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

Visokošolski program Gradbeništvo,
diferencialni 3.l po VŠ-VSS

Kandidat:
Marko Sodja

Predlog izboljšave nosilne konstrukcije montažnega armirano betonskega objekta

Diplomska naloga št.: 430

Mentor:
doc. dr. Jože Lopatič

Ljubljana, 24. 6. 2011

Stran za popravke, Errata

IZJAVE

Podpisani Marko Sodja izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Predlog izboljšave nosilne konstrukcije montažnega armirano betonskega objekta«**.**

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

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

Ljubljana, 14. 6. 2011 Marko Sodja

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: **624.012.45(043.2)**

Avtor: **Marko Sodja**

Mentor: **doc. dr. Jože Lopatič univ. dipl. inž. grad.**

Naslov: **Predlog izboljšave nosilne konstrukcije montažnega armirano betonskega objekta**

Obseg in oprema: **59 str., 8 pregl., 22 sl., 3 pril.**

Ključne besede: **prefabriciran beton, stabilnost, analiza, potres, izboljšava**

Izvleček

Diplomsko delo obravnava obnašanje obstoječega montažnega objekta pod kombinacijami vertikalnih in horizontalnih obtežb. Osnova za odločitev za takšno analizo je dejstvo, da je takšno konstrukcijo možno kupiti na trgu.

Prvi del naloge opisuje splošno uporabo prefabriciranega betona v različne namene, kdaj je le-ta upravičena in kakšni so medsebojni vplivi med posameznimi konstruktivnimi elementi. Drugi del je namenjen opisu vezi in povezav med elementi, ki so pri takšnih konstrukcijah nadvse pomembni. Tretji del opisuje objekt z nosilno konstrukcijo, ki je po svoji zasnovi iz dveh različnih tipov. V nalogi navajam levi in desni del konstrukcije. Levi del objekta je dvoetažen, desni del pa enoetažen. Govorimo torej o objektu, globalno, dveh različnih togosti in različnega obnašanja v primeru potresne obtežbe. Za modeliranje objekta sem uporabil program Tower 5.5, ki modalne analize osnovne konstrukcije ni izvedel, ker je bila konstrukcija labilna. Ob pregledu statičnega računa proizvajalca hale sem ugotovil, da nekatere obtežbe niso ustrezno izbrane, sploh pa na v skladu z Evrokodi. Z mentorjem sva se izboljšave lotila z najmanjšim možnim dodajanjem in spreminjanjem nekaterih nosilnih elementov. Statični račun in modalno analizo izboljšanega objekta je bilo potem možno izvesti v skladu z Evrokodi. S samim dimenzioniranjem se v nalogi ne ukvarjam. Osnovni objekt pod vertikalno obtežbo funkcionira, težava nastopi ob upoštevanju potresne obtežbe. Z mentorjem naju je najbolj zanimal pomik obeh tipov konstrukcije v vzdolžni smeri in ali ob nastopu potresne obtežbe lahko pride do trka objektov. Izkazalo se je, da so pomiki lahko tako veliki, da bi različni konstrukciji lahko trčili. Naloga torej dokazuje, da takšno kombiniranje različnih tipov montažne armirano betonske konstrukcije na območju Slovenije ni primeren in, da je takšen tip konstrukcije potreben večjih izboljšav in sprememb.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: **624.012.45(043.2)**

Author: **Marko Sodja**

Supervisor: **Asist.Prof. Jože Lopatič Ph.D., b.s.c.e.**

Title: **Analysis of suggested improvement of the precast concrete structure**

Notes: **59 p., 8tab., 22 fig., 3maps.**

Key words: **precast concrete, stability, analysis, eartquake, improvement**

Abstract

The thesis focuses on the behaviour of the construction in question and how it is able to whitstand different combinations of vertical and horizontal loads. The decision for such analysis was based on the fact that such type of design is offered on the market and one is able to buy it.

First part of the thesis focuses on the general use of precast concrete, when the use of such constructions is justified and what are the interactions between different construction elements. Joints and connections, which are very important in precast structures, are described in the second part. Third part of the thesis focuses on the structure which is, by its design, made of two different types of constructions. In the thesis I talk about left and right part of the construction. Left part of the object consits of two floors while the right part only has groundfloor. We can therefore talk about the stucture of two different levels of rigidity. Different respons to eartquake load is also expected. Software Tower 5.5 was used to analyse the structure. Modal analysis of primar structure was not possible because the software considered the structure to be labile. While examining the calculation of the manufacturer I came to the conclusion that some of the loads were not chosen correctly nor were they in accordance with Eurocode. Therefore we needed to improve the design and had done so with as little intervention possible. Calculation and modal analysis of improved structure was possible in accordance with Eurocode. The thesis does not focuse on dimensioning of elements. The primar structure is able to whitstand vertical loads. Our main point of interest was how much would the different types of constructions sway towards one another in case of an earthquake and would they collide. The calculation of the improoved design shows that the horizontal sways may be big enough and the constructions may collide. The thesis therefore shows that such combining of two different types of constructions in Slovenia is improper and that such constructions need considerable improovement.

ZAHVALA

Za pomoč in usmeritve pri izdelavi diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju doc. dr. Jožetu Lopatiču univ.dipl.inž.grad.

KAZALO VSEBINE

1	**UVOD**	**1**
2	**SPLOŠNO O MONTAŽNIH KONSTRUKCIJAH**	**1**
2.1	**Zakaj je prefabriciran beton drugačen**	**1**
2.2	**Zakaj izberemo prefabricirano konstrukcijo**	**2**
2.3	**Materiali v prefabriciranih konstrukcijah**	**3**
2.3.1	**Beton**	**3**
2.3.2	**Jeklo**	**4**
2.4	**Opis prefabriciranih betonskih okvirjev**	**5**
2.4.1	**Vrste prefabriciranih betonskih konstrukcij**	**5**
3	**VEZI IN SPOJI**	**7**
3.1	**Osnove**	**7**
3.2	**Osnovni mehanizem**	**9**
3.3	**Tlačni priključki (Compression joints)**	**10**
3.3.1	**Podpore iz nearmiranega betona (bearing in plain concrete)**	**10**
3.3.2	**Koncentrirana obtežba v podpori**	**10**
3.3.3	**Armirane in s pločevino ojačane podpore**	**12**
3.3.4	**Podporne ploščice iz naravne ali sintetične gume, pločevine in klobučevine**	**13**
3.4	**Strižne povezave (Shear joints)**	**13**
3.4.1	**Lepljenje in povezovanje**	**14**
3.4.2	**Strižno trenje**	**14**
3.4.3	**Strižni betonski mozniki**	**15**
3.4.4	**Strižni jekleni palični mozniki**	**15**
3.4.5	**Mehanska sidra**	**16**
3.5	**Natezni stiki (Tension joints)**	**17**
3.6	**Členkasti stiki (Pinned-jointed connections)**	**18**
3.6.1	**Členkasti stiki med vertikalnimi in horizontalnimi elementi**	**20**
3.6.2	**Na nosilcih ali stenah vrtljivo podprte plošče**	**20**
3.7	**Stikovanje elementov z vpetjem**	**22**
4	**OPIS KONSTRUKCIJE OBRAVNAVANEGA OBJEKTA**	**26**
4.1	**Desna konstrukcija**	**26**
4.2	**Leva konstrukcija**	**27**

5 ANALIZA OSNOVNE KONSTRUKCIJE OBRAVNAVANEGA OBJEKTA 29
6 OBTEŽBA 33
6.1 Projektna (računska) stanja 34
6.2 Mejna stanja 34
6.2.1 Projektiranje na mejna stanja 35
6.2.2 Modeliranje za statične vplive 35
6.2.3 Modeliranje za dinamične vplive 35
6.2.4 Projektne vrednosti vplivov in kombinacije vplivov 36
6.2.5 Projektne vrednosti lastnosti materiala 39
6.2.6 Projektne vrednosti geometrijskih podatkov 40
6.2.7 Projektna odpornost 40
6.2.8 Mejna stanja nosilnosti 41
6.2.9 Mejna stanja uporabnosti – MSU 43
7 STATIČNI RAČUN 45
7.1 Definiranje obtežb 45
7.1.1 Osnovni podatki 45
7.1.2 Obtežbe 54
7.1.3 Uporabljeni materiali 58
8 ZAKLJUČEK 59
VIRI 60
PRILOGE 61

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Izvleček spornih vhodnih podatkov iz prvotnega statičnega računa objekta
Preglednica 2: Zamenjani in dodani elementi
Preglednica 3: Obtežba vetra v smeri pravokotno na daljšo stran objekta [kN/m]
Preglednica 4: Obtežba vetra v smeri pravokotno na krajšo stran objekta [kN/m]
Preglednica 5: Obtežba vetra v smeri pravokotno na daljšo stran strehe [kN/m] – prva kap
Preglednica 6: Obtežba vetra v smeri pravokotno na daljšo stran strehe [kN/m] – druga kap
Preglednica 7: Obtežba vetra v smeri pravokotno na daljšo stran strehe [kN/m] – tretja kap
Preglednica 8: Obtežba vetra v smeri pravokotno na daljšo stran strehe [kN/m] – četrta kap

KAZALO SLIK

Slika 1: Dispozicija obravnavanega objekta
Slika 2: Prečni prerez desnega dela objekta
Slika 3: Prečni prerez desnega dela objekta – prikaz posameznih nosilnih elementov
Slika 4: Prečni prerez levega dela objekta
Slika 5: Prečni prerez levega dela objekta – prikaz posameznih nosilnih elementov
Slika 6: Trn elementa za sidranje v pasovni temelj
Slika 7: Luknja v pasovnem temelju za namestitev elementa
Slika 8: Montaža nosilcev – primer 1; Sidrne armature za zgornjo etažo ni. Stremena ob podpori niso zgoščena.
Slika 9: Montaža nosilcev – primer 2; Razpokan betonski prerez na ležišču.
Slika 10: Montaža nosilcev (stremena) – primer 3; Skrivljena stremena.
Slika 11: Montaža nosilcev – primer 4; Poškodovan nosilec.
Slika 12: Montaža nosilcev – primer 5; Poškodovan nosilec. Sporna je dolžina ležišča in prenos strižnih napetosti.
Slika 13: Montaža nosilcev – primer 6; Poškodovan nosilec. Sporna je dolžina ležišča in prenos strižnih napetosti.
Slika 14: Način pritrjevanja fasade
Slika 15: Fasada po končani montaži
Slika 16: Oznake površin fasade za določitev vpliva vetra
Slika 17: Območje tlakov na navpičnih stenah
Slika 18: Območje tlakov na navpičnih stenah
Slika 19: Območje tlakov na strehi pravokotno na daljšo stranico objekta
Slika 20: Območje tlakov na strehi pravokotno na krajšo stranico objekta
Slika 21: Območje tlakov na dvokapni strehi pravokotno na daljšo stranico objekta
Slika 22: Območje tlakov na dvokapni strehi pravokotno na krajšo stranico objekta

1 UVOD

Prvotna ideja diplomske naloge je bila predstavitev konstrukcijskih rešitev spornih detajlov stikov montažnih elementov pri gradnji določene montažne hale. Med modeliranjem prostorskega nosilnega sistema objekta so se pričela porajati vprašanja o globalni stabilnosti objekta. Ker konkreten objekt stoji in je na tržišču možno takšno konstrukcijo še vedno kupiti sva se z mentorjem odločila za natančnejši vpogled v stabilnost objekta in njegovo sposobnost prenosa potresne obtežbe. V nadaljevanju so v prvem delu predstavljene osnovne lastnosti montažnih konstrukcij, v drugem delu je predstavljen osnovni model obravnavane montažne hale, v tretjem pa izboljšan model montažne hale in delni izračun tega modela. Izboljšavo predstavlja zamenjava oziroma dodatek nekaterih konstrukcijskih elementov, kar bo natančneje opisano v nadaljevanju.

2 SPLOŠNO O MONTAŽNIH KONSTRUKCIJAH

2.1 Zakaj je prefabriciran beton drugačen

Razlika med prefabriciranim betonom in betonom vgrajenim na mestu je v odzivu napetosti na zunanje in notranje vplive. Prefabriciran element je, po definiciji, končne velikosti in mora biti povezan z drugimi elementi, ki skupaj tvorijo celotno konstrukcijo. Takšne konstrukcije zahtevajo pravilno izvedbo stikov med posameznimi elementi. Nepravilno izvedeni stiki namreč vodijo do lokalnih porušitev npr. stebra na mestu nalaganja horizontalnega nosilca ali celo do porušitve dela oz. celotne konstrukcije.

Konstrukcijo iz prefabriciranih elementov torej tvorijo pravilno povezani prefabricirani elementi, ki tvorijo prostorski nosilni sistem. Takšne konstrukcije so primerne za stavbe pri katerih želimo, da je v njeni notranjosti minimalno število nosilnih elementov. Količina vgrajenega betona v elementih znaša običajno manj kot 4 % celotnega volumna stavbe od tega je 2/3 le-tega vgrajenega v medetažne konstrukcije.

2.2 Zakaj izberemo prefabricirano konstrukcijo

Elliot (2002) navaja, da znaša tržni delež tako imenovanih ″sivih″ okvirjev (t.j. konstrukcijski beton brez arhitektonske obdelave) okrog 5 % vseh večnadstropnih poslovnih stavb. V primeru prefabriciranih konstrukcij z vgrajeno fasado ali drugimi dekorativnimi elementi pa se prej omenjeni delež povzpne na 15 % in celo na 70 % na območjih hladnejše klime, kjer je delo na gradbišču dražje.

Splošno prepričanje pravi, da se v manj razvitih državah uporaba prefabriciranega betona ne more primerjati z uporabo monolitnega betona zaradi politike izkoriščanja nekvalificirane delovne sile. Uporaba prefabriciranih elementov bi zaradi samega ravnanja in vgrajevanja le-teh kvečjemu poslabšala varnostne razmere na gradbišču. Podobno je v državah z močno jeklarsko industrijo.

Kljub temu pa je uporaba prefabriciranih betonskih elementov največkrat edina praktična in ekonomična rešitev. Zaradi prej omenjenih razlogov velikokrat pride do tako imenovanih mešanih konstrukcij – premostitev dolgih razponov s prefabriciranimi betonskimi elementi in vertikalnih podpor iz konstrukcijskega jekla ali monolitnega betona. Elliot (2002) navaja, da se takšne mešane konstrukcije danes v zahodnem svetu uporabljajo v več kot 50 % vseh večnadstropnih stavb. Konstrukcijsko lahko takšne kombinacije vodijo do boljših rešitev kot uporaba le enega materiala. Ključ do uspeha pri uporabi katerekoli oblike mešanega ali prefabriciranega objekta je, zmožnost predstaviti stranki, arhitektu in inženirju rešitev, ki je:

- izvedljiva:
  - zaporedje konstrukcijskih del omogoča drugim panogam vklop med gradnjo;
  - konstrukcija je varna, začasna stabilnost je zajamčena;
  - uporaba ekonomičnih žerjavov in
  - kvalificirana delovna sila.
- ekonomična:
  - deli konstrukcije so s stališča cene glede na nosilnost primerljivi z drugimi materiali;
  - skupni stroški, ki vključujejo transport, montažo, vzdrževanje in popravila so konkurenčni;
  - določena kvaliteta proizvodnje je zajamčena;
  - uporaba tovarniško izdelanega betona in

  - priloženi so rezultati porušnih in neporušnih preizkusov.
- hitro zgrajena
  - čeprav izdelava prefabrikatov lahko traja več tednov, gradnja napreduje hitro;
  - druge panoge lahko delajo hitro;
  - predaja objekta je lahko izvedena po fazah;
  - tehnološke poti niso prekinjene;
  - možna uporaba notranjega in zunanjega dekorativnega betona.

Čeprav je obratovanje obrata za izdelavo prefabrikatov drago je v določenih primerih bolj ekonomično razmišljati o postavitvi začasnega obrata na gradbišču ali v bližini le-tega, saj je strošek transporta visok.

2.3 Materiali v prefabriciranih konstrukcijah

2.3.1 Beton

Z vidika nosilnosti in obstojnosti so prefabricirani betonski elementi praviloma najbolj kvalitetni. Ta trditev temelji na dejstvih, da je beton pri vgrajevanju enakomerno razporejen po celem opažu, da ne prihaja do segregacije ipd. Kvaliteta betona je zagotovljena z uporabo materiala, ki je prestal stroge preizkuse kvalitete (agregat znanega porekla in trdnosti, cement). Samo doziranje posameznih sestavin je danes v največ primerih računalniško vodeno.

Pri proizvodnji standardnih elementov kot so stebri in nosilci, beton vgrajujejo v čiste jeklene (včasih lesene ali betonske) opaže izdelane z natančnostjo prečnega prereza ± 3mm ali manj. Z uporabo opažnih vibratorjev kalibriranih na pravo frekvenco glede na velikost in težo elementa dosežejo gostoto 2400 kg/m^3. Trdnostni razred betona upogibnih elementov največkrat znaša C40/50, tlačnih pa C50/60 ali C60/75.

Beton vgrajen z ekstrudorjem po definiciji ni vlivan niti komprimiran temveč je vgrajen s porivanjem skozi rotacijske čeljusti. Pri takšnem načinu vgrajevanja je beton največkrat ″zemeljsko-suh″ kar pomeni, da vodo-cementni faktor znaša okrog 0,3. Agregat je skrbno izbran, še posebej trdnost peska in njegova vsebnost. Prav tako je pomembna oblika in

velikost zrna, ki navadno ne presega 14mm. Tako narejen beton se največkrat uporablja za izdelavo prednapetih upogibnih elementov. Kljub temu, da je potrebno zagotoviti karakteristično trdnost po 28-ih dneh, predstavlja faktor kontrole trdnost pri razopaženju in razbremenitvi. Razopaženje in razbremenitev se navadno izvede prej kot v 24-ih urah. Pri betonu vgrajenemu z ekstrudorjem pa po 10-18-ih urah. Za hitrejše strjevanje betona so v uporabi različne metode, kot so uporaba hitrovezočega portland cementa, kemičnih dodatkov, segrevanja s paro ali elektriko ipd. Zaradi velikih temperaturnih razlik je treba posebno pozornost posvetiti elementom s tankimi stenami kot so npr. votle stropne plošče.

2.3.2 Jeklo

Prefabricirani elementi so pogosto močno armirani. Evrokod 2 predpisuje uporabo izključno rebraste armature. Uporaba rebraste armature, ki je v smislu Evrokodov nujna, zagotavlja dodatno trdnost elementa in konsistenco armaturnih kletk. Stebri in nosilci so armirani s palicami zahtevanih premerov, stene in plošče pa z mrežami, nosilnimi v eni ali obeh smereh.

Za prednapenjanje običajno uporabljajo pramena iz žic ali vrv. Pri prednapenjanju je izrednega pomena sprijemnost betona in žic. Od tega je namreč odvisen prenos obtežbe na beton. Jeklo za prednapenjanje je klasificirano glede na:

- mejo elastičnosti – ta je določena z napetostjo, pri kateri ob razbremenitvi ostane 0,1 % nepovratne plastične deformacije.
- razred – označuje obnašanje pri relaksaciji
- premer
- površinske značilnosti.

Evrokodi jeklo za prednapenjanje glede na relaksacijo delijo v tri razrede:

- razred 1: za žice ali vrvi za prednapenjanje,
- razred 2: za kable za prednapenjanje z nizko relaksacijo,
- razred 3: za vroče valjane in obdelane palice.

Do ustreznega zmanjšanja projektne trdnosti zaradi relaksacije pridemo z upoštevanjem vrednosti ρ_{1000}, ki predstavlja relaksacijo (v %) po 1000 urah napenjanja pri povprečni temperaturi T = 20°C.

Korozijska zaščita armature je odvisna od gostote, kvalitete in debeline krovne plasti ter razpokanja. Nazivno krovno plast predstavlja vsota $c_{nom} = c_{min} + c_{dev}$, kjer je c_{min} najmanjša krovna plast, c_{dev} pa dopustno odstopanje. Najmanjša krovna plast je pomembna za varen prenos sil, zaščito jekla pred korozijo in požarno odpornost. Najmanjšo krovno plast predstavlja največja od naslednjih vrednosti:

$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\}$, kjer je

- $c_{min,b}$ - najmanjša krovna plast zaradi zagotavljanja sprijemnosti
- $c_{min,dur}$ - najmanjša krovna plast zaradi vplivov okolja
- $\Delta c_{dur,\gamma}$ - dodana varnost
- $\Delta c_{dur,st}$ - zmanjšanje najmanjše krovne plasti v primeru uporabe nerjavečega jekla
- $\Delta c_{dur,add}$ - zmanjšanje najmanjše krovne plasti v primeru uporabe dodatne zaščite

Najmanjša zahtevana vrednost krovne plasti $c_{min,b}$ pri uporabi navadnega jekla je enaka premeru palice v primeru uporabe svežnja palic pa je $c_{min,b}$ enaka ekvivalentni vrednosti premera Φ_n. Če je največja nazivna vrednost agregata večja od 32 mm je potrebno $c_{min,b}$ povečati za 5 mm.

2.4 Opis prefabriciranih betonskih okvirjev

2.4.1 Vrste prefabriciranih betonskih konstrukcij

Ustrezna izbira vrste konstrukcije glede na namembnost in uporabnost objekta je izrednega pomena. Izvedba odprtega tlorisa zahteva konstrukcijo iz stebrov in nosilcev, medetažnih elementov in stopnišč. Takšno konstrukcijo imenujemo skeletna konstrukcija. Na območjih z nizko stopnjo potresne ogroženosti so glavni spoji med nosilci in ploščami pri takšnih konstrukcijah največkrat izvedeni kot členkasti spoji, kar pomeni, da so horizontalni elementi prostoležeči. Vertikalni elementi (stene, stebri) so lahko zasnovani kontinuirano. Ker pa so

spoji stebrov in nosilcev členkasti ne pride do globalnih reakcij okvirja kar pomeni, da razen kontrole stebrov na upogibne momente zaradi reakcij ekscentričnosti nosilcev, analiza odpornosti okvirja kot celote ni pomembna. Na seizmičnih območjih so elementi v spojih praviloma vpeti in zelo duktilni.

V poslovnih objektih znašajo razponi glede na namembnost od 6-12m. V več etažnih parkirnih hišah znaša razpon okrog 16m. Mešani sistem je smotrno uporabiti pri objektih, kjer bo v stenah že vgrajena toplotna izolacija in bodo le-te finalno obdelane. Razdalje med stenami lahko znašajo 6m za hotele, šole in stanovanjske hiše ter 10 do 15m za poslovne objekte. Kljub navidezni enostavnosti takšnega objeta pa je analiza sten zelo zapletena. Stene imajo namreč dokaj veliko togost v svoji osrednji ravnini, spoji med stenami in stropovi pa je bolj fleksibilen. Velike težave namreč predstavljajo diferenčni, medsebojni, pomiki stenskih panelov in pomiki med stenami in stropovi kar negativno vpliva na uporabnost objekta.

Tretjo kategorijo predstavljajo portalni okvirji, ki jih največkrat srečamo pri industrijski gradnji. Razponi znašajo od 25 do 40m. Portalni okvirji so največkrat enoetažni, čeprav jih lahko uporabimo kot strešno konstrukcijo na mešanem sistemu.

Uporaba in vrsta okvirja iz prefabriciranih betonskih elementov (Povzeto po: Elliott, Kim S. 2002. Precast concrete structures. Oxford, Butterworth-Heinemann: 27 str.)

Namembnost	**Število etaž**	**Razpon [m]**	**Skeletni okvir**	**Mešani sistem**	**Portalni okvir**
Pisarne	2-20	6-15	✓		
	2-50	6-15		✓	
Nakupovalni centri	2-10	6-10	✓	✓	
Muzeji, dvorane	2-10	6-10	✓		
Šole	2-5	6-10	✓	✓	
Parkirišča	2-10	15-20	✓		
Stadion	2-4	6-8	✓		
Hoteli	2-30	6-8		✓	
Bolnice	2-10	6-10		✓	
Domovi	1-20	4-6		✓	
Industrijski objekti	1	25-40			✓
Skladišča+pisarne	2-3	6-8	✓		
	2-3	25-40			✓

Nekatere navedbe v zgornji tabeli so s stališča potresne ogroženosti in posledično izvedljivosti za naš prostor nesprejemljive.

3 VEZI IN SPOJI

3.1 Osnove

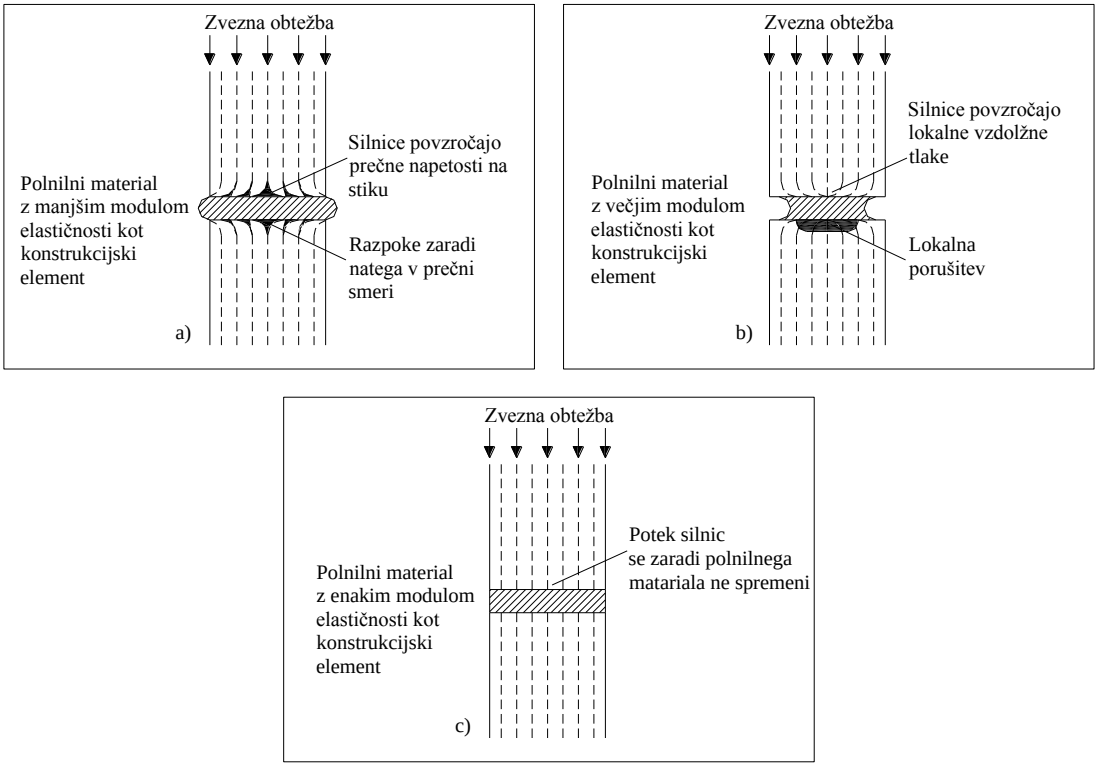
Pri prefabriciranih, montažnih betonskih konstrukcijah je najpomembnejša zasnova in izvedba vezi in spojev. Namen le-teh je prenos sil med konstrukcijskimi elementi in s tem zagotavljanje stabilnosti in togosti. Izvedba priključkov je možna na več načinov in sicer z:

- varjenimi stiki,
- vijačenimi stiki ipd.

Pri uporabi različnih metod izvedbe povezav je pomembno, da je izvedba enostavna in nedvoumna za izvajalca. Povezave je potrebno zasnovati ne le na običajna mejna stanja uporabnosti in nosilnosti, ki so za izračun relativno enostavna, temveč tudi na primere izjemnih obtežb kot so trk, požar, eksplozija ipd. Porušitev stika ne sme voditi k globalni nestabilnosti konstrukcije. V enem spoju lahko nastopa več vezi, ki prenašajo obtežbo. Zato je pomembno razlikovati med pojmom vez in spoj ali stik. V vezi nastopa kombinacija statičnih količin (tlak, nateg, strig), ki delujejo med enim ali več konstrukcijskimi elementi. V veliko primerih so le-te lahko iz naslednjih materialov:

- guma,
- jeklo,
- cementna malta ali epoxy malta ipd.

Izbira materiala je v veliki meri odvisna od njegovih lastnosti v primerjavi z lastnostmi betonom. V spoju ali stiku nastopa kombinacija statičnih količin (tlak, nateg, strig) in/ali momentov (upogibni, torzijski) po zložbi elementov. Zasnova spojev je torej funkcija tako konstrukcijskih elementov kot vezi med njimi (glej spodnjo sliko).



Prikaz silnic v elementu zaradi polnilnega materiala različnih lastnosti (Povzeto po: Elliott, Kim S. 2002. Precast concrete structures. Oxford, Butterworth-Heinemann: 230 str.)

3.2 Osnovni mehanizem

Elliot (2002) navaja nekatere razlike med spoji pri monolitnem betonu in montažnimi konstrukcijami. Za slednje je značilen pojav dodatnih sil zaradi relativnih pomikov in rotacij med posameznimi elementi. Zaradi tega je potrebno pomike ustrezno ovrednotiti in ustrezno zasnovati konstrukcijo.

Konstrukcije ali elemente razvrstimo v zavarovane in nezavarovane konstrukcije. Pri prvih horizontalne vplive prevzamejo strižne stene ali druge razmeroma toge zavarovalne konstrukcije, ki so sposobne prenesti te vplive do temeljev. Zavarovani elementi oziroma nosilni sistemi so na nivojih stropov horizontalno podprti. Pri drugih horizontalne vplive prevzamejo sistemi okvirjev, sestavljeni iz med seboj povezanih stebrov in gred. (Povzeto po: Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih: Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij)

Najbolj pogosto uporabljene metode analize stikov so:

- metoda vezi in razpor, za prevzem vertikalnih sil,
- metoda spojne povezave za prevzem vertikalnih sil in/ali upogibnih in/ali torzijskih momentov in
- metoda strižnega trenja ali strižnih zagozd, za prevzem striga z ali brez tlaka.

Čeprav s temi metodami v osnovi obravnavamo obnašanje konstrukcije v ravnini stika je pri dimenzioniranju potrebno upoštevati tudi prostorske vplive zaradi ekscentričnosti delovanja obtežbe, ki lahko zmanjša nosilnost konstrukcije. Upoštevamo naslednja enostavna pravila:

- zaščitna plast betona zunaj armature je zanemarjena;
- vedno upoštevamo tolerance in dimenzijske nepravilnosti dovoljene s strani proizvajalca, ki so izražene s faktorjem Δ. Tolerance za elemente do dolžine 6m navadno znašajo 15mm in še 1mm na vsak dodaten meter dolžine;
- za razporeditev obtežbe je dovoljen zasuk v velikosti 0,01 radiana;
- v primeru ko je H (horizontalna sila) > V (vertikalna sila) tan20º dodamo stransko armaturo za preprečitev lokalne porušitve podpornega elementa;
- kot med tlačno razporo in vezjo za najbolj efektiven raznos obtežbe naj bo med 40º in 50º, vsekakor pa ne manjši od 30º;
- sidranje vezi z mehanskimi sredstvi naj ne bo izvedeno v tlačno obremenjenih conah prereza;

- tlačno obremenjen del prereza ne sme presegati 90% celotne višine prereza;
- povezav z metodo strižnega trenja brez sodelovanja natezne vezi ne uporabljamo v primerih, ko lahko pride do pojava čistega natega.

3.3 Tlačni priključki (Compression joints)

Glavni tipi takšnih priključkov so:

- naleganje montažnega elementa na montažno ali monolitno podporo;
- elementi podprti na vnaprej pripravljeni cementni malti;
- elastična ali mehka podpora (neopren ipd.);
- podaljšane podpore, pri katerih je začasna podpora majhna in jo nato dokončamo in ojačamo z betoniranjem na mestu;
- jeklena podpora (jeklene plošče ali jekleni profili).

3.3.1 Podpore iz nearmiranega betona (bearing in plain concrete)

Takšen način prenosa obtežbe je mogoč kadar je obtežba zvezno porazdeljena in majhna, navadno v območju $0{,}2\sigma_{cu} < \sigma_c < 0{,}3\sigma_{cu}$, kjer je σ_c napetost v ležišču, σ_{cu} pa tlačna napetost v betonu pri največji deformaciji ε_{cu}. Tudi v primeru delovanja horizontalne sile armatura ni potrebna, razen v primeru, ko je ploskev na katero deluje obtežba manjša od $120cm^2$. V takšnem primeru je priporočljiva stranska armatura $A_s = H/0{,}95f_y$, kjer je H horizontalna sila. Najmanjša dimenzija podpore znaša 50mm.

3.3.2 Koncentrirana obtežba v podpori

Pri dimenzioniranju delno obremenjenih površin je potrebno upoštevati lokalno porušitev in prečne natezne sile. Koncentrirano reakcijo zvezno porazdeljene površinske obteže na površino A_{c0} lahko definiramo z enačbo:

,

kjer je: A_{c0} – obremenjena površina in

A_{c1} – največja računska površina raznosa obtežbe podobne oblike kot A_{c0}

Računska površina A_{c1} mora ustrezati naslednjim pogojem:

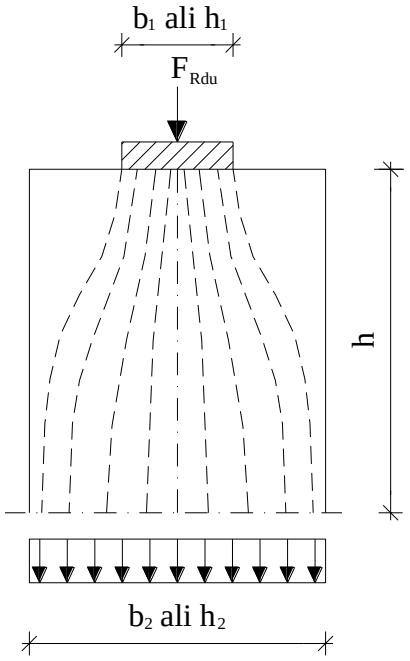
- Višina raznosa obtežbe s smeri delovanja obtežbe mora ustrezati naslednjima pogojema:
    - $h \geq (b_2 - b_1)$ in
    - $h \geq (d_2 - d_1)$, kjer sta

      b_1 in d_1 širina in dolžina obremenjene površine,

      b_2 ($b_2 \leq 3b_1$) in d_2 ($d_2 \leq 3d_1$) pa širina in dolžina računske površine raznosa obtežbe,
- središče računske površine raznosa obtežbe mora biti v osi delovanja sile, ki deluje v središču obremenjene površine,
- če na betonski prerez deluje več kot ena tlačna sila se površine raznosa obtežbe ne smejo prekrivati.

Če obtežba ni zvezno porazdeljena na površino A_{c0} in če se pojavijo velike strižne sile je potrebno silo F_{Rdu} zmanjšati.

Natezno silo moramo prevzeti z natezno trdnostjo betona ali pa s prečno armaturo.



Prikaz trajektorij tlačnih napetosti (Povzeto po: Elliott, Kim S. 2002. Precast concrete structures. Oxford, Butterworth-Heinemann: 238 str.)

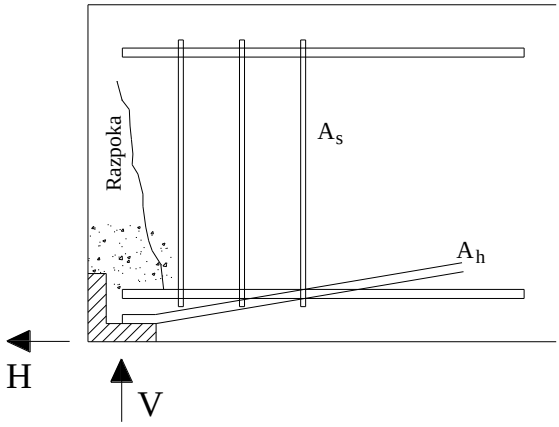
3.3.3 Armirane in s pločevino ojačane podpore

V primeru, kadar obtežba preseže vrednosti navedene v prejšnjih dveh podpoglavijh je potrebno območje podpore dodatno armirati ali namestiti jekleno zavarovanje vogala podpore. Zaradi vertikalne sile in upiranja toplotnim raztezkom se v podpori pojavi horizontalna sila H, ki znaša $H = \mu V$, kjer je μ koeficient trenja. Informativne vrednosti μ so podane v spodnji preglednici.

Vrednosti koeficienta trenja μ (Povzeto po: Elliott, Kim S. 2002. Precast concrete structures. Oxford, Butterworth-Heinemann: 243 str.)

Vrsta materiala na stiku	Koeficient trenja μ
Jeklo na beton	0,4
Beton na beton (oba strjena)	0,7
Beton betoniran na strjen beton	1,0
Monoliten beton	1,4

Armatura je dimenzionirana z upoštevanjem strižnega trenja vzdolž ravnine razpoke. Predpostavimo, da razpoka poteka vzdolž celotnega območja podpore.

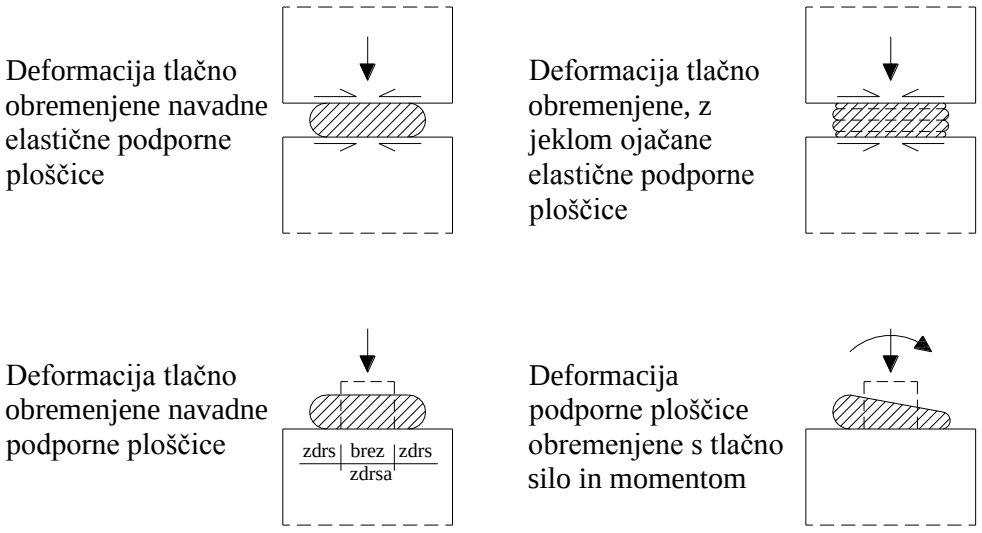


Mehanizem za prevzem sil na armiranem robu podpore (Povzeto po: Elliott, Kim S. 2002. Precast concrete structures. Oxford, Butterworth-Heinemann: 242 str.)

3.3.4 Podporne ploščice iz naravne ali sintetične gume, pločevine in klobučevine

Takšen tip podpore se uporablja za raznos koncentrirane obtežbe. Poleg tega ploščice dovoljujejo omejen horizontali pomik in zasuk. Prav tako pa preprečijo direkten stik betona z betonom, ki bi lahko povzročil zmanjšanje efektivne zaščitne plasti betona. Takšen način stikovanja elementov je dokaj redek. Uporablja se v primerih, ko je stik z malto težko izvedljiv. Največkrat se uporabljajo za podpiranje »pi« plošč in nosilcev velikih razponov pri katerih je končen zasuk velik (0,02 do 0,03 radiana). Dolžina ali širina ploščice naj bi bila 5-kratnik njene debeline. Najmanjša debelina za podpiranje plošč znaša 6mm, za podpiranje nosilcev pa 10mm. Ploščice so izdelane iz trde naravne gume, sintetične gume kot npr. neopren, svinca, jekla in klobučevine.

Tlačna trdnost ploščic je podana s strani izdelovalca le-teh. Napetost zaradi stalne obtežbe naj ne bi presegala 3,5N/mm^2. Primernost ploščic je odvisna od njihove sposobnosti enakomerne in bočne deformacije.



Obnašanje elastomernih podpornih ploščic (Povzeto po: Elliott, Kim S. 2002. Precast concrete structures. Oxford, Butterworth-Heinemann: 246 str.)

3.4 Strižne povezave (Shear joints)

Pojav strižne sile brez kombinacije s tlačno obremenitvijo v podpori je redek. Pri nateznih obremenitvah se strižnih ne more upoštevati. Največkrat se strižne povezave pojavijo med »ploščami« velikih površin. Prenos strižnih sil se največkrat pojavi med prefabriciranimi

elementi in litimi polnili ali tlačnimi, monolitnimi ploščami in je kompleksen pojav katerega povzročijo majhne površinske strukture, lastnosti materiala, potek silnic obtežbe in kakovost izvedbe. Zaradi naslednjih dveh razlogov je potrebno pazljivo pristopiti k dimenzioniranju na strižno obremenitev:

- Kljub temu, da vpliv striga navadno prevzame zelo velika površina se lahko zgodi, da je kritična strižna obremenitev skoncentrirana na zelo majhno površino, debeline tudi samo 1 ali 2mm.
- Strižna porušitev je krhka.

Prenos strižnih sil med betonskimi elementi je možen z naslednjimi metodami:

- lepljenje in povezovanje,
- strižno trenje,
- strižni betonski mozniki,
- strižni jekleni palični mozniki,
- mehanska sidra.

3.4.1 Lepljenje in povezovanje

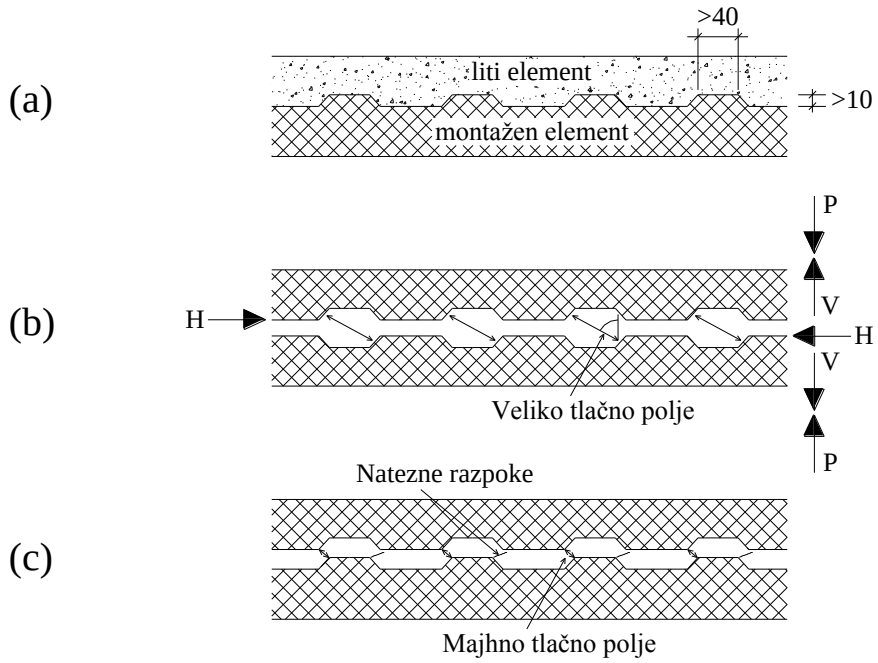
Kadar se na montažne elemente vgrajuje še beton na licu mesta, se v majhnih odprtinah in porah svežega betona tvorijo tako imenovane lepljene vezi. Kvaliteta lepljenja je odvisna kvalitete vgrajevanja na čisto površino. Kljub temu, da je strižna odpornost takšnega tipa vezi velika, se le-ta ob pojavu manjše natezne obremenitve poruši. Zaradi tega se brez dodatnih ukrepov takšnih tipov vezi ne uporablja.

3.4.2 Strižno trenje

Kot v prejšnjem primeru je tudi to tip vezi, ki je odvisen od kontaktnih površin. Praktično v vseh primerih se polnilni material vliva na mestu, čeprav že tudi kontakt dveh suhih površin povzroča veliko strižne odpornosti. Za aktiviranje strižnega trenja (H) potrebujemo pojav prečne sile (V). Odvisnost med njima opisuje enačba $H = \mu V$, kjer je μ koeficient trenja. Z upoštevanjem kontaktne površine A_c lahko povprečno strižno napetost izrazimo z $\tau = \mu\sigma$, kjer je σ tlačna napetost v povezavi in je enaka $\sigma = V/A_c$. Sledi, da je strižna napetost enaka $\tau = \mu\ V/A_c$.

3.4.3 Strižni betonski mozniki

Strižni betonski mozniki preprečujejo zdrs med dvema elementoma. V tem primeru se na strižni ravnini pojavi tlačna napetost. Najmanjša dolžina moznika znaša 40mm, najmanjša višina pa vsaj 10mm. Razmerje dolžine in višine moznika naj bo manjše od 8.



Vrste izvedb strižnih betonskih moznikov (Povzeto po: Elliott, Kim S. 2002. Precast concrete structures. Oxford, Butterworth-Heinemann: 251 str.)

