacija:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{ " + " } P \text{ " + " } Q_{k,1} \text{ " + " } \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i} \quad (10.12)$$

- Pogosta kombinacija:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{ " + " } P \text{ " + " } \Psi_{1,1} Q_{k,1} \text{ " + " } \sum_{i>1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (10.13)$$

- Navidezno stalna kombinacija:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{ " + " } P \text{ " + " } \sum_{i>1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (10.14)$$

10.6 Upoštevanje reoloških vplivov

Pri povesih približno upoštevam vpliv lezenja in krčenja po približni metodi z uporabo učinkovitega modula elastičnosti betona (glej SIST EN 1992-1-1, 7.4.3 (5)):

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi(\infty,t_0)} \quad (10.15)$$

Da se izračun poenostavi določim faktor k s katerim pomnožim posamezni obtežni primer, ki povzroči dolgotrajne reološke vplive:

$$k = 1 + \varphi(\infty, t_0) \quad (10.16)$$

Preglednica 10.1: Približna ocena vpliva lezenja in krčenja pri klasično armiranih betonskih ploščah

Starost betona t [dni]	$k=1+\varphi(t,t0)$	
	Stalni vplivi G	Sprmenljivi vplivi Q
3	1,00	1,00
15	1,40	1,20
40	2,50	1,70
3 leta <	4,00	2,00

Pomiki v končnem stanju so bili tako v skladu z navidezno stalno obtežno kombinacijo določeni po naslednji enačbi:

$$k \cdot \left[\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{ " + " } P \text{ " + " } \sum_{i>1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}\right] \quad (10.17)$$

10.7 Vertikalni povesi medetažnih konstrukcij

Omejitve navpičnih premikov konstrukcij so podane v SIST EN 1990 A101, preglednica N1. Upoštevani so kriteriji za plošče, ki nosijo krhke obloge. Pomik zaradi koristne obtežbe je omejen na $L/300$, celoten poves pa na $L/350$ (L je razpon med podporama oziroma dvojna dolžina konzole). Za plošče nosilne v dveh smereh (X in Y) je bil razpon določen v skladu z naslednjim izrazom:

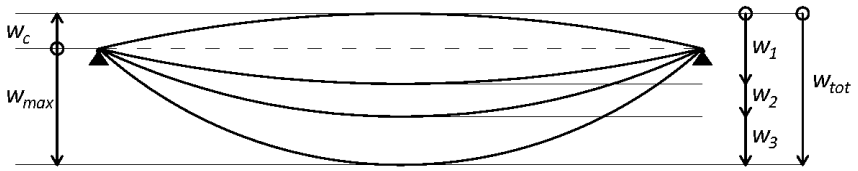
$$L = \sqrt{\left(L_x^2 + L_y^2\right)} \quad (10.18)$$

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

Preglednica 10.2: Omejitve povesov plošč po SIST EN 1990 A101

Del konstrukcije	Mejne vrednosti pri karakteristični kombinaciji	
	w_{max}	$w_2 + w_3$
Strehe nasploh	L / 200 *	L / 250
Pohodne strehe (ne le pri vzdrževanju)	L / 250	L / 300
Stropovi nasploh	L / 250	L / 350
Strehe in stropovi, ki nosijo krhke obloge (npr. mavec) in zelo toge predelne stene	L / 300	L / 350
Stropovi, ki podpirajo stebre, razen v primerih, če so ti upogibki izračunani pri celoviti analizi konstrukcije	L / 400	L / 500
V primeru da je w_{max} pomemben za videz konstrukcije	L / 250	

Kjer je L … razpon med podporami ali dvojna dolžina konzole, zaznamek »*« v primeru, da je w_{max} pomemben za videz konstrukcije.



Slika 10.1: Definicija vodoravnih pomikov

10.8 Vibracije medetažnih konstrukcij

Omejitve lastnih frekvenc stropov so podane v SIST EN 1990 A101, preglednica N3.

Preglednica 10.3: Omejitve lastnih frekvenc stropov po SIST EN 1990 A101

Vpliv zaradi katerega lahko nastanejo dinamični učinki	Mejne vrednosti pri karakteristični kombinaciji	
	Lastna frekvenca	w_{tot}
Hoja	3 Hz	28 mm
Ples ali telovadba	5 Hz	10 mm

Da bi se zagotovil ustrezen nivo udobja uporabnikov stavbe je bila preverjena tudi najnižja frekvenca stropov, ki mora biti višja od 3 Hz (5 Hz za plesne dvorane). Pogoj je bil v skladu s SIST EN 1990 A101 izpolnjen z omejitvijo pomikov na 28 mm (10 mm).

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

10.9 Omejitev deleža vzdolžne armature v ploščah

Plošče obravnavamo kot upogibni element, za katerega veljajo določila, ki so določena v SIST EN 1992-1-1, tč. 9.2.1.1.

Prerez vzdolžne natezne armature ne sme biti manjši kot $A_{s,min}$. Prečni prerez natezne oziroma tlačne armature izven območja stikovanja s prekrivanjem ne sme biti večji od $A_{s,max}$.

$$A_{s,min} \leq A_s \leq A_{s,max} \tag{10.19}$$

$$A_{s,min} = \max\begin{cases} 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yL}} \cdot b_t \cdot d \\ 0.0013 \cdot b_t \cdot d \end{cases} \tag{10.20}$$

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c \tag{10.21}$$

Kjer je b_t … srednja širina natezne cone, d … statična višina elementa, f_{ctm} … srednja vrednost osne natezne trdnosti betona in f_{yk} … karakteristična meja elastičnosti vzdolžne armature.

Preglednica 10.4: Omejitev deleža vzdolžne armature

b_t [cm]	h [cm]	a [cm]	d [cm]	Ac [cm^2]	izbrani beton	izbrana armatura	f_{ck} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	f_{yL} [MPa]	$A_{s,min}$ [cm^2]	$A_{s,max}$ [cm^2]
100	15	4	11	1500	C 25/30	S 500-B	25	2,56	500	1,46	60
100	16	4	12	1600	C 25/30	S 500-B	25	2,56	500	1,60	64
100	18	4	14	1800	C 25/30	S 500-B	25	2,56	500	1,86	72
100	20	4	16	2000	C 25/30	S 500-B	25	2,56	500	2,13	80
100	24	4	20	2400	C 25/30	S 500-B	25	2,56	500	2,66	96
100	30	4	26	3000	C 25/30	S 500-B	25	2,56	500	3,46	120

10.10 Minimalno zahtevana strižna armatura

Plošče obravnavamo kot upogibni element, za katerega veljajo določila, ki so določena v SIST EN 1992-1-1, tč. 9.2.2 (5)). Hkrati upoštevamo določilo v SIST EN 1992-1-1, tč. 6.2.1 (4) kjer za plošče minimalne strižne armature ni potrebno vgraditi, če strižna armatura računsko ni potrebna.

$$\rho_{w,min} = 0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}}/f_{yL} \cdot 100 \quad v\,[\%] \tag{10.22}$$

$$a_{sw,min} = A_{sw}/s = \rho_{w,min}[\%] \cdot b_w \cdot \sin\alpha \tag{10.23}$$

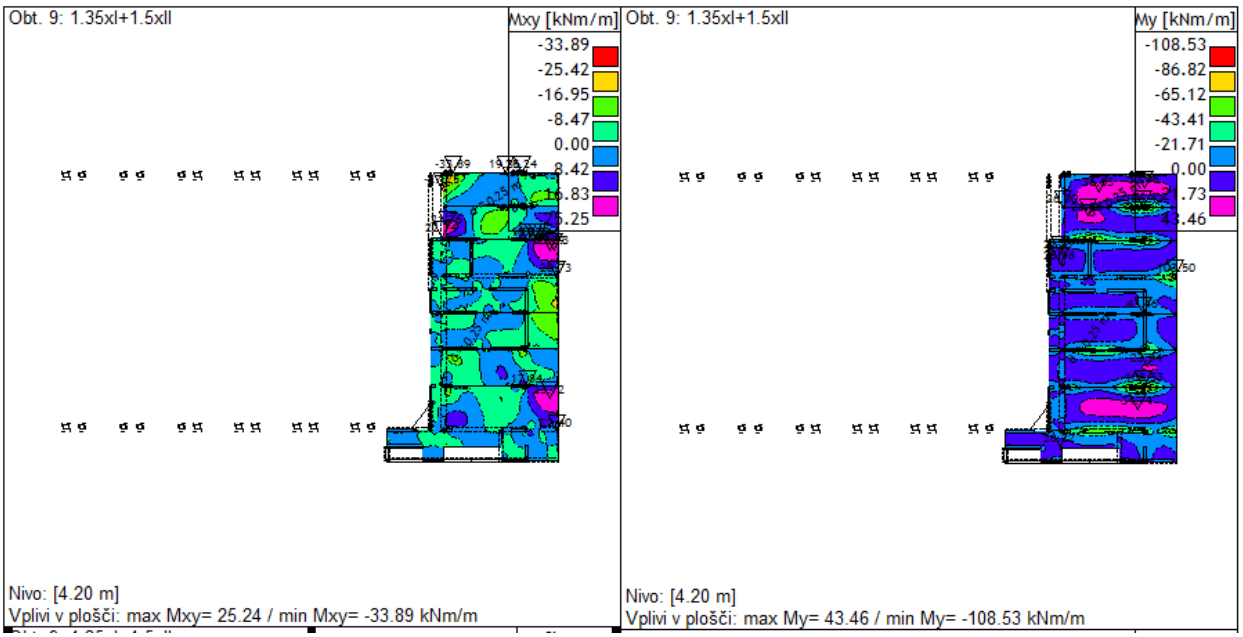
Kjer je f_{ck} … karakteristična tlačna trdnost betona na valju pri 28-ih dneh (podano v MPa), f_{yL} … karakteristična meja elastičnosti vzdolžne armature (podano v MPa), s … razmak med stremeni. Preglednica 10.5: Minimalno zahtevana strižna armatura (vertikalna stremena α=90)

