

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



Jamova cesta 2
1000 Ljubljana, Slovenija
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

DRUGG – Digitalni repozitorij UL FGG
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

Kurinčič, R., 2013. Statična analiza plezalne stene. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Beg, D., somentor Sinur, F.): 30 str.

University
of Ljubljana

Faculty of
*Civil and Geodetic
Engineering*



Jamova cesta 2
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

DRUGG – The Digital Repository
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is original version of final thesis.

When citing, please refer to the publisher's bibliographic information as follows:

Kurinčič, R., 2013. Statična analiza plezalne stene. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Beg, D., co-supervisor Sinur, F.): 30 pp.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



Jamova 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ
PRVE STOPNJE
GRADBENIŠTVA

MODUL KONSTRUKCIJE

Kandidat:

ROK KURINČIČ

STATIČNA ANALIZA PLEZALNE STENE

Diplomska naloga št.: 40/B-GR

STATIC ANALYSIS OF A CLIMBING WALL

Graduation thesis No.: 40/B-GR

Mentor:

prof. dr. Darko Beg

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Somentor:

asist. dr. Franc Sinur

Ljubljana, 16. 09. 2013

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani Rok Kurinčič izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom Statična analiza plezalne stene.

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v repozitoriju UL FGG.

Ljubljana, 1. 7. 2013

Podpis:

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.012.1/.2(043.2)
Avtor: Rok Kurinčič
Mentor: prof. dr. Darko Beg, univ. dipl. ing. grad.
Somentor: assist. dr. Franc Sinur, univ. dipl. ing. grad.
Naslov: Statična analiza plezalne stene
Tip dokumenta: diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema: 30str., 5 pregl., 20 sl.
Ključne besede: plezalna stena, konstrukcijska zasnova, statična analiza
Izvleček:

Diplomska naloga v prvem delu zajema geometrijsko zasnovo nosilne konstrukcije plezalnega stolpa. Izbrana je najbolj učinkovita geometrija konstrukcije. Diplomska naloga vsebuje določitev zunanjih obtežb, ki poleg lastne teže konstrukcije delujejo na konstrukcijo. V izračunih so bili upoštevani vplivi stalne teže, obtežba vetra in koristna obtežba plezalcev. V nadaljevanju naloge je izvedena statična analiza nosilne konstrukcije. Naloga vsebuje tudi izračune za posamezne elemente in izračun temeljne plošče. Izrisani so nekateri detajli in pozicijski načrt konstrukcije.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.012.1/.2(043.2)
Author: Rok Kurinčič
Supervisor: prof. Darko Beg, Ph. D.
Cosupervisor: assist. Franc Sinur, Ph. D.
Title: Static analysis of climbing wall
Document type: Graduation Thesis – University studies
Contents: 30 p., 5 tab., 20 fig.
Key words: climbing wall, construction design, static analysis
Abstract:

The first part of the thesis captures a structural design of a supporting structure of a climbing tower. The most efficient geometry of the structure has been chosen. The thesis consists of a determination of an external load, which besides a dead load works on the construction. In the calculation there were considered influences of the dead load, a wind load and a live load of climbers. In the continuation of the thesis a static analysis of the supporting structure has been done. Further the thesis contains the calculations for single elements and a calculation of the fundamental slab. Some of the details and the plan with positions of the used elements of the structure have been drawn.

KAZALO VSEBINE

IZJAVA O AVTORSTVU	2
BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	3
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	4
1 UVOD	1
2 SPLOŠNO O UMETNIH PLEZALNIH STENAH	2
3 ZASNOVA NOSILNE KONSTRUKCIJE	5
4 OBTEŽBA	11
4.1 Lastna teža	11
4.1.1 Nosilna konstrukcija	11
4.1.2 Teža panelov	11
4.2 Obtežba snega.....	11
4.3 Obtežba vetra	11
4.4 Potresna obtežba	13
4.5 Koristna obtežba	14
5 OBTEŽNE KOMBINACIJE	18
5.1 Obtežne kombinacije	18
5.2 Upoštevanje nepopolnosti pri globalni analizi	19
6 DIMENZIONIRANJE	20
6.1 Kontrola nosilnosti elementa	20
6.2 Členkasti spoj med nosilcem in stebrom	22
6.3 Momentni priključek stebra na temelj	24
6.4 Dimenzioniranje temelja.....	25
7 MEJNA STANJA UPORABNOSTI	28
7.1 Kontrola upogibkov	28
8 ZAKLJUČEK	29
VIRI	30

KAZALO PREGLEDNIC

Tabela 1: Faktor izpostavljenosti glede na višino	12
---	----

Tabela 2: Pritisk vetra glede na višino	12
Tabela 3: Pritisk vetra na stranico zaradi tlaka	13
Tabela 4: Pritisk vetra na stranico zaradi srka	13
Tabela 5: Seznam obtežnih kombinacij	18

KAZALO SLIK

Slika 1: Primer balvanske plezalne stene [glej 7]	2
Slika 2: Primer plezalnega stolpa [glej 7]	2
Slika 3: Plezalna stena na Nizozemskem [glej 6]	3
Slika 4: Plezanje v vodstvu	4
Slika 5: Top rope plezanje	4
Slika 6: Turning torso [glej 5]	5
Slika 7: Prvotna ideja konstrukcije Slika 8: Spremenjena oblika konstrukcije	6
Slika 9: Konstrukcijski razvoj stranice 1	7
Slika 10: : Končna oblika stranice 1 in 2	8
Slika 11: Končna oblika tipičnega tlorisa z oznakami stranic	9
Slika 12: 3D pogled na končno geometrijo nosilne konstrukcije	10
Slika 13: Prikaz obtežbe vetra v x+ smeri.....	12
Slika 14: Prikaz delovanja sil na sidrišče pri padcu plezalca na top rope. F predstavlja silo v vrvi, R predstavlja silo padca, V predstavlja vertikalno komponento sile padca, H predstavlja horizontalno komponento sile padca.....	15
Slika 15: Prikaz delovanja sil na zadnjem vpetem sistemu pri padcu plezalca v vodstvu na previsni steni. F predstavlja silo v vrvi, R predstavlja silo padca, V predstavlja vertikalno komponento sile padca, H pa predstavlja horizontalno komponento sile padca.	15
Slika 16: Pozicija elementa na stranici 2	20
Slika 17: Prečni prerez kotnika	20
Slika 18: Pozicija členkastega spoja na stranici 2.....	22
Slika 19: Izris diagramov notranjih sil v členku	22
Slika 20: Prikaz delovanja sil na temeljno ploščo.....	26

1 UVOD

V diplomski nalogi je opravljena geometrijska zasnova nosilne konstrukcije plezalne stene. Nosilna konstrukcija je izvedena kot lahka jeklena palična konstrukcija, visoka 20 metrov. Narejena je statična analiza izbrane geometrijske zasnove, dimenzionirani so tudi glavni elementi nosilne konstrukcije.

Uporabil sem konstrukcijsko jeklo S235. Robni stebri so iz škatlastih profilov, ostali elementi pa so iz kotnega profila. Konstrukcija stoji na dobronosilnih tleh z mejno nosilnostjo 200 kN/m^2 , za temelj konstrukcije sem izbral kvadratno temeljno ploščo širine 5m.

Plezalna stena se nahaja v Bohinju, ki leži na 525 metrov nadmorske višine. Nahaja se v vetrovni coni 1, kategorija terena je III. Za izračun potresne obtežbe uporabim tla tipa B.

Prostor okoli plezalne stene je zaščiten z zaščitno ograjo, ki je od plezalne stene oddaljena 10 metrov.

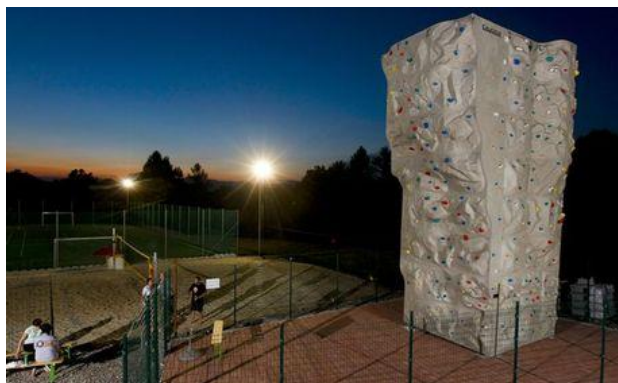
2 SPLOŠNO O UMETNIH PLEZALNIH STENAH

Nastanek umetnih plezalnih sten je posledica napredka plezanja in vse večjega zanimanja za plezanje. Plezanje v naravnih plezališčih je pogojeno z vremenom, kar pomeni, da je trening v slabem vremenu nemogoč. To je privedlo do nastanka pokritih umetnih plezalnih sten. Zaradi vse večjega zanimanja za plezanje pa se zadnje čase zelo razvijajo tudi plezalne stene na prostem.