3.4.4 Strižni jekleni palični mozniki

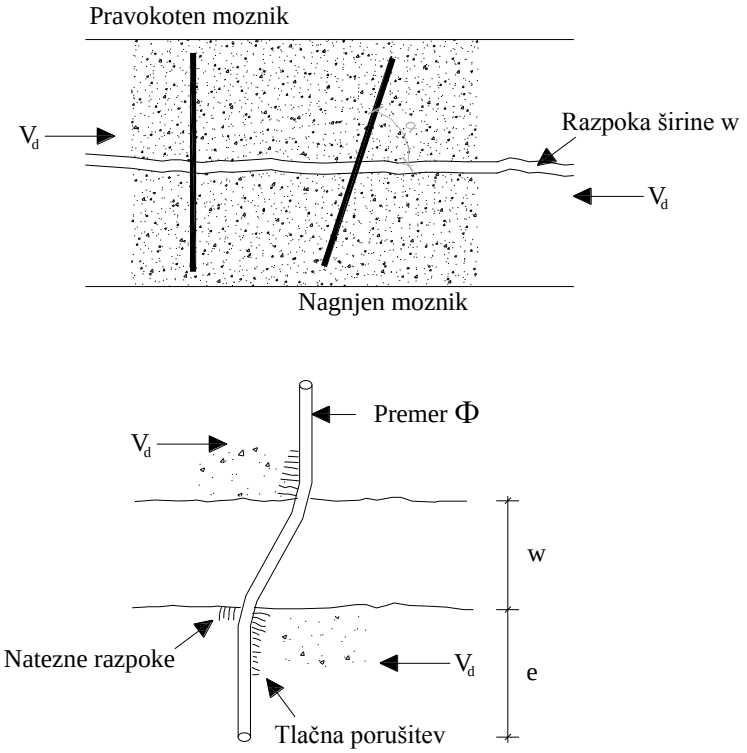
Strižne sile se lahko na armaturo prenašajo preko tako imenovanega mozničnega efekta. Za račun strižne odpornosti podpore upoštevamo, da mozniki prevzamejo celotno strižno silo. Strižno trenje se ne upošteva. Do porušitve takšnega prereza lahko pride zaradi lokalne porušitve betona ob mozniku, ki povzroči povečano upogibno ročico sile na moznik. Porušitev je plastična (duktilna). Krhka porušitev je malo verjetna. Do nje lahko pride le v primeru, da velikost razpoke d ostane majhna zaradi zunanjih tlakov. Dolžina moznika v betonu naj bo manjša od naslednjih dveh vrednosti, 30 x Φ ali 300mm vključujoč kljuke. Strižna odpornost centrično obremenjenega moznika je določena z enačbo: $V_d = 0{,}6\, f_y A_s \cos\alpha$, pri čemer sta f_y karakteristična vrednost napetosti tečenja jekla, A_s pa površina prereza

moznika. Kadar je moznik obremenjen strižno in upogibno tako, da znaša ekscentričnost e > Φ/8 bodo strižne sile povzročile tečenje moznika vzdolž vgrajene dolžine. Z enačbo, ki sicer ni vključena v standarde, vendar se je na podlagi preizkušanj pokazala za zanesljivo določimo strižno odpornost v primeru ekscentrične obtežbe:

$$V_d = 1{,}15\ \Phi\ 0{,}67\ f_{cu} \qquad \text{———} \qquad - 4e\ \Phi\ 0{,}67 f_{cu}$$

a) Način vgrajevanja jeklenih moznikov

b) Deformacija jeklenega moznika in prikaz razpok v betonu



Jekleni palični mozniki (Povzeto po: Elliott, Kim S. 2002. Precast concrete structures. Oxford, Butterworth-Heinemann: 254 str.)

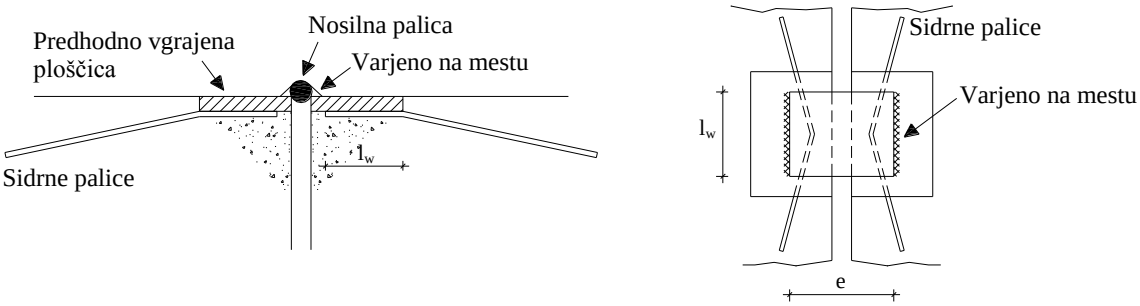
3.4.5 Mehanska sidra

Lokalno lahko strižne sile prenašamo z mehanskimi sidri. Takšen stik je, zaradi potrebne zagotovitve visoke strižne nosilnosti, potrebno pazljivo zasnovati. Najbolj pogosta mehanska povezava je varjena ploščica ali palica, kot je to prikazano na naslednji sliki. Da bi preprečili lokalno razpokanje betona je potrebno upoštevati temperaturni raztezek vgrajene ploščice. Redkeje se zaradi možnosti zdrsa v povečanih luknjah in s tem zmanjšane strižne nosilnosti uporabljajo vijaki. Najbolj pogosti dimenziji varjenih ploščic sta 100 x 100 x 6mm in 150 x

75 x 10mm. Sidrne palice so največkrat premera 10 ali 12 in so navarjene na spodnjo, v beton vgrajeno stran ploščice.

Mejna strižna nosilnost takšnega stika je najmanjša vrednost dobljena z enim od naslednjih kriterijev:

- izvlečna odpornost vgrajene ploščice,
- nosilnost zvara med sidrnimi palicami in ploščico,
- strižna nosilnost vgrajene ploščice ali palice.



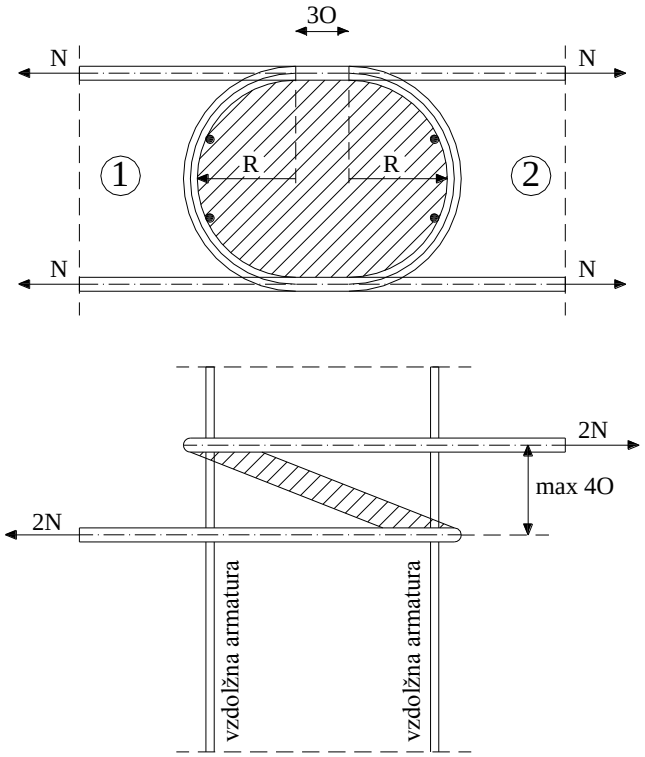
a) Stik s privarjeno palico b) Stik s privarjeno pločevino

Stik s privarjeno palico (a) ali ploščico (b) (Povzeto po: Elliott, Kim S. 2002. Precast concrete structures. Oxford, Butterworth-Heinemann: 256 str.)

3.5 Natezni stiki (Tension joints)

Povezava montažnih elementov se v veliko primerih izvede s preklapljanjem in sidranjem armature. Elementi imajo navadno armaturo dovolj daljšo, da se lahko na mestu vgradnje v skladu s predpisi izvede stik dveh elementov.

Izračun nateznih razpok, ki nastanejo zaradi elastične deformacije armature in zdrsa le-te lahko izvedemo enako kot pri tlačenih stikih. Največjo težavo predstavlja stik na mestu vgrajenega betona in armature. V ta namen se uporablja injekcijska malta, ki se injicira v odprtino, ki je na drugi strani odprta. Ko malta prileze ven na drugi strani pomeni, da je kvalitetno vgrajena.



Primer izvedbe nateznega stika z armaturno zanko (Povzeto po: Elliott, Kim S. 2002. Precast concrete structures. Oxford, Butterworth-Heinemann: 260 str.)

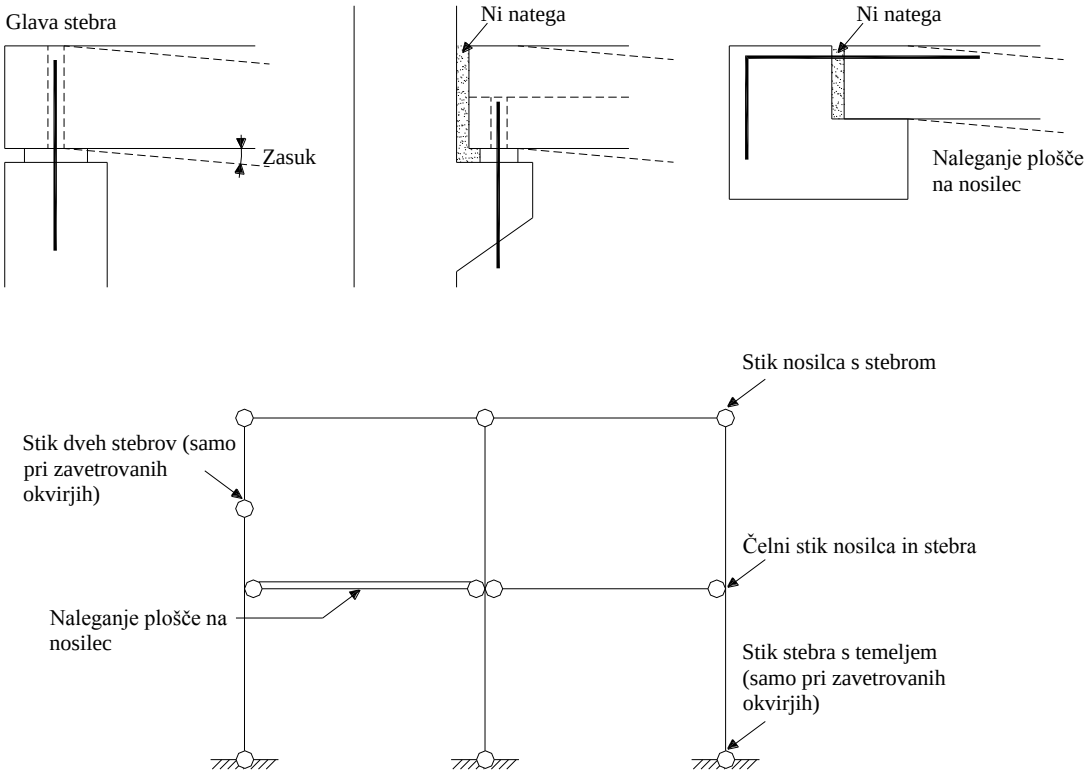
Za prenos nateznih in strižnih sil se veliko uporabljajo vijačeni stiki. Natezna trdnost vijačenega stika je odvisna od meje tečenja vijaka, saj je porušitev takšnega stika duktilna. V največ primerih v takšnem stiku nateg spremlja strig. Strižna odpornost je odvisna od lokalne trdnost betona na stiku z veznim sredstvom. Takšnih stikov se je potrebo izogibati saj so porušitve le-teh krhke.

3.6 Členkasti stiki (Pinned-jointed connections)

Zaradi enostavnosti izvedbe takšnega stika so le-ti zelo pogosti pri montažnih konstrukcijah. Zaradi same narave montažnih konstrukcij izvedba enostavnih stikov vodi k preprečitvi upogibne vpetosti med elementi na konceh posameznih elementov. Kljub temu, da so s strani inženirjev, ki želijo ustvariti kontinuiteto celotnega okvirja konstrukcije deležni prenekatere kritike, jih proizvajalci montažnih konstrukcij zelo radi uporabljajo saj so sami po sebi varni in ekonomični. V veliko primerih kot npr. pri prednapetem nosilcu je kontinuiteta v smislu upogibne nosilnosti nesmiselna saj je element v svoji osnovi že polno obremenjen. V drugih primerih kot npr. pri votlih ploščah je za zagotavljanje kontinuitete potrebna izvedba posebnih detajlov stika. To seveda ne pomeni, da je izvedba členkastega stika edina prava. Za vrsto

stika se seveda odločimo na podlagi reakcij, ki se pojavijo v podpori, z upoštevanjem vidikov proizvodnje in gradnje.

Členkasti stiki prenašajo strižne in osne sile tako zaradi lastne teže konstrukcije kot možnih dvižnih sil. Po svoji definiciji ne morejo prenašati upogibnih in torzijskih obremenitev. V realnosti takšni stiki ne obstajajo saj se ob sami montaži zaradi medsebojnega nalaganja elementov v podpori pojavijo majhni momenti, strižno trenje ipd. Le-ti pa v uporabi kar hitro limitirajo proti zelo majhni vrednosti tako, da se v stiku formira členek.

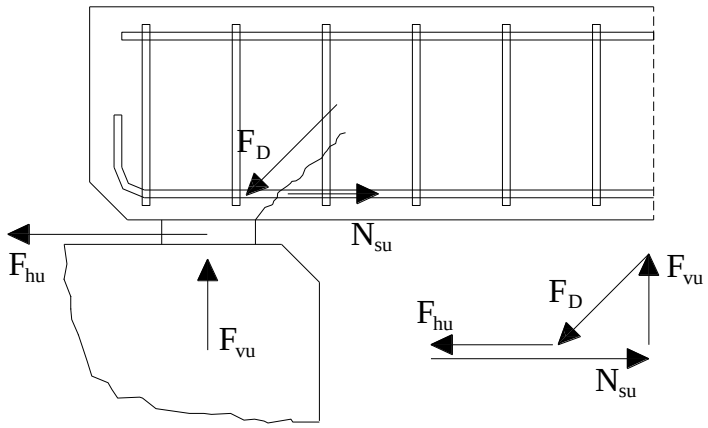


Pozicija členkastih stikov v okvirnih konstrukcijah (Povzeto po: Elliott, Kim S. 2002. Precast concrete structures. Oxford, Butterworth-Heinemann: 264 str.)

Do formiranja členka pride v glavnem pri stiku horizontalnih in vertikalnih elementov. V takšnem stiku naj bi bila sproščen zasuk elementa na podpori tako, da ne pride do lokalnega razpokanja v obeh sodelujočih elementih. Takšna podpora naj bi prav tako dovoljevala relativni horizontalni pomik brez povzročitve velikih sil, katerih z vgrajeno armaturo ni moč prenašati. Zaradi vseh naštetih dejavnikov je zasnova kontaktnih površin v obeh sodelujočih elementih pomembna.

3.6.1 Členkasti stiki med vertikalnimi in horizontalnimi elementi

Najpogosteje se zgodi, da na vrhu stebra ležita dva nosilca. Stik je lahko suh ali se izvede s pomočjo malte. Prav tako je možna uporaba kontaktnih ploščic. Za horizontalno stabilnost so iz stebra puščene npr. sidrne palice na katere se »ujame« nosilec, ki ima v ta namen pripravljene luknje, ki se kasneje zapolnijo z injekcijsko malto. Strižna nosilnost sider naj bi bila večja od horizontalnih sil, ki so posledica trenja. V nosilcu je vgrajena armatura, ki prenaša natege v poševni ravnini razpoke, ki poteka od roba podpore pod kotom 45° proti nevtralni osi nosilca.



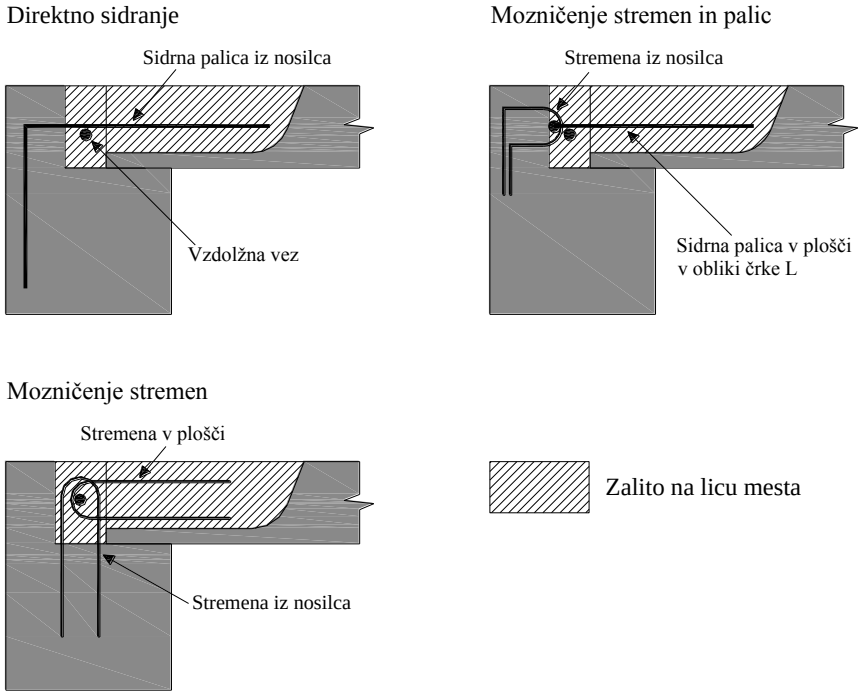
Mehanizem v ležišču na koncu armiranega nosilca (Povzeto po: Elliott, Kim S. 2002. Precast concrete structures. Oxford, Butterworth-Heinemann: 266 str.)

Spodnja armatura v nosilcu, ki prenaša horizontalno silo, mora biti podaljšana od podpore naprej za celotno sidrno dolžino. Le-ta je lahko zakrivljena navzgor, glej zgornjo sliko. Takšna izvedba ni mogoča v primeru adhezijsko prednapetega nosilca saj je armatura na koncu odrezana. Ker se ob tem v prednapeti armaturi ustvarijo tlačne sile je spodnja stran nosilca tlačno obremenjena kar pomeni, da se poševna razpoka na mestu podpore ne more formirati.

3.6.2 Na nosilcih ali stenah vrtljivo podprte plošče

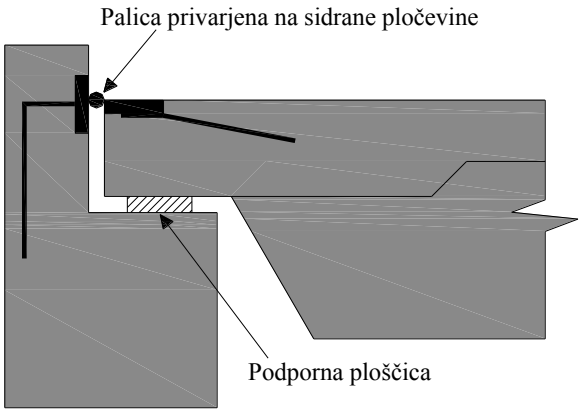
Stiki votlih ali π plošč so kljub vgradnji monolitnega armiranega betona nad podporo obravnavani kot vrtljive povezave. Votle plošče so najpogosteje položene neposredno na

ležišče. V primeru sanacije ležišča nosilca, ki ni ravno, se lahko polagajo tudi na vlažno malto ali neoprenske trakove. Kontinuiteto armature dosežemo z neposrednim sidranjem med montažnim nosilcem in na mestu vgrajenim betonom ali z mozničenjem stremen ali stremen in palic. Armaturo lahko vgradimo v vzdolžne odprtine med ploščami, če je odprtina vsaj 2x večja od premera armature.



Izvedba stika votlih plošč in nosilca (Povzeto po: Elliott, Kim S. 2002. Precast concrete structures. Oxford, Butterworth-Heinemann: 267 str.)

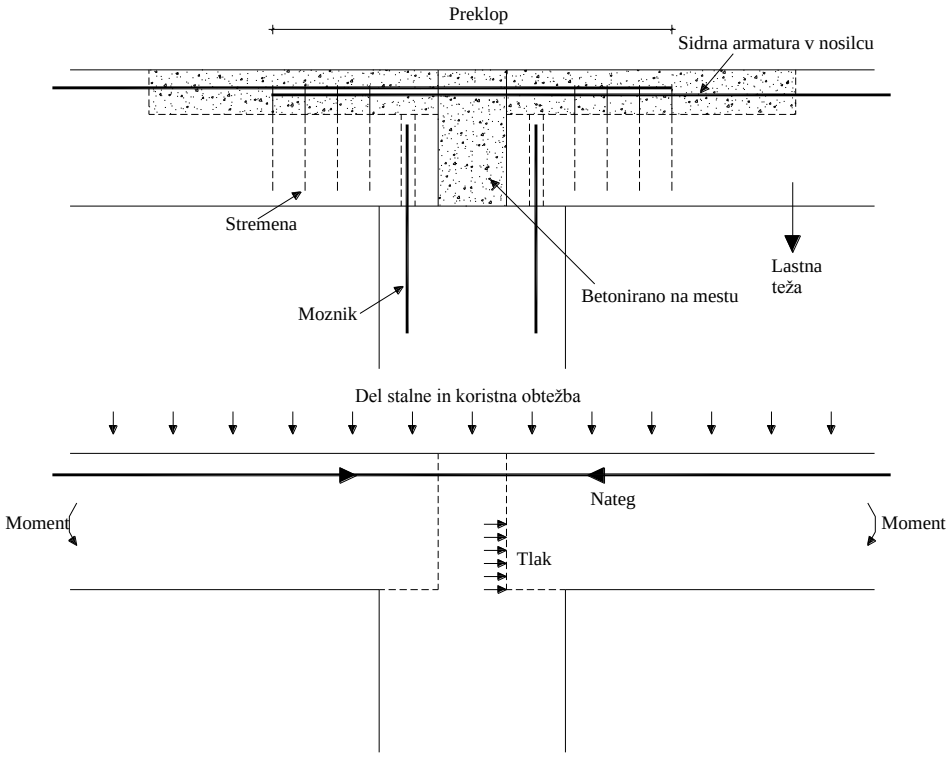
V primeru π plošč se lahko na koncu izvede varjen stik – glej spodnjo sliko. Izvedba takšnega stika mora biti natančno izvedena tako, da je prenos obtežbe na vseh točkah enakomeren.



Izvedba stika π plošč in nosilca (Povzeto po: Elliott, Kim S. 2002. Precast concrete structures. Oxford, Butterworth-Heinemann: 268 str.)

3.7 Stikovanje elementov z vpetjem

Stik z vpetjem je do neke mere sposoben prenašati upogibne momente iz elementa v element. Ker so stiki med posameznimi elementi ob gradnji pravzaprav členki so lahko momenti brez začasnega podpiranja elementa v času gradnje pravzaprav le posledica dela stalne (polnilnih sten, tlakov ipd.) in koristne obtežbe. Zasnova in izvedba takšnih stikov zahteva veliko pazljivost.



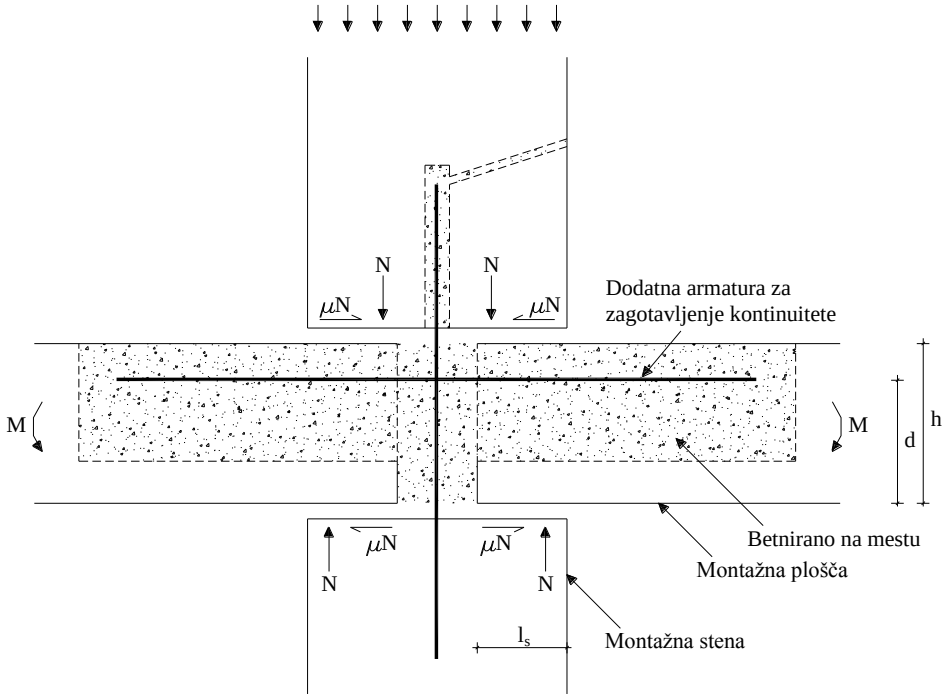
Izvedba in princip delovanja stika z vpenjanjem (Povzeto po: Elliott, Kim S. 2002. Precast concrete structures. Oxford, Butterworth-Heinemann: 269 str.)

Stikanje z vpetjem se v glavnem v uporablja za:

- zagotavljanje stabilnosti in povečanje nosilnosti portalnih in skeletnih okvirjev,
- zmanjšanje višine upogibnih elementov konstrukcije,
- raznos momentov drugega reda na nosilce in plošče in s tem zmanjšanje momentov v stebrih v točki ležišča nosilca,
- povečanje odpornosti proti hipni (nezgodni) porušitvi.

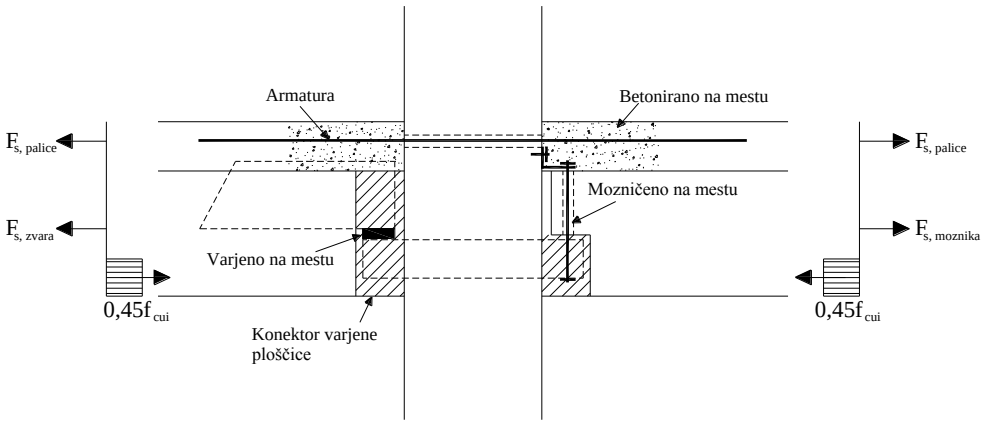
Vse montažne konstrukcije niso primerne za izvedbo takšnih stikov. Uporabimo jih lahko le v primeru, ko je v konstrukciji dovolj stebrov za raznos obtežbe. Prav tako je pomembno, da lahko objekt temeljimo na dovolj togi podlagi. Stikanje z vpetjem naj bo zasnovano tako, da se konstrukcija obnaša duktilno. Če takšne stike uporabimo za zmanjšanje upogibnih momentov v nosilcih ali za povečanje globalne nosilnost okvirja, mora odpornost glede momenta v priključku znašati vsaj 50 – 100kNm. Če so nosilnosti manjše od prej navedene vrednosti je velikokrat bolj pametna zasnova členkastih stikov.

Horizontalni stiki v nosilnih stenah se pojavijo v višini stropov in na nivoju temeljev. Primarne sile v stiku so rezultat tlačnih obremenitev zgornjih etaž in horizontalnih strigov zaradi efekta diafragme medetažnih plošč. Povezava na stenski podpori zahteva pazljivo načrtovanje, še posebej v primeru kadar so stropne plošče podprte na celotni širini stene in so stene izpostavljene visokim obremenitvam. V nekaterih primeru votlih plošč je potrebno odprtine, zaradi preprečitve lokalnega izbočenja stojin, zapolniti do določene globine.



Prenašanje upogibnega momenta v stiku medetažne konstrukcije in stene (Povzeto po: Elliott, Kim S. 2002. Precast concrete structures. Oxford, Butterworth-Heinemann: 276 str.)

Nosilni mehanizem čelne povezave nosilca s stebrom je prikazan na zgornji sliki. Ob porušitvi se vertikalna komponenta in strižna sila nosilca skoncentrirata na kontaktni ploskvi na robu stebra. Ta del je potrebno zavarovati proti horizontalni razpoki. To dosežemo z zaprtimi stremeni, ki so nameščena na razdalji manj kot 25mm od ležišča. Jeklena plošča dimenzij 150 x 150 x 12mm, ki je vgrajena v betonsko ležišče je primernejša rešitev kot močno armirano ležišče.

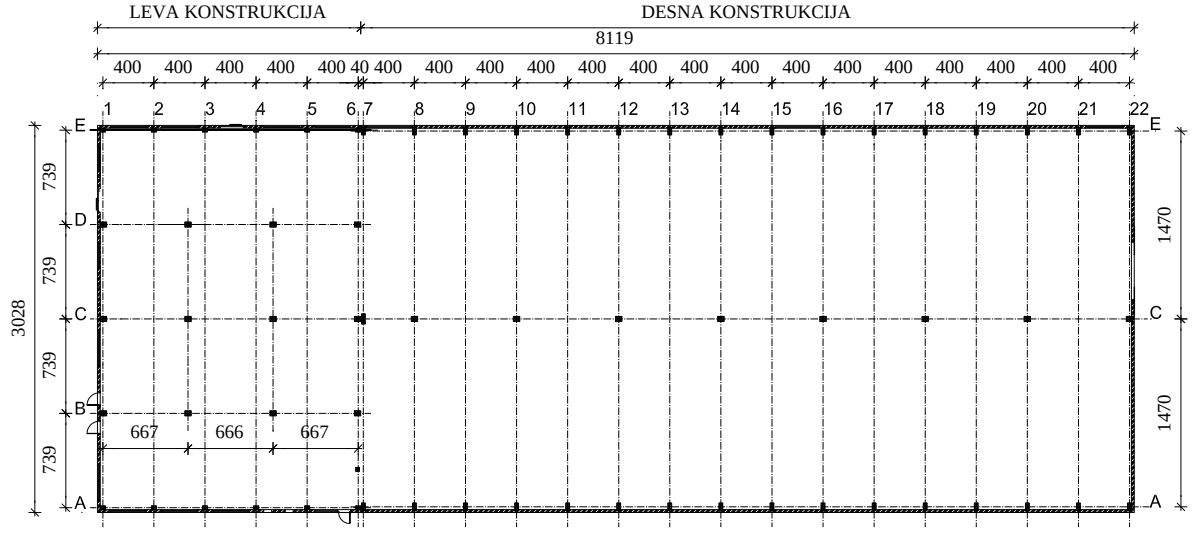


Stikanje z vpetjem nosilca in stebra; negativni moment nad podporo (Povzeto po: Elliott, Kim S. 2002. Precast concrete structures. Oxford, Butterworth-Heinemann: 279 str.)

Najbolj uporabljena je rešitev v kateri je stik zasnovan samo za prevzem negativnega momenta nad podporo in v kateri se pozitivni moment zanemari. Torej, da se stik obravnava kot členkast kadar bi sicer prišlo do pozitivnih upogibnih momentov.

4 OPIS KONSTRUKCIJE OBRAVNAVANEGA OBJEKTA

V tem poglavju bo podrobneje opisana konstrukcija obravnavanega objekta. Nosilna konstrukcija je sestavljena iz prefabriciranih armiranobetonskih elementov. Celoten objekt predstavljata dve različni konstrukcijski zasnovi. V nadaljevanju bom govoril o levi in desni konstrukciji (glej sliko 1). Levo konstrukcijo predstavlja del objekta od osi 1 do 6. Desno konstrukcijo predstavlja del objekta od osi 7 do 22. Raster prečnih osi znaša 4,00 m pri obeh delih. Tlorisne dimenzije celotnega objekta znašajo 30,28 m x 81,19 m.

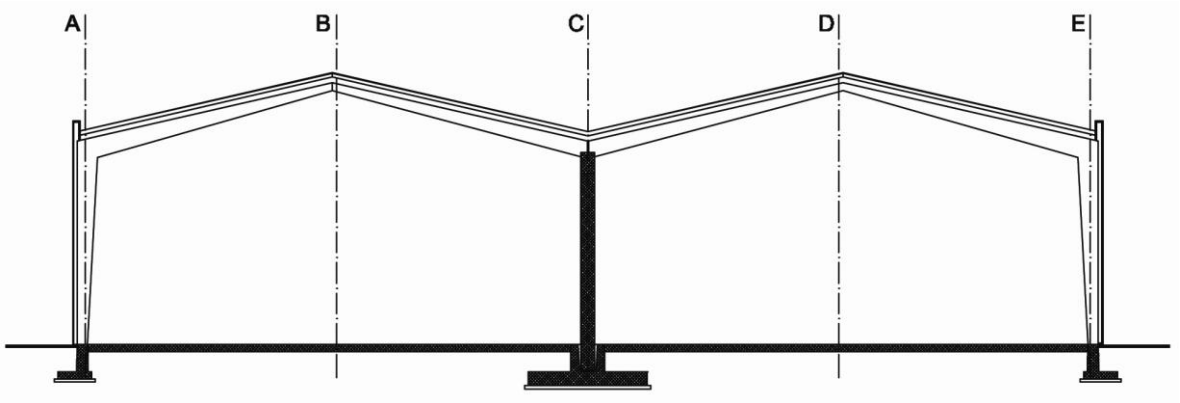


Slika 1: Dispozicija obravnavanega objekta

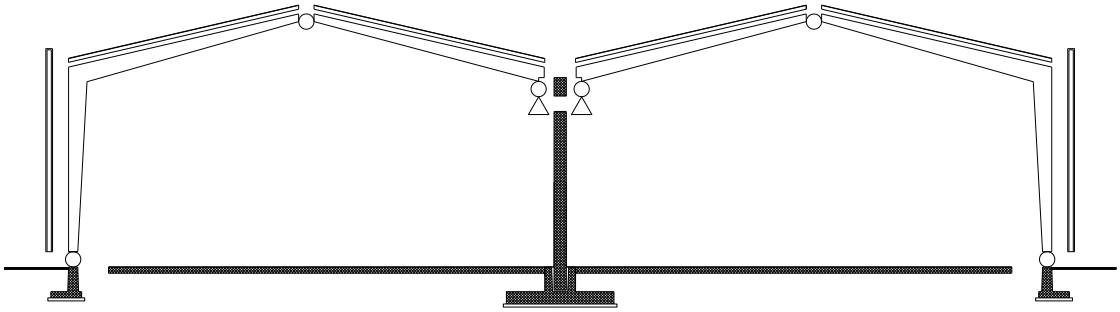
4.1 Desna konstrukcija

Desna konstrukcija je sestavljena iz dveh ladij. Nosilno konstrukcijo tvorijo prefabricirani armiranobetonski elementi, medsebojno »povezani« v en nosilni sklop v prečni smeri. Žlote celotnega objekta potekajo vzdolž osi A, C in E, slemena pa vzdolž osi B in D. Prečni nosilni sklop je sestavljen iz dveh tročlenskih lokov na vsaki strani, t.j. v osi A in E, in dveh gred, ki potekata iz slemen v sredinsko žloto, v osi C, kjer nalegata na nosilec, ki poteka vzdolž osi C. Le-ta je podprt na stebrih v rastru 8,00 m, t.j. v vsaki drugi prečni osi. Tročlenski loki so temeljeni na montažnem pasovnem temelju vzdolž osi A in E. Vsak tročlenski lok je s trnom nasajen v pasovni temelj. Stebri v sredini desne konstrukcije so temeljeni s točkovnimi, čašastimi temeljih povezanimi z gredami. V slemenih so na tročlenske loke in grede vgrajene

kovinske ploščice na katere je na vsaki strani nosilnega sklopa, vzdolž slemena, privijačena jeklena palica Φ50mm. Na nosilne sklope, ki tvorijo obod objekta so nasajene betonske fasadne plošče z vgrajeno toplotno izolacijo. Streha je izvedena iz plošč penobetona debeline 15cm, ki so položene na nosilne sklope v prečni smeri.



Slika 2: Prečni prerez desnega dela objekta



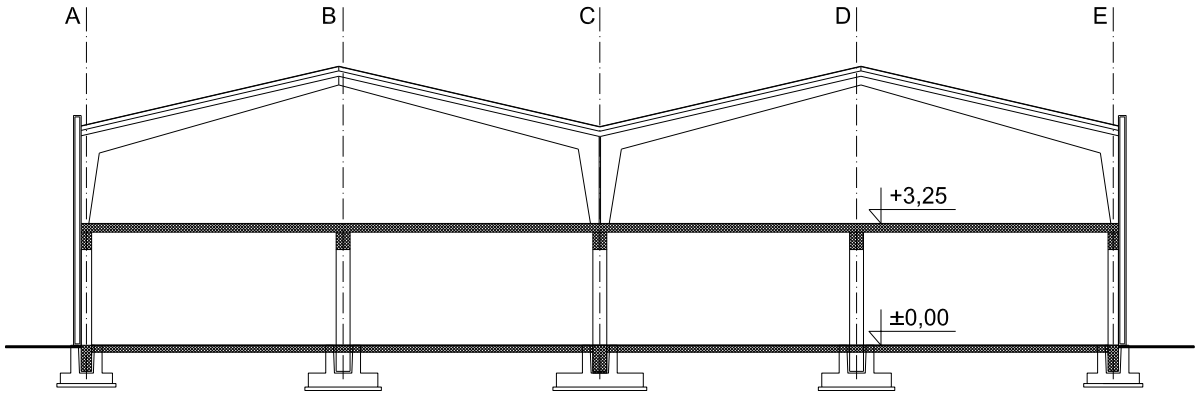
Slika 3: Prečni prerez desnega dela objekta – prikaz posameznih nosilnih elementov

4.2 Leva konstrukcija

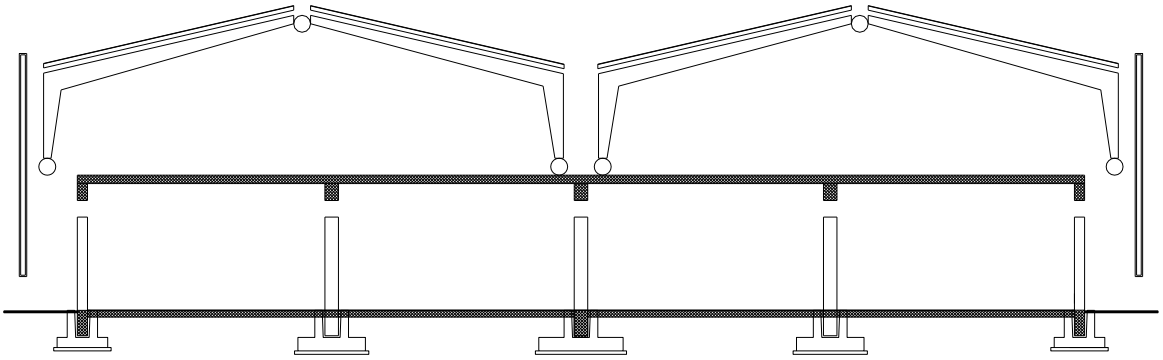
Ta del konstrukcije je dvoetažen. Armiranobetonske plošče na koti +3,25 m so montažne debeline 20 cm in so položene v prečni smeri na nosilce v oseh A, B, C, D in E, ki so podprti s stebri v oseh 1 do 6. Leva konstrukcija je temeljena na točkovnih temeljih povezanih z gredami. Dimenzije temeljev v osi A in E znašajo 1,50 m × 1,50 m, v osi B in D znašajo 2,00 m × 2,00 m, v osi C pa 2,50 m × 2,50 m. Dimenzije stebrov pritličja v oseh A in E znašajo 40/30 cm, dimenzije ostalih stebrov pritličja pa 50/40 cm. Vzdolžna nosilca v oseh A in E sta dimenzij 30/50 cm, vzdolžni nosilci v oseh B, C in D pa 40/50 cm.

Nosilno konstrukcijo etaže tvorita dva tročlenska loka, ki sta »povezani« v en prečni nosilni sklop. Zunanji loki so preko trna nasajeni v armiranobetonsko vez vzdolž oboda leve konstrukcije, notranji pa na enak način v vez izvedeno v osi C (sredina).

Streha je izvedena iz plošč penobetona debeline 15cm, ki so položene na nosilne sklope v prečni smeri.



Slika 4: Prečni prerez levega dela objekta



Slika 5: Prečni prerez levega dela objekta - prikaz posameznih nosilnih elementov

5 ANALIZA OSNOVNE KONSTRUKCIJE OBRAVNAVANEGA OBJEKTA

V fazi modeliranja prostorskega modela objekta so se pojavljala različna vprašanja, ki so nakazovala spornost konstrukcijske zasnove. Že na prvi pogled, brez vsake računske podpore, opazimo, da celoten objekt predstavljata dva, po svoji zasnovi, zelo različna objekta. Leva konstrukcija je v primerjavi z desno bolj toga. Pričakovati je bilo, da je nihajna doba leve konstrukcije precej drugačna od nihajne dobe desne konstrukcije, kar je lahko za potresno obremenitev zelo neugodno. Ob obisku gradbišča in ogledu posameznih konstrukcijskih elementov se je pojavilo še mnogo novih vprašanj. Naj omenim le nekatere. Stik tročlenski lok - temelj je izveden preko trna v loku s katerim je bil le-ta nasajen v pripravljeno luknjo v temelju. Glede na način stikovanja se pojavi vprašanje možnosti dviga prečnega okvirja iz temelja in tako delna porušitev objekta.

Slika 6: Trn elementa tročlenskega loka za sidranje v pasovni temelj

Slika 7: Luknja v pasovnem temelju za namestitev elementa

Stik elementa tročlenskega loka s horizontalno vezjo okrog etaže leve konstrukcije je izveden enako kot prej omenjeni stik s pasovnim temeljem. Pri obeh, sploh pa pri drugem primeru, se pojavi vprašanje o sposobnosti prenosa horizontalne sile v sidrišču elementa in vprašanje zadostne strižne trdnosti efektivnega prereza betona. Ob ogledu faz gradnje se je prav tako pojavilo vprašanje kontinuirnosti nosilcev.

Slika 8: Montaža nosilcev – primer 1; Sidrne armature za zgornjo etažo ni. Stremena ob podpori niso zgoščena.

Slika 9: Montaža nosilcev – primer 2; Razpokan betonski prerez na ležišču.

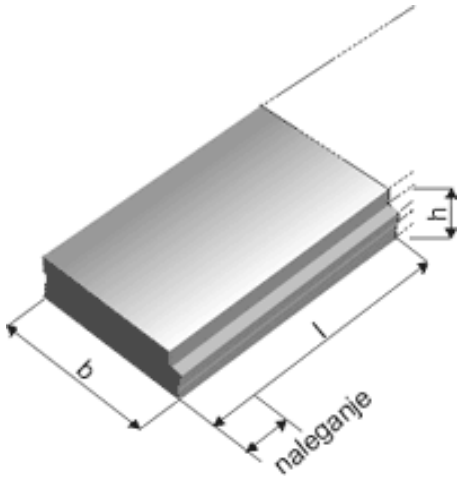
Slika 10: Montaža nosilcev (stremena) – primer 3; Skrivljena stremena.

Slika 11: Montaža nosilcev – primer 4; Poškodovan nosilec nad podporo.

Slika 12: Montaža nosilcev – primer 5; Poškodovan nosilec. Sporna je dolžina ležišča in prenos strižnih napetosti.

Slika 13: Montaža nosilcev – primer 6 Poškodovan nosilec. Sporna je dolžina ležišča in prenos strižnih napetosti.

Kot omenjeno v prejšnjem poglavju strešno konstrukcijo predstavljajo montažne plošče iz penobetona debeline 15cm in širine 60cm, ki so položene v vzdolžni smeri na prečne nosilne sklope. Plošče so položene ena do druge na pero in utor. Obod strešin (posamezna kap strehe) ni zaključen z armiranobetonsko vezjo torej o togi šipi v ravnini strešin ne moremo govoriti.



Plošča iz penobetona(Povzeto po: http://www.xellaporobeton.si/html/slo/si/ytong_gradbeni_sistem.php?language_id=16&countries_id=16&area_code=2&product_id=455&sub_detail_type_id=44&dyn_section=sub_detail, april 2011)

Fasadne plošče so nasajene na nosilne sklope in med seboj povezane z vijaki. Togost celotne fasade je neznana. Konstrukcija je zavetrovana z jeklenimi napenjalkami premera 25mm v prvem, petem, šestem, dvanajstem in dvajsetem rastru.

Slika 14: Način pritrjevanja fasade

Slika 15: Fasada po končani montaži

Največja težava pri modeliranju objekta je, da je večina stikov posameznih elementov členkasta, torej brez prenosa momentov. O vpetju v temelje, razen v primeru točkovnih čašastih temeljev, ne moremo govoriti.

Ob pregledu statičnega računa objekta ugotovim, da računski dokazi za vertikalno obtežbo držijo. Rezultati so namreč velikostnega reda rezultatov izračuna z našim modelom. Moti, da je objekt razbit na posamezne konstrukcijske segmente in ni nikjer obravnavan kot celota. Poleg tega smatram, da so nekateri vhodni podatki, kot je delež potresne sile, obtežba vetra in obtežba snega, nepravilno izbrani, zagotovo pa neskladni z danes veljavnimi standardi (SIST EN 1991-1998).