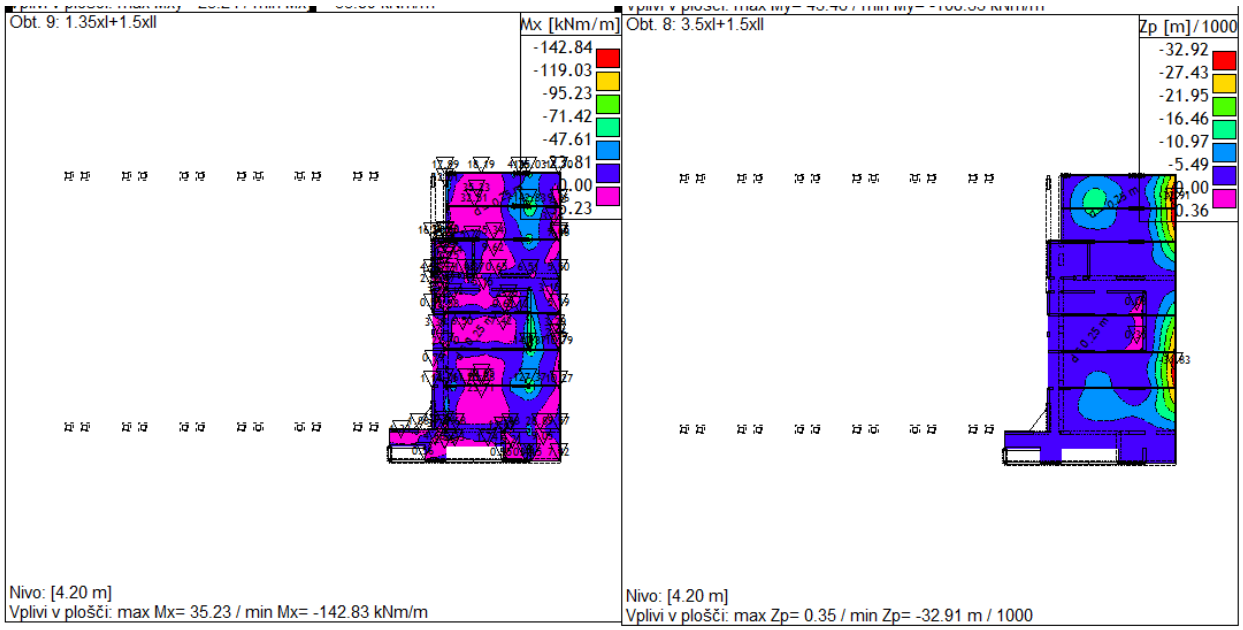
b_w [cm]	izbrani beton	izbrana armatura	f_{ck} [MPa]	f_{yL} [MPa]	$\rho_{w,min}$ [%]	$a_{sw,min}$ [cm^2/m]
100	C 25/30	S 500-B	25	500	0,080	8,00

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

10.11 Notranje sile in pomiki v ploščah

10.11.1 Plošča nad fitnesom





Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

11 POTRENA ANALIZA KONSTRUKCIJE

11.1 Upoštevanje mas pri določanju potresnega vpliva

Glej SIST EN 1998-1: 2006, točka 3.2.4.

Izračun mas zajema vse težnostne sile, ki so zajete v naslednji kombinaciji vplivov:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \;"+"\; \sum_{i>1} \Psi_{E,i} Q_{k,i} \tag{11.1}$$

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i} \tag{11.2}$$

Kjer je φ... faktor, ki upošteva kako so etaže medsebojno odvisne pri njihovi zasedenosti (preglednica 4.2 v SIST EN 1998-1), koeficienti za kombinacijo $\psi_{E,i}$ upoštevajo verjetnost, da v času potresa obtežba $Q_{k,i}$ ni prisotna po celotni konstrukciji (glej spodnjo tabelo).

Preglednica 11.1: koeficienti kombinacije za spremenljive vplive pri izračunu mas pri potresnem projektnem stanju

Vrsta spremenljivega vpliva	Ψ_2	vrhnja etaža		zasedba nekaterih etaž je povezana		etaže so zasedene neodvisno	
		ϕ	Ψ_{Ei}	ϕ	Ψ_{Ei}	ϕ	Ψ_{Ei}
kategorija A: bivalni prostori	0.30	1.00	0.30	0.80	0.24	0.50	0.15
kategorija B: pisarne	0.30	1.00	0.30	0.80	0.24	0.50	0.15
kategorija C: stavbe, kjer se zbirajo ljudje	0.60	1.00	0.60	0.80	0.48	0.50	0.30
kategorija D: trgovine	0.60	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.60
kategorija E: skladišča	0.80	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00	0.80
kategorija F: prometne površine (teža vozil do 30 kN)	0.60	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.60
kategorija G: prometne površine (teža vozil med 30 kN in 160 kN)	0.30	1.00	0.30	1.00	0.30	1.00	0.30
kategorija H: strehe	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00
sneg (nadmorska višina nad 1000 m)	0.20	1.00	0.20	1.00	0.20	1.00	0.20
sneg (nadmorska višina pod 1000 m)	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00

11.2 Kombinacija vplivov iz različnih smeri potresne akcije

Vse vplive kombiniram po spodnjih enačbah:

$$E_d = \gamma_1 \cdot (\pm E_{EdX} \pm 0.3 \cdot E_{EdY} \pm 0.3 \cdot E_{EdZ}) \tag{11.3}$$

oziroma:

$$E_d = \gamma_1 \cdot (\pm 0.3 \cdot E_{EdX} \pm E_{EdY} \pm 0.3 \cdot E_{EdZ}) \tag{11.4}$$

oziroma:

$$E_d = \gamma_1 \cdot (\pm 0.3 \cdot E_{EdX} \pm 0.3 \cdot E_{EdY} \pm E_{EdZ}) \tag{11.5}$$

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

11.3 Upoštevanje razpokanih prerezov

Glej SIST EN 1998-1: 2006, točka 4.3.1 (6, 7).

11.3.1 Potres s povratno dobo 475 let

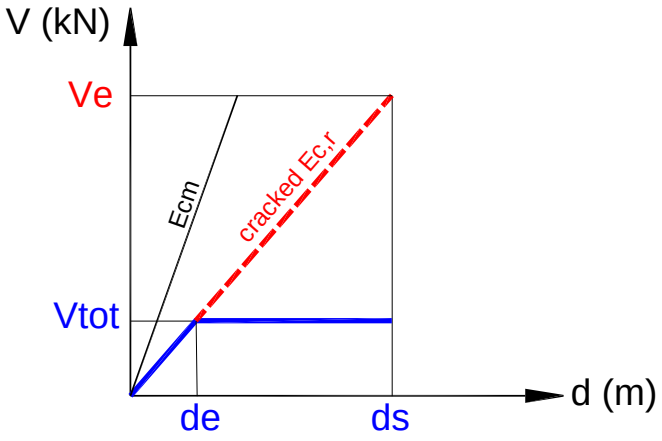
Razpokane prereze upoštevam v vseh nosilnih stenah in stebrih. Upoštevam polovično upogibno in strižno togost. Polovično togost upoštevam z polovičnim elastičnim in strižnim modulom:

$$E_{c,r} = \frac{E_{cm}}{2} \tag{11.6}$$

$$G_{c,r} = \frac{G_c}{2} = \frac{E_{c,r}}{2 \cdot (1+\nu_r)} \tag{11.7}$$

$$\nu_r = 0 \tag{11.8}$$

Kjer je E_{cm} … elastični modul nerazpokanega prereza, $E_{c,r}$ … elastični modul razpokanega prereza, G_c … strižni modul nerazpokanega prereza, $G_{c,r}$ … strižni modul razpokanega prereza in ν_r … Poissonov količnik pri razpokanem materialu.



Slika 11.1: Shematični prikaz krivulje duktilnosti razpokane in nerazpokane konstrukcije

11.3.2 Potres s povratno dobo 100 let

Pri tem mejnem stanju upoštevam, da konstrukcija ni razpokana.

Upoštevana je zgornja omejitev redukcije potresnih sil z vrednostjo q=2.00. Pomeni, da je hkrati zagotovljeno potresu s povratno dobo 475 let in 100 let.

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

11.4 Nihajni časi konstrukcije-vodoravni odziv konstrukcije

Račun učinkov potresnih vplivov na konstrukcijo je izveden s pomočjo modalne analize s projektnim spektrom odziva (projektni spekter tipa 1 po SIST EN 1998-1) v obeh horizontalnih smereh. Vplivi različnih nihajnih oblik so kombinirani s pomočjo CQC metode, pri čemer vsota efektivnih modalnih mas znaša več kot 90% celotne mase konstrukcije. S tem je zadoščeno pogoju, ki ga predpisuje SIST EN 1998-1: 2006, točka 4.3.3.3.1.