Poznamo dve vrsti plezalnih sten: nizke plezalne stene, tako imenovane balvanske stene, in visoke plezalne stene oziroma plezalne stolpe.



Slika 1: Primer balvanske plezalne stene [glej 7]



Slika 2: Primer plezalnega stolpa [glej 7]

Balvanske plezalne stene so visoke največ 5 metrov, za varovanje pri plezanju se uporabljajo blazine, ki ublažijo padec na tla.

Visoke plezalne stene pa so glede višine omejene samo s konstrukcijskega vidika oziroma finančnih zmožnosti in želje naročnika. Povprečna višina plezalnih sten se giblje okoli 15 metrov. Najvišja umetna plezalna stena na prostem, visoka 37 metrov, je postavljena na Nizozemskem.



Slika 3: Plezalna stena na Nizozemskem [glej 6]

Pri visokih plezalnih stenah, ki jih na prostem najdemo v obliki plezalnih stolpov, se za varovanje uporablja plezalna vrv. Plezalec plezalno vrv sproti pritrjuje na steno (plezanje v vodstvu) ali pa je vrv že pritrjena na vrh stene na tako imenovano sidrišče (top rope plezanje). Pri sprotnem nameščanju varovanja plezalec vrv s pomočjo plezalnih sistemov pripne na svedrovce, ki so nameščeni na plezalni steni. Razporeditev svedrovcev je določena glede na profil stene; do višine 4 metrov je največja razdalja med svedrovci 1 meter, višje pa razdalja med svedrovci ne sme presegati 2 metrov [glej 5]. Plezalec, ki pleza v vodstvu, je varovan preko vrvi. Ta poteka od plezalca preko sistemov, ki so pritrjeni na steni pod njim, do osebe, ki ga varuje na tleh.



Slika 4: Plezanje v vodstvu

Pri top rope plezanju pa je plezalec varovan preko vrvi, ki poteka od plezalca skozi sidrišče na vrhu stene do osebe, ki varuje. Ta je lahko, za lažje opazovanje plezalca, odmaknjena od stene, kolikor to dopušča prostor.



Slika 5: Top rope plezanje

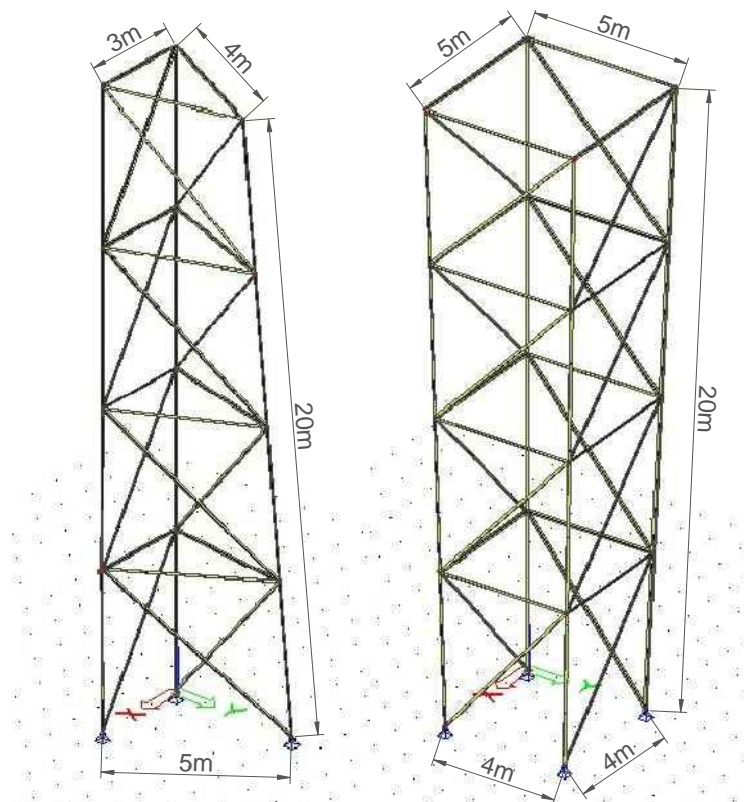
3 ZASNOVA NOSILNE KONSTRUKCIJE

Idejo za obliko nosilne konstrukcije sem dobil ob pogledu na nebotičnik Turning torso, ki je sestavljen iz 2 delov; armiranobetonskega jedra okrogle oblike in jeklene trikotne palične konstrukcije, ki se torzijsko »ovija« okoli armiranobetonskega jedra. Palična konstrukcija je sestavljena iz 3 nosilnih stebrov, ki so vpeti v tla, med seboj pa so členkasto povezani z nateznimi diagonalami in prečkami.



Slika 6: Turning torso [glej 5]

Prvotna zamisel konstrukcije je bila zelo podobna palični konstrukciji nebotičnika; plezalni stolp visok 20 metrov, trikotne oblike v tlorisu z eno navpično, drugo položno in tretjo previsno stranico. Sestavljen bi bil iz 4 etaž višine 5m. Vsaka stranica bi bila sestavljena iz 2 nosilnih stebrov, ki bi bila med seboj na eno višino etaže povezana z natezno/tlačno diagonalo in s prečnim elementom, kot prikazuje slika 6.



Slika 7: Prvotna ideja konstrukcije Slika 8: Spremenjena oblika konstrukcije

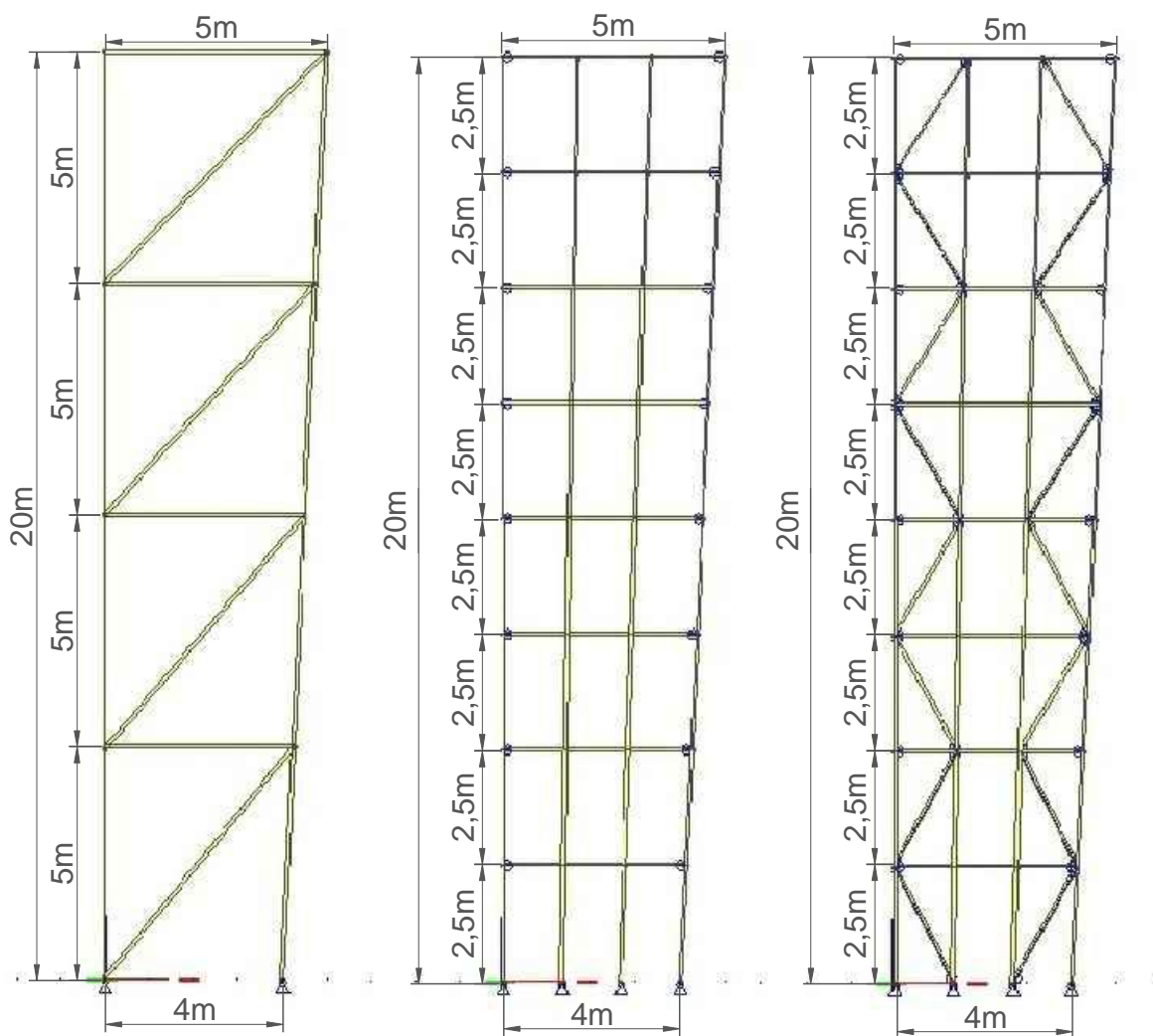
To idejo sem opustil in se odločil za bolj šolski primer geometrije, kjer so stranice bolj pravokotne med seboj. Geometrijo sem spremenil tako, da sem namesto tlorisa trikotne oblike uporabil tloris kvadratne oblike, z dvema navpičnima stenama in dvema previsnima stenama, kot prikazuje slika 6. Vertikalna obtežba, ki je sestavljena iz lastne teže in vertikalne obremenitve, ki jo povzročijo plezalci, se pri takšni konstrukciji prenaša preko panelov na vertikalne stebre, od tu pa v temeljna tla. Horizontalna obtežba, katere glavna komponenta je obtežba vetra, pa se preko panelov, ki so privijačeni na vertikalne stebre, prenaša na stebre, od tu preko povezij (diagonale in horizontalni elementi) na sosednje stebre, preko njih pa v temeljna tla.