Preglednica 1: Izvleček spornih vhodnih podatkov iz prvotnega statičnega računa objekta

Št.	Obtežba	Projekta vrednost
1	Sneg	1,25 kN/m^2
2	Veter	0,45 kN/m^2
3	Potres	7.cona, srednje dobra tla, običajna pomembnost

Statična analiza objekta po Evrokodu je pokazala še nekaj zanimivih (srhljivih) stvari. Kar je zaskrbljujoče v prvi fazi je to, da računalniški program (TOWER 5.5) uporabljen za modeliranje računskega modela objekta ne more izvesti modalne analize konstrukcije, saj prostorski model objekta kot celota ni stabilen! Modalna analiza je v splošnem namenjena za izračun lastnih vrednosti in nihajnih oblik konstrukcije. Tako dobljeni rezultati se uporabljajo kot vhodni podatki pri kasnejšem seizmičnem preračunu konstrukcije. Pri modalni analizi se konstrukcija opisuje z njeno togostjo in razporedom mas, ki delujejo na njej. Sledi, da določitev potresne obtežbe in seizmični izračun nista možna.

6 OBTEŽBA

Temeljna zahteva standardov EC je, da mora biti konstrukcija projektirana in izvedena tako, da bo s primerno zanesljivostjo in ob primernih stroških lahko služila svojemu namenu v predvideni življenjski dobi in prenašala vse vplive med gradnjo in uporabo.

Zahtevana zanesljivost večine konstrukcij se doseže s projektiranjem in izvedbo v skladu z EC in zagotavljanjem kakovosti. Različni nivoji zanesljivosti so lahko privzeti za varnost in uporabnost. Obravnavan objekt spada v kategorijo običajne stopnje zanesljivosti, za katere je tveganje življenjske nevarnosti, gospodarskih in družbenih izgub srednje.

6.1 Projektna (računska) stanja

Projektna stanja morajo biti izbrana tako, da ustrezajo dejanskim okoliščinam, v katerih se bo nahajala konstrukcija. Izbrana projektna stanja morajo biti taka, da zajemajo vse okoliščine v času gradnje in uporabe konstrukcije.

Projektna stanja so razvrščena v:

- trajna projektna stanja, pri katerih upoštevamo pogoje normalne uporabe;
- začasna projektna stanja (npr. med gradnjo);
- nezgodna projektna stanja, ki se pojavijo le izjemoma (eksplozija, trčenje, požar);
- potresno stanje.

6.2 Mejna stanja

(Povzeto po: Evrokod 0: Osnove projektiranja in Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije)
Konstrukcija doseže mejno stanje, ko ne zadošča več projektnim zahtevam glede obnašanja. Natančna določitev vrednosti, ko je konstrukcija neustrezna je skoraj nemogoča. Pri obravnavanju mejnih stanj ločimo mejno stanje nosilnosti in mejno stanje uporabnosti. Mejno stanje nosilnosti, v nadaljevanju MSN, je povezano s porušitvijo konstrukcije ali njenega dela oziroma s podobnim usodnim pojavom. MSN se nanašajo na varnost konstrukcije in dobrin, ki jih le-te nosijo, ščitijo ali vsebujejo ter varnost ljudi. Med MSN štejemo naslednje pojave:

- izguba ravnotežja konstrukcije ali njenega dela kot togega telesa,
- porušitev zaradi velikih pomikov, preloma, nestabilnost konstrukcije ali njenega dela,
- porušitev zaradi utrujenosti ali drugih časovno odvisnih učinkov.

Mejno stanje uporabnosti, v nadaljevanju MSU, je povezano s prenehanjem ustreznosti zahtevam uporabnosti, ki so:

- funkcija objekta ali njegovega dela,
- udobje ljudi,
- primeren videz.

Razlikujemo povratna in nepovratna MSU.

6.2.1 Projektiranje na mejna stanja

Projektiranje na mejna stanja obsega:

- izbiro računskega modela obtežbe za vsa odločilna MSN in MSU,
- preverjanje, da mejna stanja niso presežena za projektne vrednosti vplivov, lastnosti materiala in geometrije konstrukcije.

Priporočene vrednosti faktorjev ψ, njihova uporaba in preverjanje MSN in MSU so prikazani v poglavju 6.2.11. Za vsako mejno stanje moramo izbrati tak računski model, da upošteva vse pomembne vplive in je tako natančen, da z njim lahko napovemo obnašanje konstrukcije v obravnavanem mejnem stanju. Računski model mora biti določen na podlagi uveljavljene inženirske teorije in prakse ter po potrebi preverjen eksperimentalno.

6.2.2 Modeliranje za statične vplive

Modeliranje za statične vplive temelji na izbiri sovisnosti med silami in premiki na elementih in v vozliščih. Vpliv premikov in deformacij na notranje sile je treba upoštevati pri preverjanju mejnih stanj nosilnosti, če se zaradi tega povečajo učinki vplivov za več kot 10 %. Neka konstrukcija se lahko obravnava kot neobčutljiva za vplive drugega reda, če povečanje odločilnih upogibnih momentov ali strižnih sil zaradi premikov po teoriji drugega reda ni večje za več kot 10 % od upogibnih momentov in strižnih sil po teoriji prvega reda in da osne sile v konstrukciji ne presežejo 10 % teoretične uklonske sile.

6.2.3 Modeliranje za dinamične vplive

Če lahko dinamični vpliv obravnavamo kot navidezno statičen, upoštevamo dinamični del bodisi tako, da ga vključimo v statično vrednost ali pa statični vpliv povečamo z dinamičnim

faktorjem. Pri slednjem je potrebno poznati lastne frekvence konstrukcije. V nekaterih primerih določimo vplive z modalno analizo po teoriji prvega reda (upoštevamo linearno obnašanje materiala in majhne premike). Za pravilno oblikovano konstrukcijo, kjer je pomembna samo prva oblika nihanja, lahko namesto eksplicitne modalne analize uporabimo ekvivalentne statične vplive, ki so odvisni od nihajne oblike, frekvence in dušenja.

6.2.4 Projektne vrednosti vplivov in kombinacije vplivov

Predpostavlja se, da na konstrukcijo sočasno deluje več vplivov. Za nek učinek je vpliv Q_1 upoštevan zato, da bi se dobila najneugodnejša vrednost učinka. Zato je Q_1 kot prevladujoč vpliv upoštevan s karakteristično vrednostjo $Q_{k,1}$. Druge vplive se upošteva le, če je to fizično mogoče. Poimenovani so kot spremljajoči vplivi in upoštevani s kombinacijskimi vrednostmi $\psi_{0,i}\ Q_{k,i}$. Kadar ni mogoče vnaprej določiti prevladujočega vpliva, se razume, da je treba pomembne spremenljive vplive po vrsti upoštevati kot prevladujoče vplive.

Projektno vrednost učinka vplivov se izračuna po naslednjem postopku:

- določitev karakteristične vrednosti vplivov,
- določitev projektne vrednosti posameznih vplivov,
- določitev učinka kombinacije vplivov, upoštevanje njihove projektne vrednosti,
- upoštevanje faktorja neugodnosti modela.

V večini primerov se učinke določi neposredno iz projektnih vrednosti, pri čemer je v delnih faktorjih že upoštevana negotovost modela in geometrije.

Splošna oblika kombinacije učinkov vplivov, ki jo uporabljamo pri preverjanju mejnega stanja nosilnosti na navpično obtežbo, se glasi:

(1)

kjer pomeni:

″+″	- kombinirano z (s),
$G_{k,j}$	- karakteristično vrednost stalnega vpliva j, ki pride v poštev,
$Q_{k,i}$	- karakteristično vrednost kvazistalnega spremenljivega vpliva i, ki pride v poštev,
$\gamma_{G,j}$ in $\gamma_{Q,i}$	- faktorja, ki upoštevata odklon karakteristične vrednosti vpliva,
P	- vplivi prednapetja, če pride v poštev,
$\psi_{G,j}$	- faktor za kombinacijsko vrednost spremenljivega vpliva.

Za preverjanje končnega mejnega stanja v primeru potresa pa po SIST EN 1990 »potresno projektno stanje« konstrukcije vključuje izjemne pogoje, ki nastanejo med pričakovanim potresom. Projektna vrednost vpliva kombinacije obtežb v potresni situaciji se določi s kombinacijo vseh nastopajočih vplivov:

kjer je:

γ_1 - faktor pomembnosti,

A_{Ed} - projektna vrednost vpliva potresa,

$\psi_{2,i}$ - koeficient za kombinacijo kvazistalnih vrednosti spremenljivih vplivov.

Vpliv lastne teže in morebitnega prednapenjanja pri preverjanju potresne odpornosti upoštevamo v celoti, delež koristne obtežbe pa določimo glede na namen uporabe prostorov v stavbi, pri čemer upoštevamo verjetnost, da bo konstrukcija v času potresa res obtežena z določeno koristno obtežbo.

Priporočene vrednosti koeficientov za kombinacijo vplivov obtežb za stavbe ψ (Povzeto po: 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, IZS: 6-8 str.)

Vplivi	$\psi_{0,i}$	$\psi_{1,i}$	$\psi_{2,i}$
Kategorija A: stanovanja, bivalni prostori	0,7	0,5	0,3
Kategorija B: pisarne	0,7	0,5	0,3
Kategorija C: stavbe, kjer se zbirajo ljudje	0,7	0,7	0,6
Kategorija D: trgovine	0,7	0,7	0,6
Kategorija E: skladišča	1,0	0,9	0,8
Kategorija H: strehe	0	0	0
Obtežba snega v krajih z nadmorsko višino nad 1000m	0,7	0,5	0,2
Obtežba snega v krajih z nadmorsko višino pod 1000m	0,5	0,5	0

V preglednici pomeni:

$\psi_{0,i}$ - faktor za kombinacijsko vrednost spremenljivega vpliva,

$\psi_{1,i}$ - faktor za pogosto vrednost spremenljivega vpliva,

$\psi_{2,i}$ - faktor za kvazistalno vrednost spremenljivega vpliva.

Pri določanju projektne obtežbe se upošteva tudi faktor pomembnosti γ_1. Njegovo vrednost določa Evrokod 8 v odvisnosti od pomembnosti stavbe oziroma tega, koliko so posledice poškodb konstrukcije stavbe zaradi potresa pomembne za ljudi in okolje. Vrednosti projektnih parametrov, ki jih navaja Evrokod 8, veljajo za referenčne objekte II. Razreda pomembnosti. Faktor pomembnosti $\gamma_1 = 1{,}0$ za običajne stavbe se po Evrokodu 8 navazuje na potres z referenčno povratno dobo 475 let.

Faktorji pomembnosti za stavbe v odvisnosti od razreda pomembnosti (Povzeto po: 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, IZS: 6-8 str.)

Razred pomembnosti	Faktor pomembnosti γ_1	Opis
I.	0,8	Stavbe manjše pomembnosti za varnost ljudi, npr. kmetijski objekti in podobno.
II.	1,0	Običajne stavbe, ki ne pripadajo ostalim kategorijam.
III.	1,2	Stavbe, katerih potresne odpornost je pomembna glede na posledice porušitve, npr. šole, dvorane za srečanja, kulturne ustanove in podobno.
IV.	1,4	Stavbe, katerih integriteta med potresi je življenjskega pomena za civilno zaščito, npr. bolnišnice, gasilske postaje, elektrarne in podobno.

V izračunu projektnega potresnega vpliva A_{Ed} moramo upoštevati vse stalne in spremenljive težnostne vplive, lastno in koristno obtežbo, z drugimi besedami vse mase, ki zaradi dinamičnega odziva konstrukcije na potresno gibanje tal povzročajo vztrajnostne, potresne sile. Po Evrokodu 8 se stalni in spremenljivi težnostni vplivi upoštevajo z enačbo:

kjer kombinacijski koeficient $\psi_{E,i}$, ki se izračuna z izrazom: $\psi_{E,i} = \varphi\ \psi_{2,i}$, izraža verjetnost, da bo koristna obtežba, ki jo upoštevamo v izračunu projektne potresne obtežbe, v času potresa res na konstrukciji. Izrazi v zgornjih dveh enačbah pomenijo:

W - težo stavbe nad obravnavanim prerezom,

$\psi_{E,i}$ - koeficient za kombinacijo spremeljivega vpliva *i*,

φ - faktor, odvisen od vrste spremenljivega vpliva in zasedenosti etaže.

Vrednosti faktorja φ za izračun koeficienta za kombinacijo vpliva $\psi_{E,i}$ (Povzeto po: 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, IZS: 6-9 str.)

Vrsta spremenljivega vpliva	Nadstropje	φ
Kategorije A-C	Streha	1,0
	Nadstropja, katerih naseljenost je soodvisna	0,8
	Nadstropja, katerih naseljenost ni soodvisna	0,5
Kategorije D-F in arhivi		1,0

6.2.5 Projektne vrednosti lastnosti materiala

Projektno vrednost lastnosti materiala X_d ali lastnosti izdelkov določimo po enačbi:

$X_d = \eta\ X_k / \gamma_M \quad X_d = X_k / \gamma_M$

kjer so:

γ_M – delni faktor lastnosti materiala, ki upošteva:

- neugodne odklone od karakterističnih vrednosti,
- nenatančnost pretvornega faktorja in
- negotovost pri geometrijskih lastnostih in modelu odpornosti.

η - pretvorni faktor, upošteva učinke trajanja obtežbe, prostornine, vlage, temperature ter učinke merila ipd.,

X_d – karakteristična vrednost lastnosti materiala.

6.2.6 Projektne vrednosti geometrijskih podatkov

Projektne vrednosti geometrijskih podatkov a_d v splošnem upoštevamo kot nazivne vrednosti:

$$a_d = a_{nom}$$

V primerih, ko imajo odstopanja geometrijskih podatkov pomemben učinek na zanesljivost konstrukcije, so projektne vrednosti geometrijskih podatkov dane z enačbo:

$$a_d = a_{nom} + \Delta_a$$

Tu Δ_a pomeni možno neugodno odstopanje od nazivne vrednosti geometrijskega podatka. Δ_a upoštevamo, če je vpliv odstopanj kritičen, npr. pri analizi uklona. Vrednosti Δ_a so dane v predpisih.

6.2.7 Projektna odpornost

Projektno odpornost R_d določimo v odvisnosti od lastnosti materiala, geometrijskih karakteristik in učinkov po enačbi:

$$R_d = R \{a_{d1}, a_{d2}, \ldots, X_{d1}, X_{d2}, \ldots\}$$

kjer so a_{d1}, a_{d2}, … projektne vrednosti geometrijskih karakteristik,
X_{d1}, X_{d2}, …pa projektne lastnosti materiala.

Zgornja enačba ima lahko naslednje oblike:

$$R_d = R \{X_k / \gamma_M, a_{nom}\}$$

$$R_d = R \{X_k, a_{nom}\} / \gamma_R$$

$$R_d = R \{X_k / \gamma_m, a_{nom}\} / \gamma_{rd}$$

kjer so:

γ_R – delni faktor za račun odpornosti,

γ_M – delni faktor za material,

γ_{rd} – delni faktor, v katerem so zajete negotovosti v modelu odpornosti in geometrijskih podatkih.

6.2.8 Mejna stanja nosilnosti

Mejno stanje nosilnosti EQU je mejno stanje statičnega ravnotežje neodvisno od trdnosti materiala. Preseganje mejnega stanja v večini primerov povzroči takojšnjo porušitev konstrukcije. Primeri takšnih mejnih stanj niso zelo pogosti.

Mejno stanje nosilnosti STR se pojavi zaradi premajhne odpornosti ali pretiranih pomikov in jih je lažje zajeti. Upoštevati pa je treba, da je odpoved konstrukcije lahko posledica vrste neugodnih dogodkov, zaradi katerih se pojavi nevarnost preseganja mejnega stanja STR. Smotrno je preveriti vsa projektna stanja z naborom delnih faktorjev, pripadajočih prvemu izmed dogodkov, ki povzroči nevarno stanje. Zato mora projektant izbrati primerna mejna stanja, ki ustrezajo prvemu dogodku, ki prevlada v kombinaciji vplivov.

Mejno stanje nosilnosti GEO za odpornost obravnava pomembnost trdnosti zemljine ali skale.

V Sloveniji je po določilih nacionalnega dodatka preverjanje mejnega stanja nosilnosti STR/GEO treba opraviti po 1. postopku. Kombinacijo vplivov za mejno stanje lahko zapišemo v obliki: $G_{\text{neugodno}} \,''+''\, G_{\text{ugodno}} \,''+''\, 1{,}3\, Q_{\text{k,1}} \,''+''\, 1{,}3\, \psi_{0,2}\, Q_{\text{k,2}}$

Delni faktorji, ki se uporabljajo v Sloveniji glede na vrsto mejnega stanja nosilnosti (Povzeto po: 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, IZS: 1-35 str.)

Mejno stanje nosilnosti		$\gamma_{G,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf}$	$\gamma_{Q,1}$	$\psi_{0,2}\,\gamma_{Q,2}$	Opomba
EQU – statično ravnotežje						
Običajni nabor delnih faktorjev		1,1	0,9	1,5	1,5 $\psi_{0,2}$	Izguba statičnega ravnotežja konstrukcije ali njenega dela kot togega telesa brez geotehničnih vplivov in brez upoštevanja geotehničnih lastnosti.
Alternativni nabor delnih faktorjev		1,35	1,15	1,5	1,5 $\psi_{0,2}$	Priporočeno v primerih, ko je pri preverjanju statičnega ravnotežja vključena odpornost konstrukcijskega elementa.
STR – odpornost konstrukcije brez geotehničnih vplivov						
Enačba (1)*		1,35	1,0	1,5	1,5 $\psi_{0,2}$	
STR – odpornost konstrukcije z geotehničnimi vplivi **GEO – odpoved ali prekmerni premik tal**						
1. postopek	Enačba (1)*	1,35	1,0	1,5	1,5 $\psi_{0,2}$	Odločilna je manj ugodna kombinacija.
	Enačba (1)*	1,0	1,0	1,3	1,3 $\psi_{0,2}$	

*Glej enačbo (1) v poglavju 6.2.4.

6.2.9 Mejna stanja uporabnosti – MSU

Če v SIST EN 1991 do 1999 ni drugače določeno, so vrednosti delnih faktorjev γ_G in γ_Q za določanje MSU enake 1,0.

Projektne vrednosti vplivov v kombinacijah za preverjanje mejnega stanja uporabnosti (Povzeto po: EN 1990 Eurocode 0: Basis of Structural Design: 54 str.)

Kombinacija	**Stalni vpliv G_d**	**Spremenljivi vplivi Q_d**	
		Prevladujoči	**Drugi**
Karakteristična (redka)	G_k (P_k)	Q_{k1}	ψ_{0i} Q_{ki}
Pogosta	G_k (P_k)	ψ_{11} Q_{k1}	ψ_{2i} Q_{ki}
Navidezno stalna	G_k (P_k)	ψ_{21} Q_{k1}	ψ_{2i} Q_{ki}

Mejno stanje uporabnosti za stavbe mora upoštevati kriterije, ki se navezujejo npr. na togost etaže, diferenčne pomike etaž, nihanje etaže oziroma stavbe in togost strehe. Vertikalne in horizontalne deformacije morajo biti določene v skladu z zahtevami SIST EN 1991 do 1999. Posebno pozornost je potrebno nameniti razlikovanju med povratnimi in nepovratnimi mejnimi stanji. Tri značilne kombinacije vplivov za MSU so simbolično določene z naslednjimi izrazi:

a) karakteristične (redke) kombinacije

   $\Sigma_{j\geq1}\ G_{kj}\ ''+''\ P_k\ ''+''\ Q_{k1}\ ''+''\ \Sigma_{i\geq1}\ \psi_{0i}\ Q_{ki}$

b) pogosta kombinacija

   $\Sigma_{j\geq1}\ G_{kj}\ ''+''\ P_k\ ''+''\ \psi_{11}\ Q_{k1}\ ''+''\ \Sigma_{i\geq1}\ \psi_{2i}\ Q_{ki}$

c) navidezno stalna kombinacija

   $\Sigma_{j\geq1}\ G_{kj}\ ''+''\ P_k\ ''+''\ \Sigma_{i>1}\ \psi_{2i}\ Q_{ki}$

Če je odločilno moramo upoštevati tudi obtežbo zaradi vsiljenih premikov in deformacij.

Omejitve navpičnih premikov konstrukcij (Povzeto po: 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, IZS: 1-51 str.)

Del konstrukcije	Mejne vrednosti pri karakteristični kombinaciji vplivov	
	w_{max}	$w_2 + w_3$
strehe nasploh	L/200*	L/250
pohodne strehe	L/250	L/300
stropovi nasploh	L/250	L/300
strehe in stropovi, ki nisijo krhke obloge (npr. mavec), in zelo toge predelne stene	L/300	L/350
stopovi, 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	
L razpon med podporami ali dvojna dolžina konzole		
Pomen simbolov: w_{max} – končni upogibek z upoštevanjem nadvišanja w_2 – del upogibka zaradi dolgotrajnega delovanja stalne obtežbe w_3 – dodatni del upogibka zaradi spremenljivih vplivov v ustrezni kombinaciji z zgornjimi enačbami		

Omejitve vodoravnih pomikov konstrukcij (Povzeto po: 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, IZS: 1-51 str.)

Vrsta stavbe	Mejne vrednosti pri karakteristični kombinaciji vplivov	
	u_i	u
pritlične industrijske stavbe brez žerjavnih prog	$H_1/150$	-
pritlične stavbe	$H_1/300$	-
večnadstropne stavbe	$H_1/300$	H/500
Pomen simbolov: u – celotni vodoravni pomik konstrukcije višine H u_i – vodoravni pomik etaže višine H_i		

7 STATIČNI RAČUN

Celotno poglavje se nanaša na izboljšano konstrukcijo. Izboljšavo sem dosegel z zamenjavo določenih elementov in z dodajanjem nekaterih, za nosilnost in stabilnost, pomembnih elementov konstrukcije. Z uvedbo teh sprememb oziroma dodatkov sem dosegel globalno stabilnost konstrukcije in s pomočjo programa uspel izračunati statične količine, ki so osnova za nadaljnje dimenzioniranje.

Preglednica 2: Zamenjani in dodani konstrukcijski elementi obravnavane hale

Pozicija*, Navedba elementa	**Osnovni model obravnavane montažne hale**	**Izboljšani model obravnavane montažne hale**
Zavetrovanje	Zavetrovanje izvedeno z napenjalkami Φ25mm.	Zavetrovanje izvedeno z jekleni profili HOP 120x80x6mm,.
Vrh stebrov po obodu objekta, POZ H1 in H7 na levem delu, POZ H1 in H5 na desnem delu	Brez elementov.	Med stebre po obodu objekta, v višini kapi strehe je v vsakem rastru vložen členkasto povezan jekleni profil IPB200.

*Glej prilogo 1: Statični izračun

7.1 Definiranje obtežb

7.1.1 Osnovni podatki

Obtežba s snegom: cona C, $s_k = 1{,}90$ kN/m^2

Potresna cona: projektni pospešek $a_g/g = 0{,}175$, kategorija tal C,
razred pomembnosti II, faktor pomembnosti $\gamma_1 = 1{,}0$

Vetrovna cona: cona A

Srednjo hitrost vetra v_m določimo na podlagi osnovne hitrosti vetra v_b, ki je odvisna od vetrne cone in višinske spremenljivosti vetra določene iz hrapavosti in oblike terena.

Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ je karakteristična 10 minutna srednja hitrost vetra, neodvisna od smeri vetra in časa v letu, na višini 10m nad ravnim odprtim terenom z nizko vegetacijo, kot je trava in izoliranimi ovirami z minimalno medsebojno oddaljenostjo 20-ih višin ovire.

Osnovna hitrost vetra izračunamo iz izraza:

$$v_b = c_{dir}\ c_{season}\ v_{b,0},$$

kjer je:

$v_{b,0}$ – temeljna hitrost vetra

c_{dir} – smerni faktor (=1,0)

c_{season} – faktor letnega časa (=1,0)

Temeljna hitrost vetra $v_{b,0}$ = 25m/s. Sledi:

$$v_b = 1{,}0\ .\ 1{,}0\ .\ 25\text{m/s} = 25\text{m/s}$$

Srednja hitrost vetra $v_m(z)$ na višini z nad terenom je odvisna od hrapavosti in hribovitosti terena ter od osnovne hitrosti vetra v_b. Določi se z uporabo izraza:

$$v_m(z) = c_r(z)\ c_o(z)\ v_b$$

kjer je:

$c_r(z)$ – faktor hrapavosti

$c_o(z)$ – faktor hribovitosti terena

<u>Faktor hrapavosti</u>

Faktor hrapavosti $c_r(z)$ zajema spremenljivost srednje hitrosti vetra na lokaciji konstrukcije zaradi višine nad nivojem terena in hrapavosti terena in vplivne dolžine, kjer je vplivna dolžina razdalja na privetrni strani, do katere na določeni višini sega vpliv hrapavosti.

$$c_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \qquad \text{za } z_{min} \le z \le 200\text{m}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \qquad \text{za } z < z_{min}$$

kjer je:

z_0 – hrapavostna dolžina

k_r – faktor terena odvisen od hrapavostne dolžine z_0, ki se ga izračuna po enačbi: $k_r = 0{,}19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0{,}07}$, kjer je:

$z_{0,II}$ – 0,05m (teren II. kategorije)

z_{min} – določena minimalna višina

z_{max} – vzamem 200m

z_o, z_{min} – sta odvisna od kategorije terena

Za II. kategorijo terena velja:

$k_T = 0{,}19$; $z_0[m] = 0{,}05$; $z_{min}[m] = 2{,}0$; $\varepsilon = [0{,}26]$

$$z = 8{,}02m \Rightarrow c_r(z) = k_r \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) = 0{,}19 \ln \left(\frac{8{,}02}{0{,}05} \right) = \underline{0{,}96}$$

Turbulenca vetra

Intenziteta turbulence $I_v(z)$ na višini z je določena kot količnik standardne deviacije turbulence in srednje hitrosti vetra. Turbulentna komponenta pri hitrosti vetra ima srednjo hitrost 0 in standardno deviacijo σ_{vb}.

$$\sigma_{vb} = k_r \, v_b \, k_I$$

Z upoštevanjem priporočljivih pravil za določitev $I_v(z)$,

$$I_v(z) = \frac{\sigma_{vb}}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_o(z) \ln(z / z_o)} \qquad \text{za } z_{min} < z < z_{max},$$

kjer je:

k_I – faktor turbulence $k_I = 1{,}0$

c_o – faktor oblike terena

z_o – hrapavostna dolžina,

dobimo:

$$I_v(z) = \frac{1{,}0}{1{,}0 \ln(8{,}02m / 0{,}05m)} = \underline{0{,}20}$$

Tlak pri največji hitrosti pri sunkih vetra

Določitev tlaka pri največji hitrosti pri sunkih vetra $q_p(z)$ na višini z, ki vključuje srednjo in kratkotrajno hitrostno spremenljivost s časom.

$$q_p(z) = [1+7I_v(z)] \, \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) = c_e(z) \, q_b$$

kjer je:

ρ - gostota zraka 1,25kg/m^3,

$c_e(z)$ – faktor izpostavljenosti, Vrednosti $c_e(z)$ za položen teren ($c_o(z)$ = 1) so podane na sliki 4.2, iz katerega sledi, da je koeficient izpostavljenosti za obravnavan primer (kategorija II, z=8,02m) $c_e(z)$ = 2,19.

q_p – osnovni tlak določen kot $q_p = ½\ \rho v_b^2$

Sledi,

$q_p(z) = 2{,}19 \cdot 0{,}5 \cdot 1{,}25 kg/m^3 \cdot 25^2\ m^2/s^2$

$q_p(z) = 0{,}86 kN/m^2$

Tlak vetra na površine

Tlak vetra na zunanje površine dobimo z enačbo:

$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$, kjer je c_{pe} koeficient zunanjega tlaka.

Tlak vetra na notranje površine dobimo z enačbo:

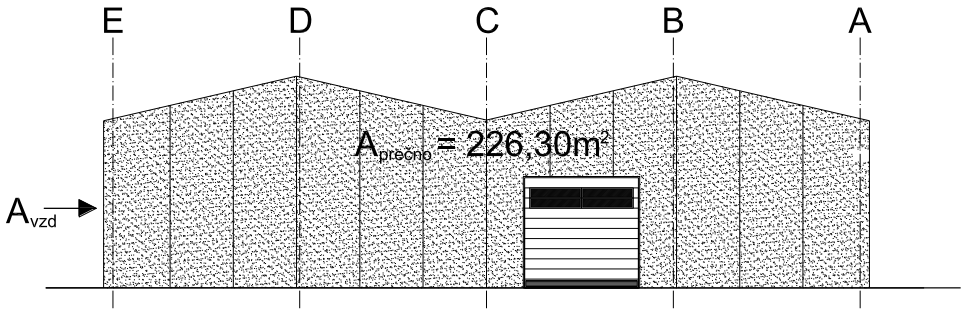
$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}$, kjer je c_{pi} koeficient notranjega tlaka.

Neto tlak vetra na element predstavlja razlika med tlakoma na nasprotnih površinah, w_e in w_i, upoštevajoč predznak.

Vpliv trenja ob površinah objekta

Vpliv trenja na površine vzporedne s smerjo vetra lahko zanemarimo, če je celotna površina vseh površin vzporednih z vetrom enaka ali manjša od štirikratne površine vseh zunanjih površin pravokotnih na veter. Za konkretni primer torej sledi, da vpliv trenja vzdolž daljše stranice objekta v računu upoštevamo; A_{vzd} = 535,85m^2, $A_{prečno}$ = 226,30m^2 $\Rightarrow$

$2A_{vzd}$ = 1071,70m^2 > $4A_{prečno}$ = 905,20m^2



Slika 16: Oznaka površin fasade za določitev vpliva vetra

Aerodinamični koeficienti tlaka za stavbe

Koeficienti zunanjega tlaka c_{pe} za stavbe in dele stavb so odvisni od velikosti obtežne površine A. Vrednosti se uporabljajo za ortogonalne smeri vetra in predstavljajo najbolj neugodne vrednosti.

$\mathbf{A \geq 10m^2 \Rightarrow c_{pe} = c_{pe,10}}$

$A \leq 1m^2 \Rightarrow c_{pe} = c_{pe,1}$

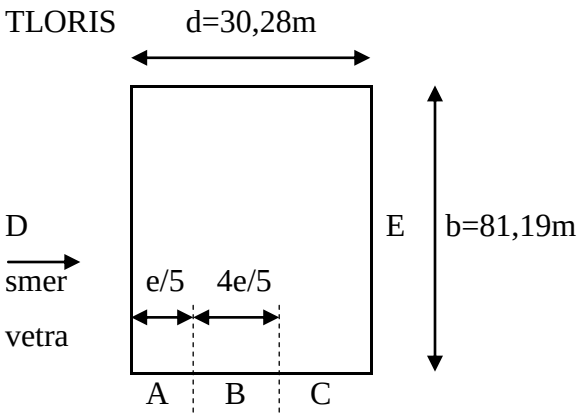
$1m^2 < A < 10m^2 \Rightarrow c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \log_{10} A$

Referenčna višina (z_e) za stene pravokotnega tlorisa je odvisna od razmerja h/b in se deli na tri kategorije:

- stavbe katerih višina je h < b,
- stavbe katerih višina je h > b in h < 2b,
- stavbe katerih višina je h > 2b.

Koeficienti zunanjega tlaka na stene

a) Veter pravokotno na daljšo stranico objekta



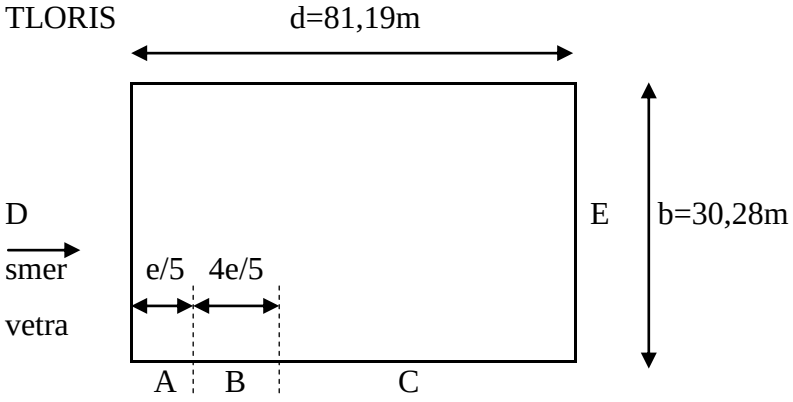
Slika 17: Območje tlakov na navpičnih stenah

$e = \min \begin{cases} b \\ 2h \end{cases} \Rightarrow e = 2h = 16{,}04m$

Iz pogojev d > e in h/d = 8,02/30,28m = 0,26 ob upoštevanju tabele 7.1: Koeficienti zunanjega tlaka za vertikalne stene stavb pravokotnega tlorisa, iz SIST EN 1991-1-4, sledi:

Cona	**A**	**B**	**C**	**D**	**E**
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
0,26	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3

b) Veter pravokotno na krajšo stranico objekta



A=e/5; B=4e/5

Slika 18: Območje tlakov na navpičnih stenah

$$e = \min \begin{cases} b \\ 2h \end{cases} \Rightarrow e = 2h = 16{,}04\text{m}$$

Iz pogojev d > e in h/d = 8,02/81,19m = 0,10 ob upoštevanju tabele 7.1: Koeficienti zunanjega tlaka za vertikalne stene stavb pravokotnega tlorisa iz SIST EN 1991-1-4, sledi:

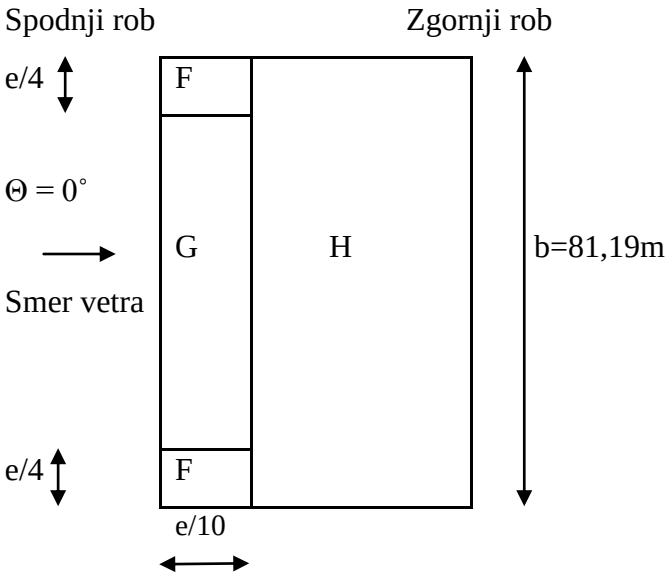
Cona	**A**	**B**	**C**	**D**	**E**
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
0,10	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3

c) Obtežba vetra na streho

Koeficiente c_{pe} za obravnavan primer večslemenske strehe predstavljajo kombinacije c_{pe} za enokapne in za koritaste strehe.

Koeficienti zunanjega tlaka na streho – enokapna streha

Referenčna višina $z_e = h = 8{,}02$ m



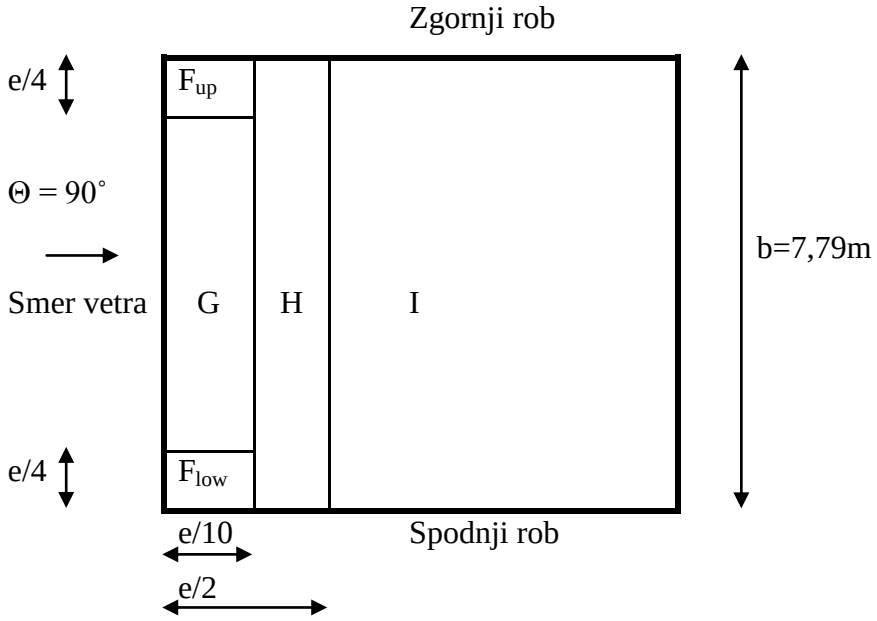
Slika 19: Območje tlakov na strehi pravokotno na daljšo stranico objekta

$$e = \min \begin{cases} b \\ 2h \end{cases} \Rightarrow e = 2h = 16{,}04\text{m}$$

Koeficienti tlaka $c_{pe,10}$ po območjih strehe:

	Območje za smer vetra Θ = 0°				
Naklon	**F**		**G**		**H**
α	$c_{pe,10}$		$c_{pe,10}$		$c_{pe,10}$
15°	-0,9	+0,2	-0,8	+0,2	+0,2

Pri strehah z nakloni med -5˚ do +45˚ se tlak hitro menja med pozitivnimi in negativnimi vrednostmi.



Slika 20: Območje tlakov na strehi pravokotno na krajšo stranico objekta

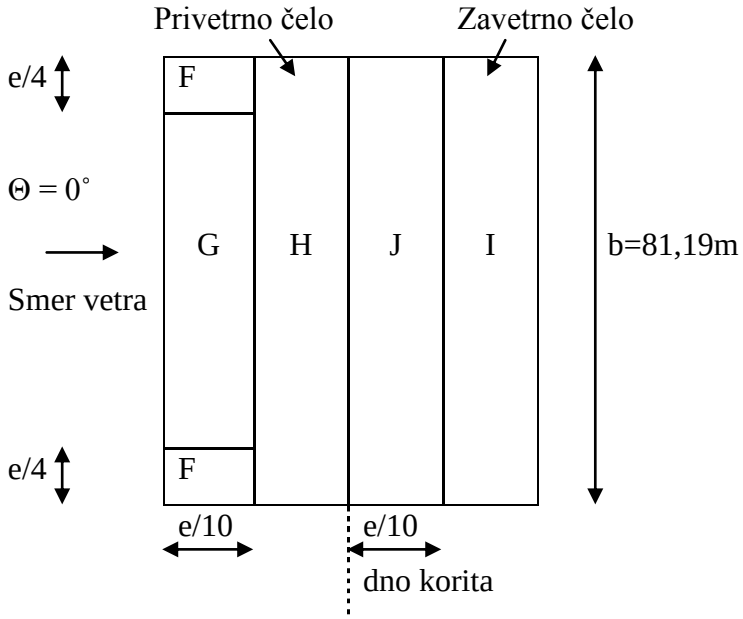
$$e = \min \begin{cases} b \\ 2h \end{cases} \Rightarrow e = b = 7{,}79\text{m}$$

Koeficienti tlaka $c_{pe,10}$ po območjih strehe:

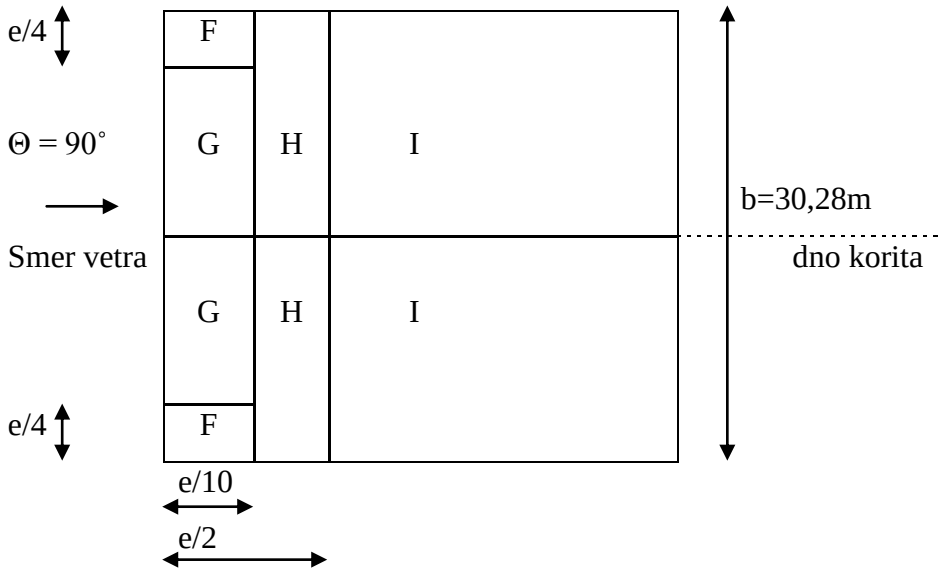
	Območje za smer vetra Θ = 90˚				
Naklon	**F_{up}**	**F_{low}**	**G**	**H**	**I**
α	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
15°	-2,4	-2,9	-1,9	-0,8	-0,7

Koeficienti zunanjega tlaka na streho – dvokapna koritasta streha

Referenčna višina $z_e = h = 8{,}02$ m



Slika 21: Območje tlakov na dvokapni strehi, pravokotno na daljšo stranico objekta



Slika 22: Območje tlakov na dvokapni strehi, pravokotno na krajšo stranico objekta

$$e = \min \begin{cases} b \\ 2h \end{cases} \Rightarrow e = 2h = 16{,}04\text{m}$$

Koeficienti tlaka $c_{pe,10}$ po območjih strehe:

	Območje za smer vetra Θ = 0˚				
Naklon	**F**	**G**	**H**	**I**	**J**
α	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
-15°	-2,5	-1,3	-0,9	-0,5	-0,7

Koeficienti tlaka $c_{pe,10}$ po območjih strehe:

	Območje za smer vetra Θ = 90˚			
Naklon	**F**	**G**	**H**	**I**
α	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
-15°	-1,9	-1,2	-0,8	-0,8

7.1.2 Obtežbe

1. Lastna teža

   Lastno težo konstrukcije upošteva program avtomatično.