Preglednica 11.2: Nihajne dobe razpokane konstrukcije ter angažiranost mase

Nihajne dobe konstrukcije		
No	T [s]	f [Hz]
1	0.7880	1.2691
2	0.7880	1.2691
3	0.7880	1.2691
4	0.7880	1.2691
5	0.7880	1.2691
6	0.7880	1.2691
7	0.7880	1.2691
8	0.7856	1.2729
9	0.7856	1.2729
10	0.7856	1.2729
11	0.7856	1.2729
12	0.7856	1.2729
13	0.7856	1.2729
14	0.7856	1.2729
15	0.7580	1.3192
16	0.7580	1.3192
17	0.7580	1.3192
18	0.7580	1.3192
19	0.7580	1.3192
20	0.7580	1.3192
21	0.7580	1.3192
22	0.7543	1.3257
23	0.7543	1.3257
24	0.7543	1.3257
25	0.7543	1.3257
26	0.7543	1.3257
27	0.7543	1.3257
28	0.7543	1.3257
29	0.7238	1.3816
30	0.7216	1.3857
31	0.7035	1.4214
32	0.7004	1.4277
33	0.2802	3.5684
34	0.2670	3.7456
35	0.2309	4.3301
36	0.1951	5.1265
37	0.1816	5.5070
38	0.1762	5.6763
39	0.1476	6.7749
40	0.1446	6.9138
41	0.1215	8.2321
42	0.1202	8.3172
43	0.1107	9.0346
44	0.1090	9.1742
45	0.1044	9.5767
46	0.0999	10.0150
47	0.0919	10.8774
48	0.0890	11.2301
49	0.0822	12.1717
50	0.0806	12.4009

Faktorji participacije - angažiranje mase		
Ton	U [α=0°]	U [α=90°]
Upošteva se samo masa nad koto temelja		
Kota temelja:		0.00 m
Skupna masa nad temeljem:		1332.06 T
Skupna masa celega objekta:		6415.31 T
1	0.00	0.02
2	0.00	0.02
3	0.00	0.02
4	0.00	0.02
5	0.00	0.00
6	0.00	0.00
7	0.00	0.03
8	0.00	0.03
9	0.00	0.03
10	0.00	0.00
11	0.00	0.03
12	0.00	0.02
13	0.00	0.03
14	0.00	0.02
15	0.00	0.03
16	0.00	0.03
17	0.00	0.01
18	0.00	0.00
19	0.00	0.01
20	0.00	0.00
21	0.00	0.02
22	0.00	0.02
23	0.00	0.04
24	0.00	0.01
25	0.00	0.02
26	0.00	0.10
27	0.00	0.00
28	0.00	0.03
29	0.00	0.02
30	0.00	0.02
31	0.00	0.02
32	0.00	0.02
33	24.13	0.01
34	0.02	17.83
35	0.05	0.00
36	0.03	0.00
37	0.18	0.00
38	0.00	0.00
39	0.00	0.32
40	1.14	0.00
41	0.07	0.00
42	0.01	0.09
43	0.99	0.91
44	2.90	0.45
45	0.90	0.00
46	0.04	0.93
47	0.00	0.01
48	0.12	0.00
49	1.21	0.00
50	0.39	0.00
ΣU (%)	32.18	21.22

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

11.5 Upoštevanje vpliva naključne torzije

Glej SIST EN 1998-1: 2006, točka 4.3.2.

Poleg upoštevanja dejanske ekscentričnosti, ki je zajeta v modalni analizi je potrebno zaradi negotovosti, povezanih s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja, premakniti masno središče v vsaki etaži »i« iz nazivne lege v vsaki smeri za naključno ekscentričnost $e_{ai}=\pm 0.05 \cdot L_i$.

Kjer je e_{ai} … naključna ekscentričnost mase v etaži »*i*« glede na nazivni položaj (upošteva se v isti smeri v vseh etažah), L_i … tlorisna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva.

11.6 Omejitev vodoravnih premikov etaž pri potresnem projektnem stanju

V SIST EN 1998-1, točka 4.4.3 so podane omejitve medetažnih pomikov. Medetažne pomike je potrebno omejiti, da se izognemo poškodbam ne konstrukcijskih elementov in opreme v stavbi.

Upošteva se, da je »zahteva po omejitvi poškodb« izpolnjena, če so pri delovanju potresnega vpliva, ki ima večjo verjetnost dogodka kot projektni potresni vpliv, ki ustreza »zahtevi po ne porušitvi« v skladu z 2.1(1)P in 3.2.1(3) SIST EN 1998-1, etažni pomiki omejeni v skladu s 4.4.3.2.

Preglednica 11.3: Omejitve medetažnih pomikov po SIST EN 1998-1

Vrsta stavbe	Največji dovoljeni medetažni pomik $k_{P\text{-}\Delta} \cdot d_{r,max} \cdot \nu$
Stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske materiale iz krhkih materialov	$0{,}005 \cdot h_i$
Stavbe z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi	$0{,}0075 \cdot h_i$
Stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo	$0{,}010 \cdot h_i$

Kjer je $d_r=q \cdot d_e$ … projektni etažni pomik pri elastičnem spektru (q=1.0) ter pri razpokani konstrukciji, ν … redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb in h_i … etažna višina.

- Pomiki, ki jih povzroča potres v smeri X:

$$d_{r,X,EX} = d_{s,X,EX}^{Zg} - d_{s,X,EX}^{Sp} \quad (11.9)$$

$$d_{r,Y,EX} = d_{s,Y,EX}^{Zg} - d_{s,Y,EX}^{Sp} \quad (11.10)$$

- Pomiki, ki jih povzroča potres v smeri Y:

$$d_{r,X,EY} = d_{s,X,EY}^{Zg} - d_{s,X,EY}^{Sp} \quad (11.11)$$

$$d_{r,Y,EY} = d_{s,Y,EY}^{Zg} - d_{s,Y,EY}^{Sp} \quad (11.12)$$

- Maksimalni zamiki etaž (kombinacija ko je merodajen potres v smeri X):

$$d_{r,EX} = \sqrt{\left(d_{r,X,EX} + 0.3 \cdot d_{r,X,EY}\right)^2 + \left(d_{r,Y,EX} + 0.3 \cdot d_{r,Y,EY}\right)^2} \quad (11.13)$$

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

- Maksimalni zamiki etaž (kombinacija ko je merodajen potres v smeri Y):

$$d_{r,EY} = \sqrt{\left(0.3 \cdot d_{r,X,EX} + d_{r,X,EY}\right)^2 + \left(0.3 \cdot d_{r,Y,EX} + d_{r,Y,EY}\right)^2} \quad (11.14)$$

- Maksimalni zamik etaž, ki ga preverjamo:

$$d_{r,MAX} = \max\begin{Bmatrix} d_{r,EX} \\ d_{r,EY} \end{Bmatrix} \quad (11.15)$$

Kjer je $d_{s,X}$ oz. $d_{s,Y}$ pomik konstrukcije v smeri X oz. Y razpokane konstrukcije pri elastičnem spektru pospeškov pri potresu s povratno dobo 475 let, $d_{r,X}$ oz. $d_{r,Y}$ sta relativna etažna zamika v smeri X oz. Y, indeksa EX oz. EY pomenita kateri potres povzroča pomik.

Preglednica 11.4: Redukcijski faktor v

Kategorija pomembnosti obejkta	v
I	0,50
II	0,50
III	0,40
IV	0,40

Upoštevan je kriterij omejitve za pomike $0.005 \cdot h_i$, ter pomembnost konstrukcije po preglednici 11.4.

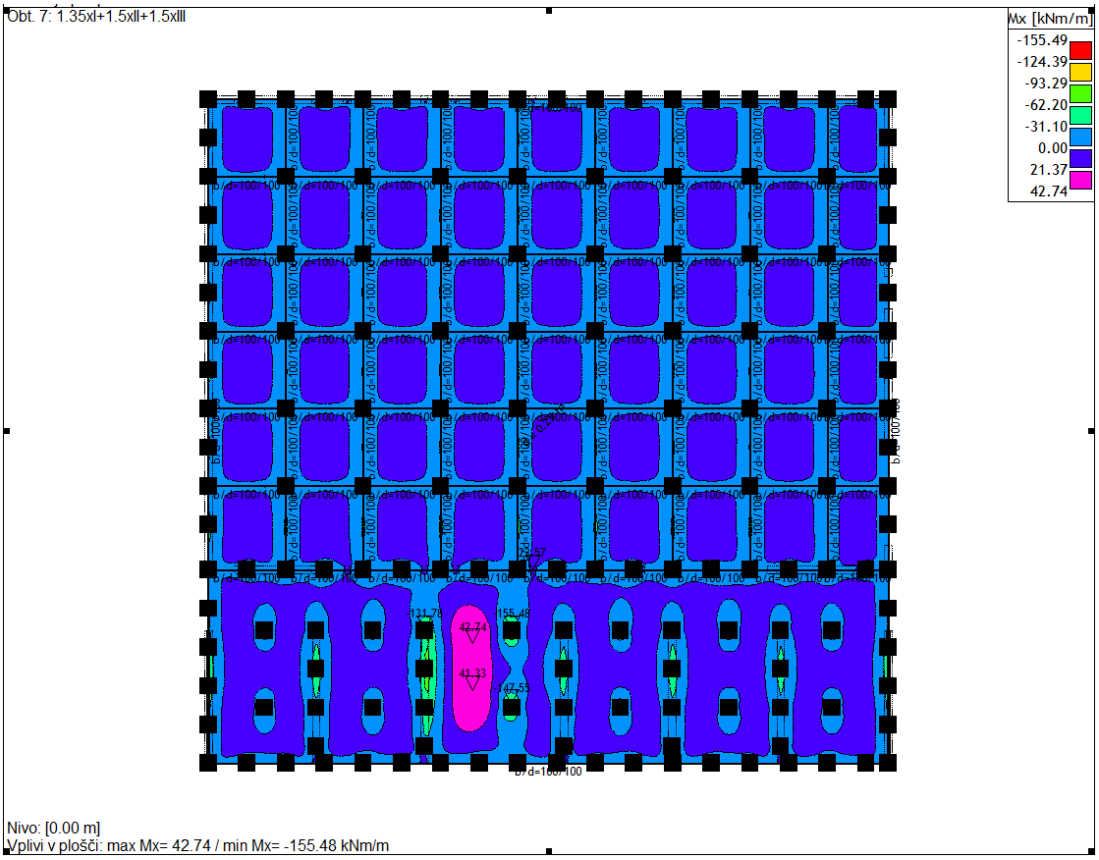
Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