Geometrijska zasnova izbrane konstrukcije je za prenos obtežbe dobra, problem pa se pojavi pri pritrdjevanju zunanjih panelov plezalne stene, saj je velikost panelov omejena. Pri takšni zasnovi bi bili paneli zelo velikih dimenzij, 4 x 5m, posledično pa tudi neekonomični, saj bi moral posamezen panel prenesti večje obtežbe kot sicer, kar pomeni debelejšje panele, s tem pa tudi večjo lastno težo konstrukcije.

Na voljo sem imel dve rešitvi; prva rešitev bi bila, da bi na obstoječo konstrukcijo dodal lažjo podkonstrukcijo v obliki mreže manjših dimenzij, na katero bi bilo mogoče pritrditi kvadratne panele

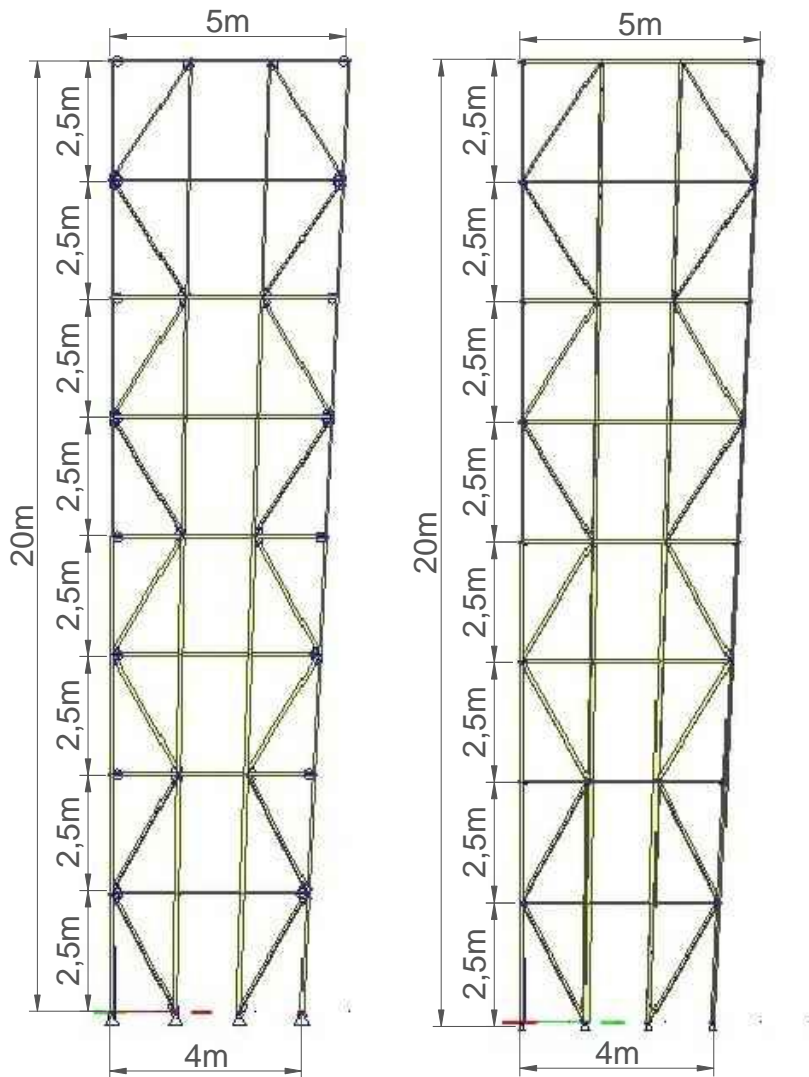
normalnih dimenzij ($a < 2\text{m}$). Druga rešitev bi bila, da bi nosilno konstrukcijo spremenil v lažjo palično konstrukcijo, ki bi sama omogočala pritrdjevanje panelov. Odločil sem se za lahko palično konstrukcijo, ki bo služila kot nosilna konstrukcija, hkrati pa tudi kot konstrukcija na katero se lahko pritrdi panele običajnih velikosti.

Konstrukcijo sem tako razdelil na 8 »etaž« in ji dodal po 2 stebra na stranico. Izbrana konstrukcija omogoča pritrdjevanje panelov, gostejša mreža pa zmanjša uklonske dolžine in upogibne momente posameznih elementov. Dimenzije prečnih prereзов so posledično manjše. Za boljši prevzem horizontalne obtežbe sem na vseh štirih straneh konstrukcije dodal natezno-tlačni diagonali v vsako »etažo«, s katerimi sem povezal robne stebre z notranjimi stebri. Razvoj konstrukcije je prikazan na sliki 7, in sicer gre za razvoj stranice 1 (glej slika 9).

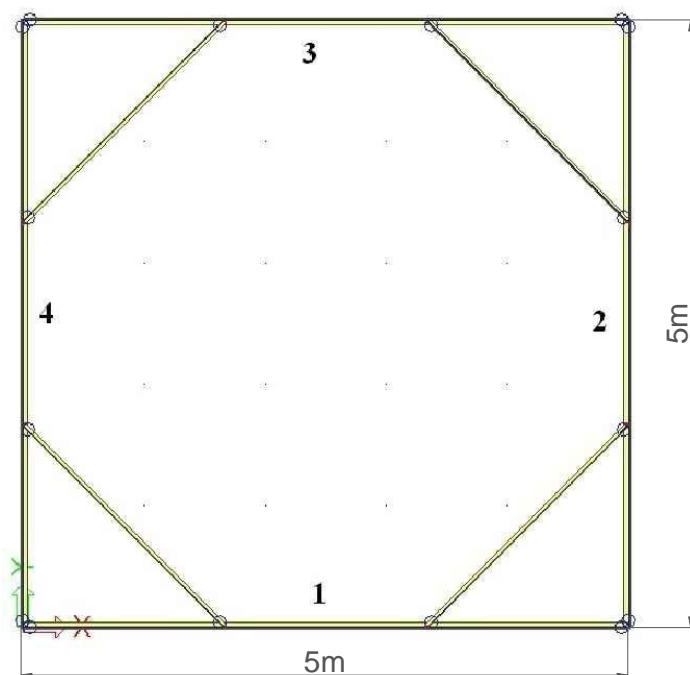


Slika 9: Konstrukcijski razvoj stranice 1

Zasnova konstrukcije s tem še ni bila končana, saj sem med statičnim izračunom ugotovil, da se pri obtežbi vetra pojavijo zelo veliki momenti v horizontalnih elementih na katere deluje tlak oziroma srk zaradi vetra. Izbrana geometrija bi za prenos obtežbe vetra zahtevala zelo velike prečne prereze horizontalnih elementov. Problem sem rešil s prostorninskimi diagonalami, ki znotraj konstrukcije povezujejo sredinske stebre med seboj, kar je razvidno na sliki 11. Tako sem prej prostoležeče nosilce glede na ravnino, v kateri deluje obtežba vetra, podprl še v dveh točkah in tako zelo zmanjšal maksimalne upogibne momente, ki nastanejo zaradi obtežbe vetra. Rešitev sem potrdil tudi z dodatnim primerom [glej priloga B], kjer za prenos enake obtežbe, $q = 2\text{kN/m}$ v y smeri, pri 5m dolgem nosilcu brez dodatnih podpor potrebujemo kotnik L150/150/12mm kar pomeni 134kg jekla. Stabilnost nosilca z dodatnima podporama na tretjinah razdalje pa zagotovimo že s kotnikom L70/70/7 mm in 2,357m dolgima diagonalama kotnega profila L45/45/4 mm kar pomeni 48kg jekla.