2. Koristna obtežba strehe: $q = 1{,}00\ kN/m^2$ (občasna vzdrževalna dela)

3. Obtežba snega: $s_k = 1{,}90\ kN/m^2$

   $S = \mu\ C_e\ C_t\ s_k = 1{,}52 kN/m^2$

   $\mu = 0{,}8$ (oblikovni koeficient)

   $C_e = 1{,}0$ (koeficient izpostavljenosti)

   $C_t = 1{,}0$ (termični koeficient)

4. Obtežba vetra po smereh delovanja:

   - Obtežba vetra v smeri pravokotno na daljšo stran objekta [kN/m]

   Srk pravokotno na smer vetra v osi 1-A, pritličje: 3,89kN/m

   Srk pravokotno na smer vetra v osi 1-A, etaža: 6,47kN/m

   Srk pravokotno na smer vetra v osi 1-B, pritličje: 5,09kN/m

   Srk pravokotno na smer vetra v osi 1-C, pritličje: 4,37kN/m

   Srk pravokotno na smer vetra v osi 1-C, etaža: 4,24kN/m

   Srk pravokotno na smer vetra v osi 1-D, pritličje: 3,17kN/m

Srk pravokotno na smer vetra v osi 1-E, pritličje: 1,75kN/m

Srk pravokotno na smer vetra v osi 1-E, etaža: 3,35kN/m

Preglednica 3: Obtežba vetra v smeri pravokotno na daljšo stran objekta [kN/m]

Os	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**
tlak	1,42	2,40	2,40	2,40	2,40	1,32	1,32	2,40	2,40	2,40	2,40
srk	0,62	1,04	1,04	1,04	1,04	0,57	0,57	1,04	1,04	1,04	1,04
Os	**12**	**13**	**14**	**15**	**16**	**17**	**18**	**19**	**20**	**21**	**22**
tlak	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	1,42
srk	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	0,62

Srk pravokotno na smer vetra v osi 22-A: 6,47kN/m

Srk pravokotno na smer vetra v osi 22-C: 8,47kN/m

Srk pravokotno na smer vetra v osi 22-E: 3,35kN/m

- Obtežba vetra v smeri pravokotno na krajšo stran objekta [kN/m]

Tlak v smeri vetra v osi 1-A, pritličje: 2,44kN/m^1

Tlak v smeri vetra v osi 1-A, etaža: 4,69kN/m^1

Tlak v smeri vetra v osi 1-B, pritličje: 4,43kN/m^1

Tlak v smeri vetra v osi 1-C, pritličje: 4,43kN/m^1

Tlak v smeri vetra v osi 1-C, etaža: 4,42kN/m^1

Tlak v smeri vetra v osi 1-D, pritličje: 4,43kN/m^1

Tlak v smeri vetra v osi 1-E, pritličje: 4,43kN/m^1

Tlak v smeri vetra v osi 1-E, etaža: 4,69kN/m^1

Preglednica 4: Obtežba vetra v smeri pravokotno na krajšo stran objekta [kN/m]

Os	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**
srk	2,49	3,03	2,67	2,14	2,14	0,95	0,95	1,72	1,72	1,72	1,72
Os	**12**	**13**	**14**	**15**	**16**	**17**	**18**	**19**	**20**	**21**	**22**
srk	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,02

Srk v smeri vetra v osi 22-A: 2,00kN/m

Srk v smeri vetra v osi 22-C: 3,79kN/m

Srk v smeri vetra v osi 22-E: 2,00kN/m

- Obtežba vetra v smeri pravokotno na daljšo stran strehe [kN/m^1]

Preglednica 5: Obtežba vetra v smeri pravokotno na daljšo stran strehe [kN/m] - prva kap

Os	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**
Tlak	0,40	0,68	0,68	0,68	0,68	0,37	0,37	0,68	0,68	0,68	0,68
Os	**12**	**13**	**14**	**15**	**16**	**17**	**18**	**19**	**20**	**21**	**22**
Tlak	0,68	0,68	0,68	0,68	0,68	0,68	0,68	0,68	0,68	0,68	0,40

Preglednica 6: Obtežba vetra v smeri pravokotno na daljšo stran strehe [kN/m] - druga kap

Os	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**
Srk	5,10	4,48	4,48	4,48	4,48	2,46	2,46	4,48	4,48	4,48	4,48
	1,82	3,08	3,08	3,08	3,08	1,69	1,69	3,08	3,08	3,08	3,08
Os	**12**	**13**	**14**	**15**	**16**	**17**	**18**	**19**	**20**	**21**	**22**
Srk	4,48	4,48	4,48	4,48	4,48	4,48	4,48	4,48	4,48	6,17	5,10
	3,08	3,08	3,08	3,08	3,08	3,08	3,08	3,08	3,08	3,08	1,82

Preglednica 7: Obtežba vetra v smeri pravokotno na daljšo stran strehe [kN/m] - tretja kap

Os	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**
Srk	1,02	1,72	1,72	1,72	1,72	0,95	0,95	1,72	1,72	1,72	1,72
	1,42	2,40	2,40	2,40	2,40	1,32	1,32	2,40	2,40	2,40	2,40
Os	**12**	**13**	**14**	**15**	**16**	**17**	**18**	**19**	**20**	**21**	**22**
Srk	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,02
	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	1,42

Preglednica 8: Obtežba vetra v smeri pravokotno na daljšo stran strehe [kN/m] - četrta kap

Os	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**
Srk	3,06	3,70	3,70	3,70	3,70	1,01	1,01	3,70	3,70	3,70	3,70
	1,10	1,85	1,85	1,85	1,85	1,48	1,48	1,85	1,85	1,85	1,85
Os	**12**	**13**	**14**	**15**	**16**	**17**	**18**	**19**	**20**	**21**	**22**
Srk	3,70	3,70	3,70	3,70	3,70	3,70	3,70	3,70	3,70	3,70	3,06
	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,10

- Obtežba vetra na streho v smeri pravokotno na krajšo stran objekta [kN/m^2]

  Prvi pas vpliva vetra
  Srk na spodnji strani vsake kapi: 2,49kN/m^2 po celi površini
  Srk v srednjem pasu vsake kapi: 1,63kN/m^2 po celi površini
  Srk na zgornji strani vsake kapi: 2,06kN/m^2 po celi površini

  Drugi pas vpliva vetra (srk): 0,69kN/m^2 po celi površini
  Tretji pas vpliva vetra (srk): 0,60kN/m^2 po celi površini

5. Stalna obtežba:

• keramične ploščice	23kN/m^3 x 0,01m =	0,23kN/m^2
• cementni estrih	22kN/m^3 x 0,05m =	1,10kN/m^2
• toplotna izolacija	0,72kN/m^3 x 0,06m =	0,04kN/m^2
• spuščen strop	18kN/m^3 x 0,03m =	0,54kN/m^2
		1,91kN/m^2

6. Koristna obtežba (pisarne): q = 3,25kN/m^2 (predelne stene so upoštevane z nadomestno obtežbo 1,25kN/m^2)

7. Koristna obtežba (proizvodnja): q = 5,00kN/m^2 (sestavljanje končnih izdelkov brez večjih strojev)

8. Potresna obtežba

- Tip tal: C – globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, proda ali toge gline globine nekaj deset do več sto metrov
- Projektni pospešek tal: 0,175g
- Razred pomembnosti: II
- Faktor pomembnosti: 1,0
- Konstrukcijski sistem: Dvojni sistem
- Razred duktilnosti: DCM
- Osnovna vrednost faktorja obnašanja: $q_0 = 3{,}0\ \alpha_u / \alpha_1 = 3{,}3;\ (\alpha_u / \alpha_1) = 1{,}1$
- Faktor obnašanja: $q = q_0\ k_w = 3{,}3 \times 1{,}0 = 3{,}3$, kjer je k_w faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja.

7.1.3 Uporabljeni materiali

- beton C30/37
- armatura S500

8 ZAKLJUČEK

V prvem delu naloge so predstavljene nekatere od osnovnih lastnosti prefabriciranih elementov, uporaba in vrsta montažnih konstrukcij. Drugi del obravnava ustrezne rešitve nekaterih vezi in spojev prefabriciranih elementov, ki tvorijo prostorski model vsakega montažnega objekta in je njihova izvedba na gradbiščih včasih nepravilna oziroma neskladna z določili veljavnih standardov. Tretji del obravnava analizo osnovnega modela obravnavane montažne konstrukcije in mejna stanja navedena v standardih. Zadnji del naloge je statični izračun, ki obravnava izboljšano zasnovo obravnavane montažne hale. Izboljšavo sem dosegel z zamenjavo določenih elementov in z dodajanjem nekaterih, za nosilnost in stabilnost, pomembnih elementov konstrukcije. Z uvedbo teh sprememb oziroma dodatkov sem dosegel globalno stabilnost konstrukcije in s pomočjo programa uspel izračunati statične količine, ki so osnova za nadaljnje dimenzioniranje (glej Preglednico 2).

Tako izboljšana konstrukcija je poleg vertikalne obtežbe sposobna prenašati tudi morebitne potresne obremenitve. Zaradi, po svoji zasnovi, različnosti levega in desnega dela konstrukcije sta le-ti obravnavani ločeno. Na »stiku« sta konstrukciji med seboj oddaljeni za 5cm. Prav tako sta različni tudi njuni nihajni obliki. Največji pomik levega dela konstrukcije proti desnemu (v smeri globalne osi x) znaša 3,96cm. Največji pomik desnega dela konstrukcije proti levemu pa 5,18cm. Iz tega sledi, da je razmak med nosilno konstrukcijo levega dela in nosilno konstrukcijo desnega dela premajhen in, da bi se ob potresu konstrukciji lahko zaleteli ena v drugo.

Stebri po obodu objekta so temeljeni na pasovnem, montažnem temelju kar pomeni, da je spoj med stebri in temeljem členkast. Stebri v notranjosti objekta so temeljeni na točkovnih temeljih kar pomeni, da so delno vpeti. Kljub mozniku, katerega dolžina znaša 10cm, vgrajenega v steber za montažo v pasovni temelj takšne povezave stebrov in temeljev niso najprimernejše.

Računski del diplomske naloge torej dokazuje, da takšen tip konstrukcije, kljub njenim izboljšavam, ni primeren za uporabo na območju Slovenije s svojimi potresnimi lastnostmi. V primeru ponovne zasnove takšne konstrukcije bi ta morala biti bolj toga. Le tako bi lahko pričakovali manjše pomike v primeru delovanja horizontalne obtežbe. V fazi dimenzioniranja

bi bile potrebne še določene spremembe in računske kontrole stikov, npr. strižna odpornost moznikov na mestu stika s temeljem, zagotovitev kontinuirnosti nosilcev, izvedba horizontalnih vezi okrog medetažnih plošč ipd.

VIRI

Duhovnik J. 1998. Statika linijskih konstrukcij 1. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 224 str.

Elliott, Kim S. 2002. Precast concrete structures. Oxford, Butterworth-Heinemann: 375 str.

Fajfar, P. Projektiranje potresno odpornih konstrukcij. Evrokod 8 – splošno in analiza. Prosojnice. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo: 98 f.

Fajfar, P. 1990. Osnove potresnega inženirstva. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo: 83 str.

2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, IZS: 1077 str.

Tower 5.5. Radimpex Software. Zgoščenka.

Standardi:
SIST EN 1990 Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij.
Nacionalni dodatek k SIST EN 1990.
SIST EN 1991-1-1 Evrokod 1 – Vplivi na konstrukcije – 1-1.del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.
SIST EN 1991-1-1 Evrokod 1 – Vplivi na konstrukcije – 1-3.del: Splošni vplivi – Obtežba snega.
SIST EN 1991-1-1 Evrokod 1 – Vplivi na konstrukcije – 1-4.del: Splošni vplivi – Obtežba vetra.
SIST EN 1992 Evrokod 2 – Projektiranje betonskih konstrukcij.

SIST EN 1998 Evrokod 8 – Projektiranje potresno odpornih konstrukcij.

PRILOGE

Priloga 1: Statični račun levega dela konstrukcije

Priloga 2: Statični račun desnega dela konstrukcije

Priloga 3: Načrt arhitekture

Priloga 1: Statični račun levega dela konstrukcije

Vsebina:

1. Vhodni podatki konstrukcije
2. Dispozicija okvirjev ali pozicijski načrt
3. Aksonometrični prikaz
4. Vhodni podatki – obtežba
    - Vrste obtežb
    - Kombinacije obtežb
    - Prikaz delovanja posamezne obtežbe na konstrukcijo in kombinacije obtežb
5. Modalna analiza
6. Seizmični preračun
7. Statični izračun
    - Prikaz izračuna največjih pomikov nosilnih sklopov konstrukcije v smeri lokalnih osi
    - Prikaz izračuna največjih notranjih statičnih količin nosilnih sklopov konstrukcije v smeri lokalnih osi (osnih sil, prečnih sil, upogibnih in torzijskih momentov)

Priloga 2: Statični račun desnega dela konstrukcije

Vsebina:

1. Vhodni podatki konstrukcije
2. Dispozicija okvirjev ali pozicijski načrt
3. Aksonometrični prikaz
4. Vhodni podatki – obtežba
    - Vrste obtežb
    - Kombinacije obtežb
    - Prikaz delovanja posamezne obtežbe na konstrukcijo in kombinacije obtežb
5. Modalna analiza
6. Seizmični preračun
7. Statični izračun
    - Prikaz izračuna največjih pomikov nosilnih sklopov konstrukcije v smeri lokalnih osi
    - Prikaz izračuna največjih notranjih statičnih količin nosilnih sklopov konstrukcije v smeri lokalnih osi (osnih sil, prečnih sil, upogibnih in torzijskih momentov)

Priloga 3: Načrt arhitekture

Vsebina:

1. Tloris pritličja M=1:50
2. Tloris nadstropja M=1:50
3. Prečni prerez A-A in B-B M=1:50

Vhodni podatki - Konstrukcija

Tabele materialov

No	Naziv materiala	E[kN/m2]	μ	γ[kN/m3]	αt[1/C]	Em[kN/m2]	μm
1	Beton MB 30	3.150e+7	0.20	25.00	1.000e-5	3.150e+7	0.20
2	Siporeks Plošče	2.500e+6	0.20	8.70	3.000e-3	2.500e+6	0.20
3	Beton MB 40	3.400e+7	0.20	25.00	1.000e-5	3.400e+7	0.20
4	Jeklo	2.100e+8	0.30	78.50	1.000e-5	2.100e+8	0.30

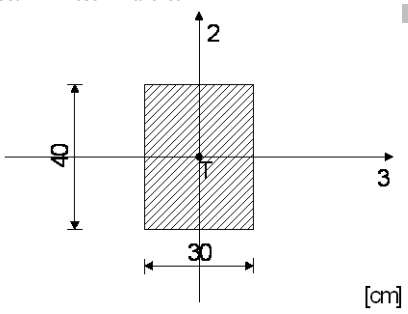
Seti plošč

No	d[m]	e[m]	Material	Tip preračuna	Ortotropija	E2[kN/m2]	G[kN/m2]	α
<1>	0.200	0.100	1	Tanka plošča	Izotropna			
<2>	0.150	0.075	2	Tanka plošča	Izotropna			

Seti gred

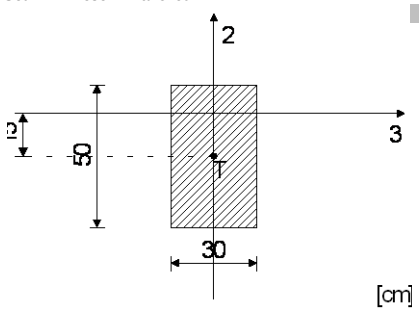
Set: 1 Presek: Pravokotni

Mat.	P/Z	A1	A2	A3	I1	I2	I3
3		1.200e-1	1.000e-1	1.000e-1	1.944e-3	9.000e-4	1.600e-3



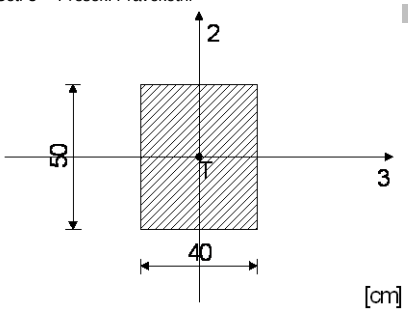
Set: 2 Presek: Pravokotni

Mat.	P/Z	A1	A2	A3	I1	I2	I3
3		1.500e-1	1.250e-1	1.250e-1	2.817e-3	1.125e-3	3.125e-3



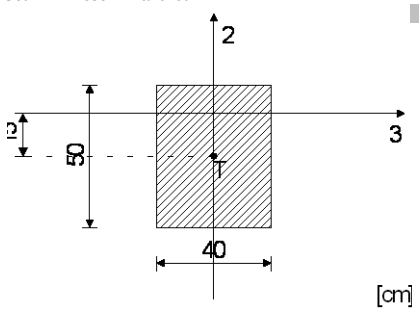
Set: 3 Presek: Pravokotni

Mat.	P/Z	A1	A2	A3	I1	I2	I3
3		2.000e-1	1.667e-1	1.667e-1	5.474e-3	2.667e-3	4.167e-3



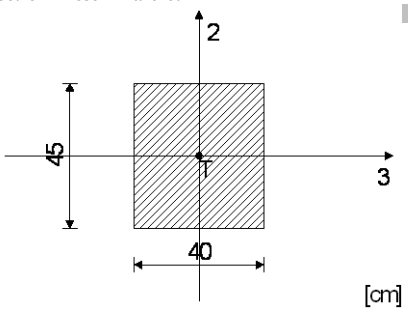
Set: 4 Presek: Pravokotni

Mat.	P/Z	A1	A2	A3	I1	I2	I3
3		2.000e-1	1.667e-1	1.667e-1	5.474e-3	2.667e-3	4.167e-3

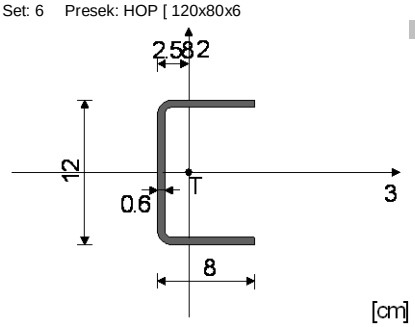


Set: 5 Presek: Pravokotni

Mat.	P/Z	A1	A2	A3	I1	I2	I3
3		1.800e-1	1.500e-1	1.500e-1	4.504e-3	2.400e-3	3.038e-3

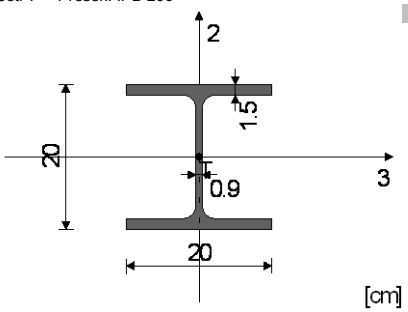


Set: 6 Presek: HOP [120x80x6



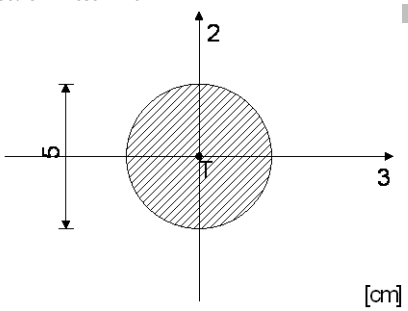
Mat.	P/Z	A1	A2	A3	I1	I2	I3
4	P+Z	1.561e-3	7.200e-4	9.600e-4	2.020e-8	1.016e-6	3.573e-6

Set: 7 Presek: IPB 200



Mat.	P/Z	A1	A2	A3	I1	I2	I3
4		7.810e-3	2.485e-3	5.325e-3	5.950e-7	2.000e-5	5.700e-5

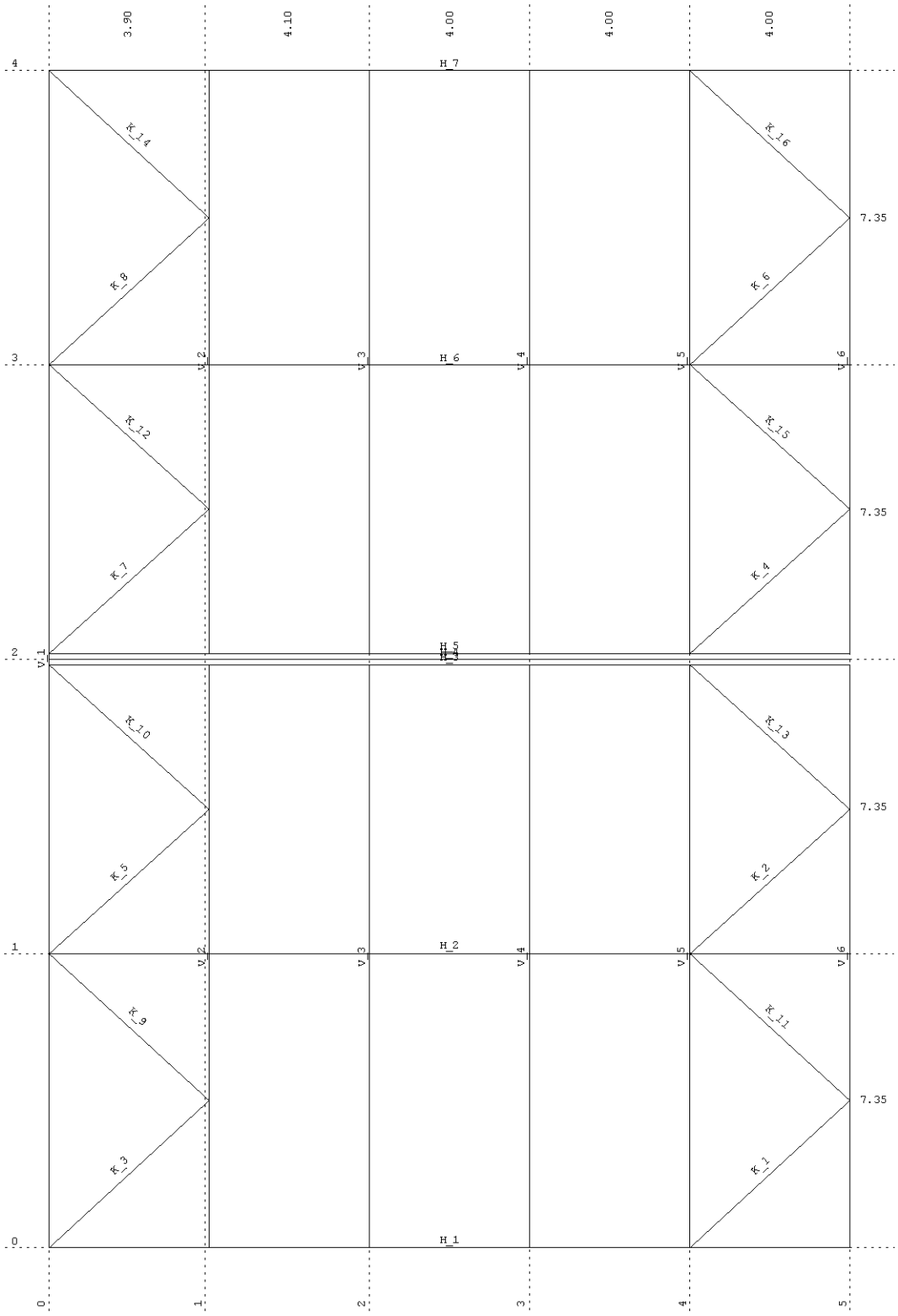
Set: 8 Presek: Krožni



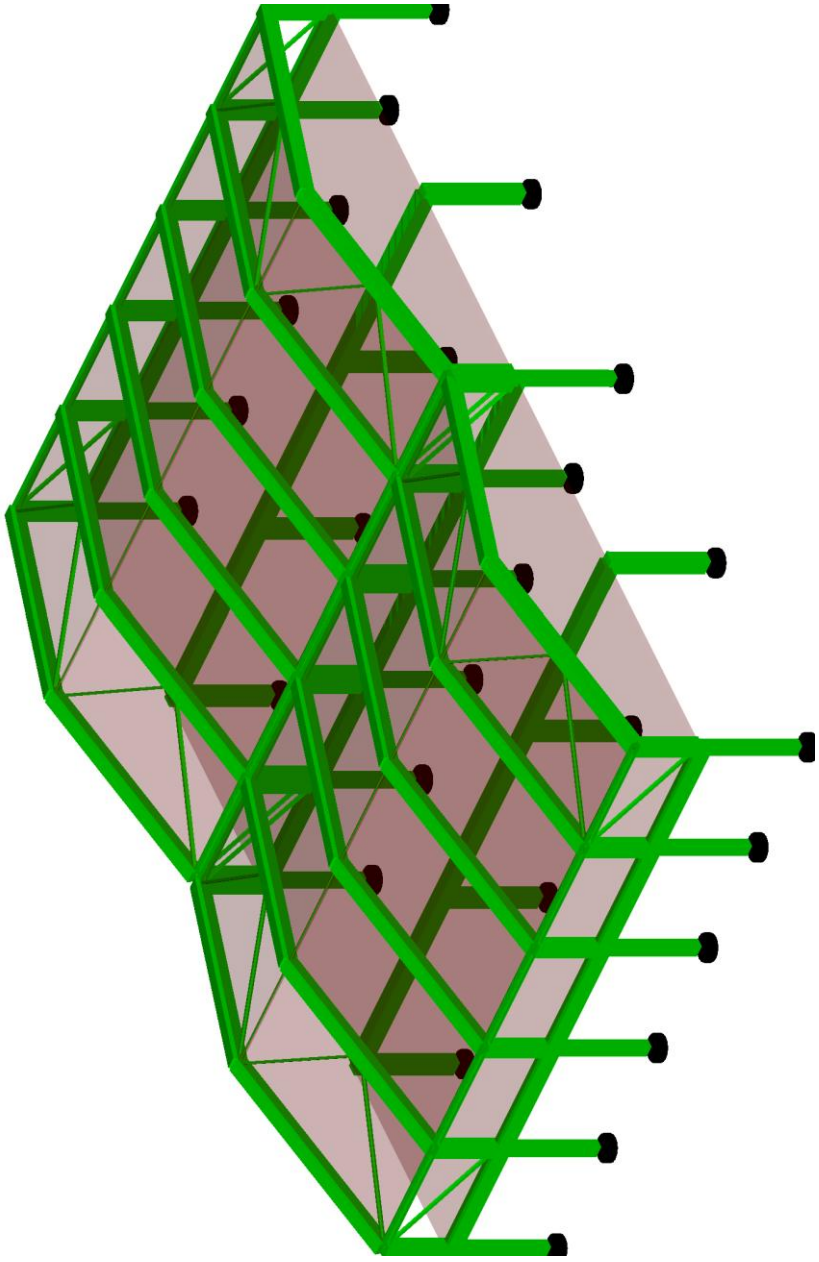
Mat.	P/Z	A1	A2	A3	I1	I2	I3
4		1.963e-3	1.767e-3	1.767e-3	6.136e-7	3.068e-7	3.068e-7

Seti točkovnih podpor

Set	K,R1	K,R2	K,R3	Os 1			Os 2		
	K,M1	K,M2	K,M3	x	y	z	x	y	z
1	1.000e+10 1.000e+10	1.000e+10 1.000e+10	1.000e+10 1.000e+10	1.000000	0.000000	0.000000	0.000000	1.000000	0.000000



Dispozicija okvirjev

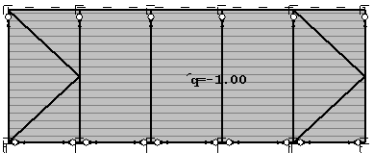


Izometrija

Lista obtežnih primerov

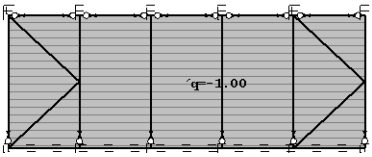
No	Naziv
1	Lastna teža (g)
2	Koristna obtežba strehe
3	Obtežba snega
4	Stalna obtežba etaže
5	Koristna obtežba pisarne
6	Koristna obtežba proizvodnja
7	Veter pravokotno na daljšo stran
8	Veter pravokotno na krajšo stran
9	Veter pravokotno na daljšo stran strehe
10	Veter pravokotno na krajšo stran strehe
11	Potres v osi X
12	Potres v osi Y
13	Potres v osi Z
14	Kombinacija: 1.35xI+ +1.5xII+1.5xIII+1.35xIV+1.5xV+1.5xVI
15	Kombinacija: 1.35xI+1.5xII+1.5xIII+1.35xIV+1.5xV+1.5xVI+ +1.5xVII+1.5xIX
16	Kombinacija: 1.35xI+1.5xII+1.5xIII+1.35xIV+1.5xV+1.5xVI+ +1.5xVIII+1.5xX
17	Kombinacija: 1.35xI+1.5xII+1.5xIII+1.35xIV+1.5xV+ +1.5xVI+0.75xVII+0.75xVIII+0.75xIX+0.75xX
18	Kombinacija: I+0.3xII+IV+0.3xV+0.3xVI+0.3xVIII+ +XI+0.3xXII+0.3xXIII
19	Kombinacija: I+0.3xII+IV+0.3xV+0.3xVI+0.3xVIII-1xXI- -0.3xXII-0.3xXIII
20	Kombinacija: I+0.3xII+IV+0.3xV+0.3xVI+0.3xVIII+ +0.3xXI+XII+0.3xXIII
21	Kombinacija: I+0.3xII+IV+0.3xV+0.3xVI+0.3xVIII-0.3xXI- -1xXII-0.3xXIII
22	Kombinacija: I+0.3xII+IV+0.3xV+0.3xVI+0.3xVIII+ +0.3xXI+0.3xXII+XIII
23	Kombinacija: I+0.3xII+IV+0.3xV+0.3xVI+0.3xVIII-0.3xXI- -0.3xXII-1xXIII

Obt. 2: Koristna obtežba strehe



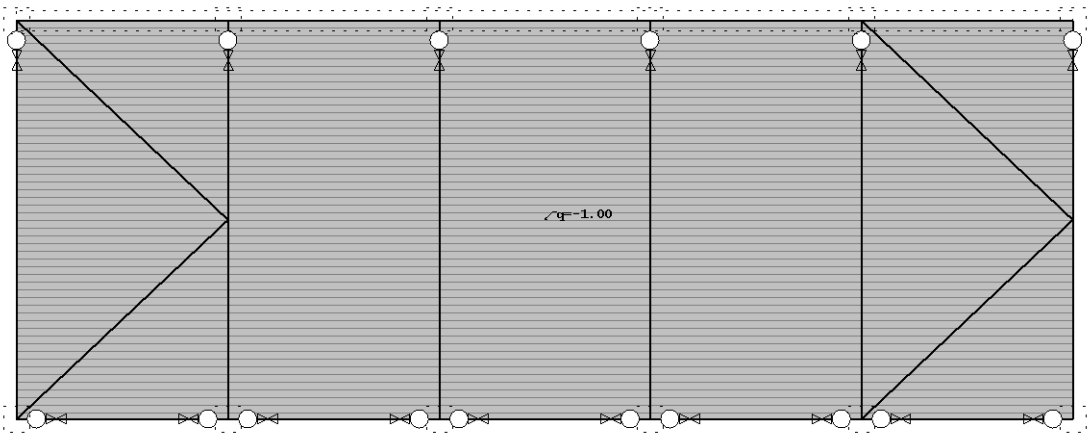
Pogled: 3

Obt. 2: Koristna obtežba strehe



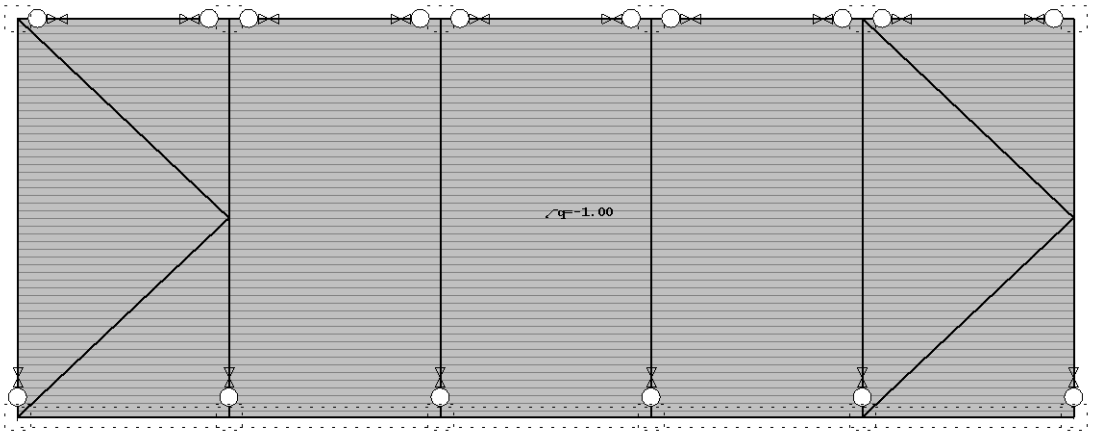
Pogled: 2

Obt. 2: Koristna obtežba strehe



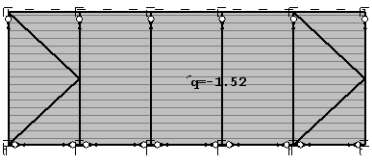
Pogled: 1

Obt. 2: Koristna obtežba strehe



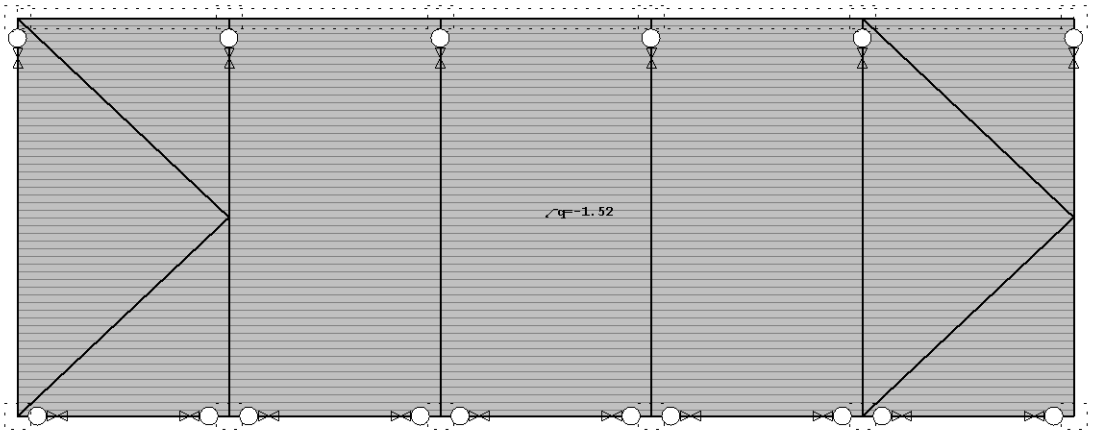
Pogled: 4

Obt. 3: Obtežba snega



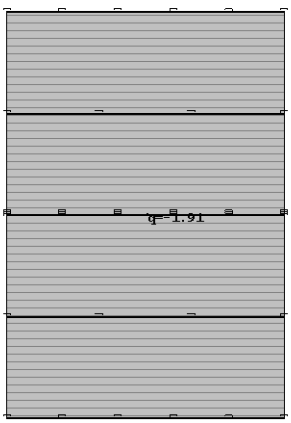
Pogled: 3

Obt. 3: Obtežba snega



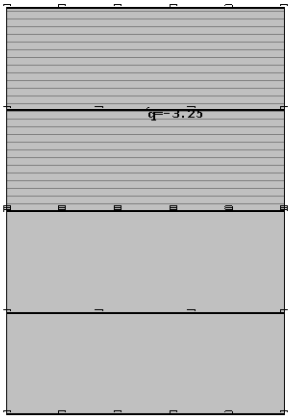
Pogled: 1

Obt. 4: Stalna obtežba etaže



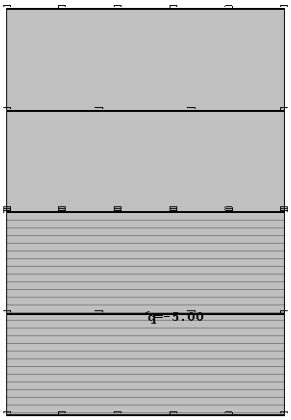
Niv o: Plošča nad pritličjem [3.25]

Obt. 5: Koristna obtežba pisarne



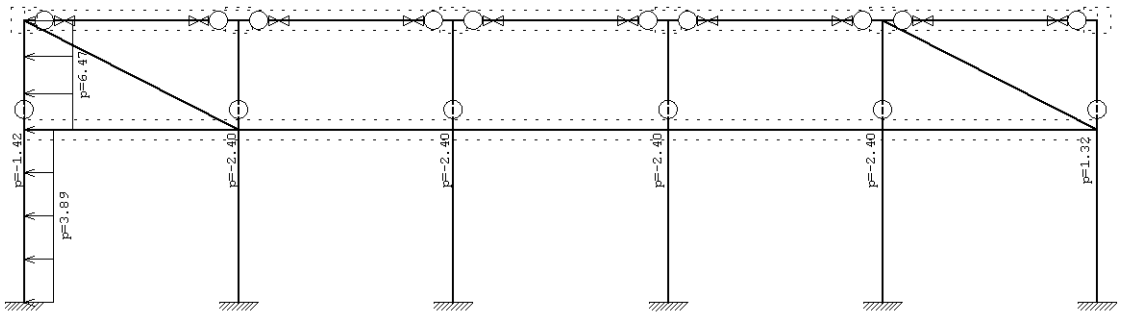
Nivo: Plošča nad pritličjem [3.25]

Obt. 6: Koristna obtežba proizvodnja



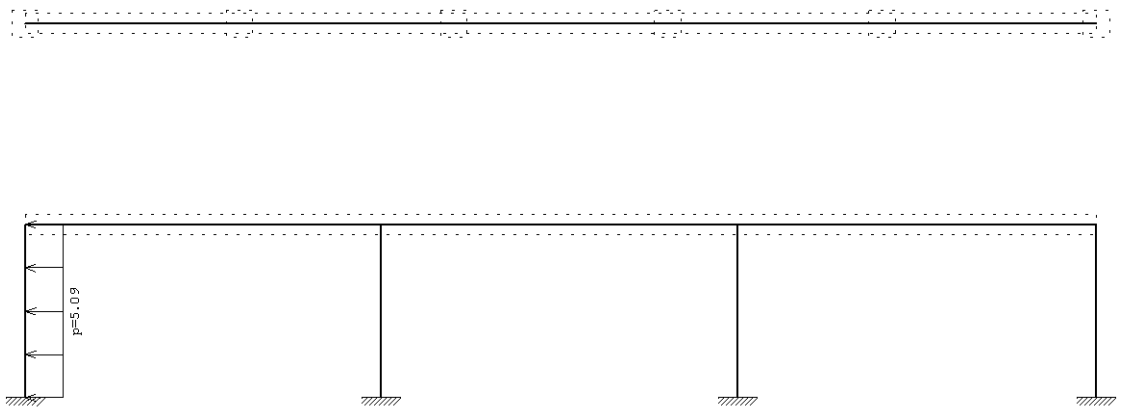
Nivo: Plošča nad pritličjem [3.25]