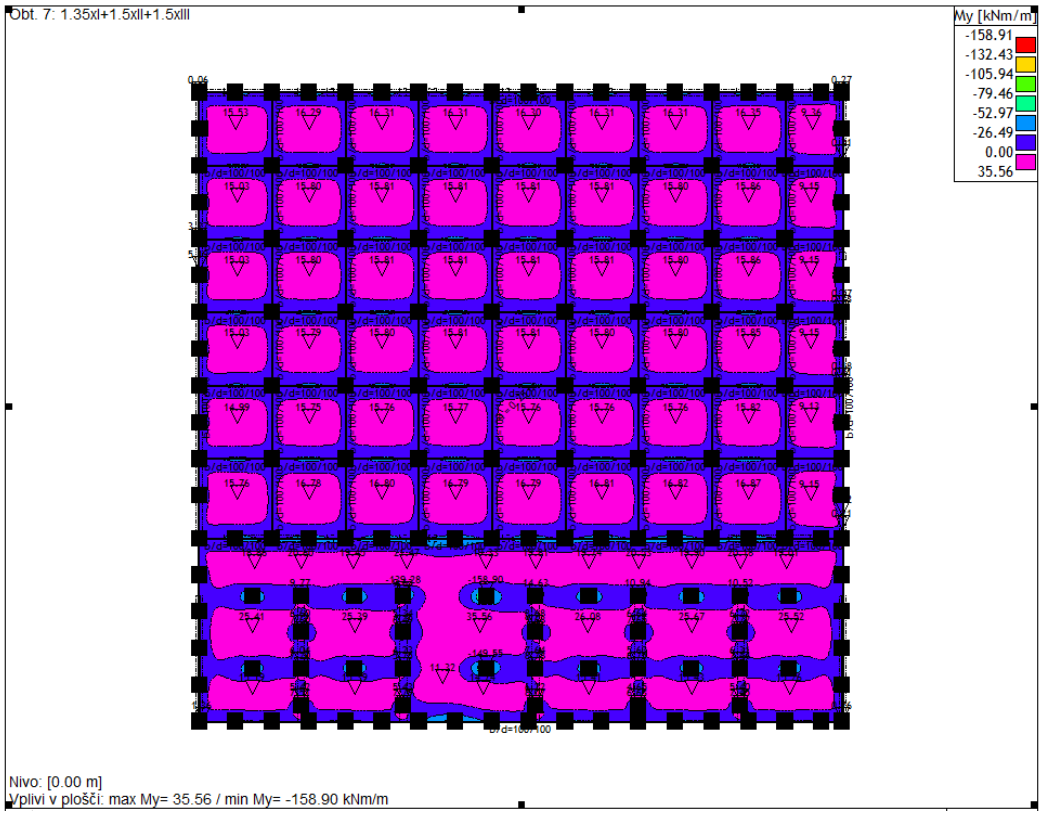
12 TEMELJI

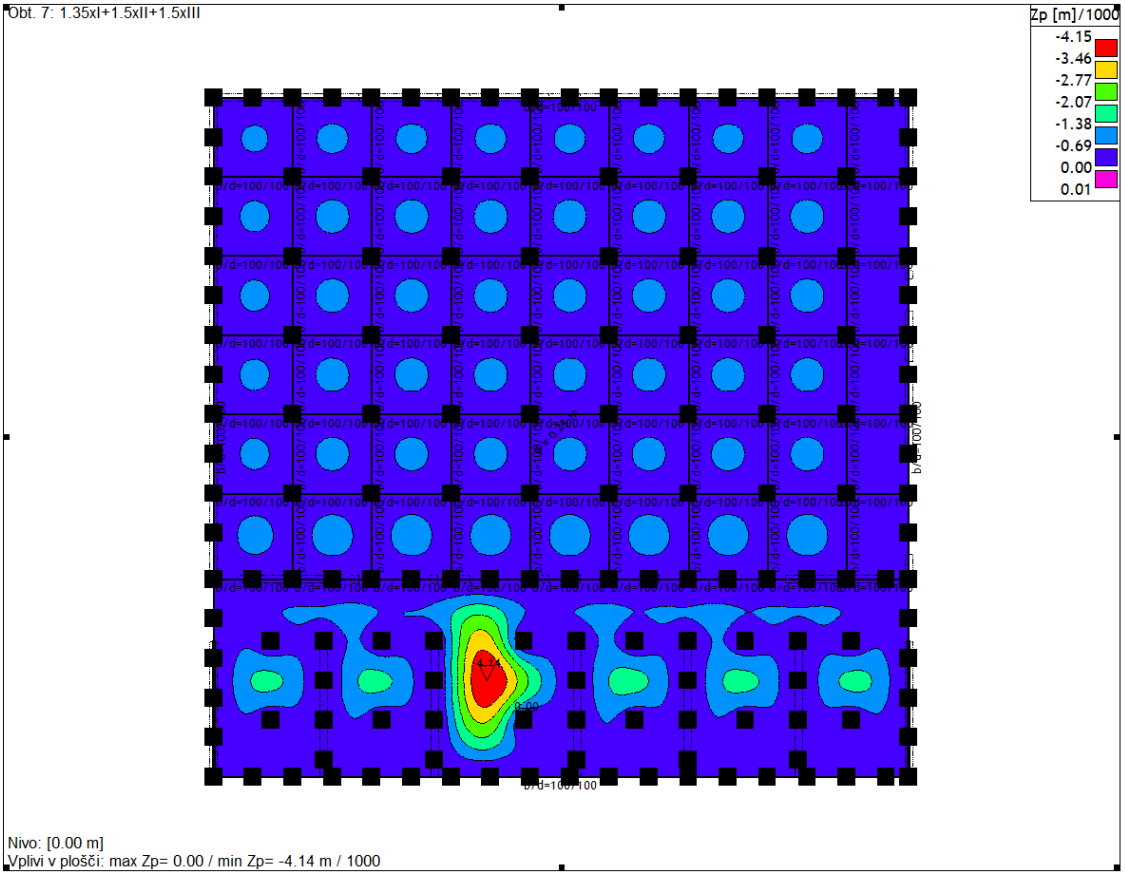
12.1 Nosilnost temeljnih tal

V statičnem izračunu so bili upoštevani naslednji podatki: Projektni odpor uvrtanega pilota fi60 $R_{c.d}$=1121 kN.