Slika 10: Končna oblika stranice 1 in 2



Slika 11: Končna oblika tipičnega tlorisa z oznakami stranic

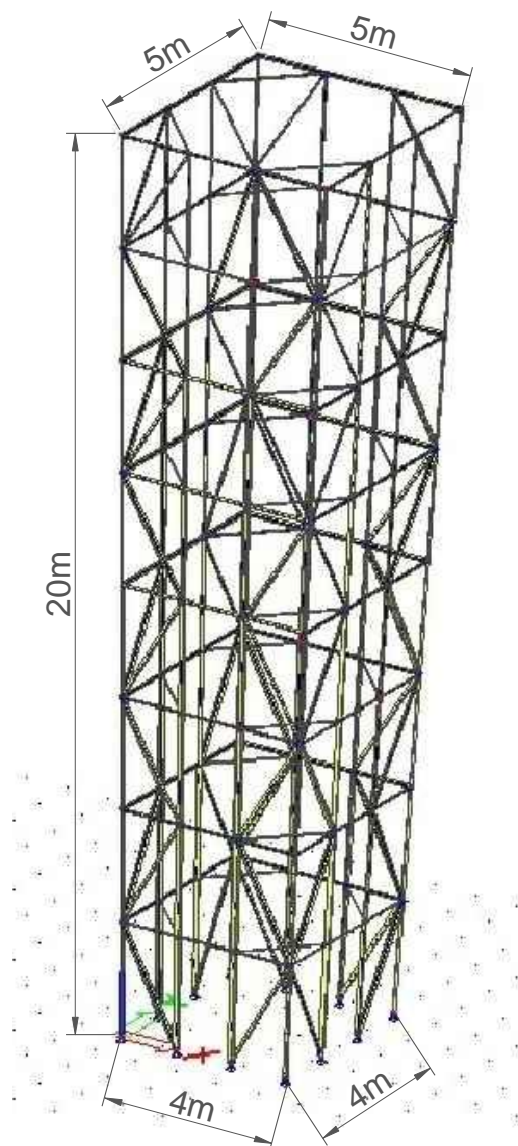
Nastala je nosilna konstrukcija kvadratne oblike v tlorisu. Na tleh ($z = 0\text{m}$) so stranice dolge 4 metre, z višino pa se linearno daljšajo do dolžine 5 metrov na vrhu konstrukcije ($z = 20\text{m}$). Konstrukcija je sestavljena iz 4 stranic. Vsaka stranica je sestavljena iz 2 robnih kontinuiranih stebrov, ki sta med seboj členkasto povezana s horizontalnimi prečkami. Stranica je vertikalno razdeljena na 3 dele z dvema notranjima stebroma, ki sta momentno spojena s prečkami, za prenašanje horizontalne obtežbe pa sta v vsaki »etaži« dodani 2 natežno-tlačni diagonali, členkasto pritrjeni na stebre. Zaradi manjših upogibnih momentov v horizontalnih elementih, ki nastopijo ob delovanju horizontalne obtežbe so stranice med seboj povezane še s »prostorninskimi« diagonalami, ki se členkasto pritrjujejo na spoje med notranjimi stebri in prečkami.

Ideji lahke palične konstrukcije je botrovala izbira prečnih prerezov posameznih elementov. Prvotna zamisel je bila, da bi bila konstrukcija sestavljena samo iz kotnikov. Zaradi velike obremenitve robnih stebrov sem te zamenjal za C-profile, ki so bolj odporni na uklon. Na koncu se je izkazalo, da so še boljša izbira škatlasti prerezi, saj ti nimajo šibke uklonske osi, prečni prerezi so tako še manjši in konstrukcija je lažja. Razlika v masi konstrukcije med C-profilom in škatlastimi profili vertikalnih stebrov je 300kg.

Obtežba se z višino spreminja, zato se spreminjajo tudi prečni prerezi elementov. Prečni prerezi vertikalnih elementov se spreminjajo z višino 5 metrov, saj bi bili daljši profili na vrhu slabo

izkoriščeni. Horizontalni elementi pa se spreminjajo z vsako etažo, saj so v vsaki etaži drugačne obremenitve. Zaradi predpostavk pri sestavljanju obtežnih kombinacij moramo upoštevati simetrijo konstrukcije na ravnino $x = y$.

Sidrišča, ki se nahajajo na vrhu plezalnega stolpa, so pritrjena na vsak vertikalni steber. Sidrišča so torej na vseh štirih robovih stolpa, poleg tega pa sta še po dve sidrišči na vsaki stranici. Tudi svedrovci so pritrjeni na vsak vertikalni steber, vertikalna razdalja med dvema svedrovca je 1 meter.



Slika 12: 3D pogled na končno geometrijo nosilne konstrukcije

4 OBTEŽBA

4.1 Lastna teža

4.1.1 Nosilna konstrukcija

Teža jeklene nosilne konstrukcije: $48,16kN$

4.1.2 Teža panelov

Paneli, ki se po višini pritrjujejo na tekoči meter so iz poliestrskih vlaken. Debelina panelov je 2mm. Prostorninska teža poliestrskih vlaken je $11,8kN/m^3$ [glej 2].

$$g_{pan} = 0,0236kPa$$

4.2 Obtežba snega

Obtežbe snega zaradi odprte palične konstrukcije ne upoštevam.

4.3 Obtežba vetra

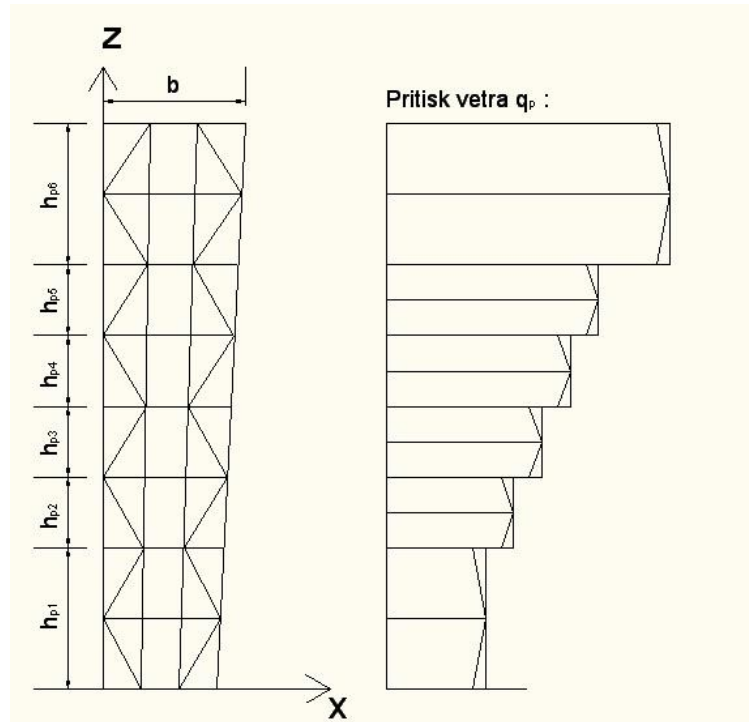
Obtežbo vetra določim s pomočjo standarda SIST EN 1991-4:2005 [glej 3].

Objekt se nahaja v vetrovni coni 1, za katero znaša osnovna hitrost vetra $v_b = 20m/s$.

Osnovni tlak vetra:

$$q_b = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 = \frac{1}{2} * 1,25 \frac{kg}{m^3} * (20 \frac{m}{s})^2 = 250 Pa$$

Ker je objekt višji od dvakratne širine objekta ($h > 2b$), se obtežba vetra po višini spreminja v pasovih, kot prikazuje slika 13. Objekt razdelim na 6 pasov, višina prvega in zadnjega pasu je enaka širini objekta ($h_{p1}=h_{p6}=b=5m$), ostali pasovi (2., 3., 4., 5.) pa so višine 2,5 m ($h_{p2}=h_{p3}=h_{p4}=h_{p5}=2,5m$).



Slika 13: Prikaz obtežbe vetra v x+ smeri

Faktor izpostavljenosti $c_e(Z)$:

Ker je faktor izpostavljenosti odvisen od višine objekta, se ta z višino spreminja. Iz grafa (slika 4.3, SIST EN 1991-4: 2005) za vsak pas posebej odčitam faktor izpostavljenosti.