Obt. 7: Veter pravokotno na daljšo stran



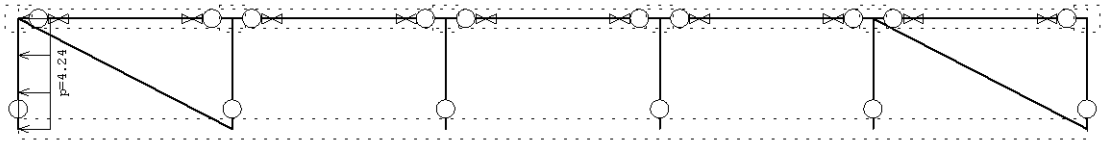
Okvir: H_1

Obt. 7: Veter pravokotno na daljšo stran



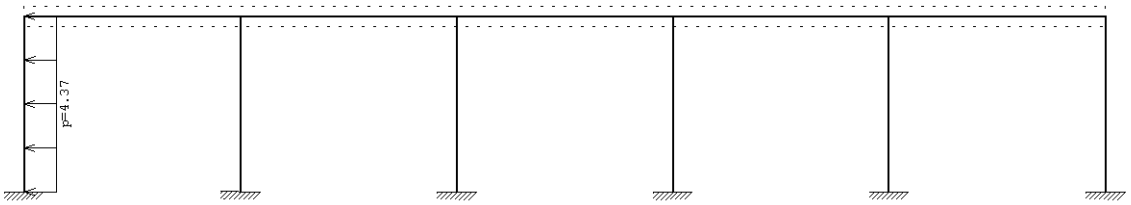
Okvir: H_2

Obt. 7: Veter pravokotno na daljšo stran



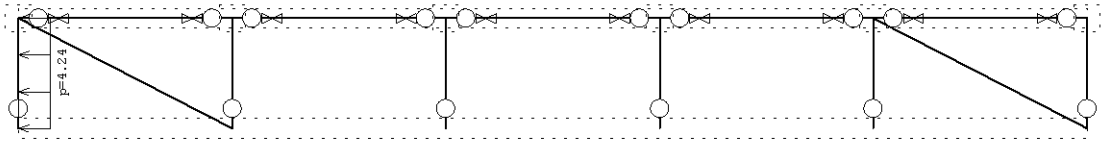
Okvir: H_3

Obt. 7: Veter pravokotno na daljšo stran



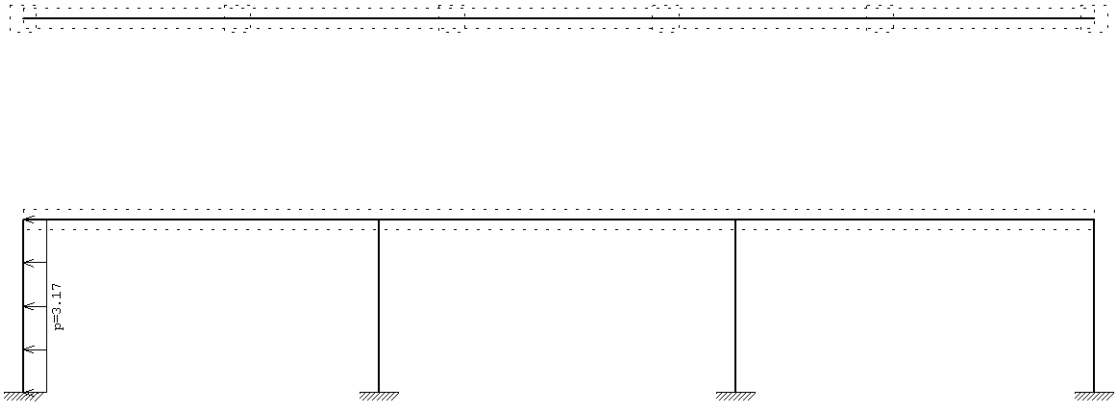
Okvir: H_4

Obt. 7: Veter pravokotno na daljšo stran



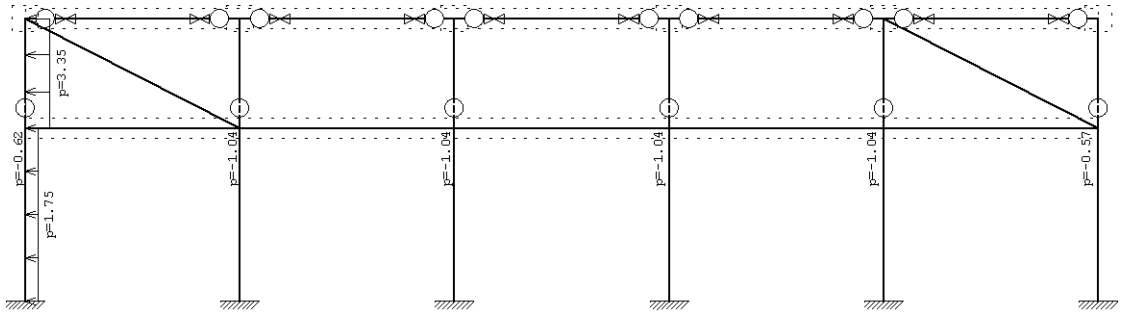
Okvir: H_5

Obt. 7: Veter pravokotno na daljšo stran



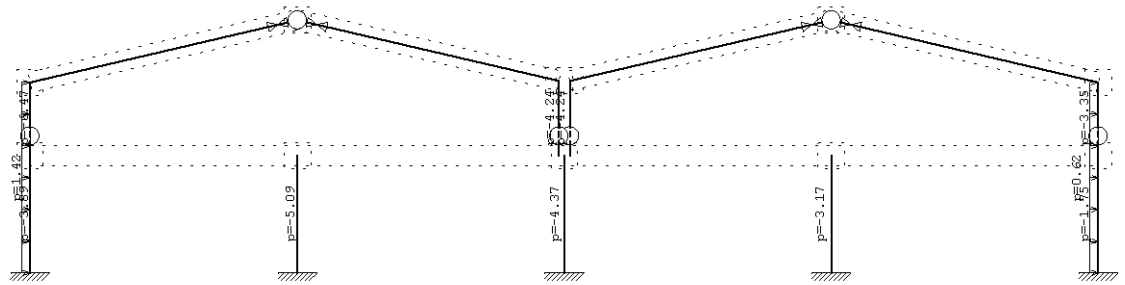
Okvir: H_6

Obt. 7: Veter pravokotno na daljšo stran



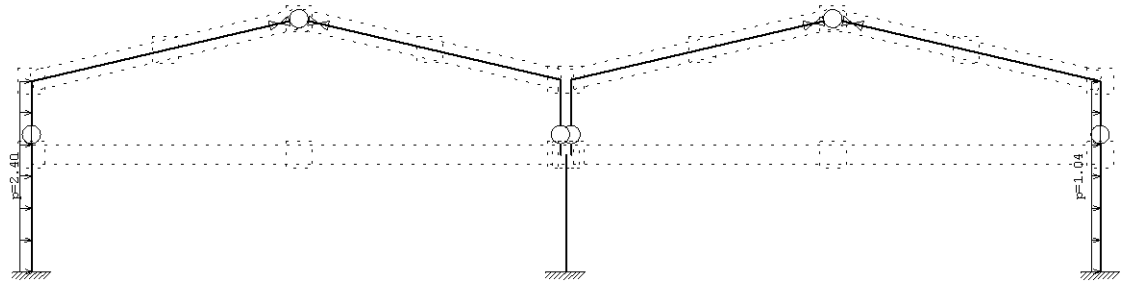
Okvir: H_7

Obt. 7: Veter pravokotno na daljšo stran



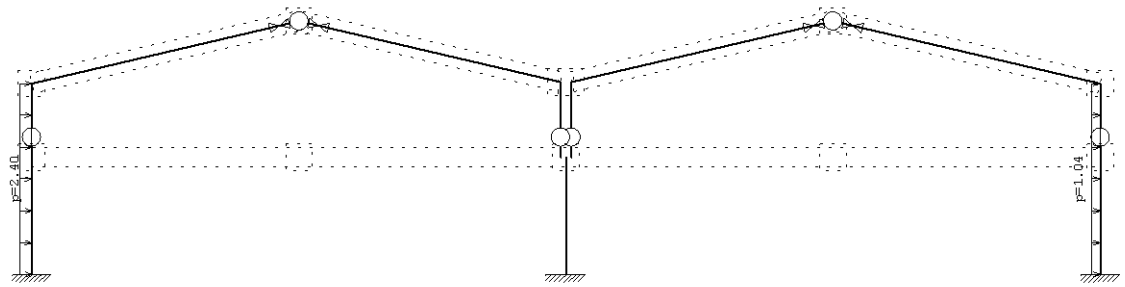
Okvir: V_1

Obt. 7: Veter pravokotno na daljšo stran



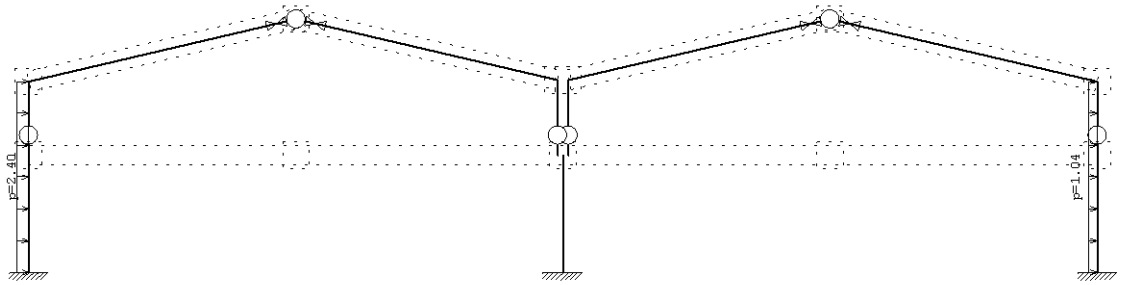
Okvir: V_2

Obt. 7: Veter pravokotno na daljšo stran



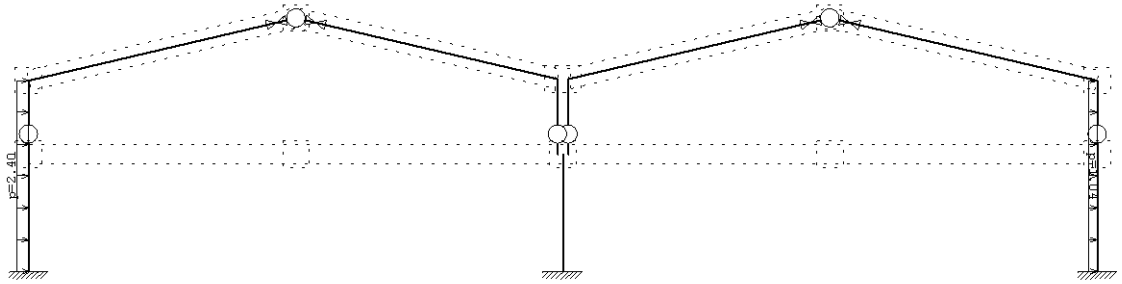
Okvir: V_3

Obt. 7: Veter pravokotno na daljšo stran



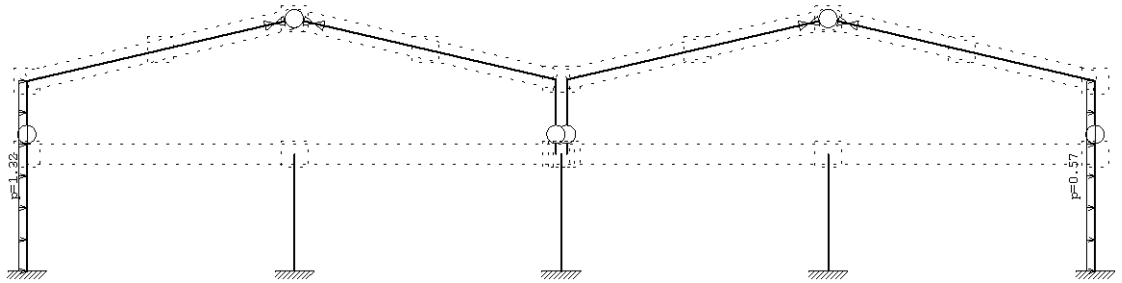
Okvir: V_4

Obt. 7: Veter pravokotno na daljšo stran



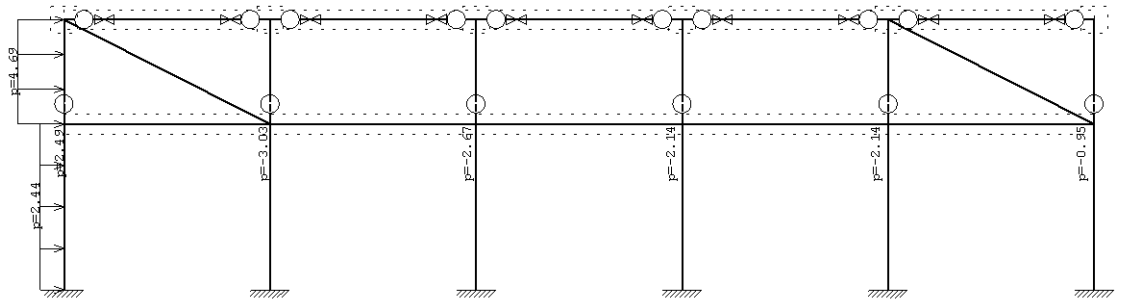
Okvir: V_5

Obt. 7: Veter pravokotno na daljšo stran



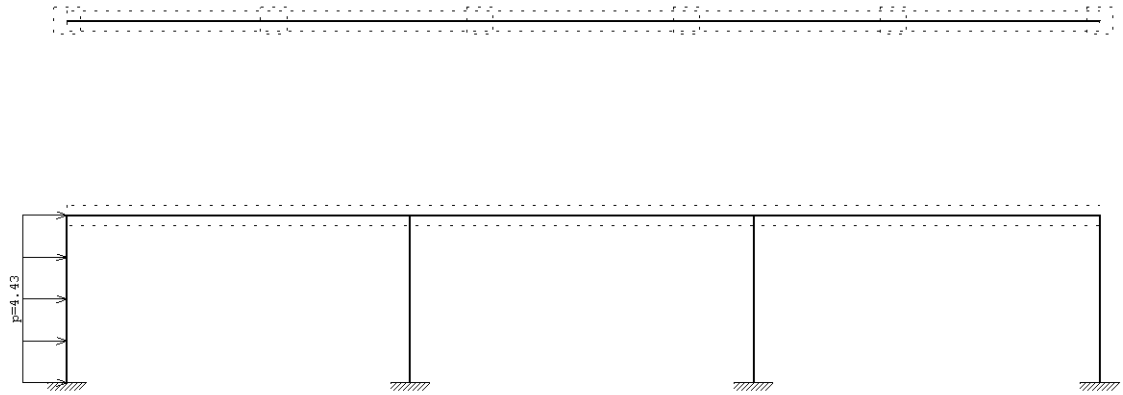
Okvir: V_6

Obt. 8: Veter pravokotno na krajšo stran



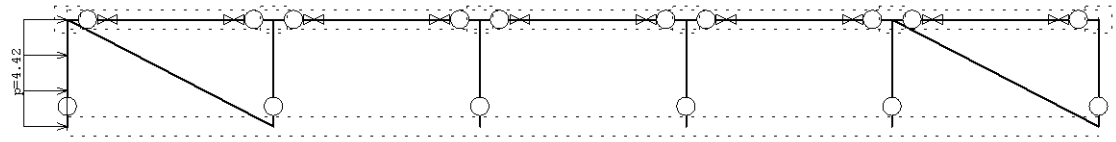
Okvir: H_1

Obt. 8: Veter pravokotno na krajšo stran



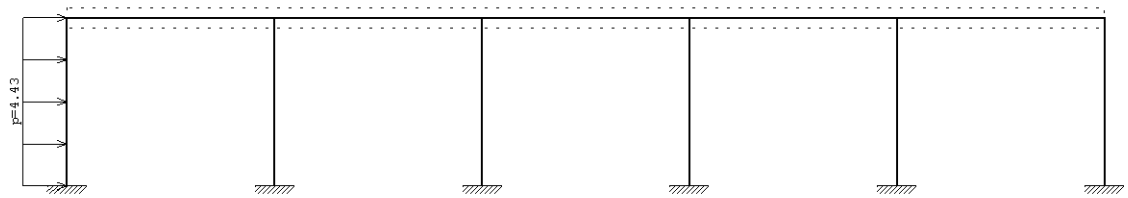
Okvir: H_2

Obt. 8: Veter pravokotno na krajšo stran



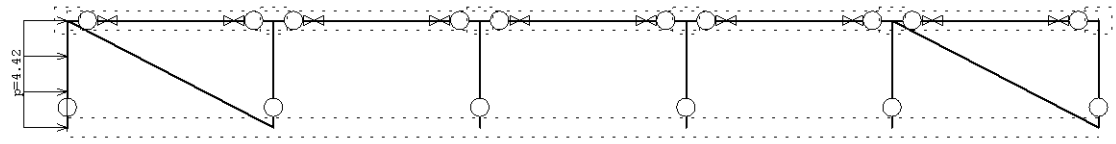
Okvir: H_3

Obt. 8: Veter pravokotno na krajšo stran



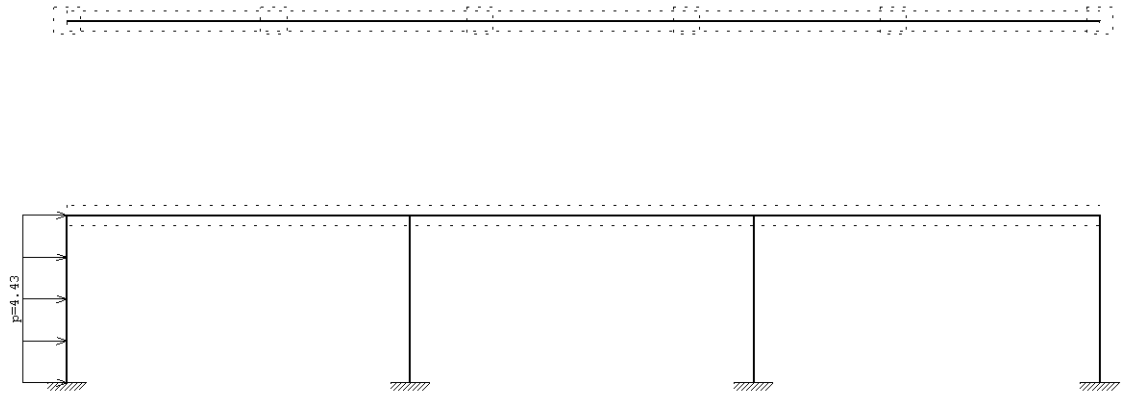
Okvir: H_4

Obt. 8: Veter pravokotno na krajšo stran



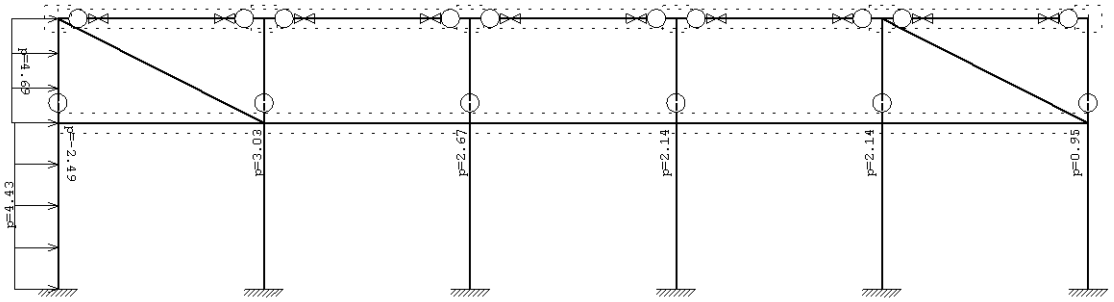
Okvir: H_5

Obt. 8: Veter pravokotno na krajšo stran



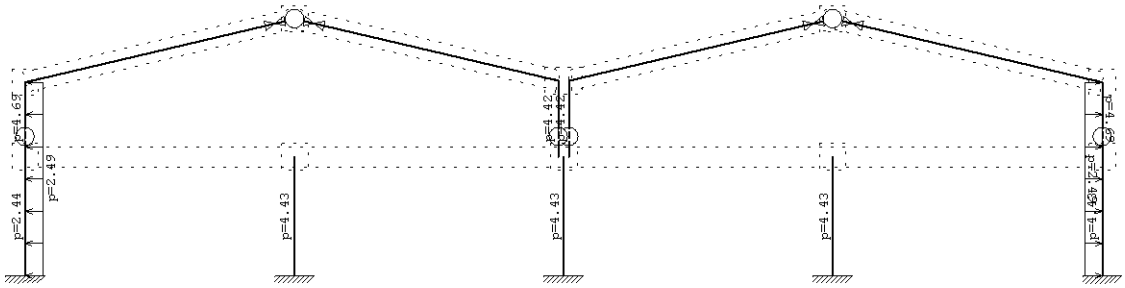
Okvir: H_6

Obt. 8: Veter pravokotno na krajšo stran



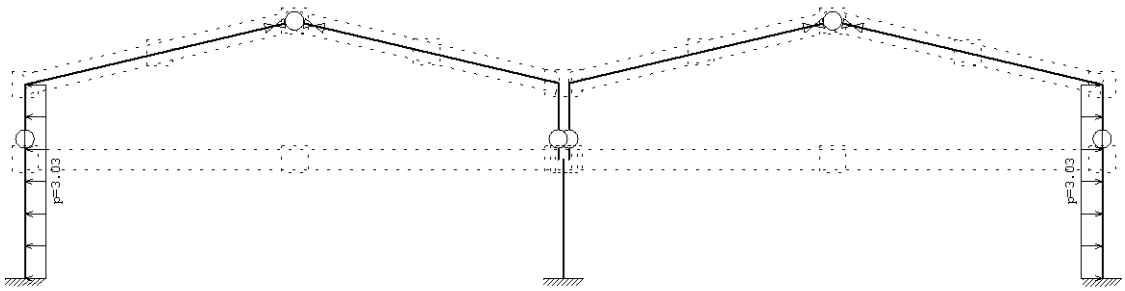
Okvir: H_7

Obt. 8: Veter pravokotno na krajšo stran



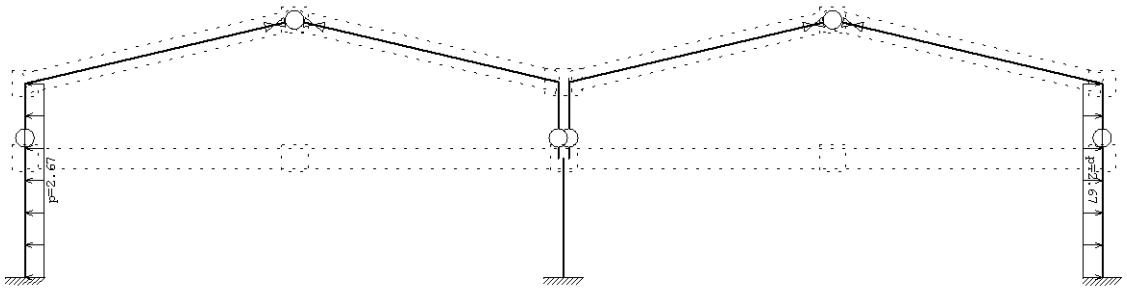
Okvir: V_1

Obt. 8: Veter pravokotno na krajšo stran



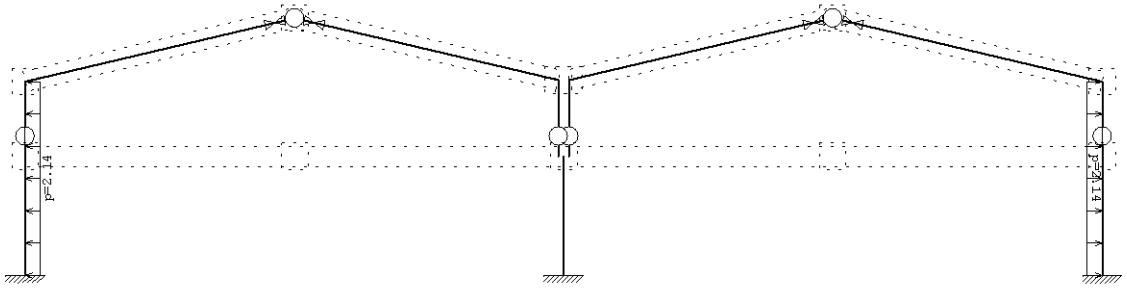
Okvir: V_2

Obt. 8: Veter pravokotno na krajšo stran



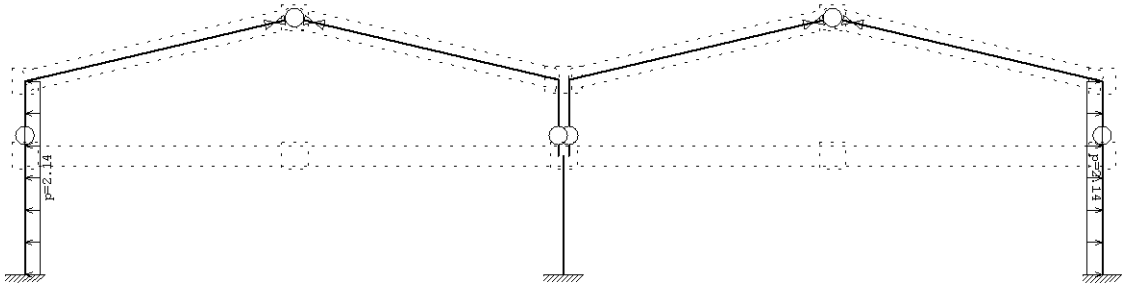
Okvir: V_3

Obt. 8: Veter pravokotno na krajšo stran



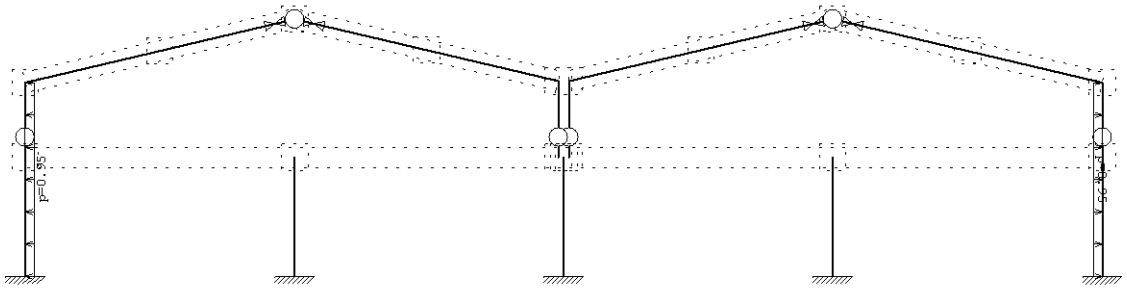
Okvir: V_4

Obt. 8: Veter pravokotno na krajšo stran



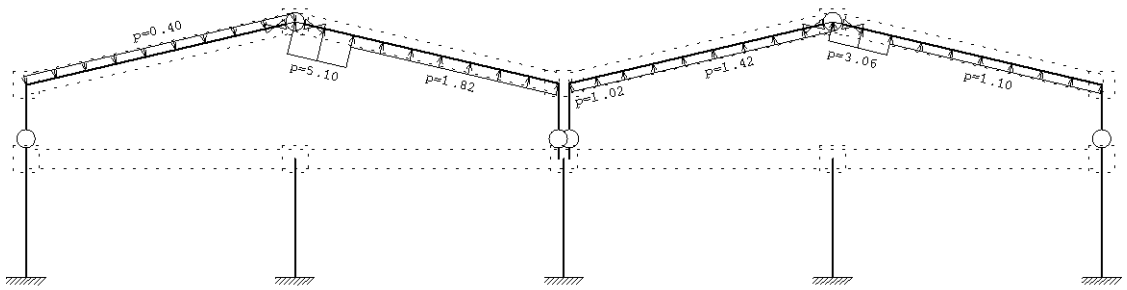
Okvir: V_5

Obt. 8: Veter pravokotno na krajšo stran



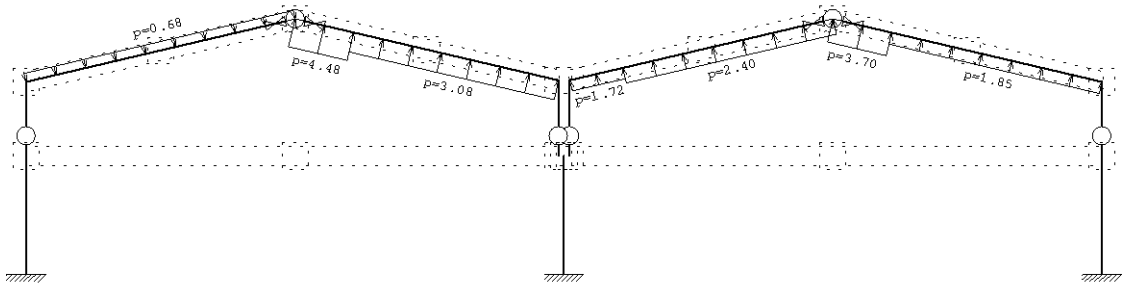
Okvir: V_6

Obt. 9: Veter pravokotno na daljšo stran strehe



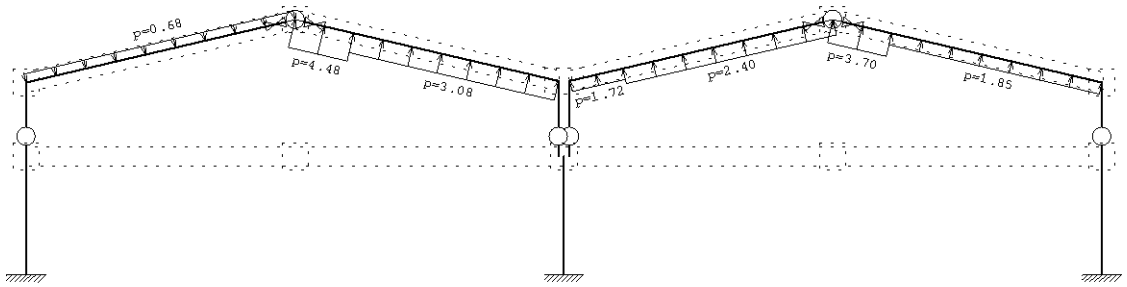
Okvir: V_1

Obt. 9: Veter pravokotno na daljšo stran strehe



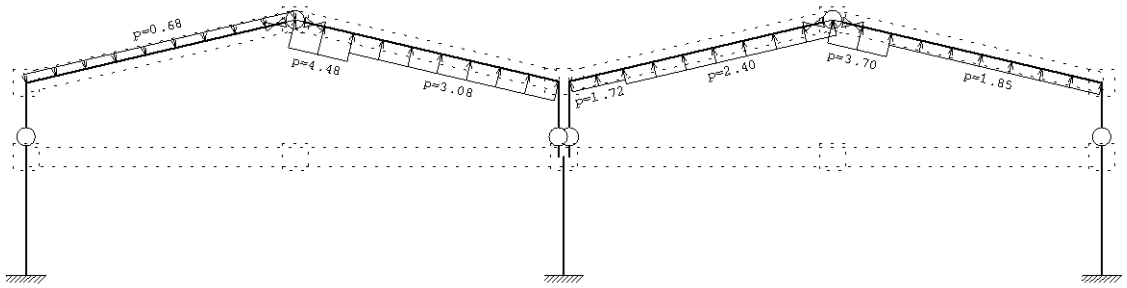
Okvir: V_2

Obt. 9: Veter pravokotno na daljšo stran strehe



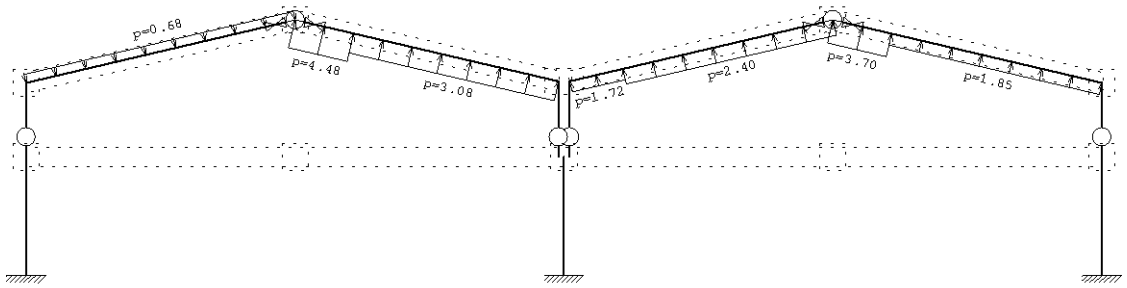
Okvir: V_3

Obt. 9: Veter pravokotno na daljšo stran strehe



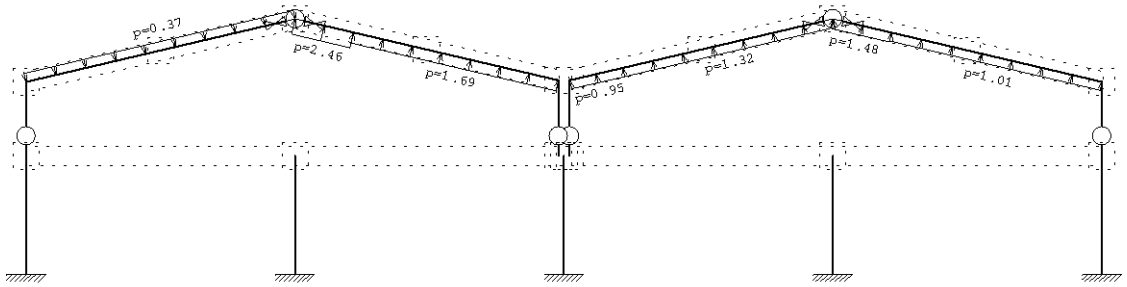
Okvir: V_4

Obt. 9: Veter pravokotno na daljšo stran strehe



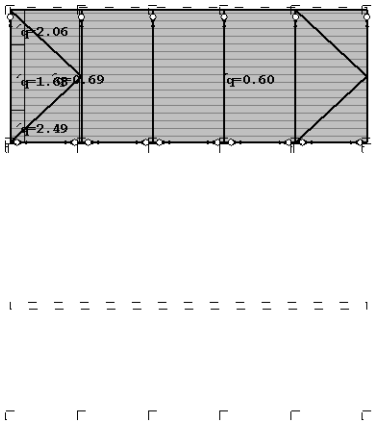
Okvir: V_5

Obt. 9: Veter pravokotno na daljšo stran strehe



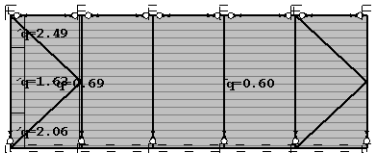
Okvir: V_6

Obt. 10: Veter pravokotno na krajšo stran strehe



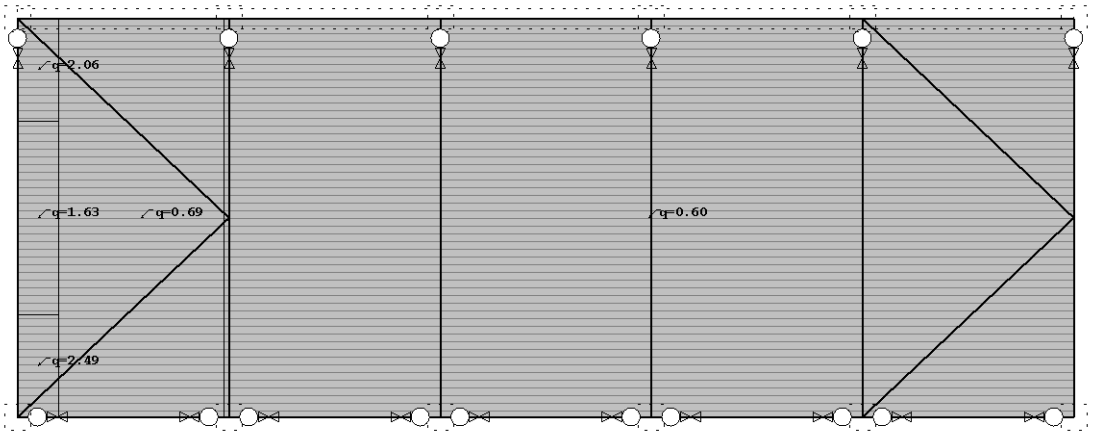
Pogled: 3

Obt. 10: Veter pravokotno na krajšo stran strehe



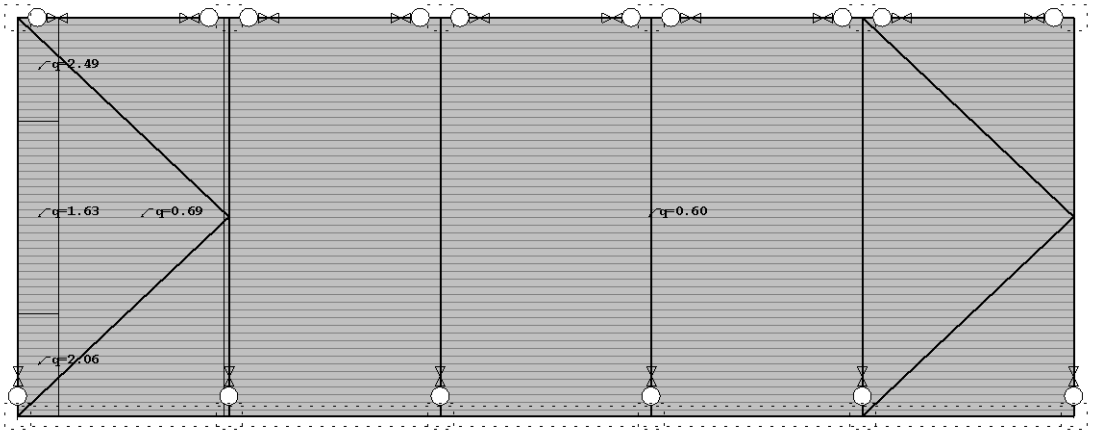
Pogled: 2

Obt. 10: Veter prav okotno na krajšo stran strehe



Pogled: 1

Obt. 10: Veter prav okotno na krajšo stran strehe



Pogled: 4

Modalna analiza

Faktorji obtežb za preračun mas

No	Naziv	Koeficient			
1	Lastna teža (g)	1.00	6	Koristna obtežba proizvodnja	0.30
2	Koristna obtežba strehe	0.30	7	Veter pravokotno na daljšo stran	0.00
3	Obtežba snega	0.00	8	Veter pravokotno na krajšo stran	0.00
4	Stalna obtežba etaže	1.00	9	Veter pravokotno na daljšo stran strehe	0.00
5	Koristna obtežba pisarne	0.30	10	Veter pravokotno na krajšo stran strehe	0.00

Razporeditev mas po višini objekta

Nivo	Z [m]	Masa [T]		
Plošča nad pritličjem	3.25	757.56	Σ=	773.13
Tla	0.00	15.58		

Nihajne dobe konstrukcije

No	T [s]	f [Hz]
1	0.3641	2.7464
2	0.2480	4.0320
3	0.2423	4.1278
4	0.2351	4.2535
5	0.2059	4.8564
6	0.2058	4.8581
7	0.1955	5.1152
8	0.1943	5.1478
9	0.1902	5.2565
10	0.1652	6.0530

Seizmični preračun

Seizmični preračun: EUROCODE

Kategorija tal:	C
Kategorija pomena:	II
Razmerje ag/g:	0.17
Faktor obnašanja:	3.3

Faktorji smeri potresa:

Naziv	Kx	Ky	Kz
Potres v osi X	1.000	0.300	0.300
Potres v osi Y	0.300	1.000	0.300
Potres v osi Z	0.300	0.300	1.000

Potres v osi X

Nivo	Z [m]	Ton 1			Ton 2			Ton 3		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Plošča nad pritličjem	3.25	0.00	294.73	-0.17	940.96	-0.01	0.06	0.02	0.00	0.06
Tla	0.00	0.00	0.77	-0.00	2.85	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00
	Σ=	0.00	295.49	-0.17	943.81	-0.01	0.06	0.02	0.00	0.06

Nivo	Z [m]	Ton 4			Ton 5			Ton 6		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Plošča nad pritličjem	3.25	5.87	0.01	0.01	-0.29	0.07	41.86	0.00	0.08	-0.03
Tla	0.00	0.02	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.00
	Σ=	5.89	0.01	0.01	-0.29	0.07	41.87	0.00	0.09	-0.03

Nivo	Z [m]	Ton 7			Ton 8			Ton 9		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Plošča nad pritličjem	3.25	0.01	22.96	-0.13	0.09	-0.04	0.00	90.01	0.01	0.39
Tla	0.00	0.00	0.21	-0.00	0.00	-0.00	0.00	0.46	0.00	0.00
	Σ=	0.01	23.17	-0.13	0.09	-0.04	0.00	90.47	0.01	0.39

Nivo	Z [m]	Ton 10			Vsi toni		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Plošča nad pritličjem	3.25	0.00	-0.03	0.22	1036.7	317.78	42.27
Tla	0.00	0.00	0.00	0.00	3.33	0.98	0.00
	Σ=	0.00	-0.02	0.22	1040.0	318.77	42.28

Potres v osi Y

Nivo	Z [m]	Ton 1			Ton 2			Ton 3		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Plošča nad pritličjem	3.25	0.01	982.79	-0.55	282.29	-0.00	0.02	0.01	0.00	0.04
Tla	0.00	0.00	2.56	-0.00	0.85	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00
	Σ=	0.01	985.35	-0.55	283.14	-0.00	0.02	0.01	0.00	0.04

Nivo	Z [m]	Ton 4			Ton 5			Ton 6		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Plošča nad pritličjem	3.25	1.77	0.00	0.00	-0.29	0.07	42.72	0.00	0.38	-0.13
Tla	0.00	0.01	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.00
	Σ=	1.78	0.00	0.00	-0.30	0.07	42.73	0.00	0.38	-0.13

Nivo	Z [m]	Ton 7			Ton 8			Ton 9		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Plošča nad pritličjem	3.25	0.03	76.76	-0.45	-0.02	0.01	-0.00	27.09	0.00	0.12
Tla	0.00	0.00	0.70	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.14	0.00	0.00
	Σ=	0.03	77.46	-0.45	-0.02	0.01	-0.00	27.23	0.00	0.12

Nivo	Z [m]	Ton 10			Vsi toni		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Plošča nad pritličjem	3.25	0.00	-0.02	0.16	310.89	1060.0	41.92
Tla	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	3.27	0.00
	Σ=	0.00	-0.02	0.16	311.89	1063.3	41.93

Potres v osi Z

Nivo	Z [m]	Ton 1			Ton 2			Ton 3		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Plošča nad pritličjem	3.25	0.00	294.34	-0.17	282.34	-0.00	0.02	0.03	0.00	0.10
Tla	0.00	0.00	0.77	-0.00	0.85	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00
	Σ=	0.00	295.11	-0.17	283.20	-0.00	0.02	0.03	0.00	0.10

Nivo	Z [m]	Ton 4			Ton 5			Ton 6		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Plošča nad pritličjem	3.25	1.77	0.00	0.00	-0.98	0.24	142.38	-0.00	-0.02	0.01
Tla	0.00	0.01	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.01	-0.00	-0.00	0.00
	Σ=	1.77	0.00	0.00	-0.99	0.24	142.39	-0.00	-0.02	0.01

Nivo	Z [m]	Ton 7			Ton 8			Ton 9		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Plošča nad pritličjem	3.25	0.01	22.63	-0.13	0.02	-0.01	0.00	27.35	0.00	0.12
Tla	0.00	0.00	0.21	-0.00	0.00	-0.00	0.00	0.14	0.00	0.00
	Σ=	0.01	22.84	-0.13	0.02	-0.01	0.00	27.49	0.00	0.12

Nivo	Z [m]	Ton 10			Vsi toni		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Plošča nad pritličjem	3.25	0.00	-0.10	0.80	310.55	317.08	143.13
Tla	0.00	0.00	0.01	0.00	1.00	0.99	0.01
	Σ=	0.00	-0.09	0.80	311.54	318.07	143.15

Faktorji participacije

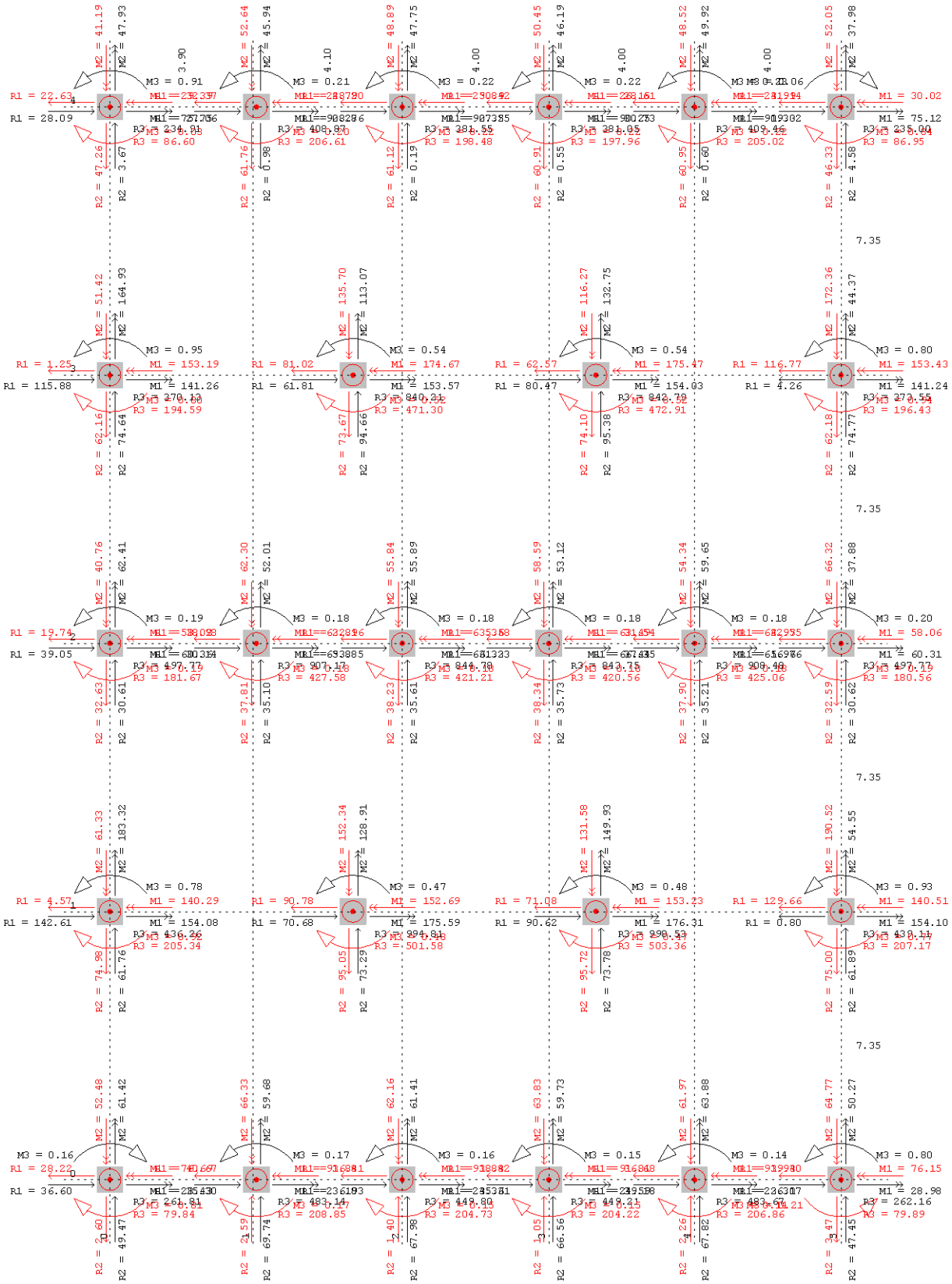
Naziv / Ton	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Potres v osi X	0.077	0.822	0.000	0.005	0.011	0.000	0.006	0.000	0.079	0.000
Potres v osi Y	0.842	0.073	0.000	0.000	0.011	0.000	0.066	0.000	0.007	0.000
Potres v osi Z	0.266	0.256	0.000	0.002	0.428	0.000	0.020	0.000	0.025	0.002

Faktorji participacije

Ton	UX (%)	UY (%)	UZ (%)	ΣUX (%)	ΣUY (%)	ΣUZ (%)
1	0.00	90.78	0.00	0.00	90.78	0.00
2	86.94	0.00	0.00	86.94	90.78	0.00

3	0.00	0.00	0.01	86.94	90.78	0.01
4	0.54	0.00	0.00	87.48	90.78	0.01
5	0.00	0.00	13.14	87.48	90.78	13.15
6	0.00	0.04	0.00	87.48	90.82	13.15
7	0.00	7.10	0.00	87.48	97.92	13.15
8	0.01	0.00	0.00	87.49	97.92	13.15
9	8.20	0.00	0.00	95.69	97.92	13.15
10	0.00	0.00	0.07	95.69	97.92	13.22

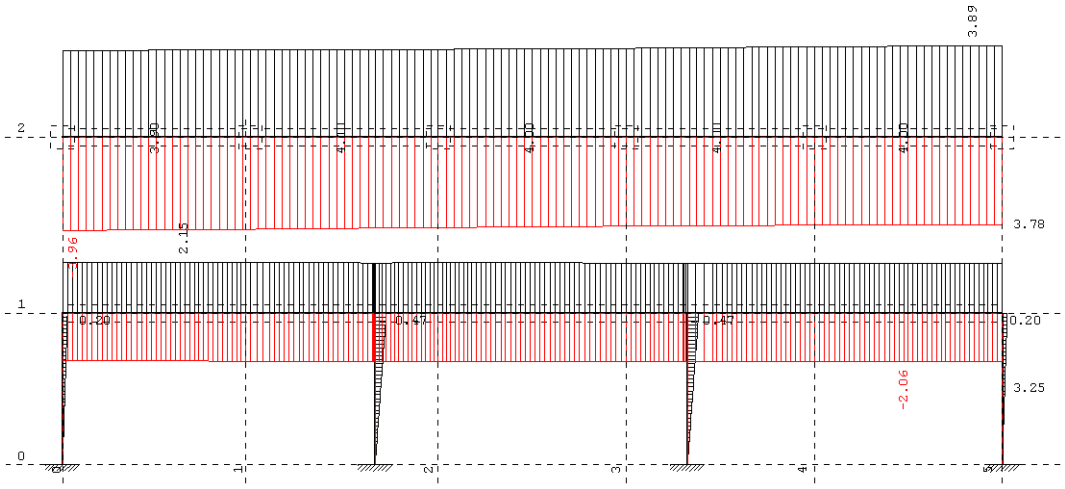
Ovo: 14-23



Nivo: Tla [0.00]

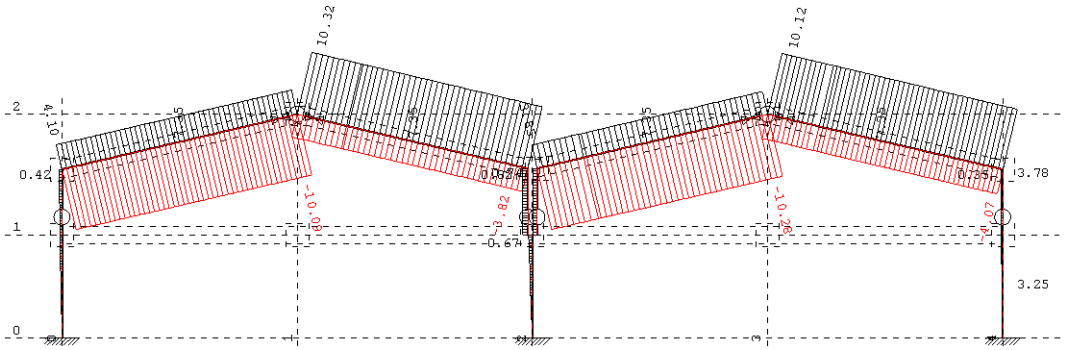
Reakcije podpor

Ovo: 14-23



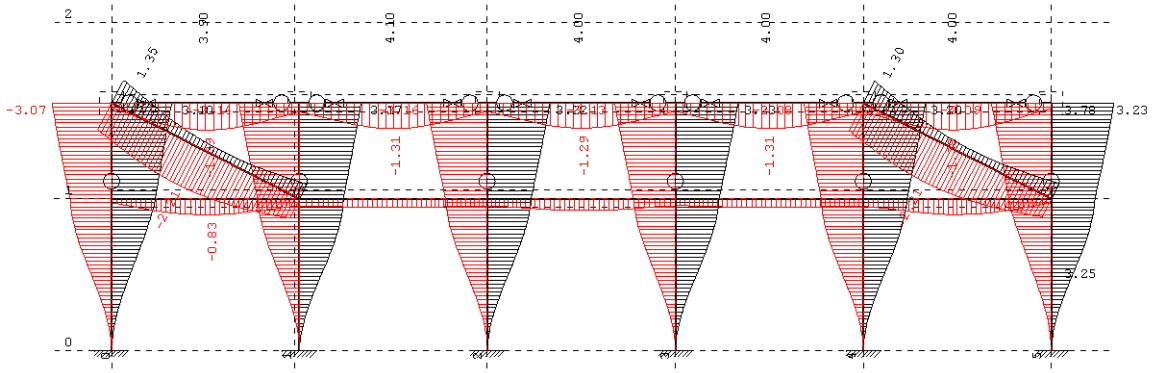
Okvir: H_2
Vplivi v gredi: max u1= 3.89 / min u1= -3.96 m / 1000

Ovo: 14-23



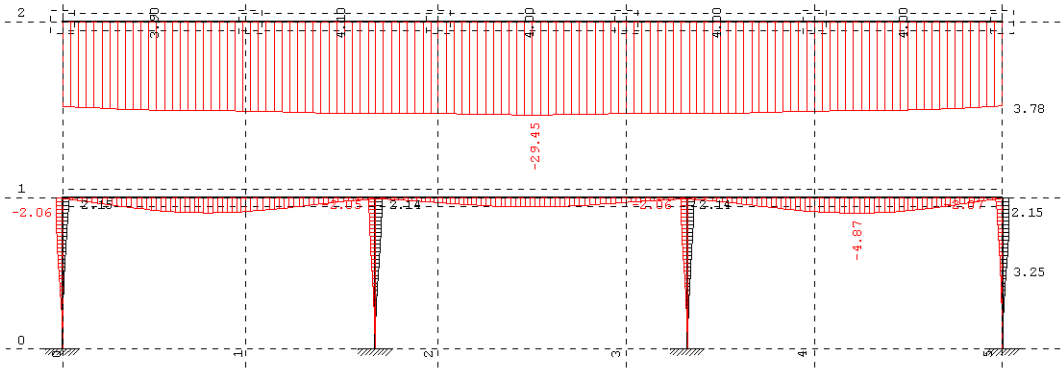
Okvir: V_4
Vplivi v gredi: max u1= 10.32 / min u1= -10.28 m / 1000