12.2 Notranje sile in pomiki v temeljni plošči



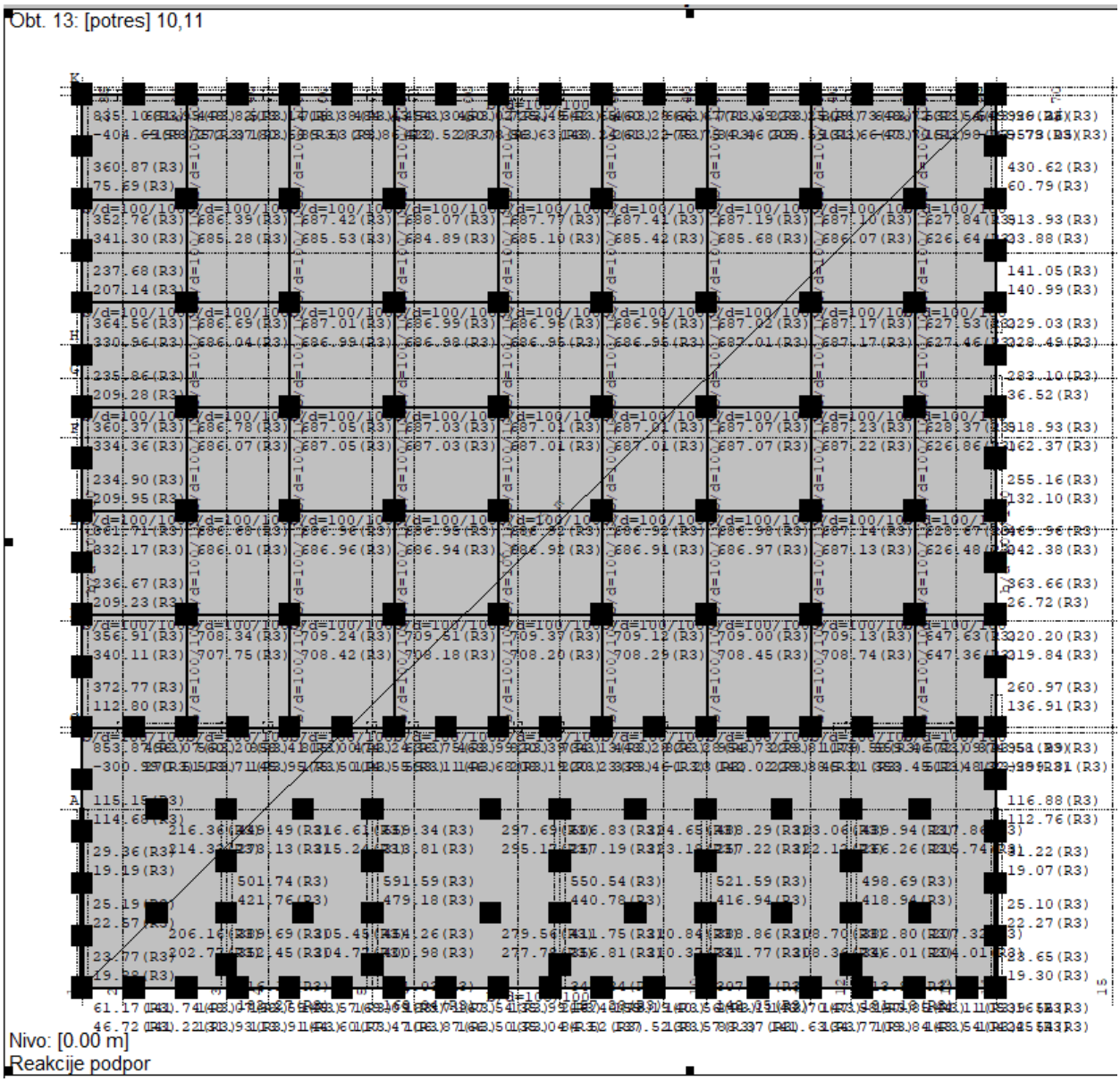




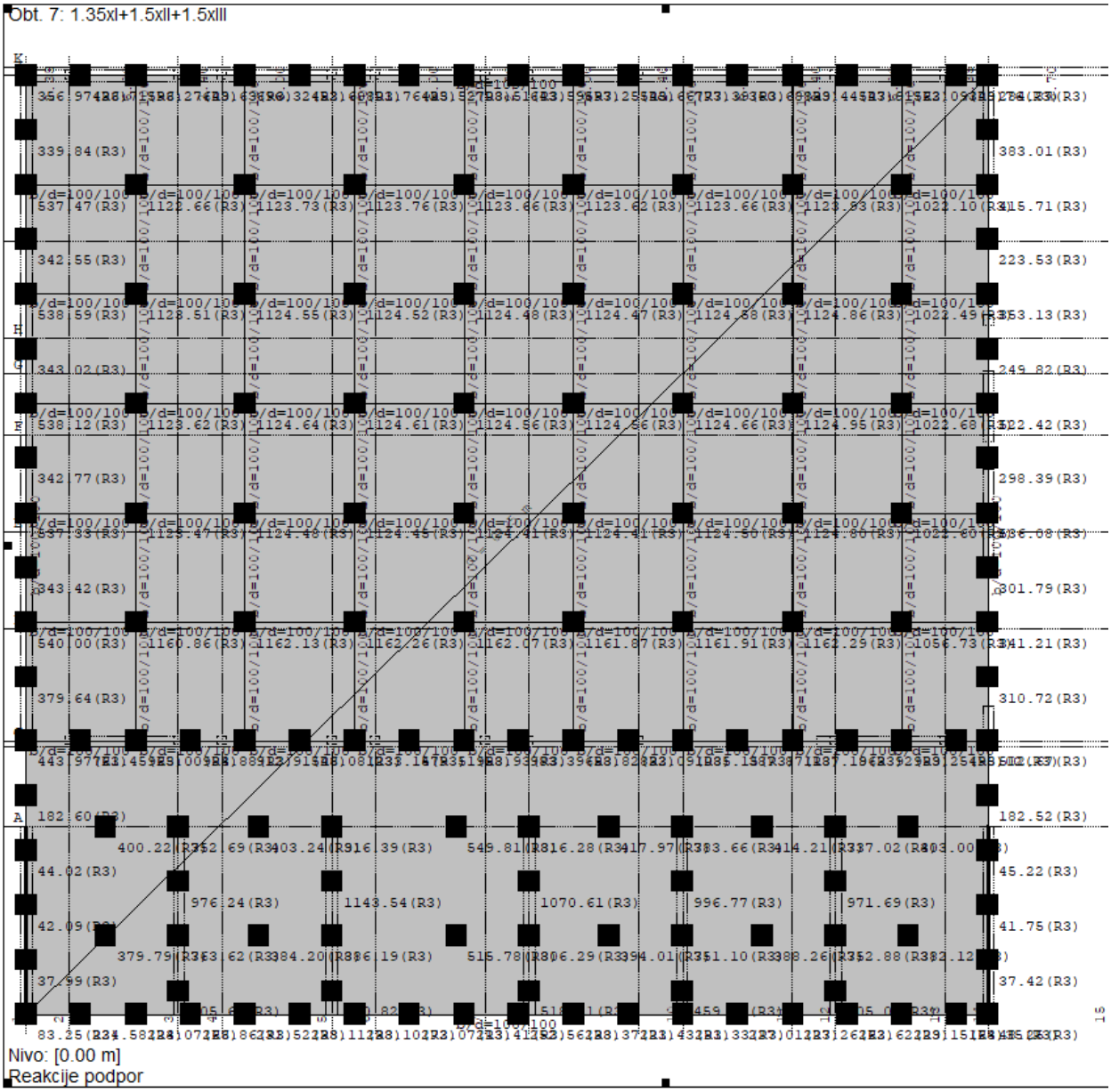
Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

12.3 Obremenitve na pilote

12.3.1 Potresna kombinacija



12.3.2 MSN kombinacija



13 DIMENZIONIRANJE LESENIH ELEMENTOV

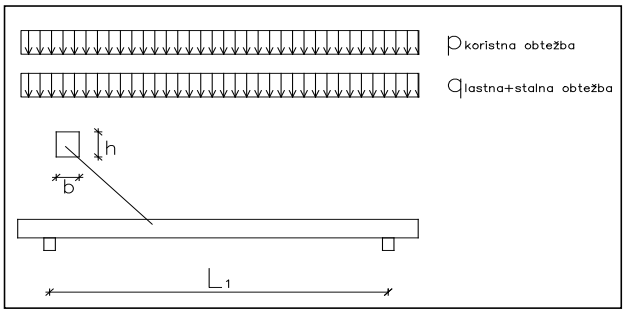
13.1 Dimenzioniranje

13.1.1 Stropniki nad dvorano in garderobami

LEGA ***LES C24*** **STROPNIKI**

EC5

Shema



e= 1,00 m …razdalja med legami
L= 6,00 m …razdalja med podporami

Obtežba

Obt.1:	stalna	1,54 kN/m^2	*	1,00 m =		1,54 kN/m
	lastna	0,36 kN/m			=	0,36 kN/m
Obt.2:	koristna	1,20 kN/m^2	*	1,00 m =		1,20 kN/m

Obtežna kombinacija

Obt.k.1:	1,35 *Obt.1		2,57 kN/m
	1,50 *Obt.2		1,80
		q=	**4,37 kN/m**
		q_w=	3,10

Dimenzioniranje

V_{sd} = 13,10 kN **M_{sd} = 15,71 kNm**

kontinuirni nosilec: da

$A = V_{sd} / f_{vd}$= 88 cm^2 $W = M_{sd} / f_{md}$= 1064 cm^3

f_{vd} = 0,148 kN/cm^2 f_{md} = 1,477 kN/cm^2

izberem lego b/h= 20 / 30 cm

Ax = 600 cm^2 **OK**
Wx = 3000 cm^3 **OK**
Ix = 45000 cm^4
E = 1100 kN/cm^2

Kontrola pomikov

$f = 5*q*L^4 / 384*E*I$ = 1,06 cm < 3,00 cm = $f_{dop} = L / 200$ **OK**

M_g = 8,55 kNm -> $w_{g,inst} = M_g L^2 / (9.6\ E\ I_{eff})$ = 0,65 cm
M_q = 5,4 kNm -> $w_{q,inst} = M_q L^2 / (9.6\ E\ I_{eff})$ = 0,41 cm
1,06 cm

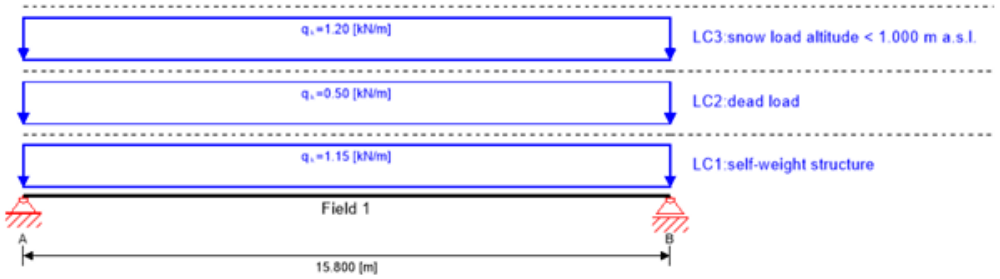
$$w_{fin} = w_{g,inst} (1 + \psi_{2g} k_{def}) + w_{p,inst} (1+\psi_{2p} k_{def})$$

w_{fin} = 1,67 cm < 2,00 cm = $f_{dop} = L / 300$ **OK**

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

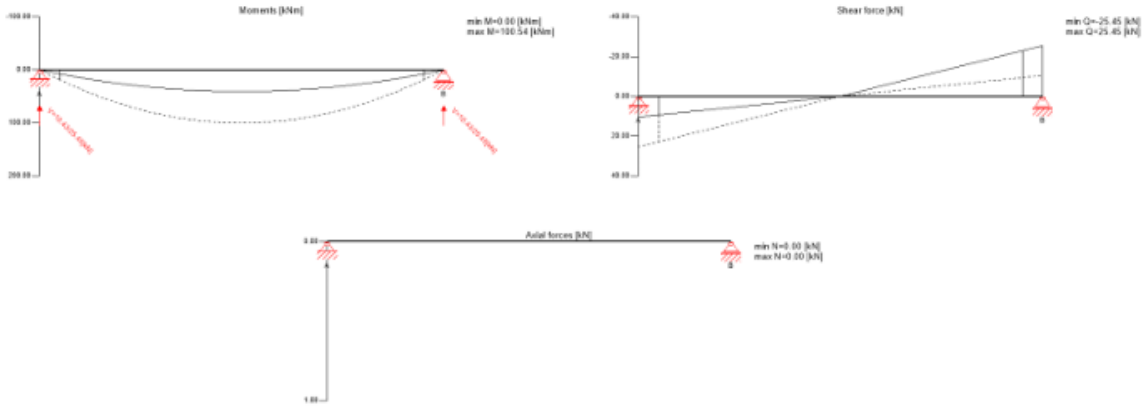
13.1.2 Sovprežen strop nad »fitnes« delom