Tabela 1: Faktor izpostavljenosti glede na višino

$z[m]$	0-5	5-7,5	7,5-10	10-12,5	12,5-15	15-20
$c_e(z)$	1,29	1,5	1,71	1,83	1,99	2,19

Največji pritisk pri sunkih vetra na višini z izračunam s pomočjo enačbe:

$$q_p(z) = c_e(z) * q_b$$

Tabela 2: Pritisk vetra glede na višino

$z [m]$	0-5	5-7,5	7,5-10	10-12,5	12,5-15	15-20
$q_p(z_e) [Pa]$	322,5	375	427,5	457,5	497,5	547,5

V formuli za izračun pritiska vetra na stranico $w_e = q_p(z_e) * c_{pe}$ nastopa faktor izpostavljenosti c_{pe} , ki ga določimo s pomočjo standarda SIST EN 1991-4: 2005 (tabela 7.1 in slika 7.4). Ploščine stranic plezalne stene so večje od $10m^2$ ($A > 10m^2$), zato za vrednost faktorja c_{pe} privzamem faktor $c_{pe,10}$. Ker

standard eksplicitno ne pokriva takšne geometrije, za vrednost faktorja privzamem vrednost, ki velja za ravne, navpične stene. Tako v primeru tlaka privzamem vrednost, ki velja za ploskev D ($c_{pe,10} = +0,8$), v primeru srka pa vrednost, ki velja za ploskev B ($c_{pe,10} = -0,8$).

Tabela 3: Pritisk vetra na stranico zaradi tlaka

$z [m]$	0-5	5-7,5	7,5-10	10-12,5	12,5-15	15-20
$W_e [Pa]$	258	300	342	366	398	439

Tabela 4: Pritisk vetra na stranico zaradi srka

$z [m]$	0-5	5-7,5	7,5-10	10-12,5	12,5-15	15-20
$W_e [Pa]$	-258	-300	-342	-366	-398	-439

4.4 Potresna obtežba

Za izračun obtežbe uporabim tip tal B:

$$S = 1,20$$

$$T_B = 0,15s$$

$$T_c = 0,5s$$

$$T_d = 2,0s$$

projektni pospešek tal $a_g = 0,20g$

višina konstrukcije $H = 20m$

$$C_t = 0,05$$

teža konstrukcije:

$$m = m_{nk} + q_{pan} * H * 4 * b_{pov}$$
$$m = 48,16kN + 0,0263kPa * 20m * 4 * 4,5m = 57,63kN$$

m_{nk} ... teža nosilne konstrukcije

q_{pan} ... obtežba panelov

b_{pov} ... povprečen širina stranice

$$T = C_t * H^{\frac{3}{4}} = 0,05 * 20^{\frac{3}{4}} = 0,47s$$
$$T \leq \begin{cases} 4 * T_c = 2,0s \\ 2,0s \end{cases}$$

Nihajni čas se nahaja med T_B in T_C , zato projektni pospešek tal izračunamo z naslednjo enačbo:

$$S_d(t) = a_g * S * \frac{2,5}{q} = 0,20g * 1,2 * \frac{2,5}{1,2} = 0,40g$$

Potresna sila:

$$F_d = S_d(t) * m * \lambda = 0,4 * 57,63kN * 1 = 23,1kN$$

Ker je potresna sila približno 2 krat manjša od sile vetra (78,7kN) potresne analize ni potrebno opraviti.

4.5 Koristna obtežba

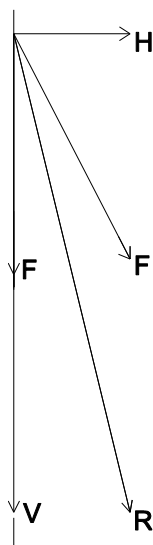
Koristno obtežbo določim s pomočjo slovenskega predstandarda SIST prEN 12572-1: 2005, Umetne plezalne stene – 1. del: Varnostne zahteve in preskusne metode za umetne plezalne stene z varovalnimi točkami [1].

Karakteristične sile navedene v predstandardu (Tabela A.1):

- sila plezalca, $P_{plezalec} = 0.8kN$;
- sila plezalne ekipe, ki je točkovno vpeta, $P_{ekipa} = 2.5kN$;
- sila, ki jo povzroči padeč plezalca na točkovno varovalo, $P_{padeč} = 6.6kN$.

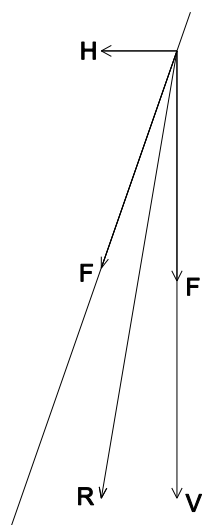
Predstandard navaja tudi, da je na podlagi raziskav nemogoče, da bi 2 ali več plezalcev istočasno povzročilo maksimalno silo zaradi padca.

Predstandard ne pove nič o smeri delovanja sile. Razmislek o delovanju koristne obtežbe me je privedel do zaključka, da se pri padcu plezalca aktivira horizontalna in vertikalna komponenta sile, vendar je horizontalno komponento sile smiselno upoštevati le pri padcu plezalca, ki pleza na top rope. V primeru padca se namreč aktivira horizontalna komponenta sile na vrhu plezalne stene, ki jo povzroča napetost v vrvi, katera poteka preko vrha plezalne stene do osebe, ki varuje plezalca. Če je oseba, ki varuje, navpično pod vrhom stene, je ta komponenta enaka nič, če pa je oddaljena od stene, je ta komponenta odvisna od kota med vertikalno in vrvjo.



Slika 14: Prikaz delovanja sil na sidrišče pri padcu plezalca na top rope. F predstavlja silo v vrvi, R predstavlja silo padca, V predstavlja vertikalno komponento sile padca, H predstavlja horizontalno komponento sile padca

Plezalec, ki pleza v vodstvu, ima vrv vpeto v sisteme in tako se v primeru padca aktivira samo vertikalna sila na točki zadnjega vpetega sistema v primeru navpične stene. V primeru previsne stene se aktivira celo negativna horizontalna komponenta sile (sila deluje v steno), vendar je ta zanemarljivo majhna. Res pa je, da se horizontalna komponenta sile aktivira na mestu prvega vpetega sistema, če je oseba, ki varuje, nekoliko oddaljena od stene, vendar je tudi ta sila zanemarljiva zaradi majhne ročice, in je za račun prevrnitve konstrukcije nesmiselna. Na mestu zadnjega sistema deluje tudi horizontalna komponenta sile pri padcu plezalca v vodstvu, vendar je tudi ta zanemarljivo majhna, saj se sila 6.6kN ustvari šele, ko je plezalec v najnižji točki padca, to je navpično pod sistemom.



Slika 15: Prikaz delovanja sil na zadnjem vpetem sistemu pri padcu plezalca v vodstvu na previsni steni. F predstavlja silo v vrvi, R predstavlja silo padca, V predstavlja vertikalno komponento sile padca, H pa predstavlja horizontalno komponento sile padca.

Tudi plezalna ekipa, ki visi na steni in povzroča silo 2,5kN, povzroča samo vertikalno silo, saj je pripeta samo na steno in tako ne more povzročati horizontalne obremenitve na steno.

Horizontalna komponenta sile je prisotna tudi v primeru, ko je plezalec plezal na top rope, vendar je med plezanjem onemogel in sedaj visi na vrvi, ki je vpeta v sistem ali sidrišče, oseba, ki ga varuje, pa je oddaljena od stene. Tudi v tem primeru horizontalna komponenta sile deluje na mestu sidrišča in je odvisna od kota med vertikalno in vrvjo.

Izračun horizontalne in vertikalne komponente sile pri padcu plezalca na top rope:

- največja oddaljenost od stene je omejena na 10 metrov, torej je največji kot α med vertikalno in vrvjo enak:

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{10}{20} = 26,57^\circ$$

Rezultanta sile, ki deluje na polovici tega kota ($\beta = \alpha/2 = 13,3^\circ$) je velikosti $P_{padec} = 6,6kN$, iz tega sledi:

$$P_{padec \text{ horizontalno}} = P_{padec} * \sin \beta = 6,6 \text{ kN} * \sin 13,3^\circ = 1,5 \text{ kN}$$

$$P_{padec \text{ vertikalno}} = P_{padec} * \cos \beta = 6,6 \text{ kN} * \cos 13,3^\circ = 6,4 \text{ kN}$$

Izračun horizontalne in vertikalne komponente sile, ki jo povzroča plezalec, ki visi na top rope: največji kot med vertikalno in vrvjo je isti kot pri padcu plezalca, razlika je le v velikosti sile P.