Ovo: 14-23



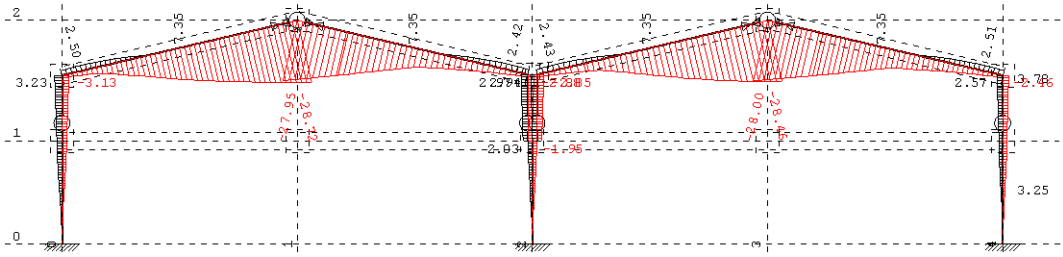
Okvir: H_1
Vplivi v gredi: max u2= 3.23 / min u2= -3.16 m / 1000

Ovo: 14-23



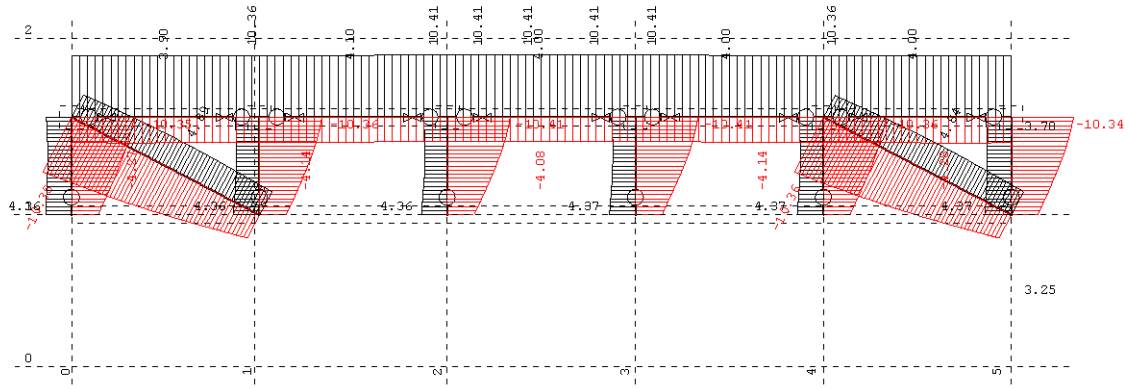
Okvir: H_2
Vplivi v gredi: max u2= 2.15 / min u2= -29.45 m / 1000

Ovo: 14-23



Okvir: V_4
Vplivi v gredi: max u2= 3.23 / min u2= -28.72 m / 1000

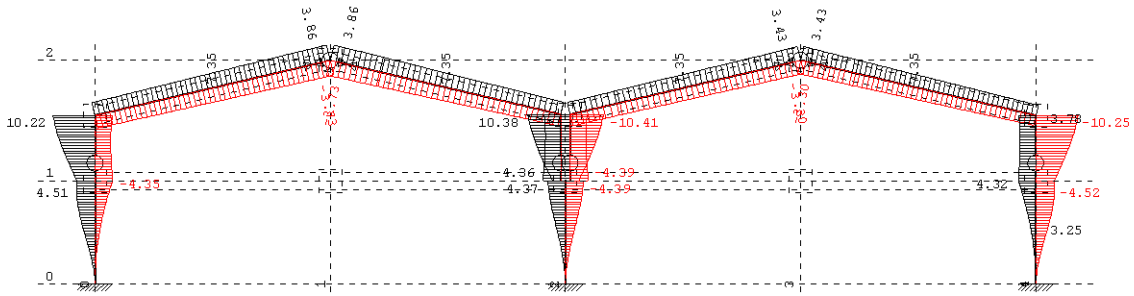
Ovo: 14-23



Okvir: H_3

Vplivi v gredi: max u3= 10.42 / min u3= -10.41 m / 1000

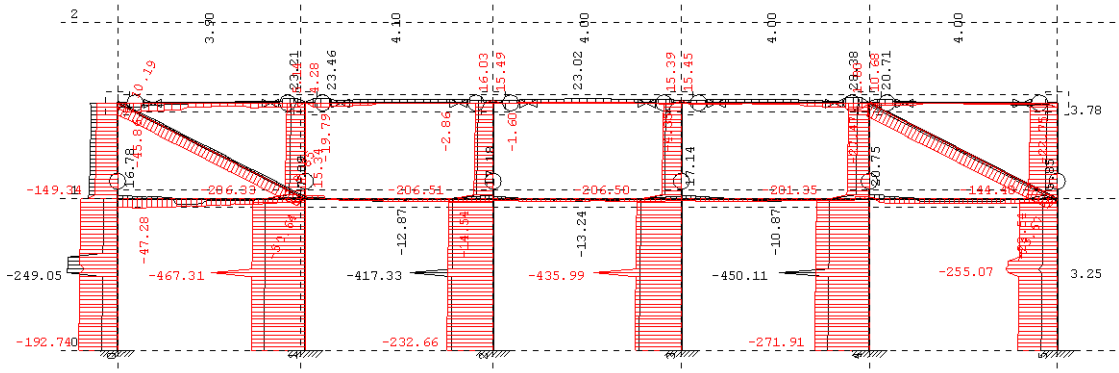
Ovo: 14-23



Okvir: V_3

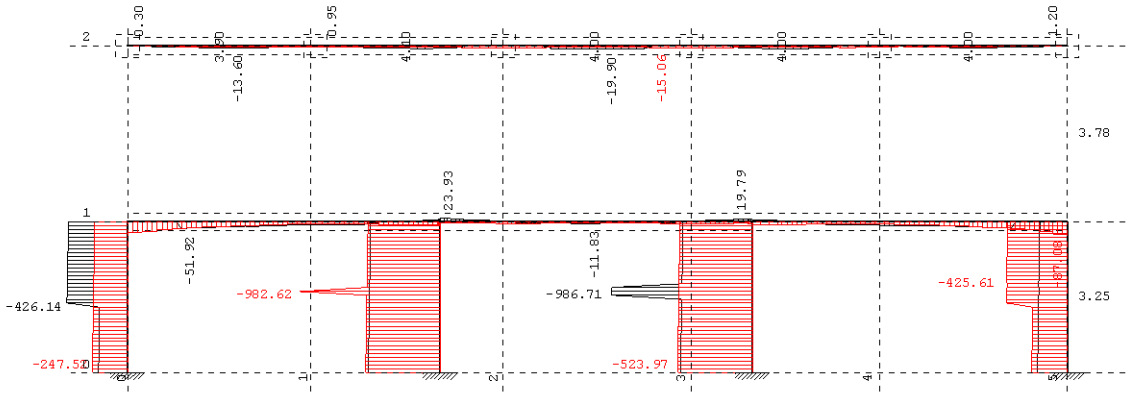
Vplivi v gredi: max u3= 10.38 / min u3= -10.41 m / 1000

Ovo: 14-23



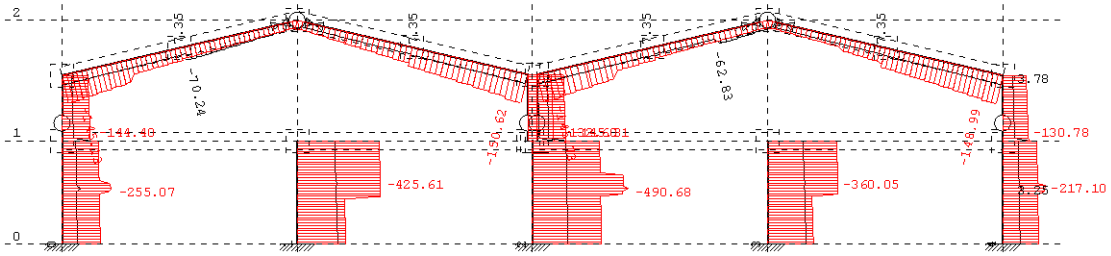
Okvir: H_1
Vplivi v gredi: max N1= 28.38 / min N1= -467.31 kN (M3)

Ovo: 14-23



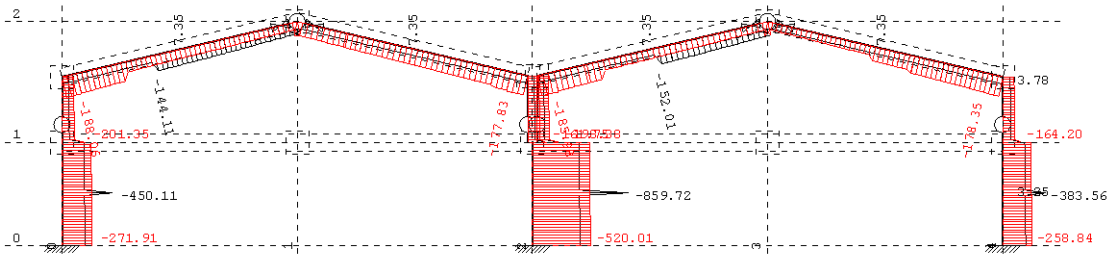
Okvir: H_2
Vplivi v gredi: max N1= 23.93 / min N1= -986.71 kN (M3)

Ovo: 14-23



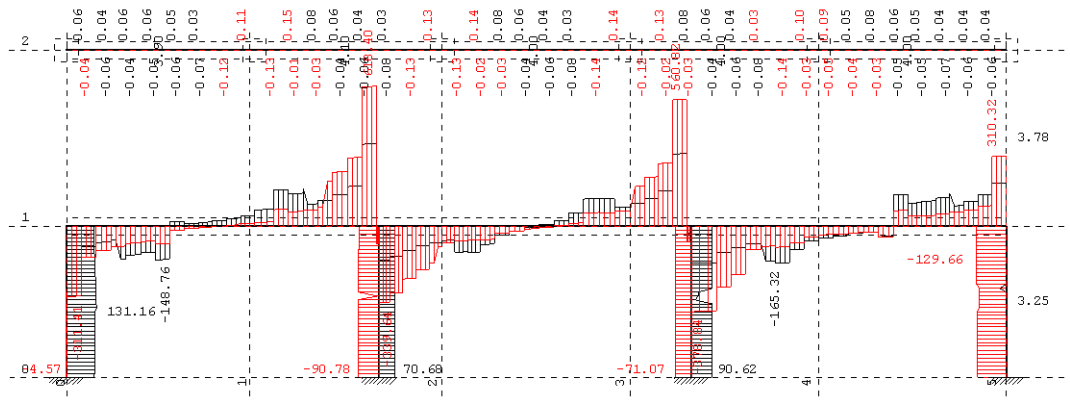
Okvir: V_6
Vplivi v gredi: max N1= -27.88 / min N1= -490.68 kN (M3)

Ovo: 14-23



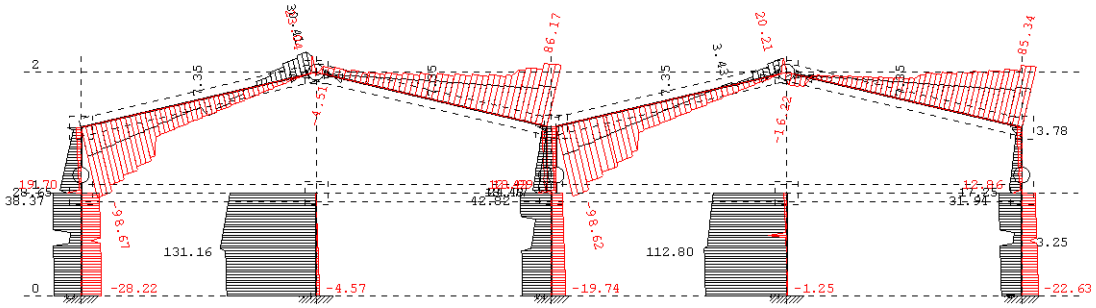
Okvir: V_5
Vplivi v gredi: max N1= -54.64 / min N1= -859.72 kN (M3)

Ovo: 14-23



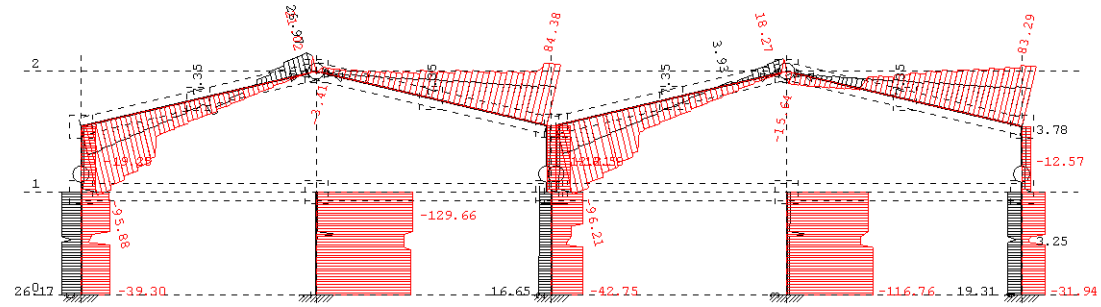
Okvir: H_2
Vplivi v gredi: max T2= 618.40 / min T2= -378.84 kN (M3)

Ovo: 14-23



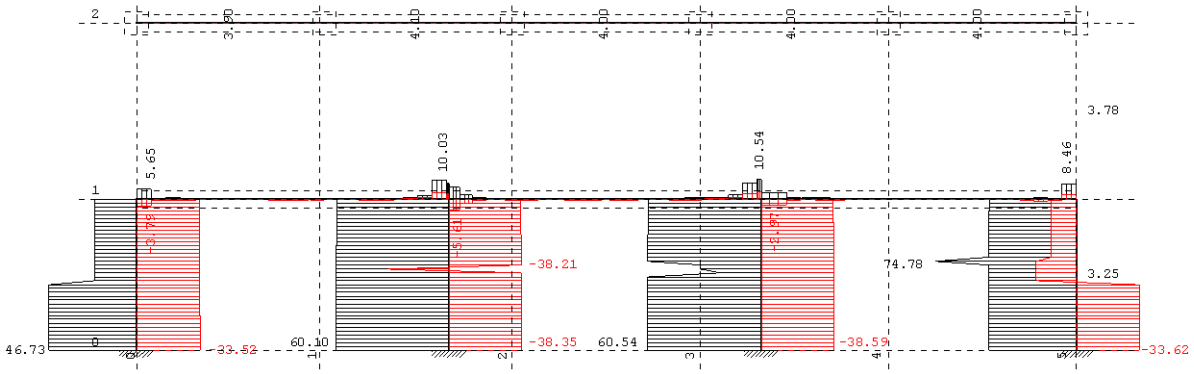
Okvir: V_1
Vplivi v gredi: max T2= 131.16 / min T2= -98.67 kN (M3)

Ovo: 14-23



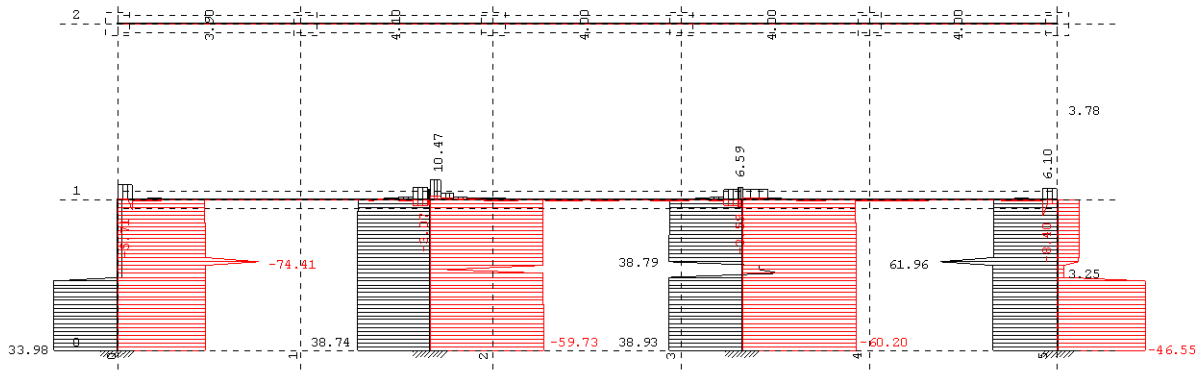
Okvir: V_6
Vplivi v gredi: max T2= 84.38 / min T2= -129.66 kN (M3)

Ovo: 14-23



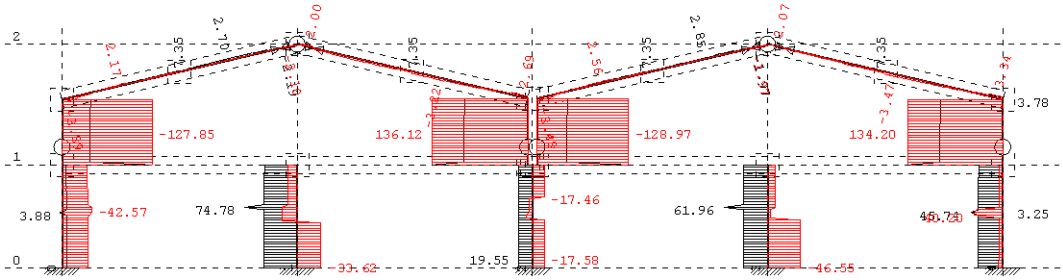
Okvir: H_2
Vplivi v gredi: max T3= 74.78 / min T3= -38.60 kN (M3)

Ovo: 14-23



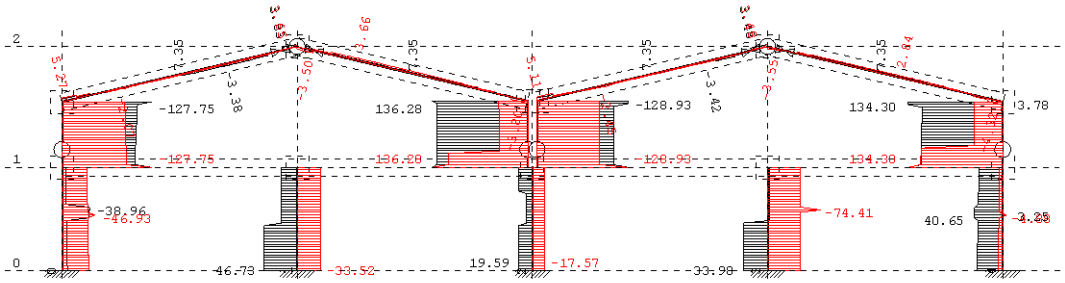
Okvir: H_6
Vplivi v gredi: max T3= 61.96 / min T3= -74.41 kN (M3)

Ovo: 14-23



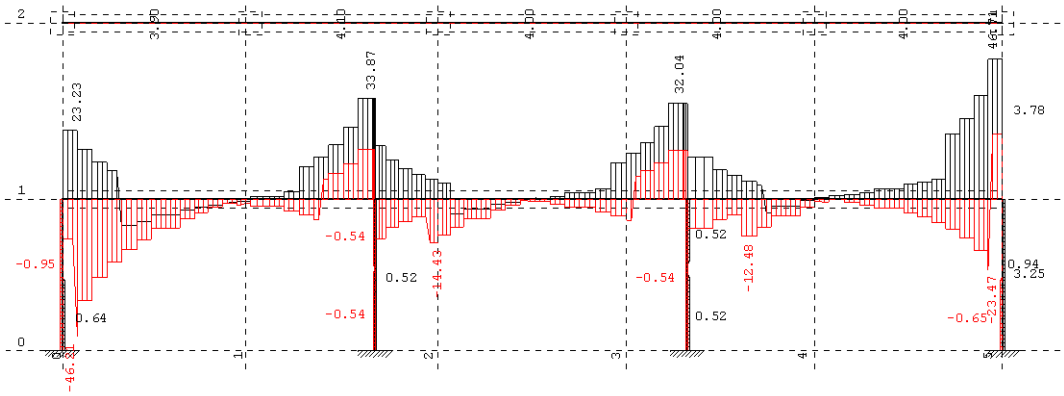
Okvir: V_6
Vplivi v gredi: max T3= 136.12 / min T3= -128.97 kN (M3)

Ovo: 14-23



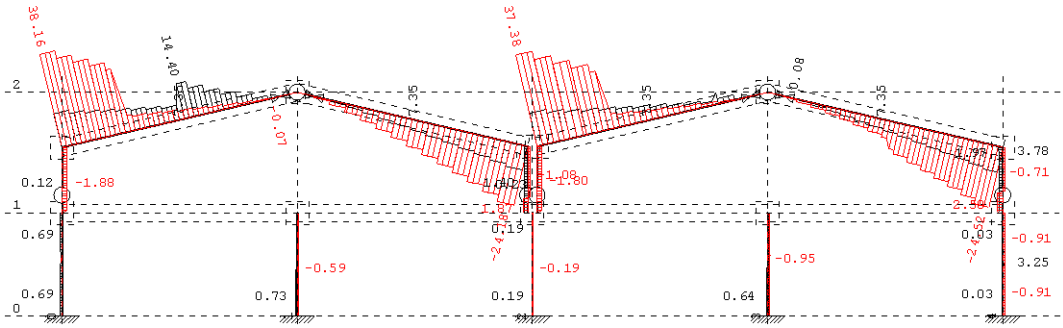
Okvir: V_1
Vplivi v gredi: max T3= 136.28 / min T3= -128.93 kN (M3)

Ovo: 14-23



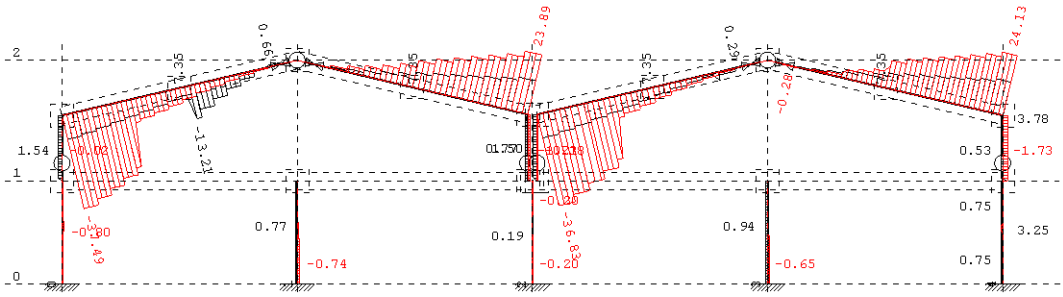
Okvir: H_6
Vplivi v gredi: max M1= 46.71 / min M1= -46.21 kNm (M3)

Ovo: 14-23



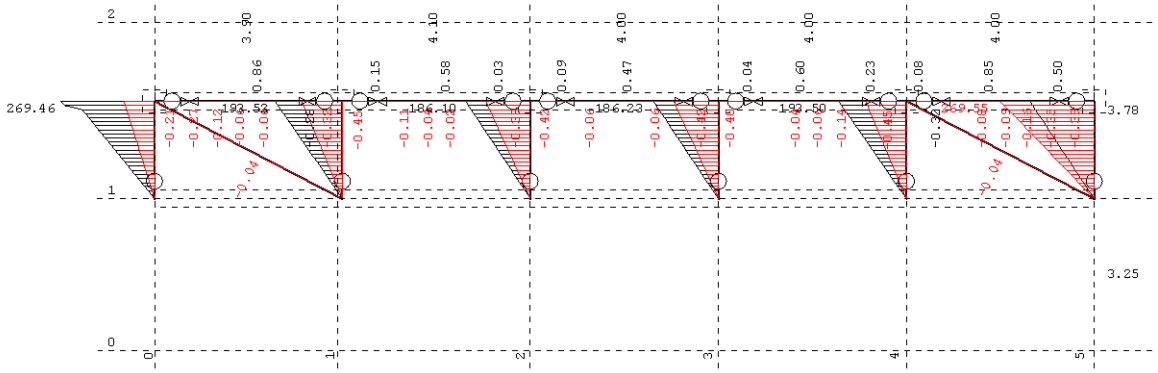
Okvir: V_1
Vplivi v gredi: max M1= 38.16 / min M1= -24.52 kNm (M3)

Ovo: 14-23



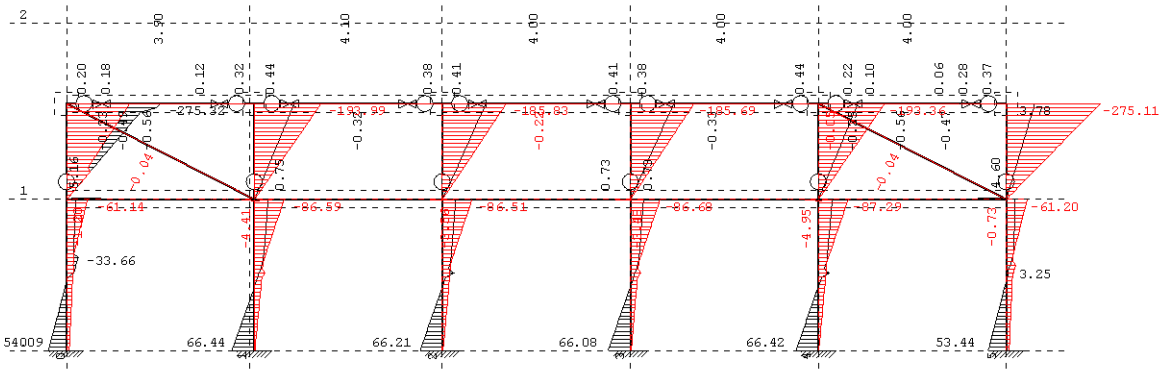
Okvir: V_6
Vplivi v gredi: max M1= 24.13 / min M1= -37.49 kNm (M3)

Ovo: 14-23



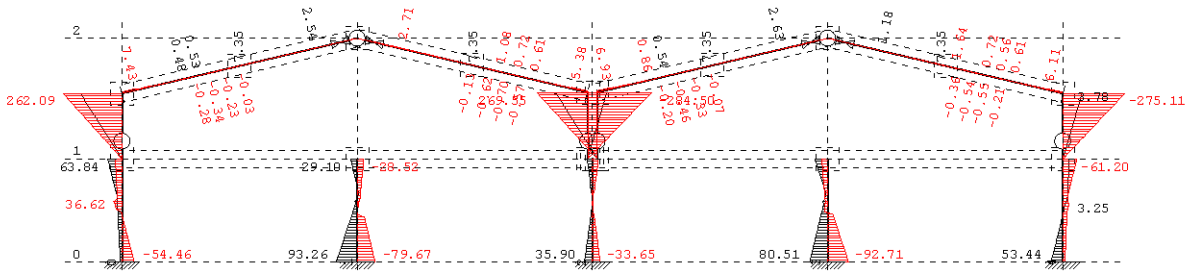
Okvir: H_5
Vplivi v gredi: max M2= 269.55 / min M2= -0.45 kNm (M3)

Ovo: 14-23



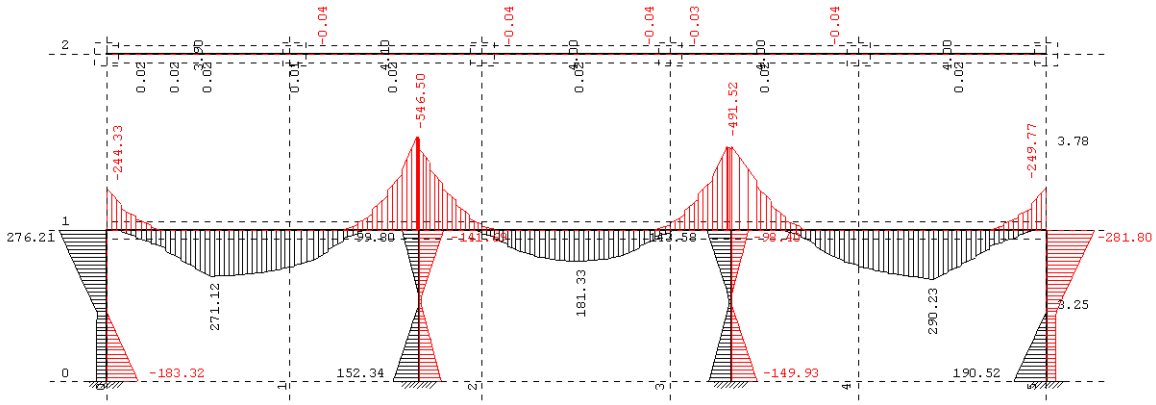
Okvir: H_7
Vplivi v gredi: max M2= 66.44 / min M2= -275.32 kNm (M3)

Ovo: 14-23



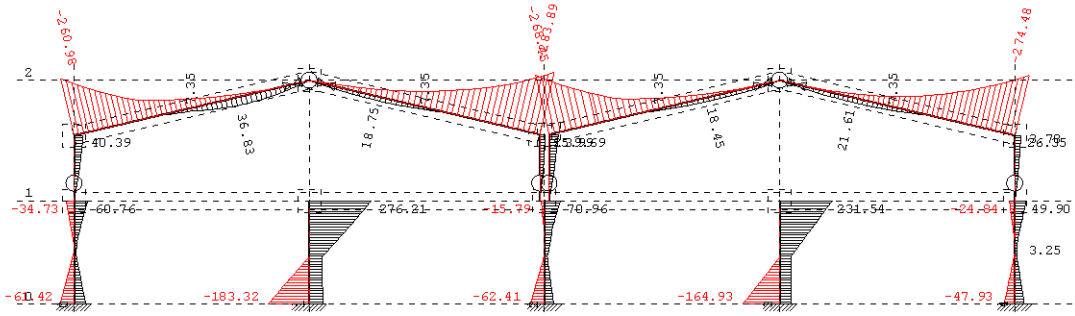
Okvir: V_6
Vplivi v gredi: max M2= 269.55 / min M2= -284.50 kNm (M3)

Ovo: 14-23



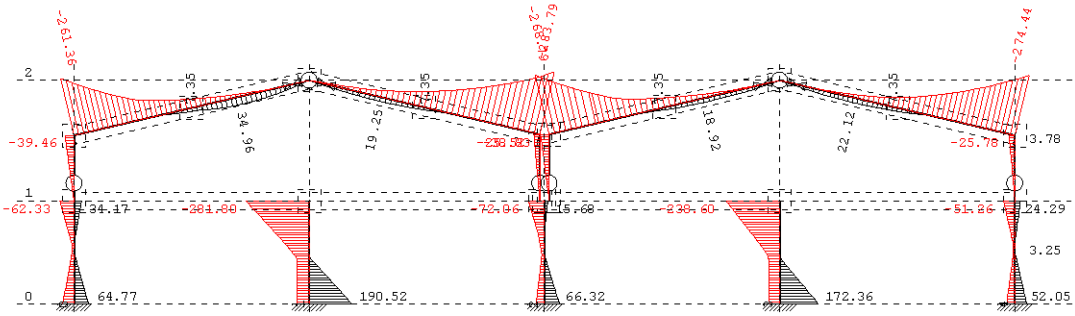
Okvir: H_2
Vplivi v gredi: max M3= 290.23 / min M3= -546.50 kNm

Ovo: 14-23



Okvir: V_1
Vplivi v gredi: max M3= 276.21 / min M3= -283.89 kNm

Ovo: 14-23



Okvir: V_6
Vplivi v gredi: max M3= 190.52 / min M3= -283.79 kNm

Vhodni podatki - Konstrukcija

Tabele materialov

No	Naziv materiala	E[kN/m2]	μ	γ[kN/m3]	αt[1/C]	Em[kN/m2]	μm
1	Siporeks Plošče	2.500e+6	0.20	8.70	3.000e-3	2.500e+6	0.20
2	Beton MB 40	3.400e+7	0.20	25.00	1.000e-5	3.400e+7	0.20
3	Jeklo	2.100e+8	0.30	78.50	1.000e-5	2.100e+8	0.30

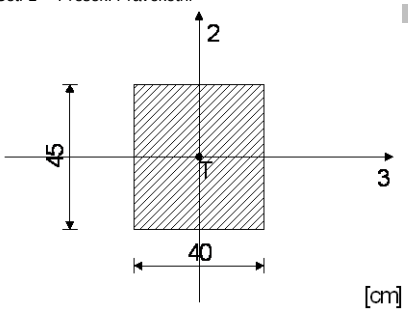
Seti plošč

No	d[m]	e[m]	Material	Tip preračuna	Ortotropija	E2[kN/m2]	G[kN/m2]	α
<1>	0.150	0.075	1	Tanka plošča	Izotropna			

Seti gred

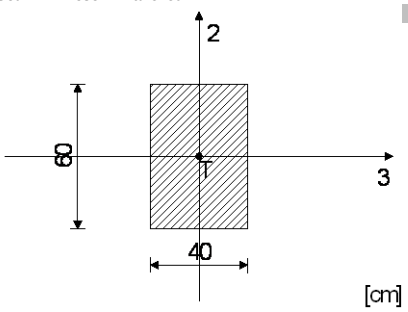
Set: 1 Presek: Pravokotni

Mat.	P/Z	A1	A2	A3	I1	I2	I3
2		1.800e-1	1.500e-1	1.500e-1	4.504e-3	2.400e-3	3.038e-3



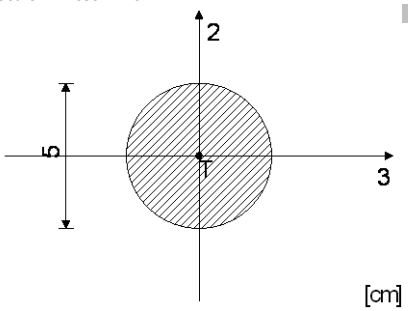
Set: 2 Presek: Pravokotni

Mat.	P/Z	A1	A2	A3	I1	I2	I3
2		2.400e-1	2.000e-1	2.000e-1	7.512e-3	3.200e-3	7.200e-3



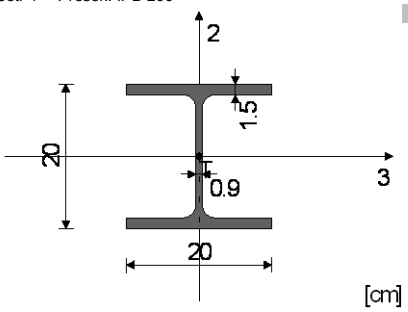
Set: 3 Presek: Krožni

Mat.	P/Z	A1	A2	A3	I1	I2	I3
3		1.963e-3	1.767e-3	1.767e-3	6.136e-7	3.068e-7	3.068e-7



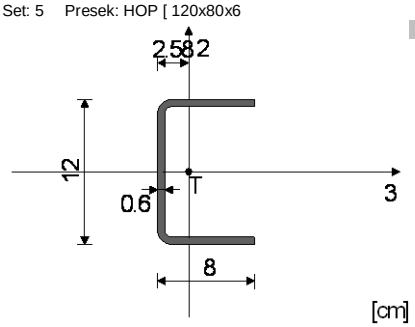
Set: 4 Presek: IPB 200

Mat.	P/Z	A1	A2	A3	I1	I2	I3
3		7.810e-3	2.485e-3	5.325e-3	5.950e-7	2.000e-5	5.700e-5



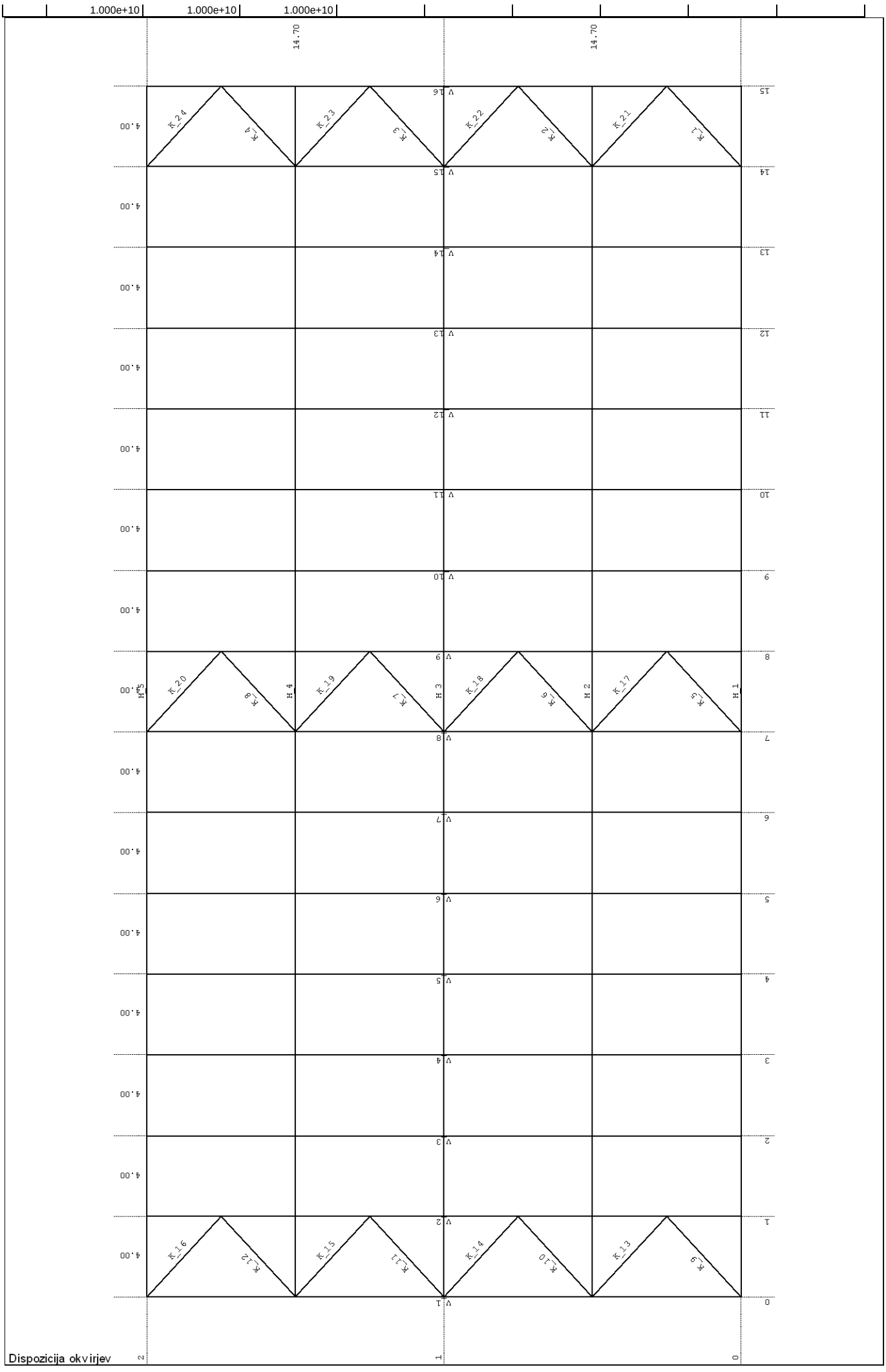
Set: 5 Presek: HOP [120x80x6

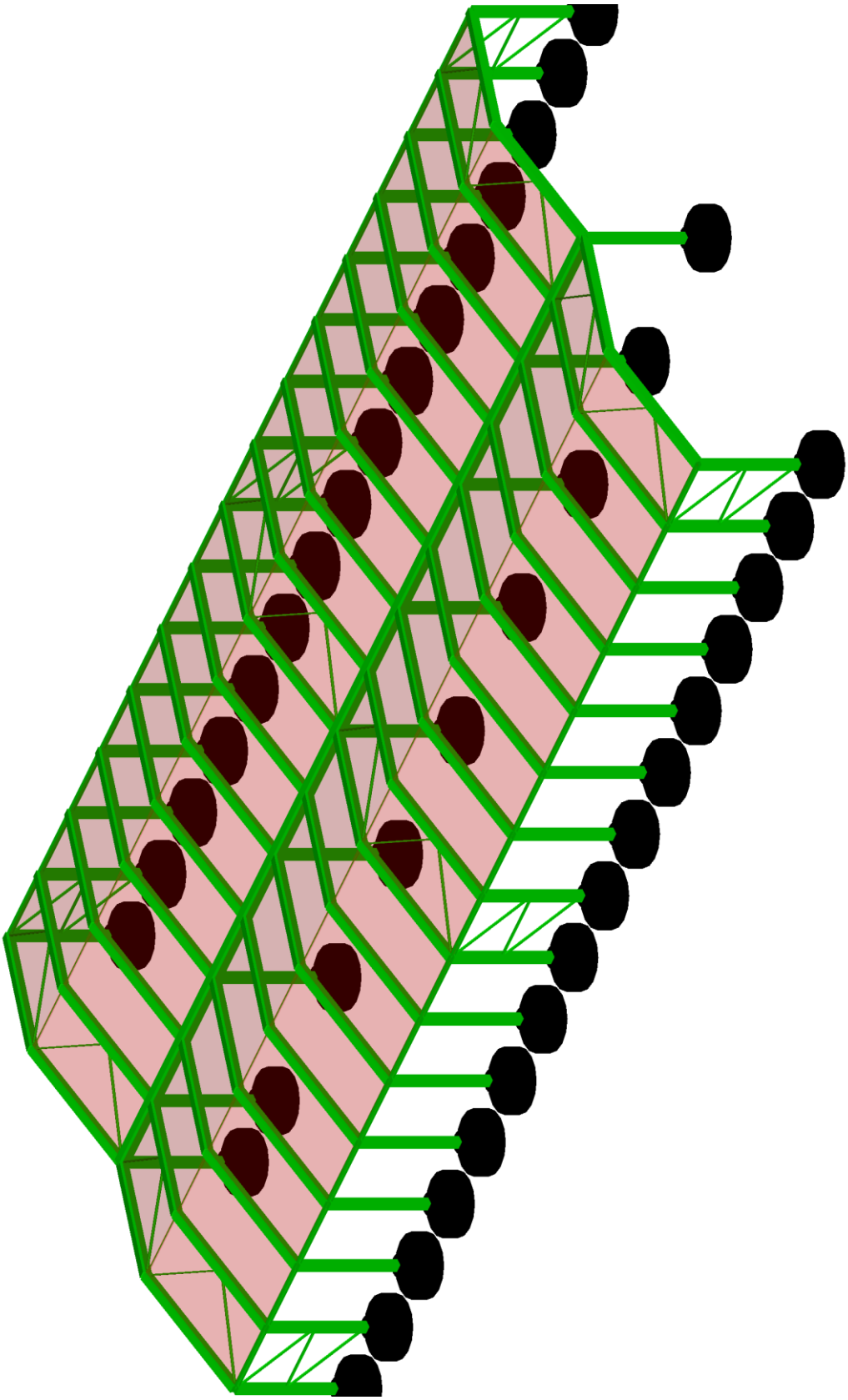
Mat.	P/Z	A1	A2	A3	I1	I2	I3
3	P+Z	1.561e-3	7.200e-4	9.600e-4	2.020e-8	1.016e-6	3.573e-6



Seti točkovnih podpor

Set	K,R1	K,R2	K,R3	Os 1			Os 2		
	K,M1	K,M2	K,M3	x	y	z	x	y	z
1	1.000e+10	1.000e+10	1.000e+10	1.000000	0.000000	0.000000	0.000000	1.000000	0.000000
2	1.000e+10	1.000e+10	1.000e+10	1.000000	0.000000	0.000000	0.000000	1.000000	0.000000


1.000e+10
1.000e+10
1.000e+10
14.70
14.70
K_24
K_23
K_22
K_21
K_20
K_19
K_18
K_17
K_16
K_15
K_14
K_13
H 4
H 3
H 2
H 1
4.00
Dispozicija okvirjev

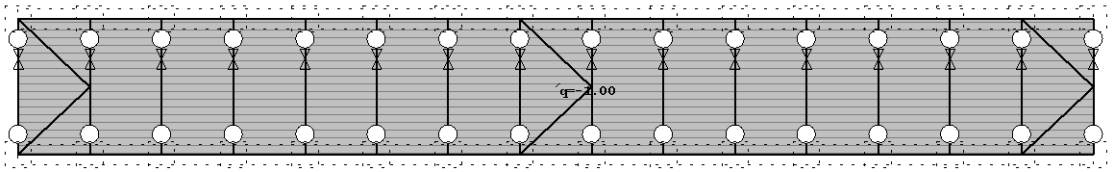


Izometrija

Lista obtežnih primerov

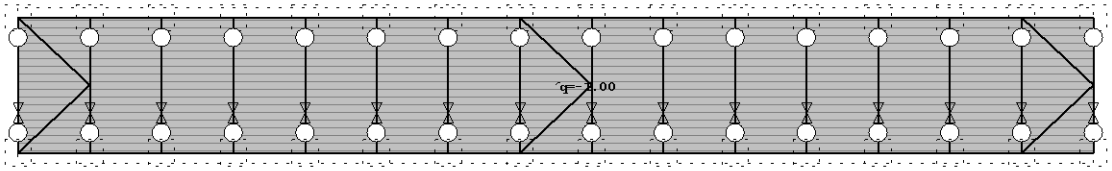
No	Naziv		
1	Lastna teža (g)	11	Kombinacija: 1.35xI+1.5xII+1.5xIII+1.5xIV+1.5xVI
2	Koristna obtežba strehe	12	Kombinacija: 1.35xI+1.5xII+1.5xIII+1.5xV+1.5xVII
3	Obtežba snega	13	Kombinacija: 1.35xI+1.5xII+1.5xIII+0.75xIV+ +0.75xV+0.75xVI+0.75xVII
4	Veter pravokotno na daljšo stran		
5	Veter pravokotno na krajšo stran	14	Kombinacija: I+0.3xII+VIII+0.3xIX+0.3xX
6	Veter pravokotno na daljšo stran strehe	15	Kombinacija: I+0.3xII-1xVIII-0.3xIX-0.3xX
7	Veter pravokotno na krajšo stran strehe	16	Kombinacija: I+0.3xII+0.3xVIII+IX+0.3xX
8	Potres v osi X	17	Kombinacija: I+0.3xII-0.3xVIII-1xIX-0.3xX
9	Potres v osi Y	18	Kombinacija: I+0.3xII+0.3xVIII+0.3xIX+X
10	Potres v osi Z	19	Kombinacija: I+0.3xII-0.3xVIII-0.3xIX-1xX