System



Section: CLT rib panel by Stora Enso: H560-120L3s; **Material**: C24 spruce ETA (2022); **Service class**: service class 1; **Fire resistance class**: R 0

Utilization 86%



Flexural stress analysis							44%
$M_{y,d}$ =	100.54	kNm		$f_{m,k}$ =	24.00	N/mm²	
$M_{z,d}$ =	0.00	kNm		$f_{m,k,z}$ =	24.00	N/mm²	
$N_{t,d}$ =	0.00	kN		$f_{t,0,k}$ =	0.00	N/mm²	
$\sigma_{t,d}$ =	0.00	N/mm²		$f_{t,0,d}$ =	15.21	N/mm²	
$\sigma_{m,y,d}$ =	7.79	N/mm²		$f_{m,y,d}$ =	17.82	N/mm²	
$\sigma_{m,z,d}$ =	0.00	N/mm²	<	$f_{m,z,d}$ =	0.00	N/mm²	✓
Shear stress analysis							18%
V_d =	25.45	kN		$f_{v,k}$ =	2.50	N/mm²	
$\tau_{v,d}$ =	0.33	N/mm²	<	$f_{v,d}$ =	1.80	N/mm²	✓
Rolling shear analysis							16%
V_d =	25.45	kN		$f_{r,k}$ =	1.05	N/mm²	
$\tau_{r,d}$ =	0.12	N/mm²	<	$f_{r,d}$ =	0.76	N/mm²	✓

w_{inst} = w[char] ✓

Field	K_{def}	Limit	w_{limit}	$w_{calc.}$	Ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0	L/300	52.7	39.1	74%

w_{fin} = w[char] + w[q.p.∞] ✓

Field	K_{def}	Limit	w_{limit}	$w_{calc.}$	Ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0	L/250	63.2	54.5	86%

$w_{net,fin}$ = w[q.p.] + w[q.p.∞] ✓

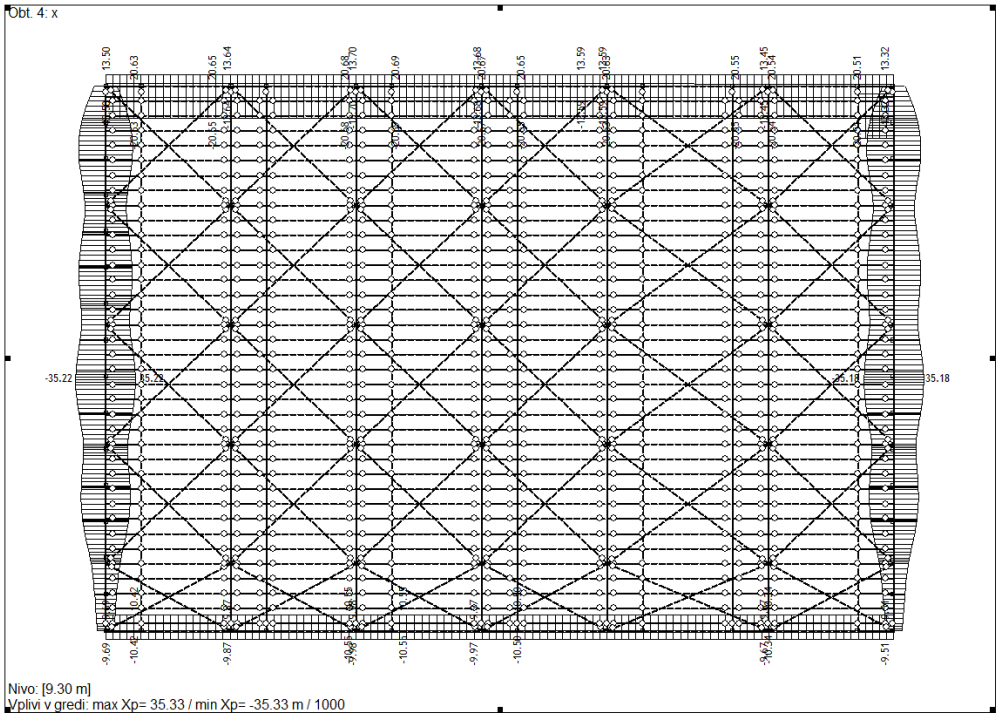
Field	K_{def}	Limit	w_{limit}	$w_{calc.}$	Ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0	L/300	52.7	38.0	72%

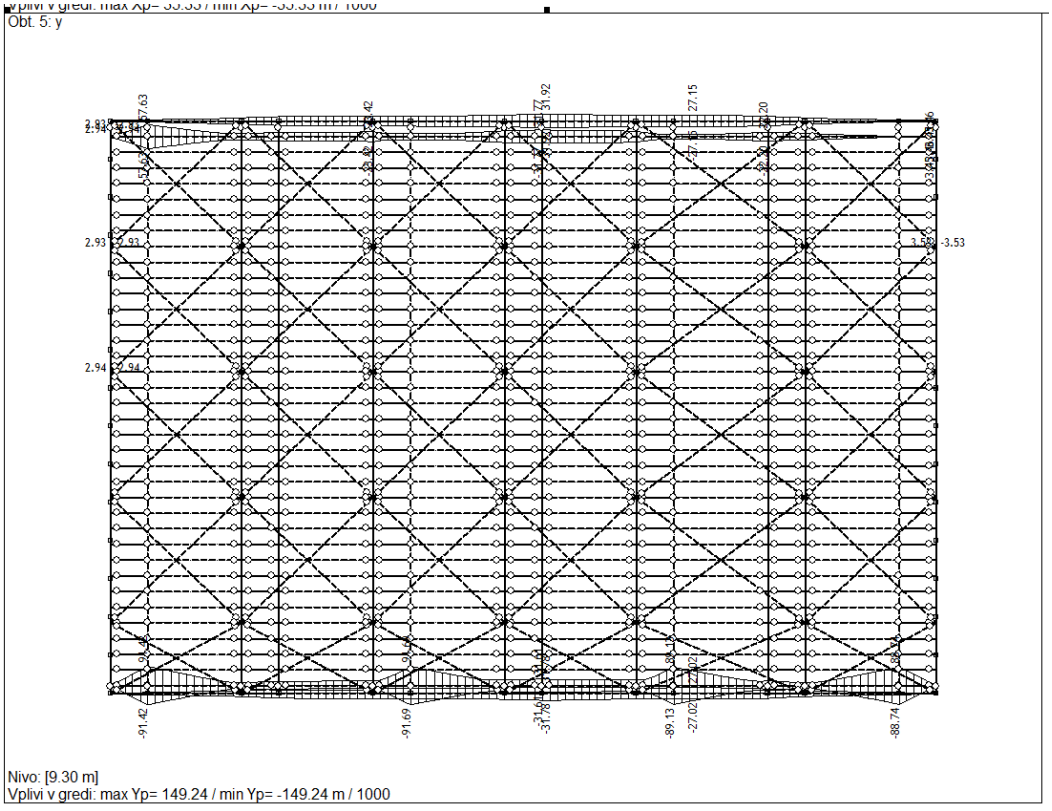
Support reaction			
Load case category	k_{mod}	A_V	B_V
		[kN]	
self-weight structure	0.6	7.27	7.27
		7.27	7.27
dead load	0.6	3.16	3.16
		3.16	3.16
snow load altitude < 1.000 m a.s.l.	0.9	7.58	7.58
		0.00	0.00