Standard navaja da je sila plezalca $P_{plezalec} = 0,8kN$, to pomeni, da je vrv na obeh koncih (plezalec in oseba, ki varuje) obremenjena s silo plezalca. Iz tega sledi, da je horizontalna komponenta enaka horizontalni komponenti, ki jo povzroča sila v vrvi, katera poteka do osebe, ki varuje. Vertikalna komponenta pa po velikosti enaka vsoti sile, ki jo povzroča viseči plezalec, in vertikalne komponente sile, ki nastane zaradi sile v vrvi, ki poteka do osebe, ki varuje.

$$P_{plezalec \text{ horizontalno}} = P_{plezalec} * \sin \alpha = 0,8 \text{ kN} * \sin 26,57^\circ = 0,36 \text{ kN}$$

$$P_{plezalec \text{ vertikalno}} = P_{plezalec} + (P_{plezalec} * \cos \alpha) = 0,8 \text{ kN} + (0,8 \text{ kN} * \cos 26,57^\circ) = 1,52 \text{ kN}$$

Prišel sem do zaključka, da sta smiselni dve postavitvi koristne obtežbe:

- koristno obtežbo postavim tako, da v kombinaciji z vetrom deluje najbolj neugodno na prevrnitev konstrukcije,
- koristno obtežbo postavim tako, da povzroča največje notranje sile posameznih elementov.

Pri vsaki postavitvi koristne obtežbe moram preveriti najbolj neugodne primere. Posledično nastane več možnih postavitev koristne obtežbe. Svedrovci so pritrjeni na vertikalne elemente, razdalja med

njimi je en meter, zato se svedrovci enkrat nahajajo na spojih vertikalnih elementov s horizontalnimi elementi, drugič pa na vertikalnih elementih. Koristno obtežbo je zato potrebno prvič postaviti v vozlišča vertikalnih elementov, drugič pa na vertikalne elemente, kar povzroča dodatne upogibne momente posameznih elementov. Najprej sestavim različne možnosti postavitve na vrhu konstrukcije, nato pa še različne možnosti postavitve obtežbe na posamezne svedrovce.

Vse kombinacije postavitve spremenljive obtežbe so razvidne na slikah v prilogi A. Na slikah v prilogi je zaradi boljše preglednosti prikazana samo zgornja »etaža« konstrukcije ($18\text{m} < z < 20\text{m}$).

5 OBTEŽNE KOMBINACIJE

Dimenzioniramo na mejno stanje nosilnosti, vse vplive stalnih obtežb in spremenljivih obtežb upoštevamo z enačbo:

$$1,35 * G_{neugodno} + G_{ugodno} + 1,5 * Q_{k,1} + 1,5 * \sum_{i \geq 2} \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

Glede na to, da veter lahko piha samo z ene strani naenkrat in da je konstrukcija simetrična na ravnino $x = y$, so pritiski na konstrukcijo pri vetru v smeri x in y absolutno enaki. Zato, lahko veter v smeri y in $-y$ zanemarimo, oziroma ga ne upoštevamo pri računanju obtežnih kombinacij. Izračunamo samo obtežne kombinacije z vetrom v x in $-x$ smeri. Pri dimenzioniranju prečnih prereзов pa moramo upoštevati, da mora biti konstrukcija simetrična na ravnino $x = y$.

Veter predstavlja glavno obtežbo. Obtežba vetra je v primerjavi s koristno obtežbo veliko večja, poleg tega pa je tudi uporaba plezalne stene pri največjem vetru (20m/s) omejena. Zato za dimenzioniranje uporabim najbolj neugodno obtežno kombinacijo v kateri koristna obtežba ne nastopa, to je 1. obtežna kombinacija, nato pa samo še preverim, če konstrukcija prenese tudi obtežno kombinacijo, v kateri nastopa koristna obtežba.

5.1 Obtežne kombinacije

Tabela 5: Seznam obtežnih kombinacij

Številka obtežne kombinacije:	Obtežna kombinacija:
1.	$1,35 * G_{nk} + 1,35 * G_{pan} + 1,5 * Q_{+x}$
2.	$1,0 * G_{nk} + 1,0 * G_{pan} + 1,5 * Q_{+x}$
3.	$1,35 * G_{nk} + 1,35 * G_{pan} + 1,5 * Q_{-x}$
4.	$1,0 * G_{nk} + 1,0 * G_{pan} + 1,5 * Q_{-x}$
5.	$1,35 * G_{nk} + 1,35 * G_{pan} + 1,5 * 0,6 Q_{+x} + 1,5 * Q_{kor1}$
6.	$1,35 * G_{nk} + 1,35 * G_{pan} + 1,5 * 0,6 Q_{+x} + 1,5 * Q_{kor2}$
7.	$1,35 * G_{nk} + 1,35 * G_{pan} + 1,5 * 0,6 Q_{+x} + 1,5 * Q_{kor3}$
8.	$1,35 * G_{nk} + 1,35 * G_{pan} + 1,5 * 0,6 Q_{+x} + 1,5 * Q_{kor4}$
9.	$1,35 * G_{nk} + 1,35 * G_{pan} + 1,5 * 0,6 Q_{+x} + 1,5 * Q_{kor5}$
10.	$1,35 * G_{nk} + 1,35 * G_{pan} + 1,5 * 0,6 Q_{+x} + 1,5 * Q_{kor6}$
11.	$1,35 * G_{nk} + 1,35 * G_{pan} + 1,5 * 0,6 Q_{+x} + 1,5 * Q_{kor7}$
12.	$1,35 * G_{nk} + 1,35 * G_{pan} + 1,5 * 0,6 Q_{+x} + 1,5 * Q_{kor8}$
13.	$1,35 * G_{nk} + 1,35 * G_{pan} + 1,5 * 0,6 Q_{+x} + 1,5 * Q_{kor9}$

14.	$1,35 * G_{nk} + 1,35 * G_{pan} + 1,5 * 0,6 Q_{+x} + 1,5 * Q_{kor10}$
15.	$1,35 * G_{nk} + 1,35 * G_{pan} + 1,5 * 0,6 Q_{+x} + 1,5 * Q_{kor11}$
16.	$1,35 * G_{nk} + 1,35 * G_{pan} + 1,5 * 0,6 Q_{+x} + 1,5 * Q_{kor12}$
17.	$1,35 * G_{nk} + 1,35 * G_{pan} + 1,5 * 0,6 Q_{+x} + 1,5 * Q_{kor13}$
18.	$1,35 * G_{nk} + 1,35 * G_{pan} + 1,5 * 0,6 Q_{+x} + 1,5 * Q_{kor14}$
19.	$1,35 * G_{nk} + 1,35 * G_{pan} + 1,5 * 0,6 Q_{+x} + 1,5 * Q_{kor15}$
20.	$1,35 * G_{nk} + 1,35 * G_{pan} + 1,5 * 0,6 Q_{+x} + 1,5 * Q_{kor16}$

$\psi_0 = 0,6 \dots$ kombinacijski faktor v primeru vetra

5.2 Upoštevanje nepopolnosti pri globalni analizi

V skladu s priročnikom za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih (stran 3–17) [8] izračunam nadomestne globalne nepopolnosti:

$$\emptyset = \emptyset_0 * \alpha_h * \alpha_m$$

kjer je:

$$\emptyset_0 = \frac{1}{200} = 0,005 ,$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{20}} = 0,447 , \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0 ,$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 * \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0,5 * \left(1 + \frac{1}{4}\right)} = 0,791$$

$$\emptyset = 0,005 * \frac{2}{3} * 0,791 = 0,00264$$

m... število stebrov v obravnavani ravnini okvirja

h... višina okvirja v metrih

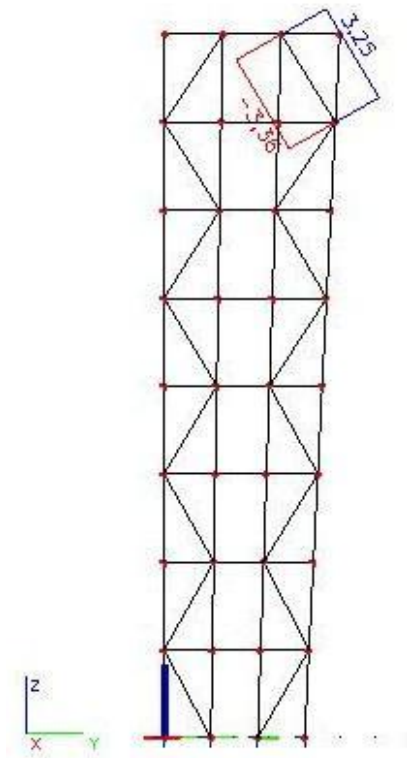
Z upoštevanjem nepopolnosti sestavimo še nelinearne kombinacije.