Obt. 2: Koristna obtežba strehe



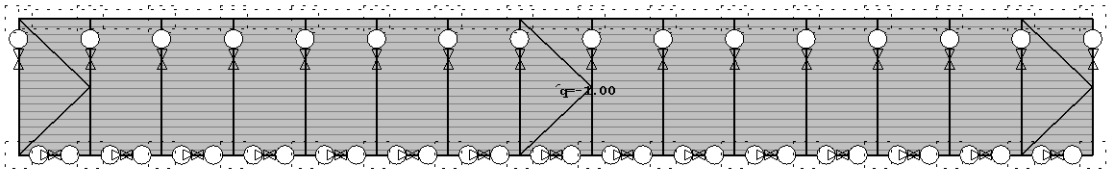
Pogled: 3

Obt. 2: Koristna obtežba strehe



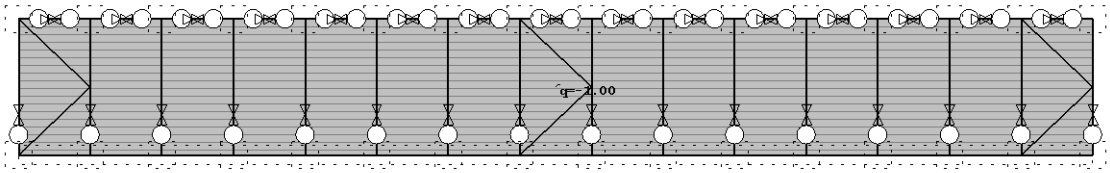
Pogled: 2

Obt. 2: Koristna obtežba strehe



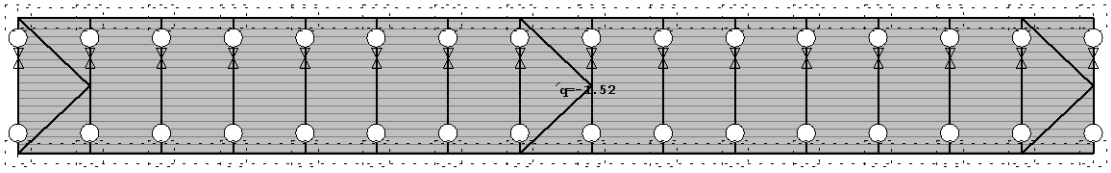
Pogled: 1

Obt. 2: Koristna obtežba strehe



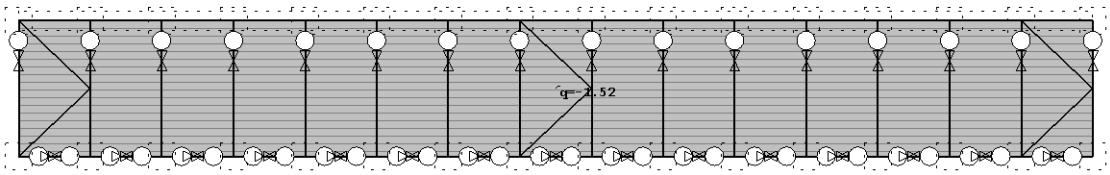
Pogled: 4

Obt. 3: Obtežba snega



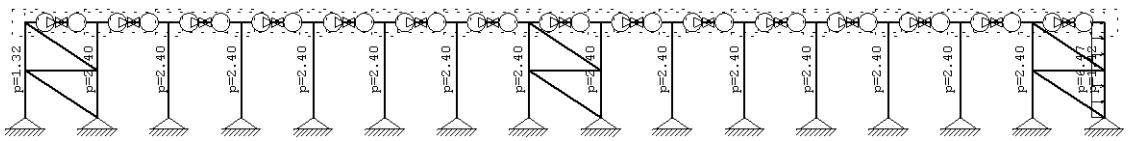
Pogled: 3

Obt. 3: Obtežba snega



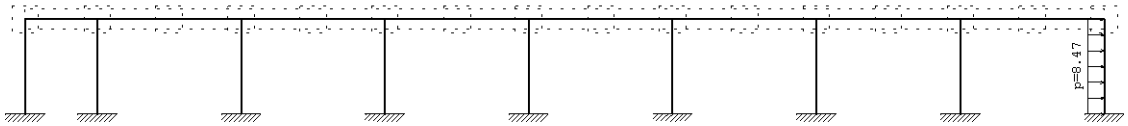
Pogled: 1

Obt. 4: Veter pravokotno na daljšo stran



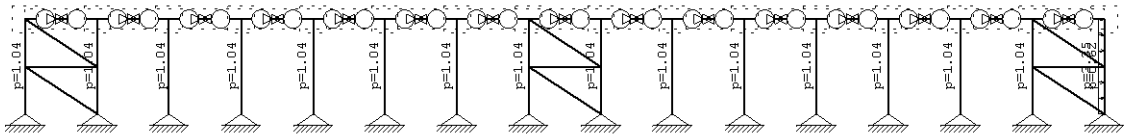
Okvir: H_1

Obt. 4: Veter pravokotno na daljšo stran



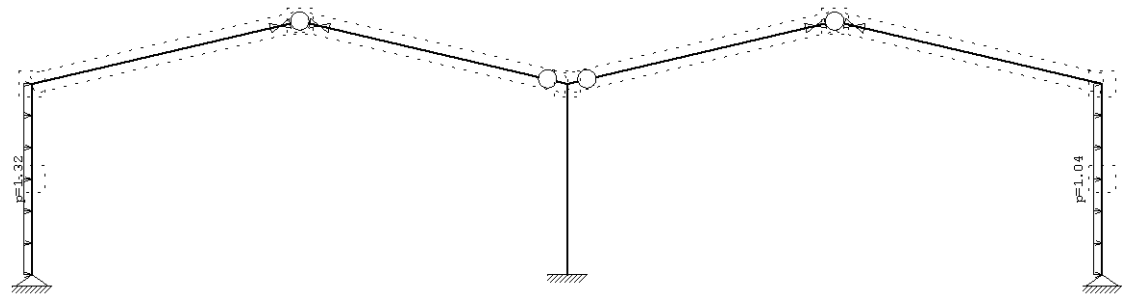
Okvir: H_3

Obt. 4: Veter pravokotno na daljšo stran



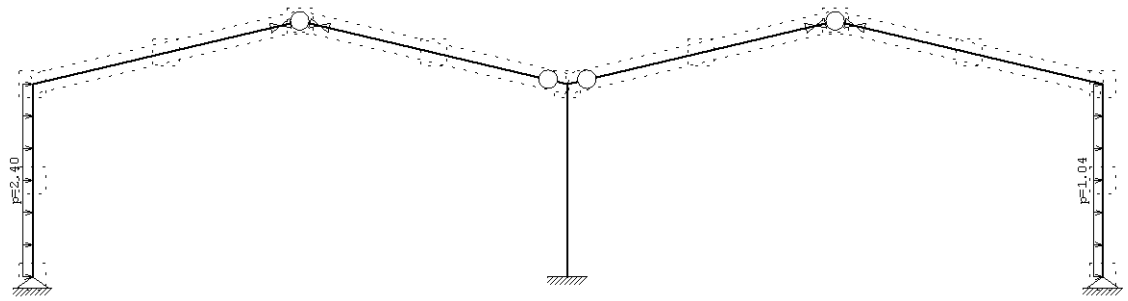
Okvir: H_5

Obt. 4: Veter pravokotno na daljšo stran



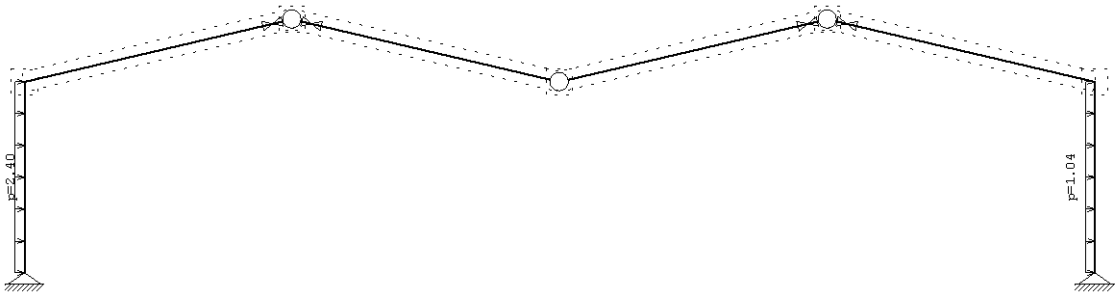
Okvir: V_1

Obt. 4: Veter pravokotno na daljšo stran



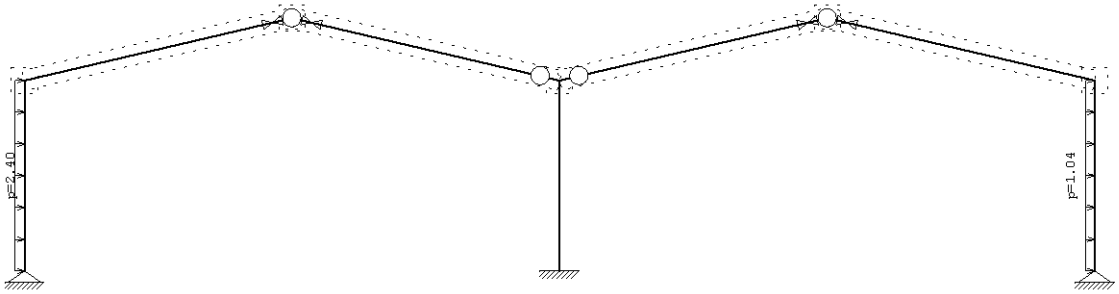
Okvir: V_2

Obt. 4: Veter pravokotno na daljšo stran



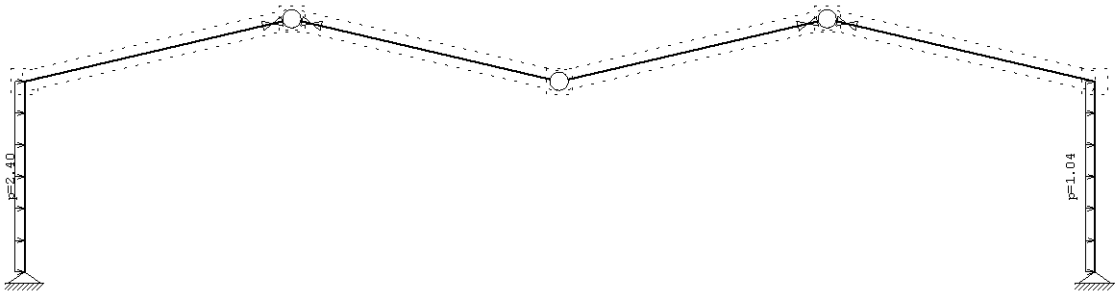
Okvir: V_3

Obt. 4: Veter pravokotno na daljšo stran



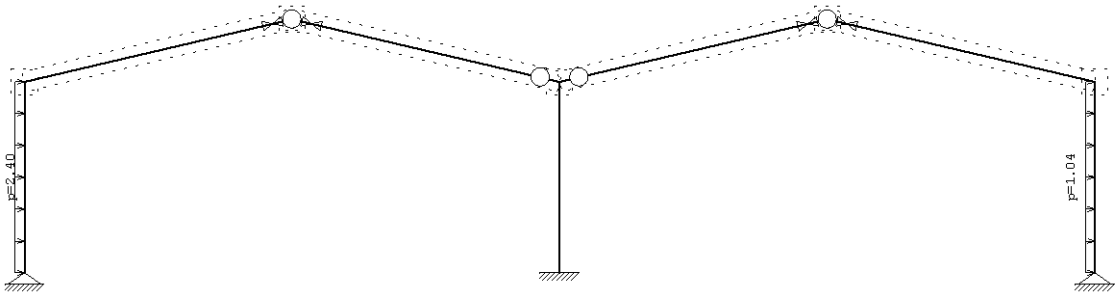
Okvir: V_4

Obt. 4: Veter pravokotno na daljšo stran



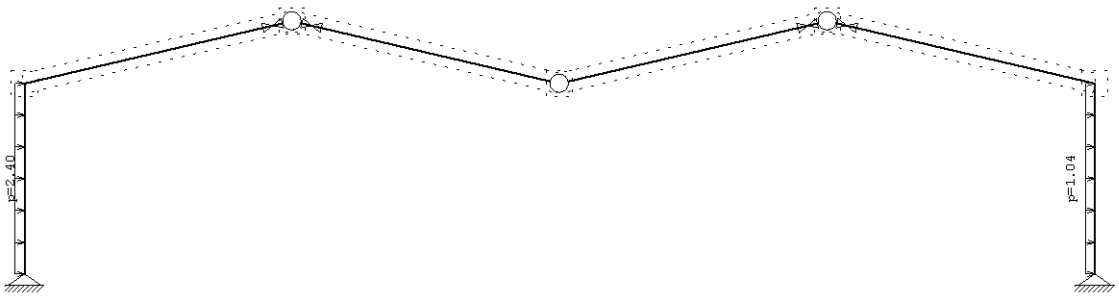
Okvir: V_5

Obt. 4: Veter pravokotno na daljšo stran



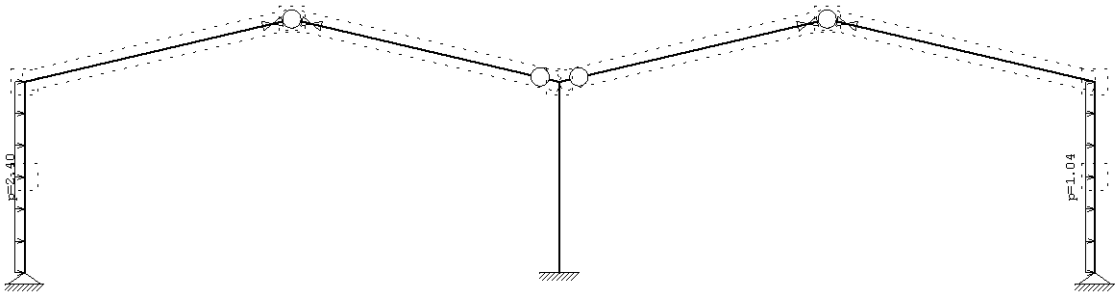
Okvir: V_6

Obt. 4: Veter pravokotno na daljšo stran



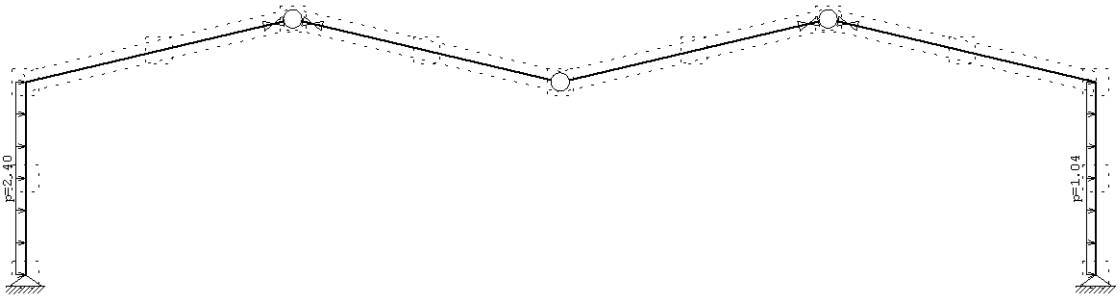
Okvir: V_7

Obt. 4: Veter pravokotno na daljšo stran



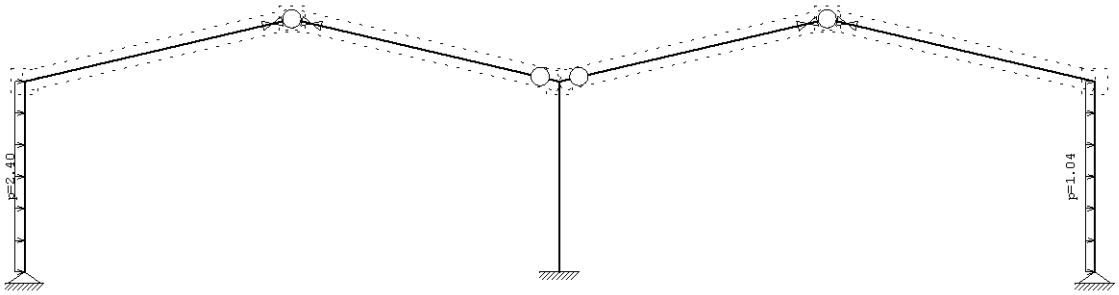
Okvir: V_8

Obt. 4: Veter pravokotno na daljšo stran



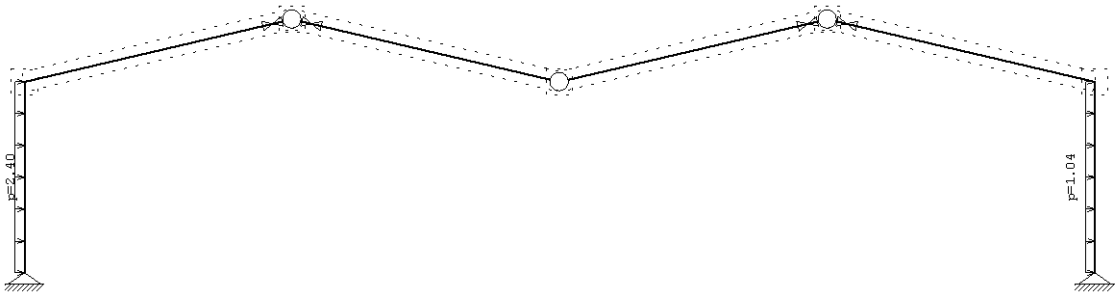
Okvir: V_9

Obt. 4: Veter pravokotno na daljšo stran



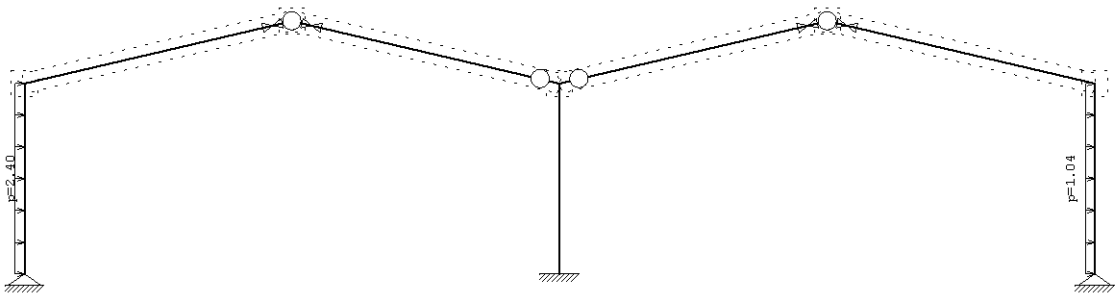
Okvir: V_10

Obt. 4: Veter pravokotno na daljšo stran



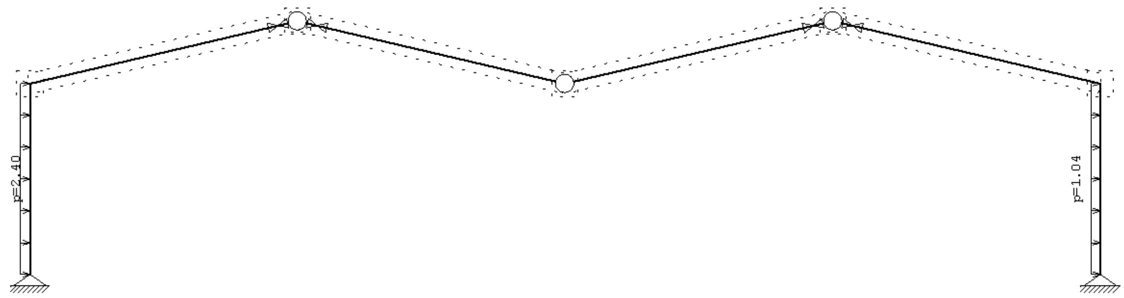
Okvir: V_11

Obt. 4: Veter pravokotno na daljšo stran



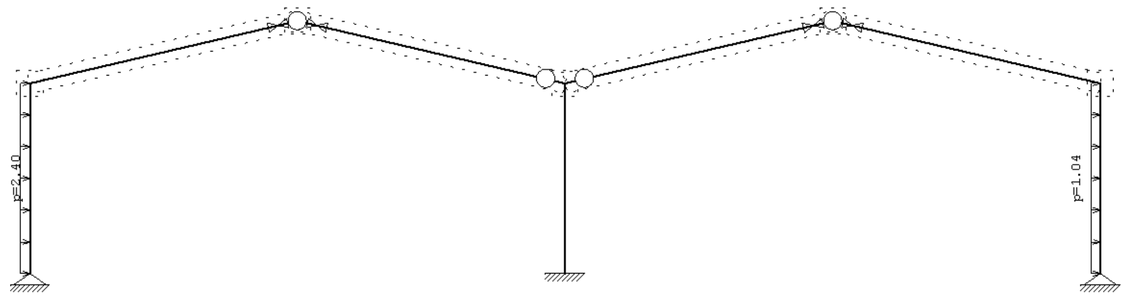
Okvir: V_12

Obt. 4: Veter pravokotno na daljšo stran



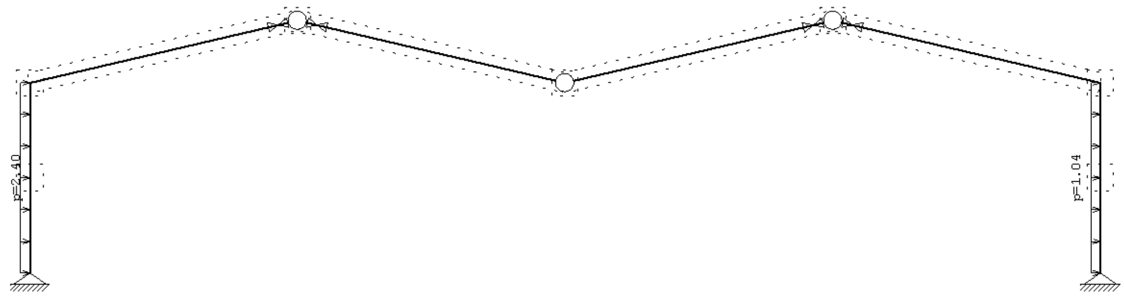
Okvir: V_13

Obt. 4: Veter pravokotno na daljšo stran



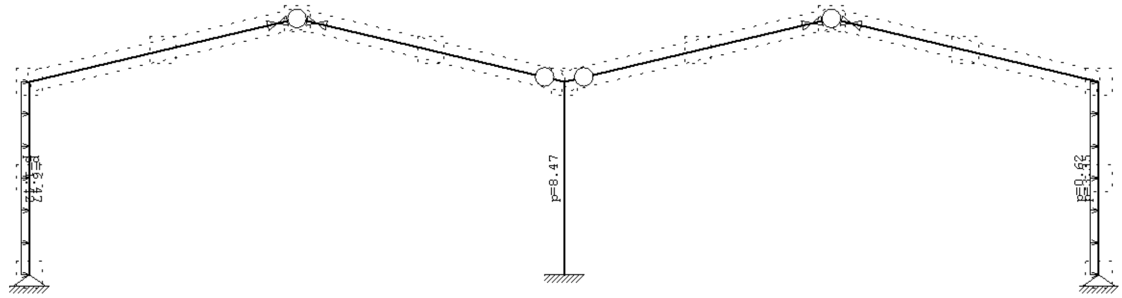
Okvir: V_14

Obt. 4: Veter pravokotno na daljšo stran



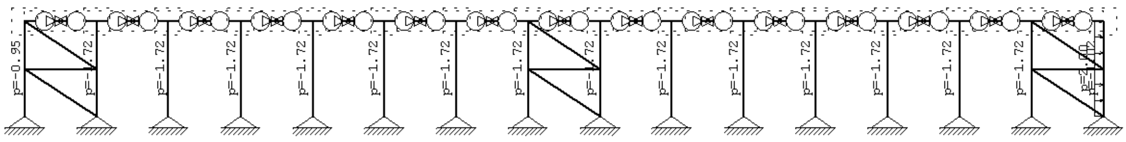
Okvir: V_15

Obt. 4: Veter pravokotno na daljšo stran



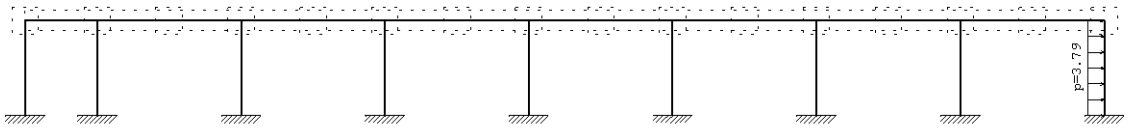
Okvir: V_16

Obt. 5: Veter pravokotno na krajšo stran



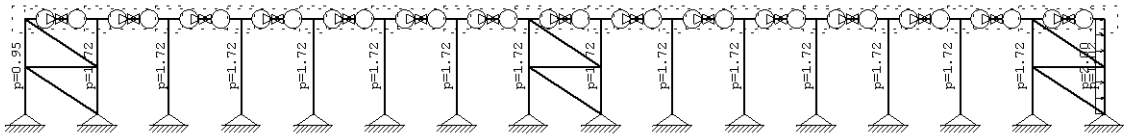
Okvir: H_1

Obt. 5: Veter pravokotno na krajšo stran



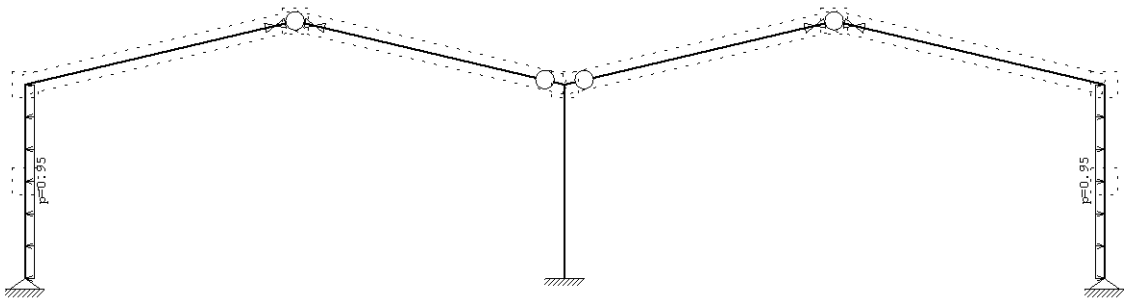
Okvir: H_3

Obt. 5: Veter pravokotno na krajšo stran



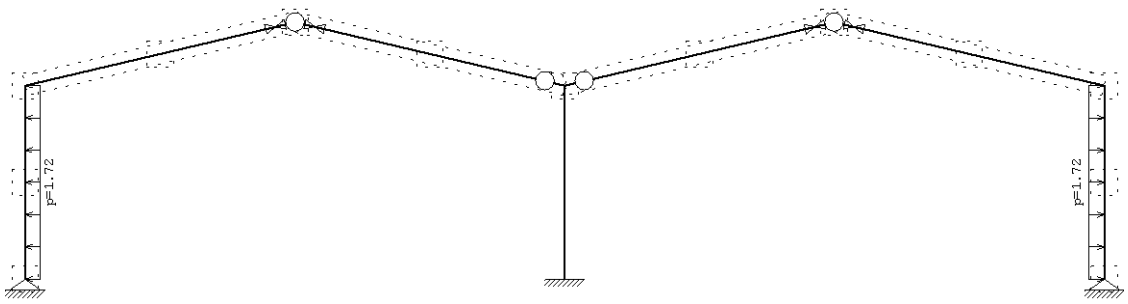
Okvir: H_5

Obt. 5: Veter pravokotno na krajšo stran



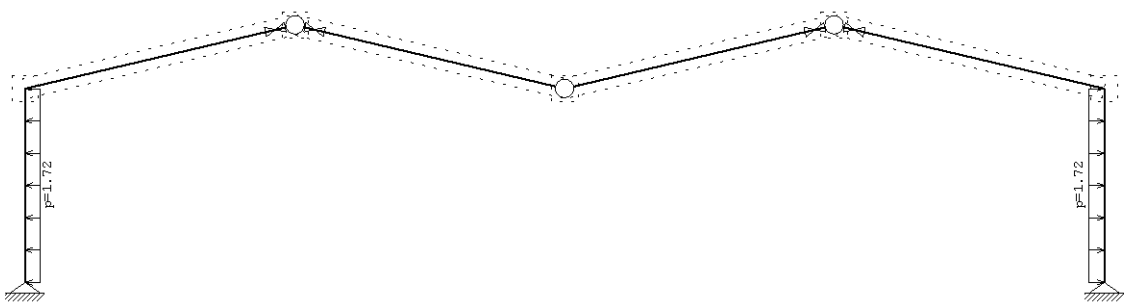
Okvir: V_1

Obt. 5: Veter pravokotno na krajšo stran



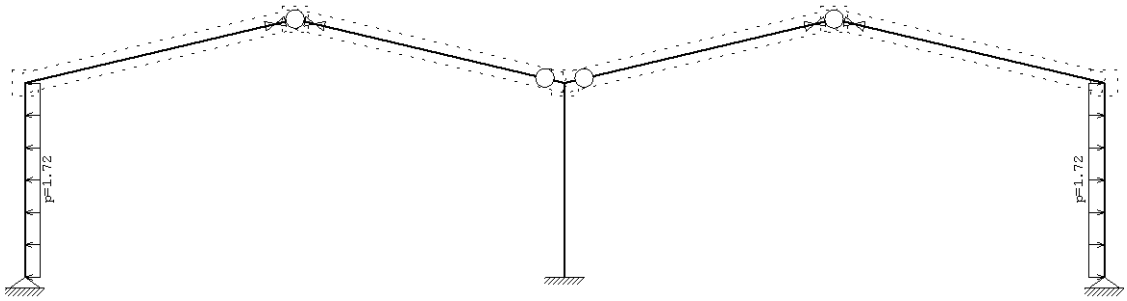
Okvir: V_2

Obt. 5: Veter pravokotno na krajšo stran



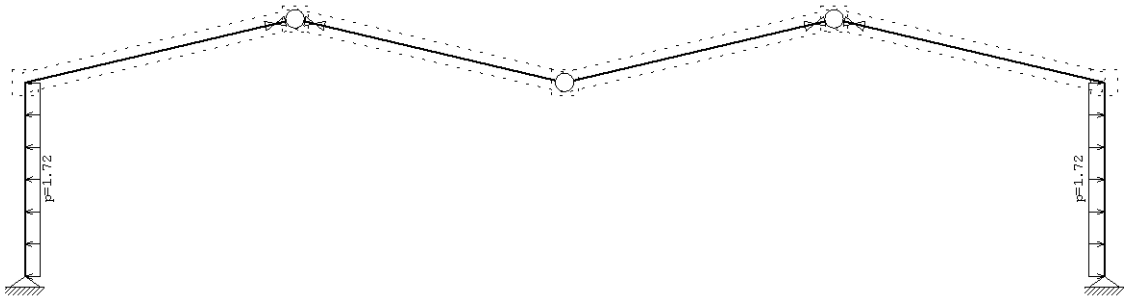
Okvir: V_3

Obt. 5: Veter pravokotno na krajšo stran



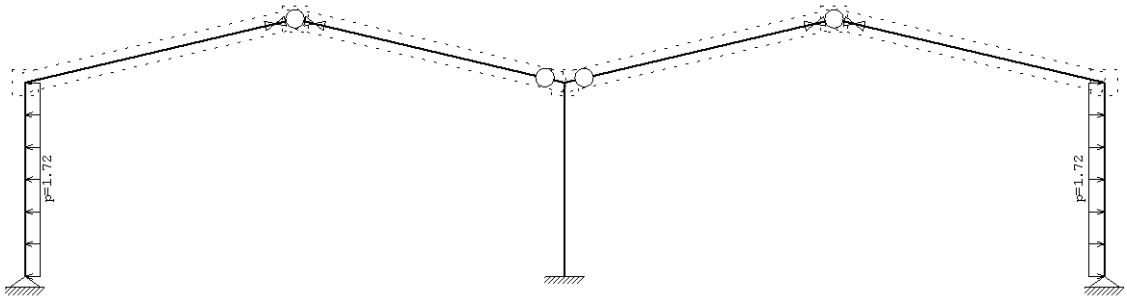
Okvir: V_4

Obt. 5: Veter pravokotno na krajšo stran



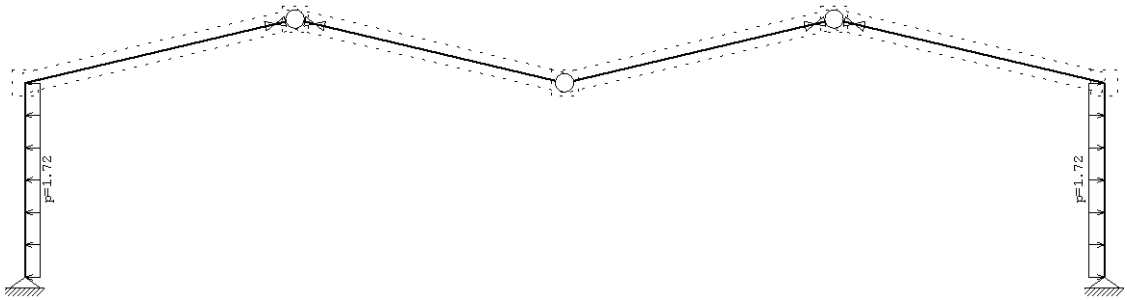
Okvir: V_5

Obt. 5: Veter pravokotno na krajšo stran



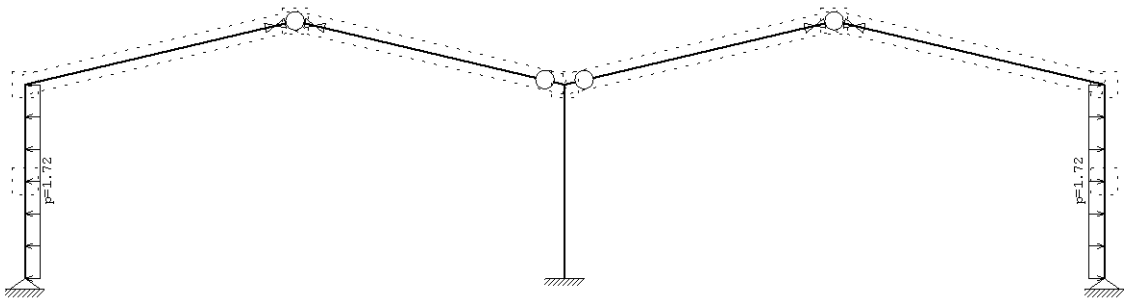
Okvir: V_6

Obt. 5: Veter pravokotno na krajšo stran



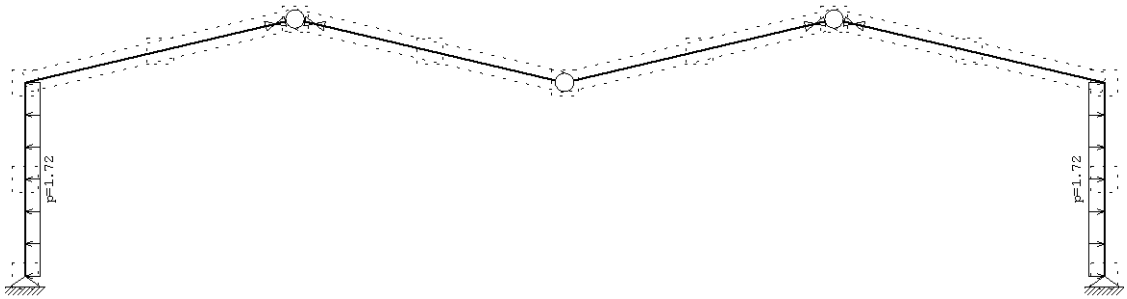
Okvir: V_7

Obt. 5: Veter pravokotno na krajšo stran



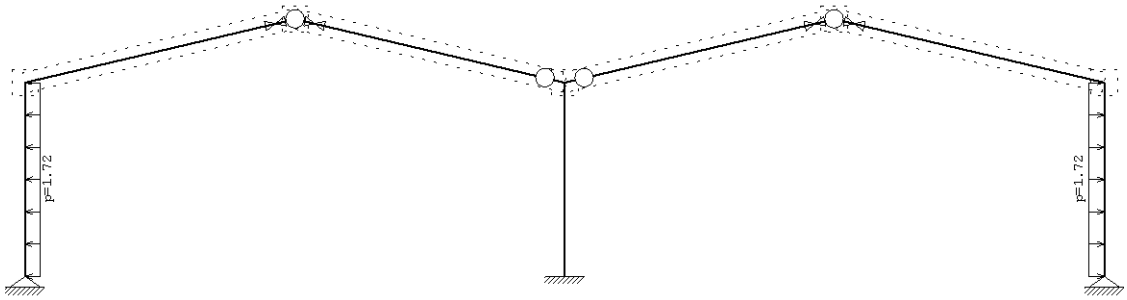
Okvir: V_8

Obt. 5: Veter pravokotno na krajšo stran



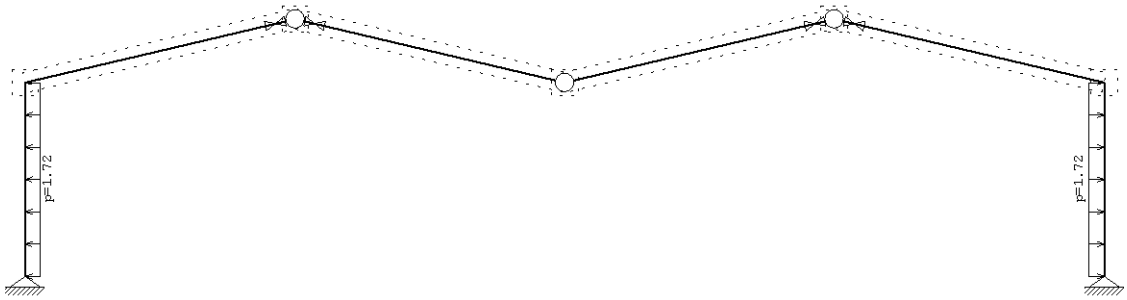
Okvir: V_9

Obt. 5: Veter pravokotno na krajšo stran



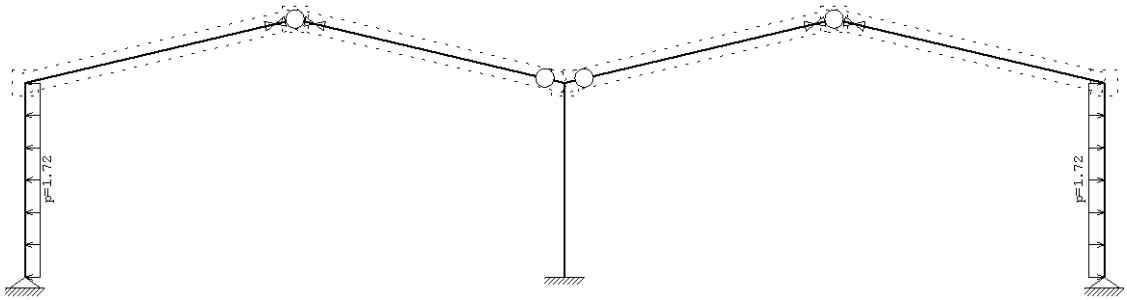
Okvir: V_10

Obt. 5: Veter pravokotno na krajšo stran



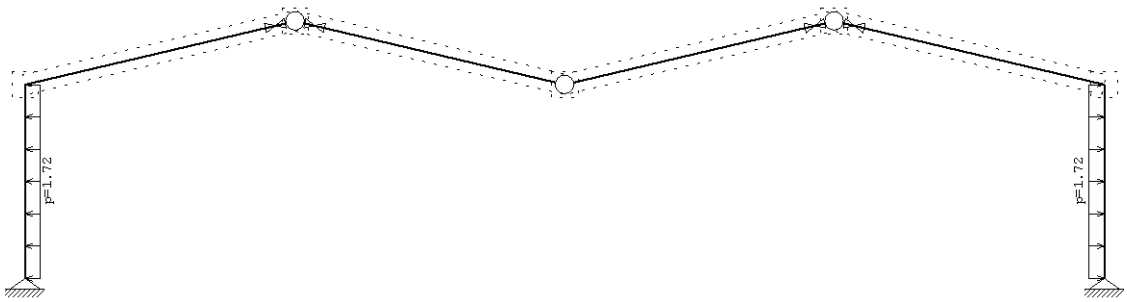
Okvir: V_11

Obt. 5: Veter pravokotno na krajšo stran



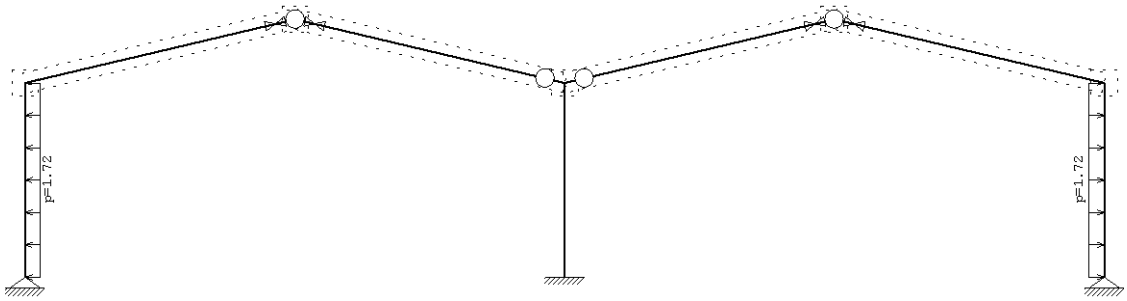
Okvir: V_12

Obt. 5: Veter pravokotno na krajšo stran



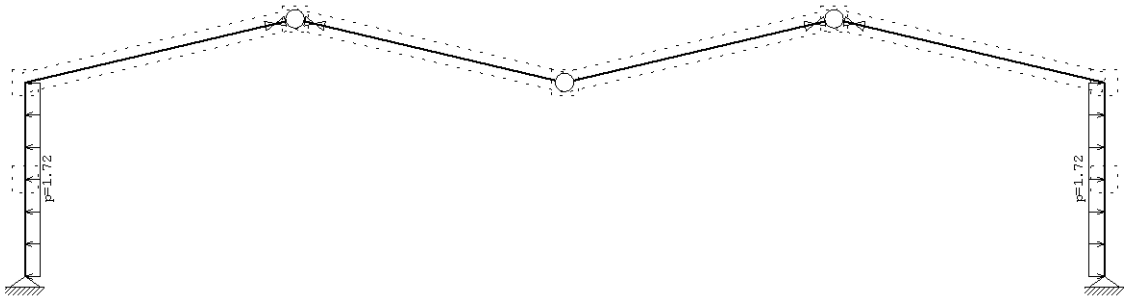
Okvir: V_13

Obt. 5: Veter pravokotno na krajšo stran



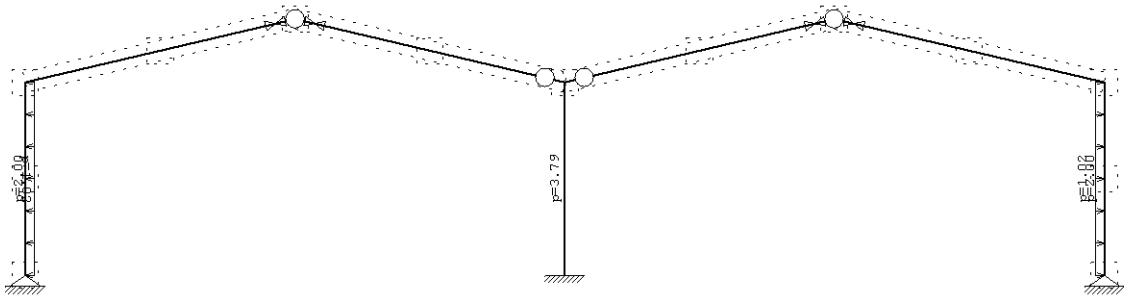
Okvir: V_14

Obt. 5: Veter pravokotno na krajšo stran



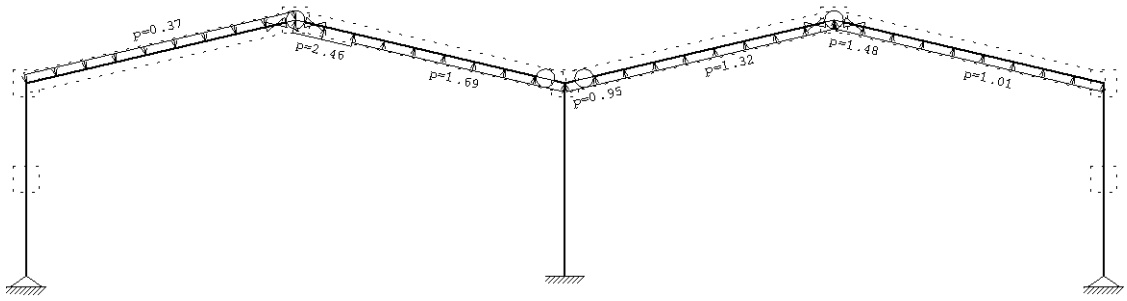
Okvir: V_15

Obt. 5: Veter pravokotno na krajšo stran



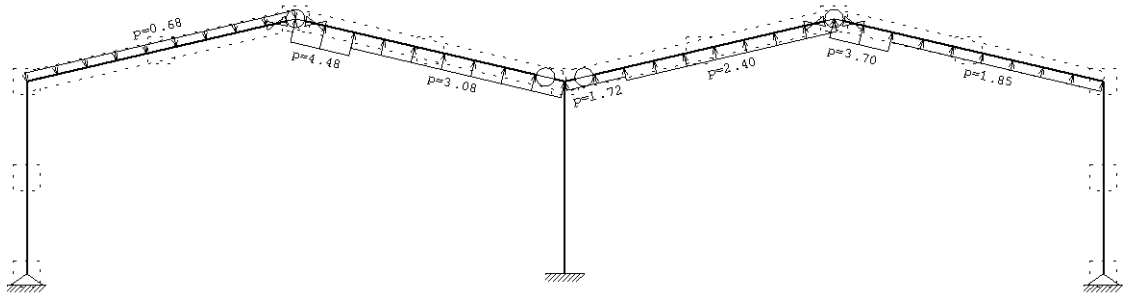
Okvir: V_16

Obt. 6: Veter pravokotno na daljšo stran strehe



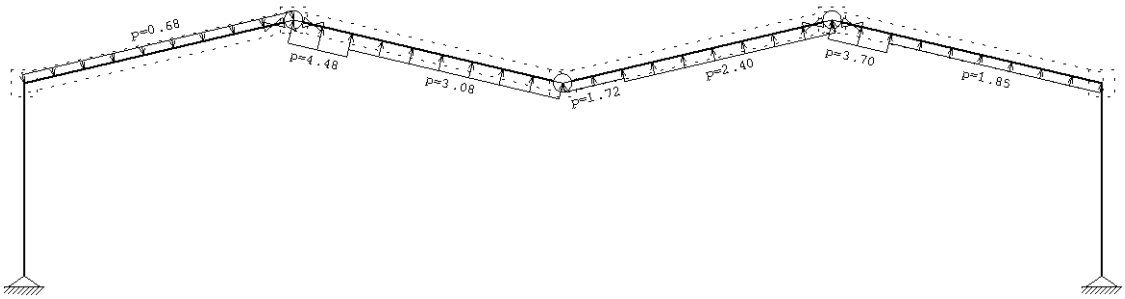
Okvir: V_1

Obt. 6: Veter pravokotno na daljšo stran strehe



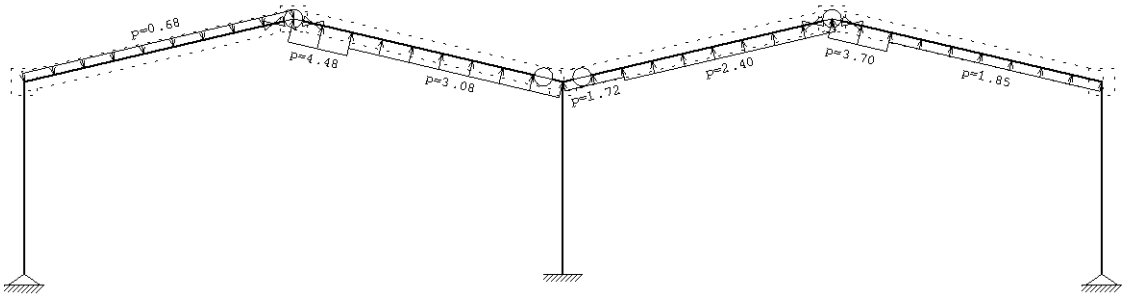
Okvir: V_2

Obt. 6: Veter pravokotno na daljšo stran strehe



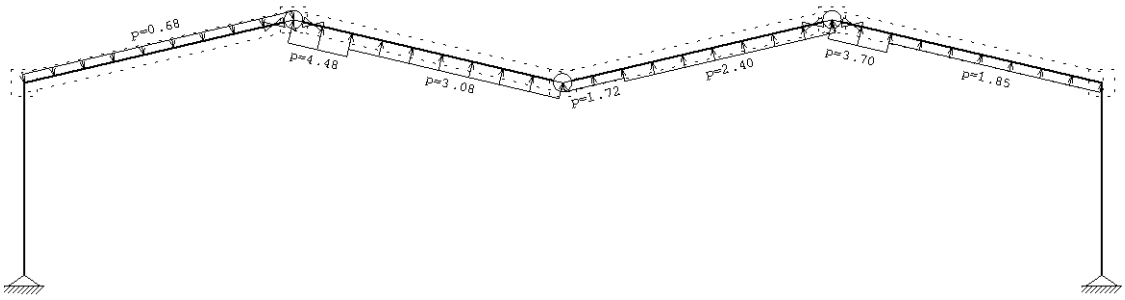
Okvir: V_3

Obt. 6: Veter pravokotno na daljšo stran strehe



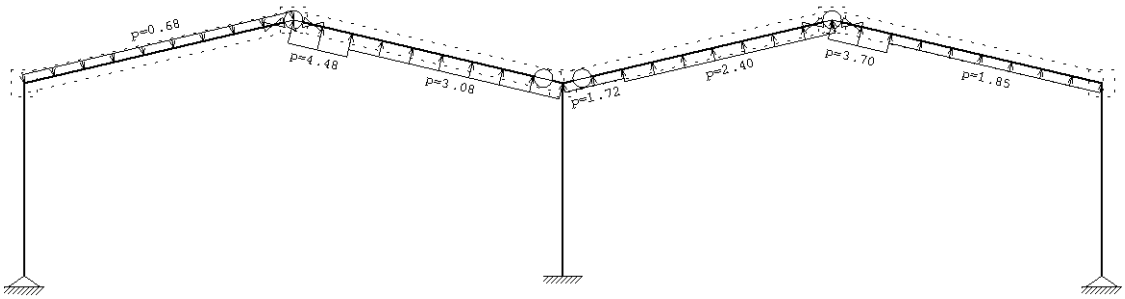
Okvir: V_4

Obt. 6: Veter pravokotno na daljšo stran strehe



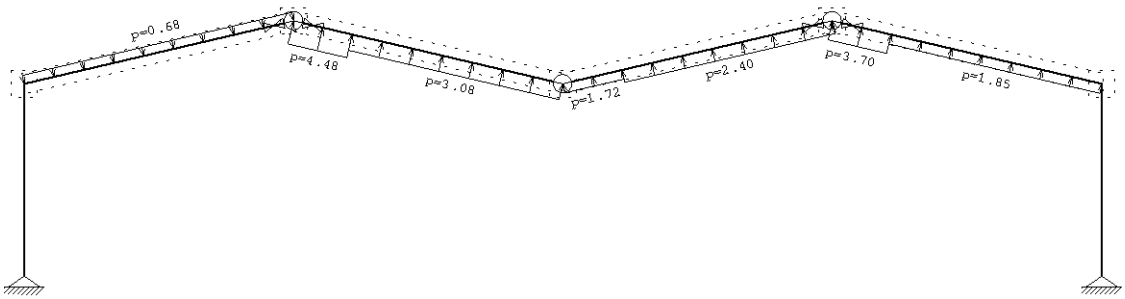
Okvir: V_5

Obt. 6: Veter pravokotno na daljšo stran strehe



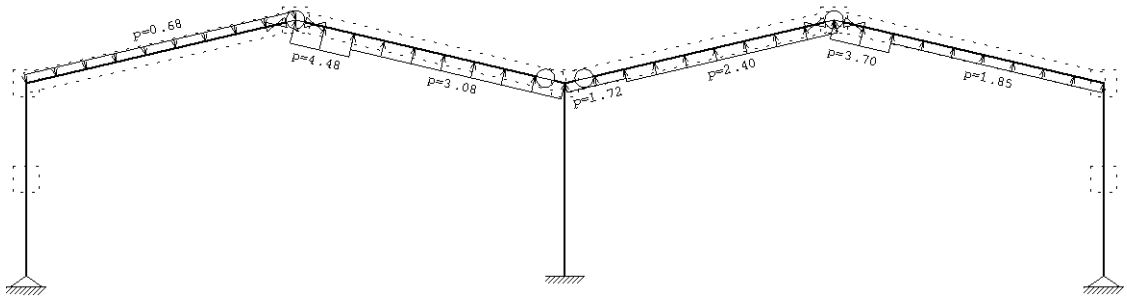
Okvir: V_6

Obt. 6: Veter pravokotno na daljšo stran strehe



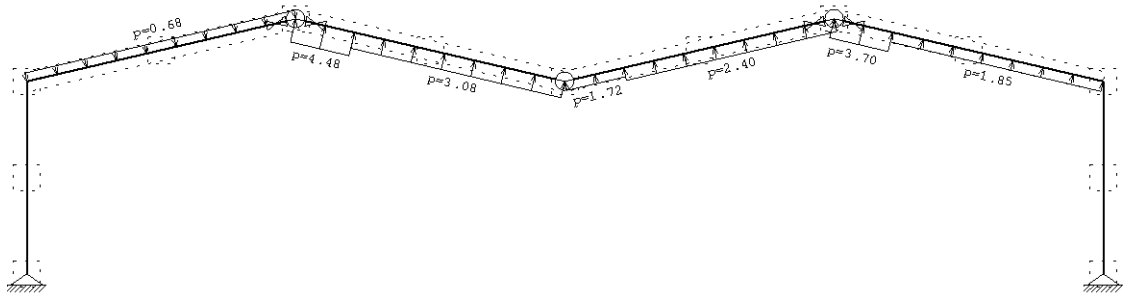
Okvir: V_7

Obt. 6: Veter pravokotno na daljšo stran strehe



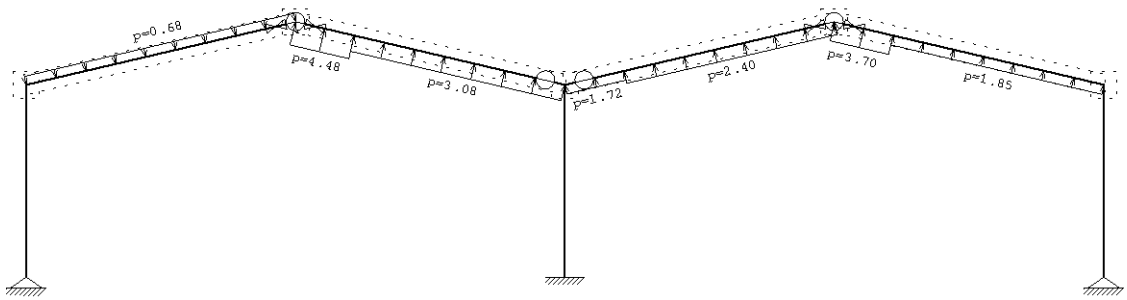
Okvir: V_8

Obt. 6: Veter pravokotno na daljšo stran strehe



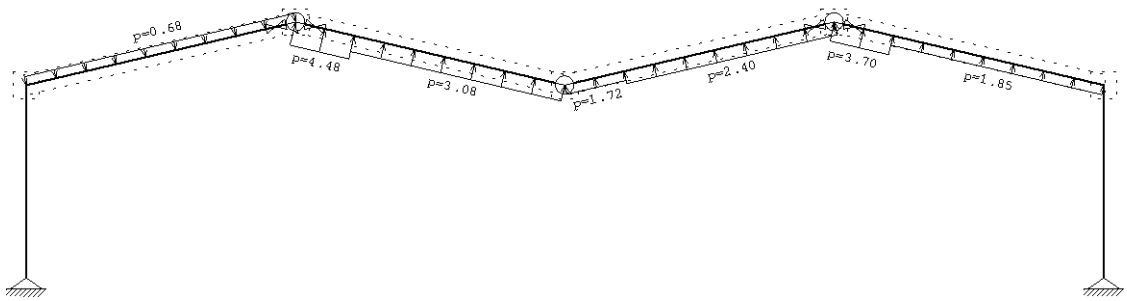
Okvir: V_9

Obt. 6: Veter pravokotno na daljšo stran strehe



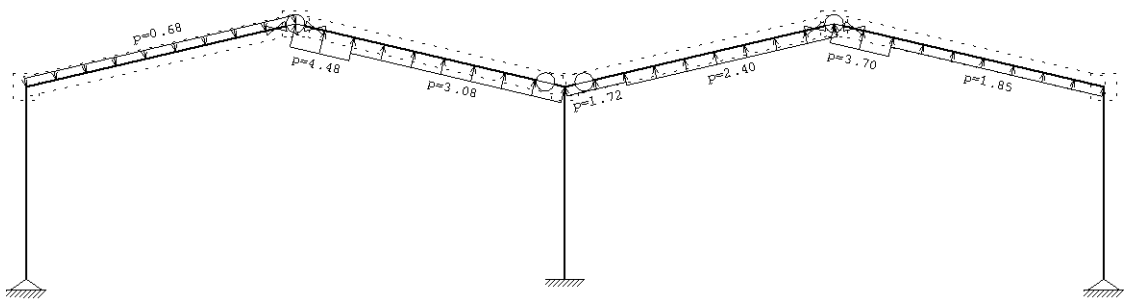
Okvir: V_10

Obt. 6: Veter pravokotno na daljšo stran strehe



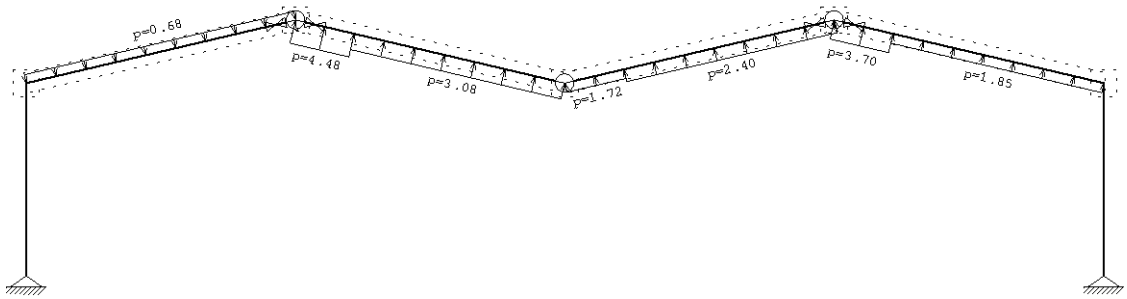
Okvir: V_11

Obt. 6: Veter pravokotno na daljšo stran strehe



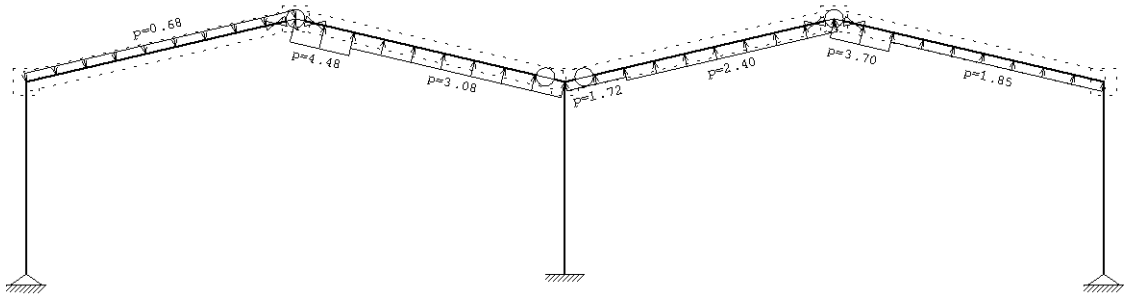
Okvir: V_12

Obt. 6: Veter pravokotno na daljšo stran strehe



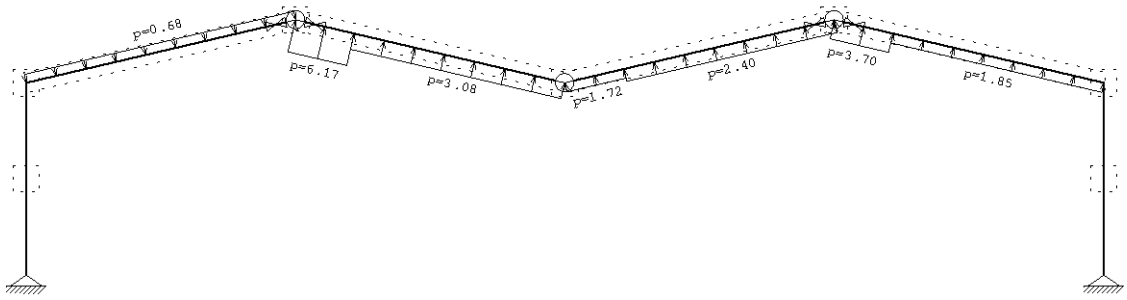
Okvir: V_13

Obt. 6: Veter pravokotno na daljšo stran strehe



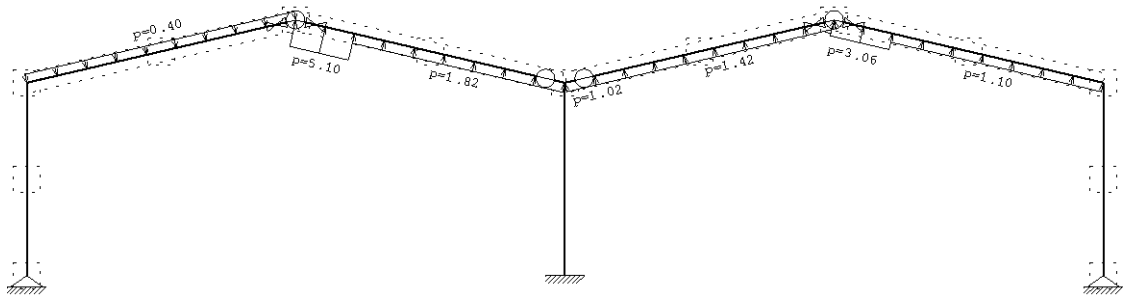
Okvir: V_14