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

13.1.3 Pomiki

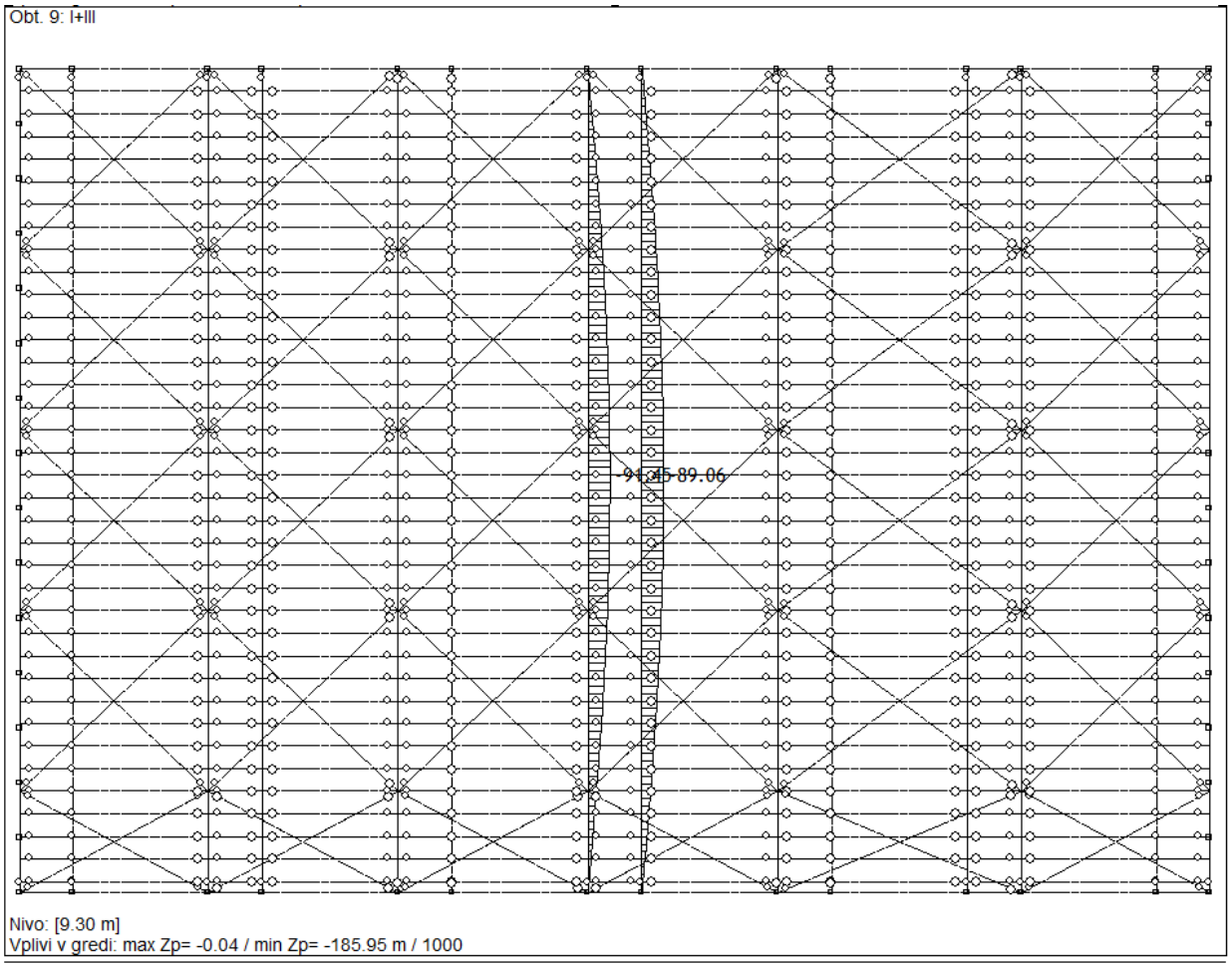
13.1.3.1 Horizontalni pomiki strešne konstrukcije telovadnice zaradi potresne obremenitve





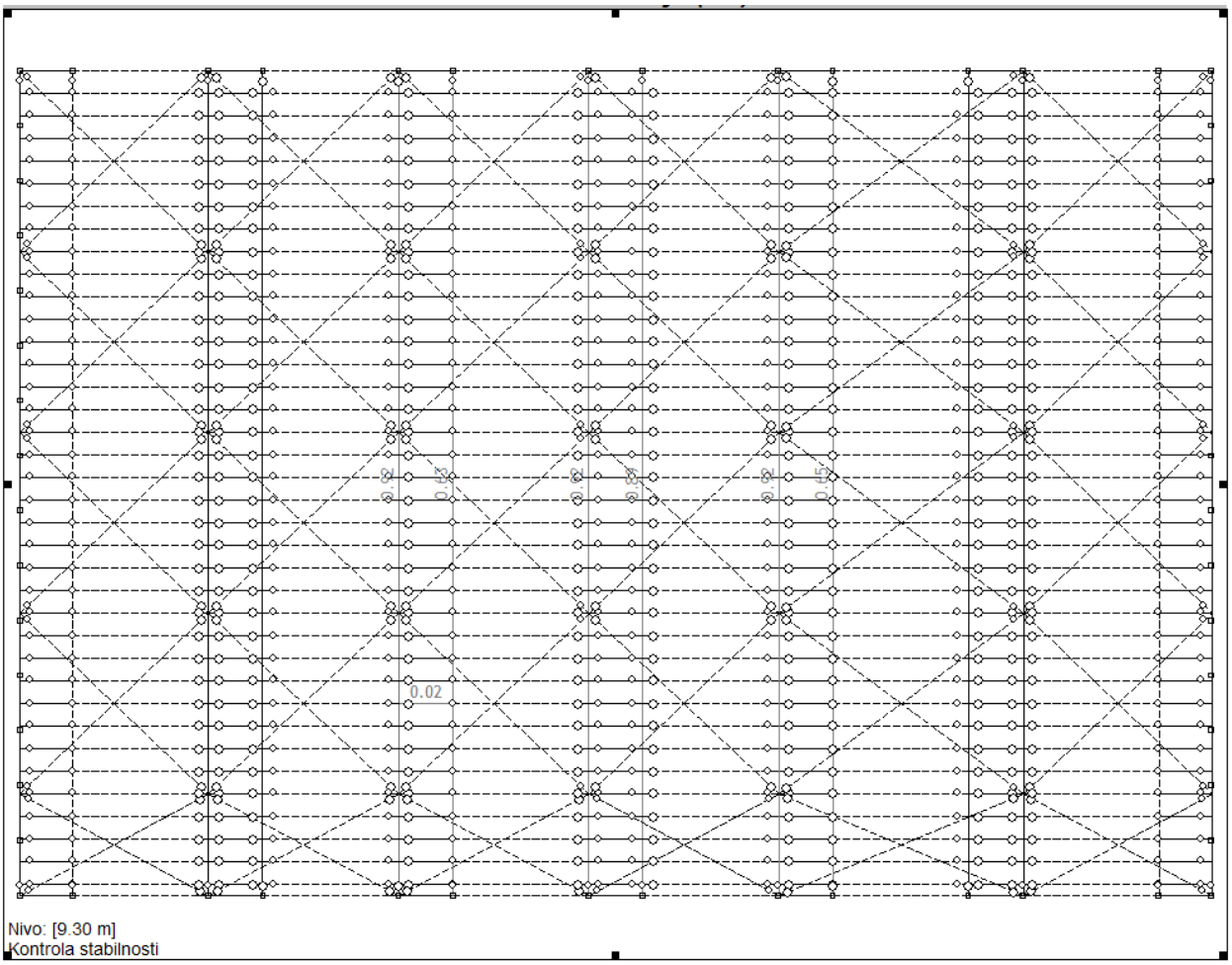
Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

13.1.3.2 Vertikalni elastični pomiki strešne konstrukcije telovadnice



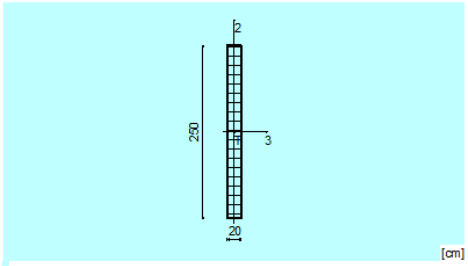
Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

13.1.4 Kontrola stabilnosti



Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

PALICA 44668-66970
Lepljen lameliran les - GL 24h
v smeri zgornjega roba palice
Debelina lamele 2.00 cm
Eksploatacijski razred 1
EUROCODE (EN 1995-1-1)



FAKTORJI IZKORIŠČENOSTI PO KOMBINACIJAH OBTEŽB

7. γ=0.92	9. γ=0.65	10. γ=0.48
11. γ=0.38	8. γ=0.36	

KONTROLA NORMALNIH NAPETOSTI
(obtežni primer 7, na 1850.0 cm od začetka palice)

Računska osna sila	Ned =	1.054 kN
Prečna sila v smeri osi 2	V2ed =	5.422 kN
Upogibni moment okoli osi 3	M3ed =	-2649.7 kNm

KONTROLA NAPETOSTI - NATEG IN UPOGIB
Vrsta obtežbe: osnovno - srednjetrajno

Korekcijski koeficient	Kmod =	0.800
Parcialni koef. za karakteristike materiala	γm =	1.250
Dodatek za elemente z malimi dimenzijami - os 2	Kh_2 =	1.100
Dodatek za elemente z malimi dimenzijami - os 3	Kh_3 =	1.000
Dodatek za elemente z malimi dimenzijami - nateg	Kh_t =	1.100
Karakteristična natezna trdnost	ft,0,k =	19.200 MPa
Računska natezna trdnost	ft,0,d =	13.517 MPa
Faktor oblik (za pravokotni prerez)	km =	0.700
Karakteristična upogibna trdnost	fm,k =	24.000 MPa
Računska upogibna trdnost - os 2	fm,2,d =	16.896 MPa
Računska upogibna trdnost - os 3	fm,3,d =	15.360 MPa
Normalna natezna napetost	σt,0,d =	0.002 MPa
Odpornostni moment	W3 =	2.08e+5 cm3
Normalna upogibna napetost okoli osi 3	σm3,d =	12.718 MPa

σm3,d <= fm,3,d (12.718 <= 15.360)
Izkoriščenost prereza je 82.8%

σt,0,d / ft,0,d + km x (σm3,d / fm,3,d) + σm2,d / fm,2,d <= 1
(0.580 <= 1)
Izkoriščenost prereza je 58.0%

σt,0,d / ft,0,d + σm3,d / fm,3,d + km x (σm2,d / fm,2,d) <= 1
(0.828 <= 1)
Izkoriščenost prereza je 82.8%

DOKAZ BOČNE STABILNOSTI
Vrsta obtežbe: osnovno - srednjetrajno

Korekcijski koeficient	Kmod =	0.800
Parcialni koef. za karakteristike materiala	γm =	1.250
Razmak pridržanih točk pravokotno na smer osi 2	lef =	365.00 cm
5% fraktil modula E paralelno z vlakni	E0.05 =	9600.0 MPa
5% fraktil strižnega modula G	G0.05 =	540.00 MPa
Torzijski vztrajnostni moment	Itor =	6.38e+5 cm4
Vztrajnostni moment	I2 =	1.67e+5 cm4
Odpornostni moment	W3 =	2.08e+5 cm3
Kritična napetost uklona	σm,crit =	30.665 MPa
Relativna vitkost za uklon	λrel =	0.885
Koeficient	k_krit =	0.896
Normalna upogibna napetost okoli osi 3	σm3,d =	12.718 MPa