6 DIMENZIONIRANJE

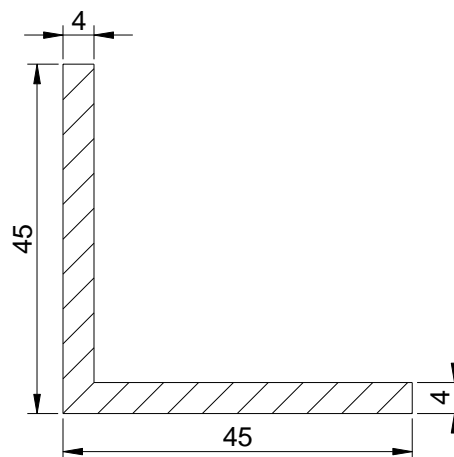
6.1 Kontrola nosilnosti elementa

Preverjamo uklon elementa B74 (kotnik 45/45/4mm, $A=3,49\text{cm}^2$). Maksimalna tlačna sila, ki deluje v elementu je $N_{Ed}=3,36\text{kN}$. Dolžina elementa je 2,94m.

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$



Slika 16: Pozicija elementa na stranici 2



Slika 17: Prečni prerez kotnika

Nosilnost prereza:

$$N_{pl,Rd} = A * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 3,49 \text{ cm}^2 * \frac{23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 82,015 \text{ kN}$$

Projektna uklonska nosilnost palice:

$$N_{b,Rd} = \chi * A * \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$l_u = L = 294 \text{ cm}$$

$$\gamma_{M1} = 1$$

$$\lambda = \frac{l_u}{i_\eta} = \frac{294 \text{ cm}}{0,88 \text{ cm}} = 334,1$$

$$i_\eta = 0,88 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{\lambda}{93,9 * \varepsilon} = \frac{334,1}{93,9 * 1} = 3,56$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ pri } \bar{\lambda} > 0,2$$

$$\Phi = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2) = 0,5(1 + 0,34(3,56 - 0,2) + 3,56^2) = 7,408$$

$$\chi = \frac{1}{7,408 + \sqrt{7,408^2 - 3,56^2}} = 0,0719$$

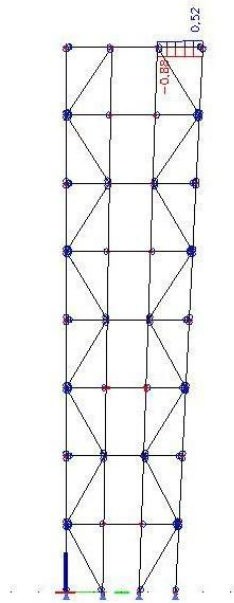
$$N_{b,Rd} = \chi * A * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,0719 * 3,49 \text{ cm}^2 * \frac{23,5 \text{ kN/cm}^2}{1} = 5,9 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \min \{N_{pl,Rd}; N_{b,Rd}\} = \min \{82,015 \text{ kN}; 5,9 \text{ kN}\} = 5,9 \text{ kN}$$

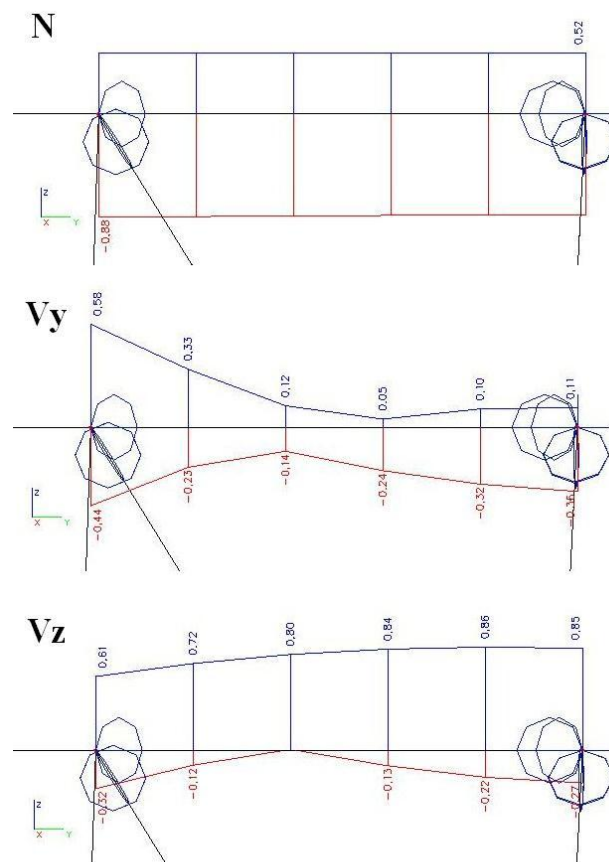
Zaradi zelo velike relativne vitkosti ($\bar{\lambda} = 3,56$) torzijskega uklona ni potrebno preverjati.

Elementi so izredno vitki, zato je njihova nosilnost tako majhna. Palice kotnih prečnih prerezov bi bilo zato smiselno zamenjati z vrvmi, ki nosijo samo v nategu. Diagonale kotnih profilov sem zato zamenjal za jeklene palice premera 8mm. Skupna teža konstrukcije se je tako zmanjšala za 1300kg in sedaj znaša 3570kg.

6.2 Členkasti spoj med nosilcem in stebrom



Slika 18: Pozicija členkastega spoja na stranici 2



Slika 19: Izris diagramov notranjih sil v členku

Dimenzioniram členkast spoj med stebrom in nosilcem (B299). Spoj se nahaja na vrhu konstrukcije;
koordinate: (5, 5, 20,0)

Obremenitev spoja:

$$\text{- osna sila: } N_{Ed} = \sqrt{(V_y^2 + N^2)} = 0,942 \text{ kN}$$

$$\text{- prečna sila: } V_{Ed} = V_z = 0,85 \text{ kN}$$

Vezna pločevina: izberem debelino vezne pločevine $t_v > d = 10 \text{ mm} \rightarrow$ izberem $t_v = 10 \text{ mm}$

Vijaki M12, 8`8, $d_0 = 13 \text{ mm}$

$$e = 2 * d_0 = 26 \text{ mm} \rightarrow \text{izberem } e_1 = 30 \text{ mm}$$

$$h = 2 * e_1 = 2 * 30 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$

Kontrola v ravnini 1-1:

Izberem polnonosilni zvar: $a \geq 0,48 * t = 0,48 * 10 \text{ mm} = 4,8 \text{ mm} \rightarrow$ izberem: $a = 5 \text{ mm}$

Kontrola nosilnosti:

$$M_{Ed} = V_{Ed} * e = 0,85 \text{ kN} * 3,5 \text{ cm} = 2,975 \text{ kN/cm}; e = 35 \text{ mm}$$

$$W_{V,el} = \frac{h_v^2 * t_v}{6} = \frac{(6 \text{ cm})^2 * 1 \text{ cm}}{6} = 6 \text{ cm}^3$$

$$M_{Ed} < M_{Rd} = W_{V,el} * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 6 \text{ cm}^3 * \frac{23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 141 \text{ kNcm}$$

$$V_{Ed} < V_{pl,Rd}$$

$$V_{Ed} = 0,85 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = h_v * t_v * \frac{f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = 81,406 \text{ kN}$$

Vezna pločevina (osna sila):

$$A_w = 2 * a * h = 60 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_w = \frac{N_{Ed}}{A_w} = \frac{0,942 \text{ kN}}{60 \text{ cm}^2} = 0,0157 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{vwd} = \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2} \sqrt{3}} = \frac{36 \text{ kN/cm}^2}{0,8 * 1,25 * \sqrt{3}} = 20,78 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_w < f_{vwd}$$

Kontrola v ravnini 2-2:

$$M_{Ed} = 0 \text{ kNcm}$$

$$V_{Ed} = 0,85 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = V_{Ed} = 0,85 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} < F_{v,Rd} = \frac{0,6 * f_{ub} * A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 * 80 \text{ kN/cm}^2 * 0,843 \text{ cm}^2}{1,25} = 32,3712 \text{ kN}$$

Kontrola bočnih pritiskov:

$$F_{v,Ed} < F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{k_1 * \alpha * t * d * f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 * 0,769 * 0,8 \text{ cm} * 1,2 \text{ cm} * 36 \text{ kN/cm}^2}{1,25} = 53,169 \text{ kN}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{a}{3 * d_0}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min\left(\frac{30 \text{ cm}}{3 * 13 \text{ cm}}, \frac{80 \text{ kN/cm}^2}{36 \text{ kN/cm}^2}, 1\right) = 0,769$$

$$k_1 = \min\left(2,8 * \frac{e}{d_0}, 2,5\right) = \min\left(2,8 * \frac{30 \text{ cm}}{13 \text{ cm}}, 2,5\right) = 2,5$$

$$t = \min\left(d, \frac{t_v}{10}\right) = \min\left(0,8 \text{ cm}, \frac{10 \text{ cm}}{10}\right) = 0,8 \text{ cm}$$

Detajl spoja v merilu 1 : 2 je v prilogi C.