σm,3,d <= k_krit x fm,3,d (12.718 <= 13.770)
Izkoriščenost prereza je 92.4%

KONTROLA STRIŽNIH NAPETOSTI
(obtežni primer 7, začetek palice)

Prečna sila v smeri osi 2	V2ed =	-289.69 kN
Prečna sila v smeri osi 3	V3ed =	-0.574 kN
Moment torzije	M1ed =	0.014 kNm

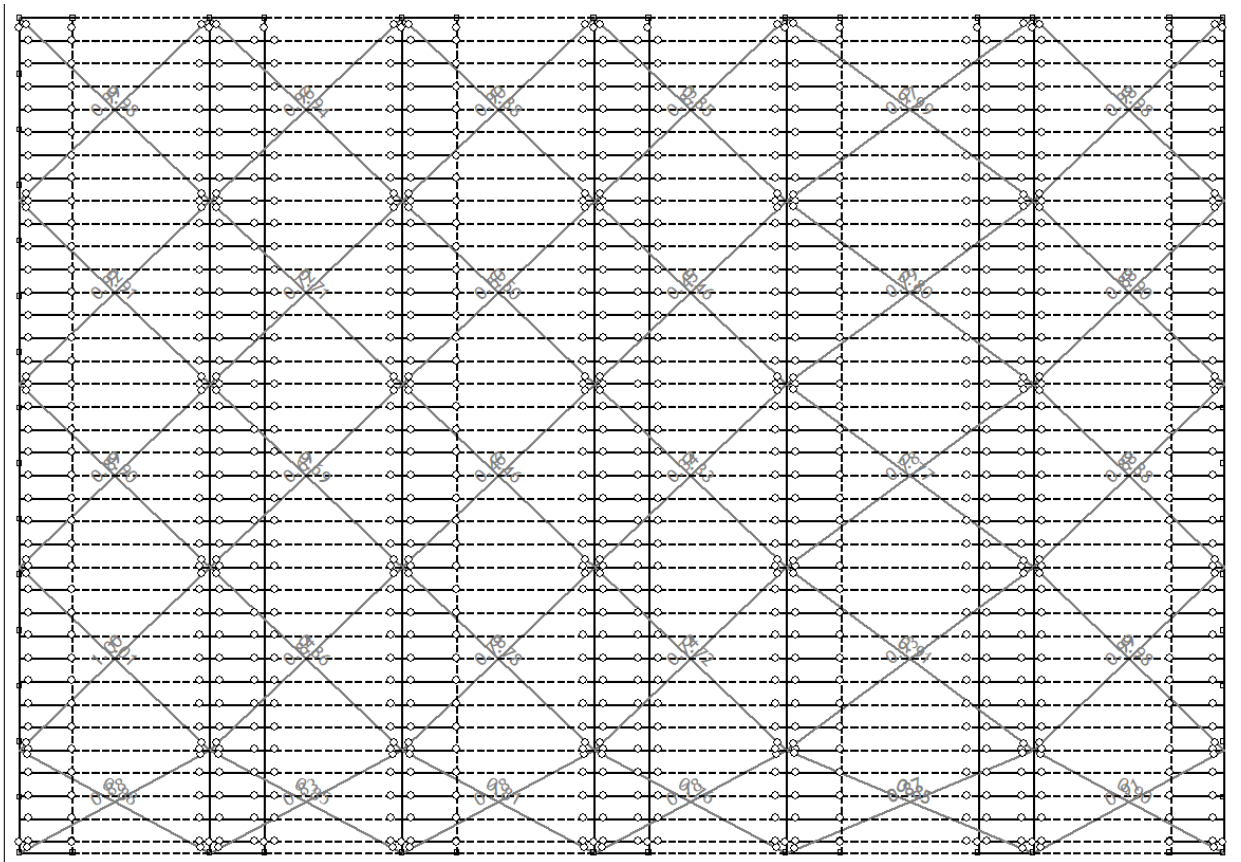
KONTROLA NAPETOSTI - STRIG
Vrsta obtežbe: osnovno - srednjetrajno

Korekcijski koeficient	Kmod =	0.800

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

13.2 Dimenzioniranje jeklenih elementov

13.2.1 Kontrola stabilnosti

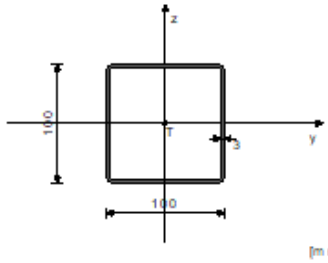


Nivo: [9.30 m]
Kontrola stabilnosti

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

PALICA 21484-10359
PREČNI PREREZ: HOP [] 100x100x3 [S 235] [Set: 11]
EUROCODE 3 (ENV)

GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE prereza



Ax =	11.410 cm2
Ay =	5.705 cm2
Az =	5.705 cm2
Ix =	278.33 cm4
Iy =	177.04 cm4
Iz =	177.04 cm4
Wy =	35.408 cm3
Wz =	35.408 cm3
Wy,pl =	42.354 cm3
Wz,pl =	42.354 cm3
γM0 =	1.100
γM1 =	1.100
γM2 =	1.250
Anet/A =	0.900

(fy = 23.5 kN/cm2, fu = 36.0 kN/cm2)

FAKTORJI IZKORIŠČENOSTI PO KOMBINACIJAH OBTEŽB

10. γ=0.88	11. γ=0.77	7. γ=0.31
9. γ=0.20	8. γ=0.17	

PALICA IZPOSTAVLJENA NATEGU IN UPOGIBU
(obtežni primer 10, na 464.2 cm od začetka palice)

Računska osna sila	Nsd =	186.64 kN
Upogibni moment okoli y osi	Msd_y =	1.005 kNm
Moment torzije	Mt =	-0.079 kNm
Sistemska dolžina palice	L =	948.54 cm

5.3 KLASIFIKACIJA PREČNIH PREREZOV
Razred prereza 2

5.4 NOSILNOST PREČNIH PREREZOV
5.4.3 Nateg

Plast.rač.nosilnost bruto prereza	Npl.Rd =	243.76 kN
Mejna rač.nosilnost neto prereza	Nu.Rd =	266.17 kN
Računska nos. na nateg	Nt.Rd =	243.76 kN

Pogoj 5.13: Nsd <= Nt.Rd (186.64 <= 243.76)

5.4.5 Upogib y-y

Računski plastični moment	Mpl.Rd =	9.048 kNm
Računska nos.na lokalno izbočitev	Mo.Rd =	7.564 kNm
Računski elastični moment	Mel.Rd =	7.564 kNm
Računska nosilnost na upogib	Mc.Rd =	9.048 kNm

Pogoj 5.17: Msd_y <= Mc.Rd_y (1.00 <= 9.05)

Razmerje Nsd / Npl.Rd		0.766
Razmerje Msd_y / Mpl.Rd_y		0.111

Pogoj 5.36: (0.88 <= 1)

5.5 NOSILNOST ELEMENTOV
5.5.2 Bočna zvrnitev upogibnih nosilcev

Koeficient	C1 =	1.132
Koeficient	C2 =	0.459
Koeficient	C3 =	0.525
Koef.ukl.dolžine za uklon	k =	1.000
Koef.ukl.dolžine za vbočenje	kw =	1.000
Koordinata	zg =	0.000 cm
Koordinata	zj =	0.000 cm
Razmak med bočnimi podporami	L =	948.54 cm
Sektorski vztrajnostni moment	Iw =	0.000 cm6
Krit.moment bočne zvrnitve	Mcr =	108.39 kNm
Koeficient	βw =	1.000
Koeficient imperf.	αLT =	0.210
Brezdimenz. vitkost	λLT_ =	0.303
Koeficient zmanjšanja	χLT =	0.977
Računska uklonska nosilnost	Mb.Rd =	8.838 kNm

5.5.3 Upogib in nateg

Redukcijski koef.za vektorske vplive	ψ vec =	0.800
Elast.odp.mom.za krajne tlač.vlakno	Wcom =	35.408 cm3
Efektivni rač.notranji moment	Meff.sd =	0.000 kNm

Pogoj 5.50: Meff.sd <= Mb.Rd (0.00 kNm <= 8.84 kNm)

KONTROLA STRIŽNE NOSILNOSTI
(obtežni primer 7, začetek palice)

Računska osna sila	Nsd =	-3.638 kN
Prečna sila v z smeri	Vsd_z =	-0.573 kN
Moment torzije	Mt =	-0.213 kNm
Sistemska dolžina palice	L =	948.54 cm

5.4 NOSILNOST PREČNIH PREREZOV
5.4.6 Strig

Računska plast.nos.na strig z-z	Vpl.Rd =	70.367 kN

Pogoj 5.20: Vsd_z <= Vpl.Rd_z (0.57 <= 70.37)

5.6 LOKALNO IZBOČENJE ZARADI STRIGA
za strig v ravnini z-z

Višina stojine	d =	9.400 cm
Debelina stojine	tw =	0.300 cm

Ni prečnih ojačitev v sredini

Koeficient izbočenja pri strigu	kτ =	5.340

Ni potrebna kontrola izbočenja zaradi striga
Pogoj: d / tw <= 69 ε (31.33 <= 69.00)

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.

2.4 Risbe

Pozicijski načrti	
P-1	Piloti in temelji
P-2	Pritličje
P-3	Nadstropje
P-4	Streha
P-5	Fasadna stena

Vse avtorske pravice, ki s pogodbo niso izrecno prenesene na naročnika, so pridržane. Poročilo se lahko reproducira samo v celoti.