6.3 Momentni priključek stebra na temelj

Zaradi simetrije konstrukcije je obtežba postavljena tako, da prikazuje največje obremenitve samo v eni smeri, zato za projektiranje priključka izberem maksimalno prečno silo max (Vy, Vz) in njej pripadajoči moment.

Obtežba:

$$N_{Ed} = 67,14 \text{ kN}$$

$$V_{zEd} = 0,7 \text{ kN}$$

$$M_{yEd} = 0,41 \text{ kNm}$$

Izberem polnonosilen zvar: $a_{max}/t = 0,46$

$$a \geq 0,46 * 5 \text{ mm} = 2,3 \text{ mm}$$

Izberem $a = 3 \text{ mm}$

Dimenzije stebra: 60/60/5mm

Material S235, debelina podložne ploščice je 10mm

Kontrola zvara:

$$n = \frac{N_{Ed}}{4 * a * l_{zv}} = \frac{67,14 \text{ kN}}{4 * 0,3 \text{ cm} * 6 \text{ cm}} = 9,33 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{vwd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M,w}} = \frac{36 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} * 0,8 * 1,25} = 20,8 \text{ kN/cm}^2$$

$$n < f_{vwd}$$

Dimenzioniranje sider izvedem s pomočjo programa Hilti PROFIS Anchor, rezultati izračuna so razvidni v prilogi D.

6.4 Dimenzioniranje temelja

Temeljenje izvedem v obliki temeljne plošče.

Nosilnost tal: 200kN/m^2

Izberem dimenzije temeljne plošče: $a = 5\text{m}$

Kontrola prevrnitve konstrukcije:

Prevrnitev konstrukcije računamo za primer prevrnitve preko roba temelja pod stranico 2. Merodajna obtežba za prevrnitev konstrukcije je veter. Povprečen pritisk vetra na posamezno stranico izračunamo iz tabele 2 in znaša $0,437\text{kN/m}^2$. Upoštevati moramo tudi srk vetra, ki je absolutno enak pritisku vetra, zato upoštevamo kar dvokratno vrednost pritiska vetra.

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

$$M_{Ed} = 2 * q_{p,pov} * b_{pov} * h * \left(\frac{h}{2} + h_t\right) = 2 * 0,437 * 4,5 * 20 * (10 + 1) = 865,3\text{kNm}$$

$$M_{Rd} = G_k * r_{Gk} + G_t * r_{Gt} = 48,16 * 2,25 + G_t * 2,5 = 108,36 + G_t * 2,5$$

$$G_t \geq \frac{M_{Ed} - (G_k * r_{Gk})}{r_{Gt}} = \frac{865,3 - 108,36}{2,5} = 302,8\text{kN}$$

$q_{p,pov}$... povprečen pritisk vetra

G_k ... lastna teža konstrukcije

G_t ... lastna teža temeljne plošče

r_{Gk} ... ročica lastne teže konstrukcije

r_{Gt} ... ročica lastne teže temeljne plošče

b_{pov} ... povprečna širina stranice na katero deluje veter

h ... višina konstrukcije

h_t ... višina temelja, izberem $h_t = 1\text{m}$

Kontrola velike ekscentričnosti:

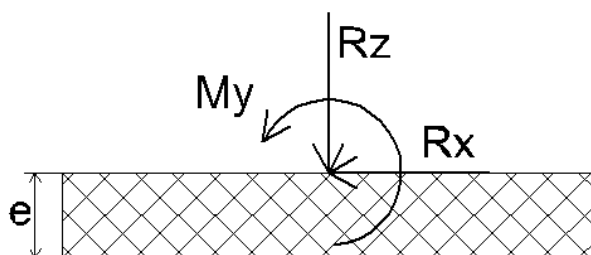
rezultanta sil na temeljna tla mora ležati znotraj temeljne plošče:

temelj projektiram na maksimalne moment M_y in minimalno vertikalno silo R_z .

$$M_y = 1091,46\text{kNm}$$

$$R_z = 54,26\text{kN}$$

$$R_y = 95,62\text{kN}$$



Slika 20: Prikaz delovanja sil na temeljno ploščo

$$h_t = e = 1m$$

$$M = M_y + R_x * e$$

$$M = 1091,46kNm + 95,62kN * 1m = 1187,08kNm$$

$$e' = \frac{M}{V} \leq \frac{a}{2}$$

$$e' = \frac{M}{V} = \frac{M}{R_z + G_t} \leq \frac{5m}{2} = 2,5m$$

$$G_t \geq 420,572 kN$$

e... oddaljenost prijemališča horizontalne sile od pete temelja (višina temelja)

a... širina temeljne plošče

e'... oddaljenost rezultante sil od središča temeljne plošče

Izberem: $G_t = 500kN$

$$e' = \frac{1091,46kNm}{54,26kN + 500kN} = 1,97m$$

$$e' = 1,9m > \frac{a}{6} = \frac{5m}{6} = 0,833m$$

$$a' = 3 * \left(\frac{a}{2} - e' \right) = 3 * \left(\frac{5m}{2} - 1,97m \right) = 1,59m$$

$$p^* = 2 * \frac{V}{a' * a} = 2 * \frac{554,26kN}{1,59m * 5m} = 139,44kPa$$

a'... širina tlačnega dela temelja

p*... maksimalen pritisk na robu temelja

Dobljen pritisk ustreza kriteriju nosilnosti temeljnih tal, saj je manjši od 200kPa.

Iz izračunane teže konstrukcije dobimo potreben volumen armiranobetonske temeljne plošče.

$$V_{temelja} = \frac{G_t}{\gamma_{AB}} = \frac{500kN}{25kN/m^3} = 20m^3$$

Izberem višino temeljne plošče: $h = 80 \text{ cm}$

7 MEJNA STANJA UPORABNOSTI

7.1 Kontrola upogibkov

Za račun upogibkov in lastnih frekvenc se uporabi obtežna kombinacija:

$$1,0*G+1,0*Q+1,0*W$$

Omejitev vodoravnih pomikov preverimo s pomočjo Priročnika za projektiranje gradbenih konstrukcij po Eurokod standardih, Pr. 1-13 stran 1-51 [8].

Za večnadstropne stavbe velja:

$$u = H/500 = 20000\text{mm}/500 = 44\text{mm}$$

u... celotni vodoravni pomik konstrukcije višine H

Pri obtežni kombinaciji MSU je maksimalen pomik konstrukcije v smeri x 53,59mm, kar je več od dopustnega pomika, ker pa je to plezalna stena, ne pa večnadstropna stavba, je pomik znotraj dovoljenih mej.

8 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi sem zasnoval nosilno konstrukcijo plezalnega stolpa in dimenzioniral glavne elemente nosilne konstrukcije. Pri zasnovi nosilne konstrukcije sem sledil začetni zamisli lahke palične nosilne konstrukcije. S pomočjo statične analize sem konstrukcijo razvijal do končne oblike. Največ težav mi je predstavljala postavitev koristne obtežbe, saj so v standardu podane samo numerične velikosti koristne obtežbe, nič pa ni napisano o njeni postavitvi. Problem sem rešil tako, da sem sestavil 16 različnih postavitev koristne obtežbe in s tem zajel najbolj neugodne možnosti.

VIRI

- [1] oSIST prEN 12572-1:2005. Umetne plezalne stene – 1. del: Varnostne zahteve in preskusne metode za umetne plezalne stene z varovalnimi točkami.
- [2] SIST EN 1991-1-1:2004. Eurocode 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Gostote, lastna teža, koristne obtežbe stavb.
- [3] SIST EN 1991-1-4:2005. Eurocode 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Obtežbe vetra.
- [4] SIST EN 1993-1-8:2005. Eurocode 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Projektiranje spojev.
- [5] Wikipedija. 2013. en.wikipedia.org (Pridobljeno 10. 07. 2013.)
- [6] Citywall. 2013. www.citywall.si (Pridobljeno 10. 07. 2013.)
- [7] Amusingplanet. 2013. www.amusingplanet.com (Pridobljeno 10. 07. 2013.)
- [8] Beg, D., Pogačnik, A. 2011. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. 1. ponatis. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 241 str.

SEZNAM PRILOG

PRILOGA A: DOKUMENT SCIA ENGINEER

PRILOGA B: PRIMER PROSTOLEŽEČEGA NOSILCA

PRILOGA C: DETAJL SPOJA

PRILOGA D: DIMENZIONIRANJE HILTI SIDER

PRILOGA E: POZICIJSKI NAČRT