Obt. 6: Veter pravokotno na daljšo stran strehe



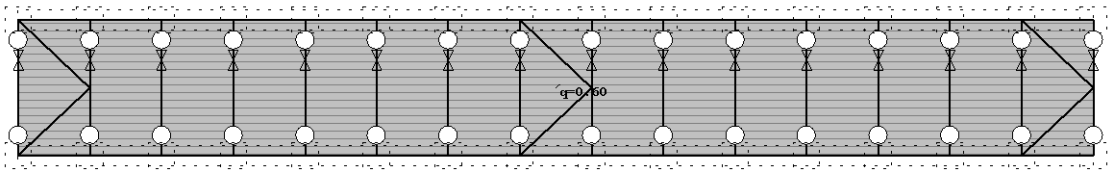
Okvir: V_15

Obt. 6: Veter pravokotno na daljšo stran strehe



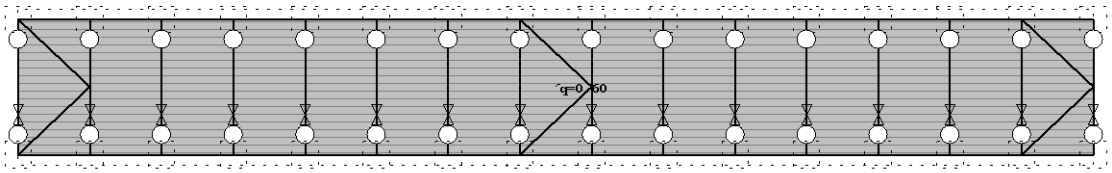
Okvir: V_16

Obt. 7: Veter pravokotno na krajšo stran strehe



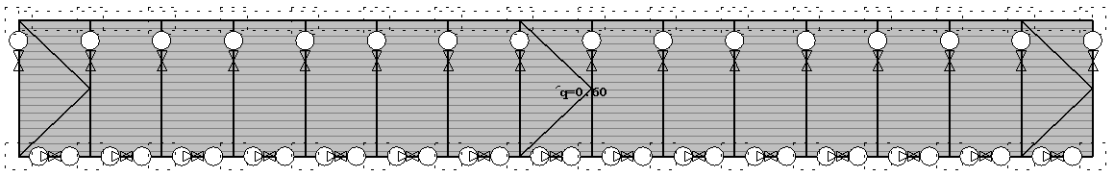
Pogled: 3

Obt. 7: Veter pravokotno na krajšo stran strehe



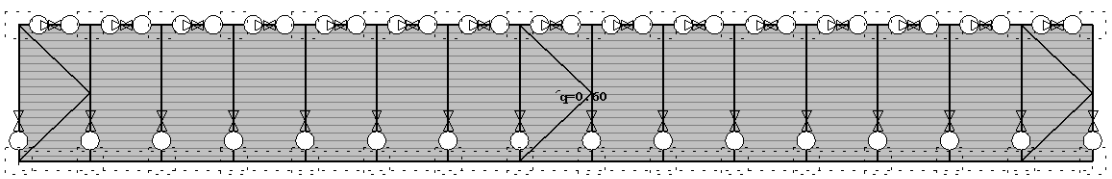
Pogled: 2

Obt. 7: Veter pravokotno na krajšo stran strehe



Pogled: 1

Obt. 7: Veter pravokotno na krajšo stran strehe



Pogled: 4

Modalna analiza

Faktorji obtežb za preračun mas

No	Naziv	Koeficient			
1	Lastna teža (g)	1.00	5	Veter pravokotno na krajšo stran	0.00
2	Koristna obtežba strehe	0.30	6	Veter pravokotno na daljšo stran strehe	0.00
3	Obtežba snega	0.00	7	Veter pravokotno na krajšo stran strehe	0.00
4	Veter pravokotno na daljšo stran	0.00			

Razporeditev mas po višini objekta

Nivo	Z [m]	Masa [T]			
	0.00	666.83		Σ=	666.83

Nihajne dobe konstrukcije

No	T [s]	f [Hz]
1	1.1855	0.8435
2	0.6496	1.5394
3	0.4873	2.0522
4	0.4849	2.0624
5	0.4703	2.1265
6	0.4267	2.3436
7	0.3823	2.6155
8	0.3550	2.8171
9	0.2853	3.5057
10	0.2371	4.2177

Seizmični preračun

Seizmični preračun: EUROCODE

Kategorija tal:	C
Kategorija pomena:	II
Razmerje ag/g:	0.17
Faktor obnašanja:	3.3

Faktorji smeri potresa:

Naziv	Kx	Ky	Kz
Potres v osi X	1.000	0.300	0.300
Potres v osi Y	0.300	1.000	0.300
Potres v osi Z	0.300	0.300	1.000

Potres v osi X

Nivo	Z [m]	Ton 1			Ton 2			Ton 3		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	0.00	-0.00	146.80	0.00	0.00	0.16	0.00	0.21	-0.01	116.94
	Σ=	-0.00	146.80	0.00	0.00	0.16	0.00	0.21	-0.01	116.94

Nivo	Z [m]	Ton 4			Ton 5			Ton 6		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	0.00	0.00	74.89	0.01	72.76	-0.00	-0.32	0.00	0.01	-0.00
	Σ=	0.00	74.89	0.01	72.76	-0.00	-0.32	0.00	0.01	-0.00

Nivo	Z [m]	Ton 7			Ton 8			Ton 9		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	0.00	0.00	0.37	0.00	813.37	0.00	0.65	0.08	0.00	-0.11
	Σ=	0.00	0.37	0.00	813.37	0.00	0.65	0.08	0.00	-0.11

Nivo	Z [m]	Ton 10			Vsi toni		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	0.00	0.00	0.00	-0.00	886.42	222.21	117.17
	Σ=	0.00	0.00	-0.00	886.42	222.21	117.17

Potres v osi Y

Nivo	Z [m]	Ton 1			Ton 2			Ton 3		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	0.00	-0.00	489.34	0.00	0.00	0.52	0.00	0.21	-0.01	116.43
	Σ=	-0.00	489.34	0.00	0.00	0.52	0.00	0.21	-0.01	116.43

Nivo	Z [m]	Ton 4			Ton 5			Ton 6		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	0.00	0.00	249.60	0.04	21.76	-0.00	-0.10	0.00	0.03	-0.00
	Σ=	0.00	249.60	0.04	21.76	-0.00	-0.10	0.00	0.03	-0.00

Nivo	Z [m]	Ton 7			Ton 8			Ton 9		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	0.00	0.00	1.22	0.00	244.15	0.00	0.20	-0.01	-0.00	0.02
	Σ=	0.00	1.22	0.00	244.15	0.00	0.20	-0.01	-0.00	0.02

Nivo	Z [m]	Ton 10			Vsi toni		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	0.00	0.00	0.00	-0.00	266.10	740.70	116.59
	Σ=	0.00	0.00	-0.00	266.10	740.70	116.59

Potres v osi Z

Nivo	Z [m]	Ton 1			Ton 2			Ton 3		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	0.00	-0.00	146.80	0.00	0.00	0.16	0.00	0.69	-0.04	387.73
	Σ=	-0.00	146.80	0.00	0.00	0.16	0.00	0.69	-0.04	387.73

Nivo	Z [m]	Ton 4			Ton 5			Ton 6		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	0.00	0.00	74.92	0.01	21.53	-0.00	-0.10	0.00	0.01	-0.00
	Σ=	0.00	74.92	0.01	21.53	-0.00	-0.10	0.00	0.01	-0.00

Nivo	Z [m]	Ton 7			Ton 8			Ton 9		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	0.00	0.00	0.37	0.00	244.60	0.00	0.20	-0.14	-0.00	0.19
	Σ=	0.00	0.37	0.00	244.60	0.00	0.20	-0.14	-0.00	0.19

Nivo	Z [m]	Ton 10			Vsi toni		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
	0.00	0.00	0.00	-0.00	266.68	222.21	388.04
	Σ=	0.00	0.00	-0.00	266.68	222.21	388.04

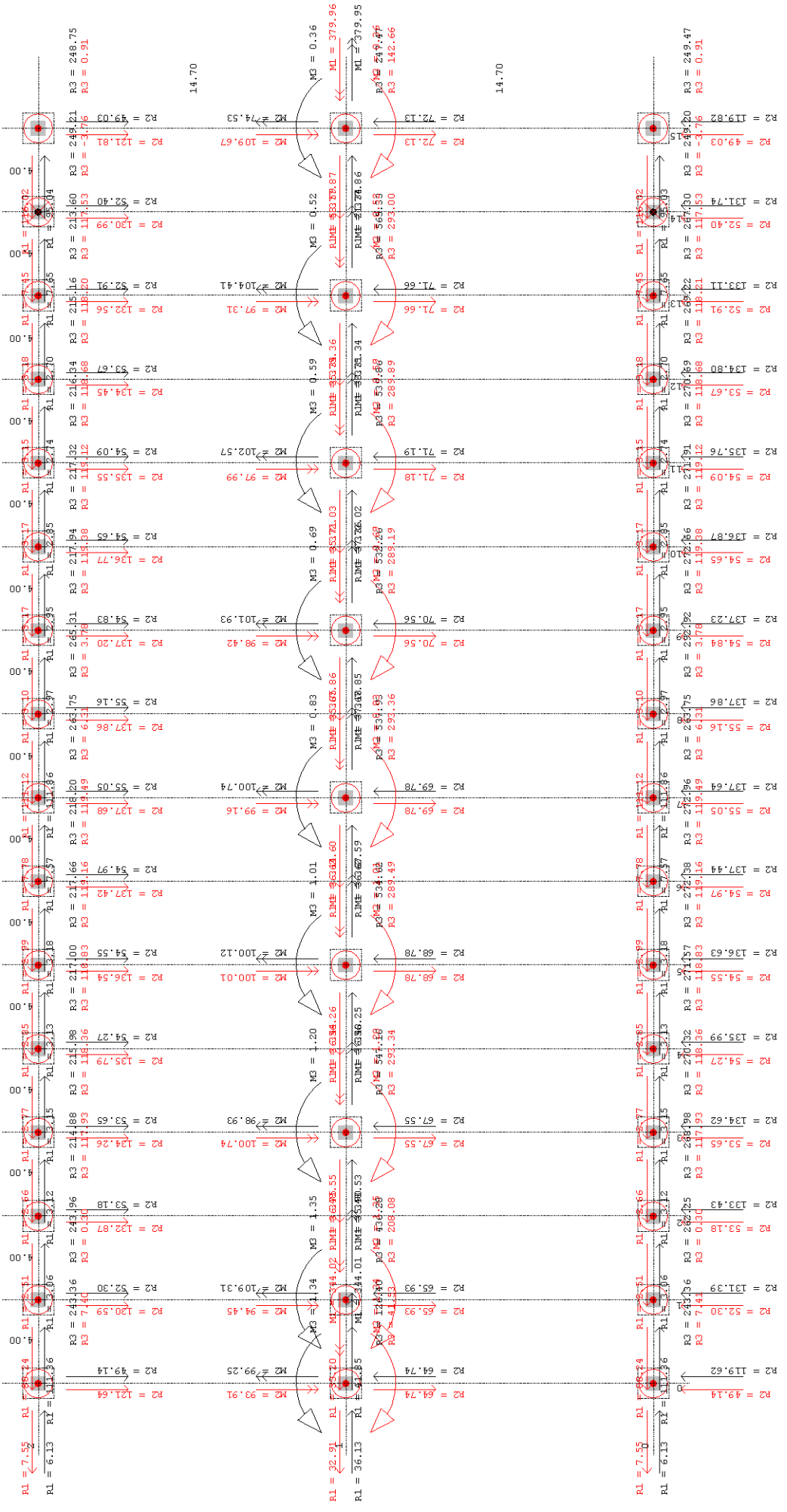
Faktorji participacije

Naziv / Ton	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Potres v osi X	0.045	0.000	0.036	0.023	0.074	0.000	0.000	0.823	0.000	0.000
Potres v osi Y	0.572	0.001	0.041	0.292	0.008	0.000	0.001	0.086	0.000	0.000
Potres v osi Z	0.082	0.000	0.725	0.042	0.012	0.000	0.000	0.138	0.000	0.000

Faktorji participacije

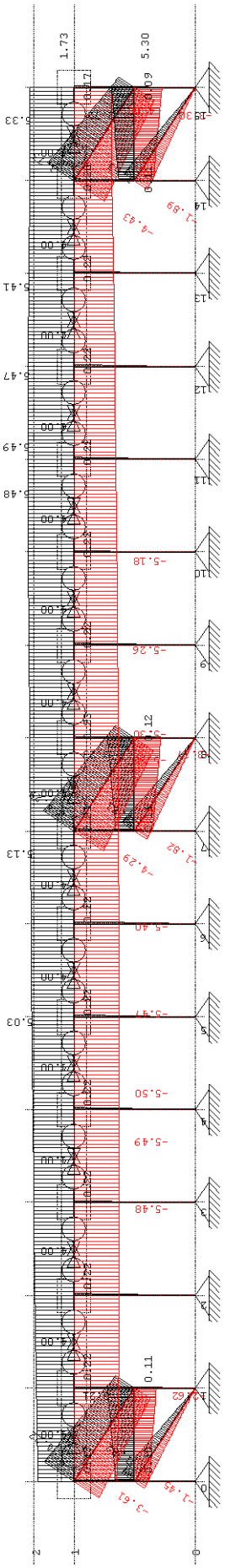
Ton	UX (%)	UY (%)	UZ (%)	ΣUX (%)	ΣUY (%)	ΣUZ (%)
1	0.00	67.93	0.00	0.00	67.93	0.00
2	0.00	0.06	0.00	0.00	67.99	0.00
3	0.00	0.00	41.39	0.00	67.99	41.39
4	0.00	26.66	0.00	0.00	94.64	41.39
5	7.78	0.00	0.00	7.78	94.64	41.39
6	0.00	0.00	0.00	7.78	94.64	41.39
7	0.00	0.13	0.00	7.78	94.78	41.39
8	86.85	0.00	0.00	94.63	94.78	41.39
9	0.01	0.00	0.03	94.64	94.78	41.42
10	0.00	0.00	0.00	94.64	94.78	41.42

Ovo: 11-19



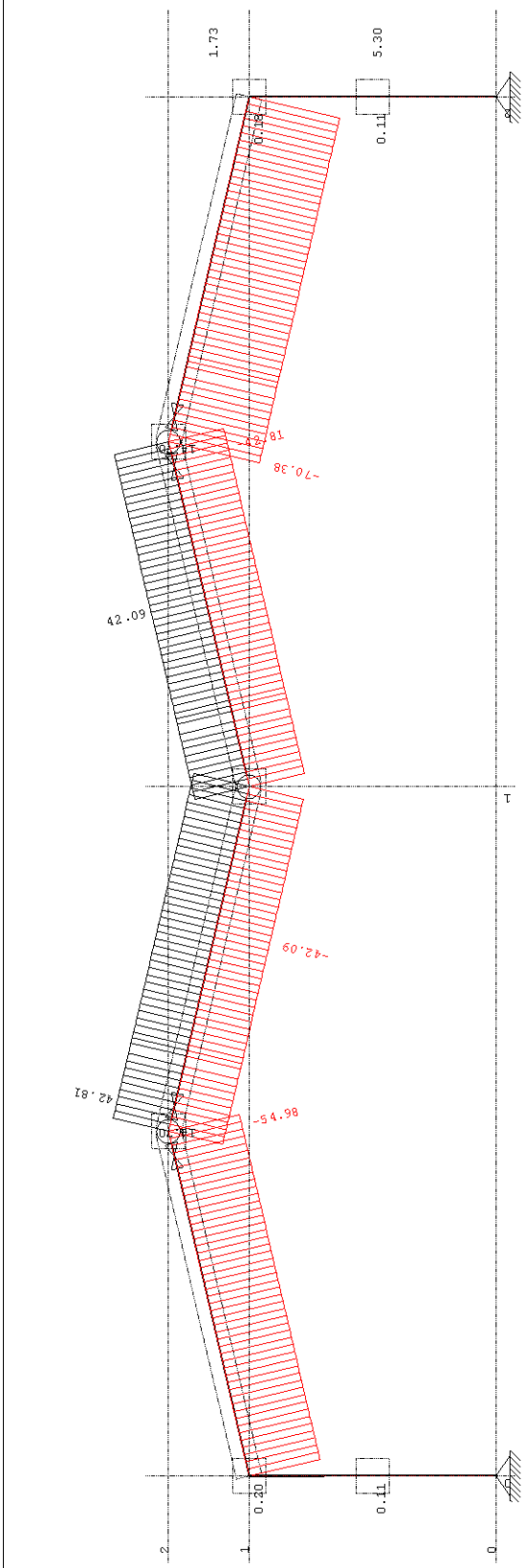
Nivo: [0.00]
Reakcije podpor

Ovo: 11-19



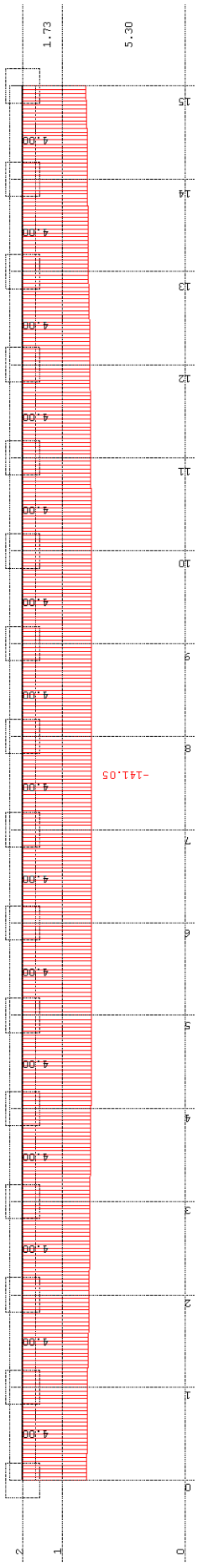
Okvir: H_1
Vplivi v gredi: max u1= 5.49 / min u1= -5.50 m / 1000

Ovo: 11-19



Okvir: V_15
Vplivi v gredi: max u1= 42.81 / min u1= -70.38 m / 1000

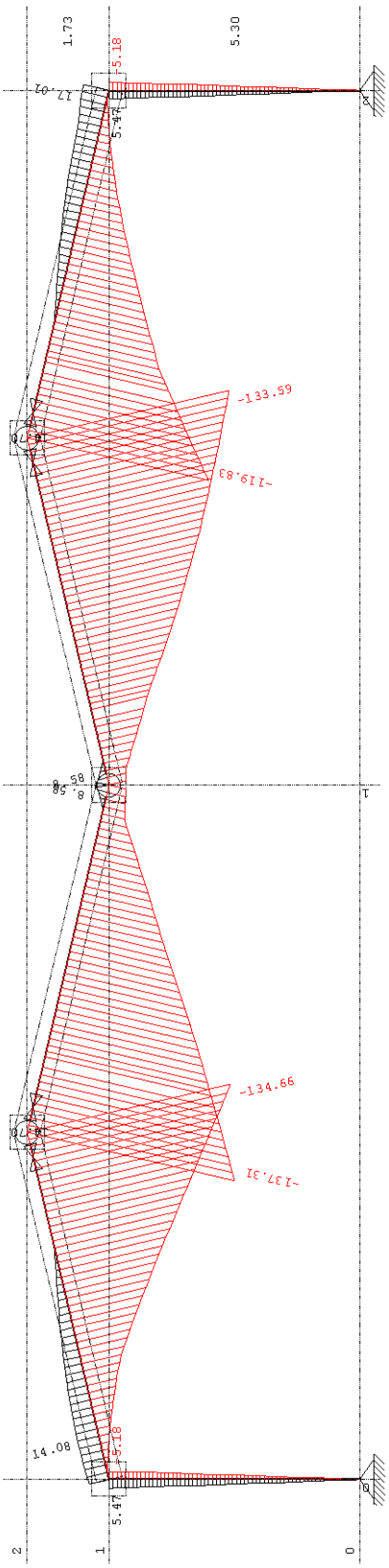
Ovo: 11-19



Okvir: H_2

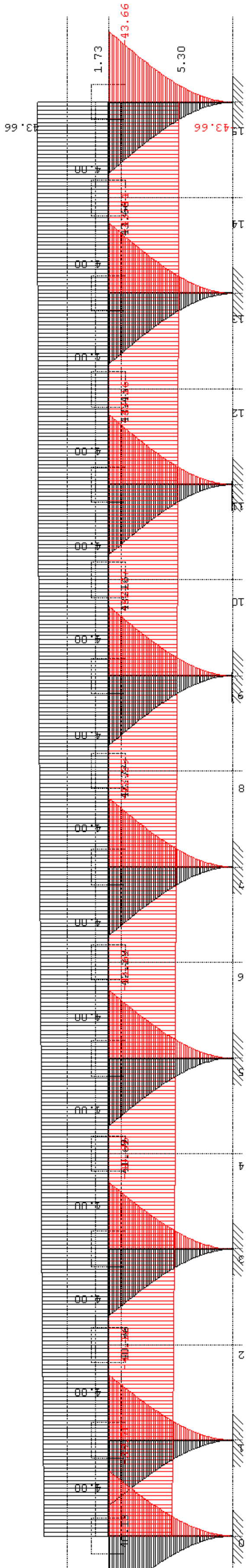
Vpliv i v gredi: max u2= -21.97 / min u2= -141.05 m / 1000

Ovo: 11-19



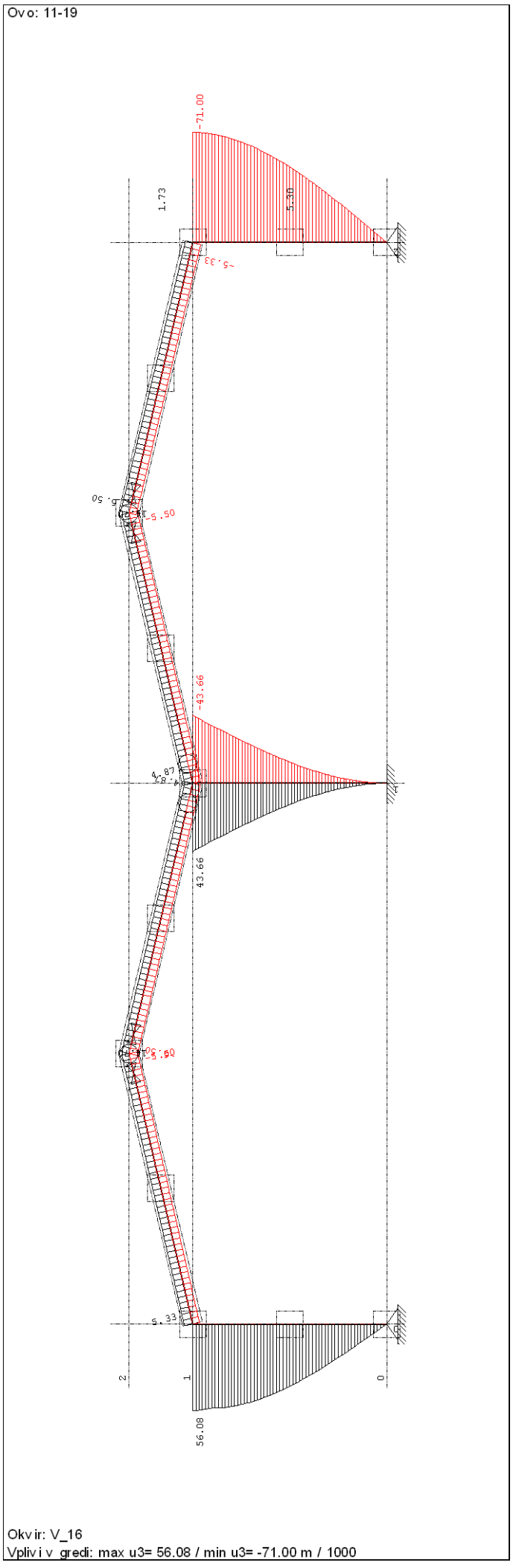
Okvir: V_11
Vplivi v gredi: max u2= 17.01 / min u2= -137.31 m / 1000

Ovo: 11-19

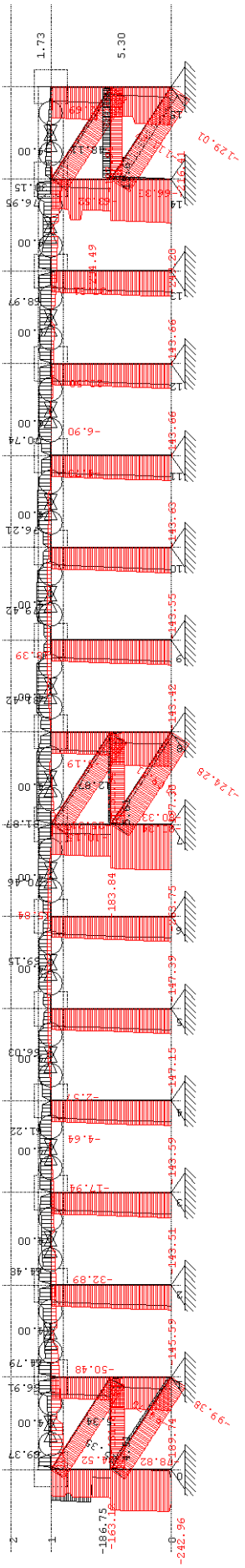


Okvir: H_3

Vplivi v gredi: max u3= 43.66 / min u3= -43.66 m / 1000

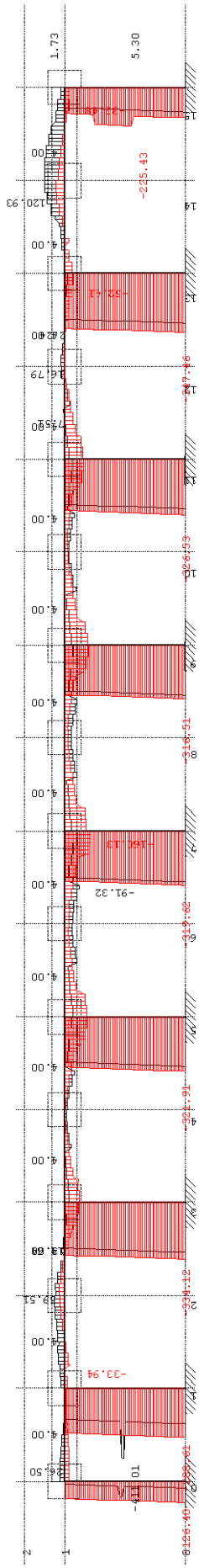

Ovo: 11-19
-71.00
1.73
5.30
-5.33
-43.66
43.66
56.08
2
1
0
Okvir: V_16
Vplivi v gredi: max u3= 56.08 / min u3= -71.00 m / 1000

Ovo: 11-19



Okvir: H_1
Vplivi v gredi: max N1= 81.87 / min N1= -263.75 kN (M3)

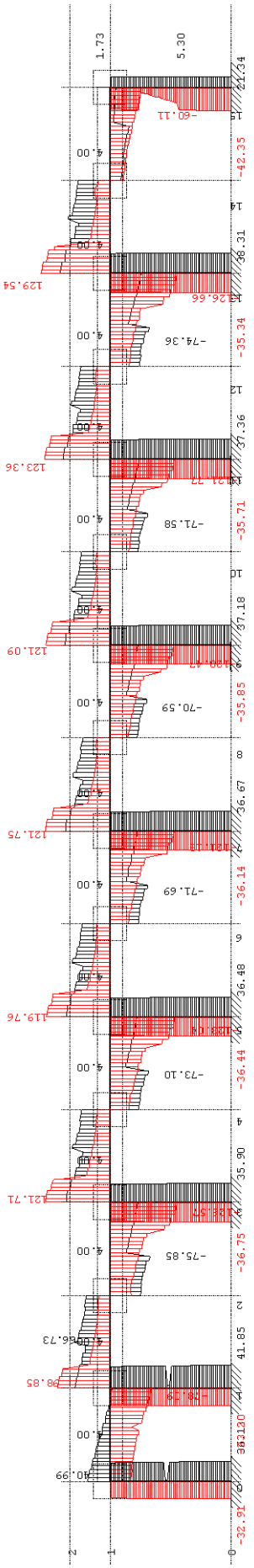
Ovo: 11-19



Okvir: H_3

Vplivi v gredi: max N1= 120.93 / min N1= -411.01 kN (M3)

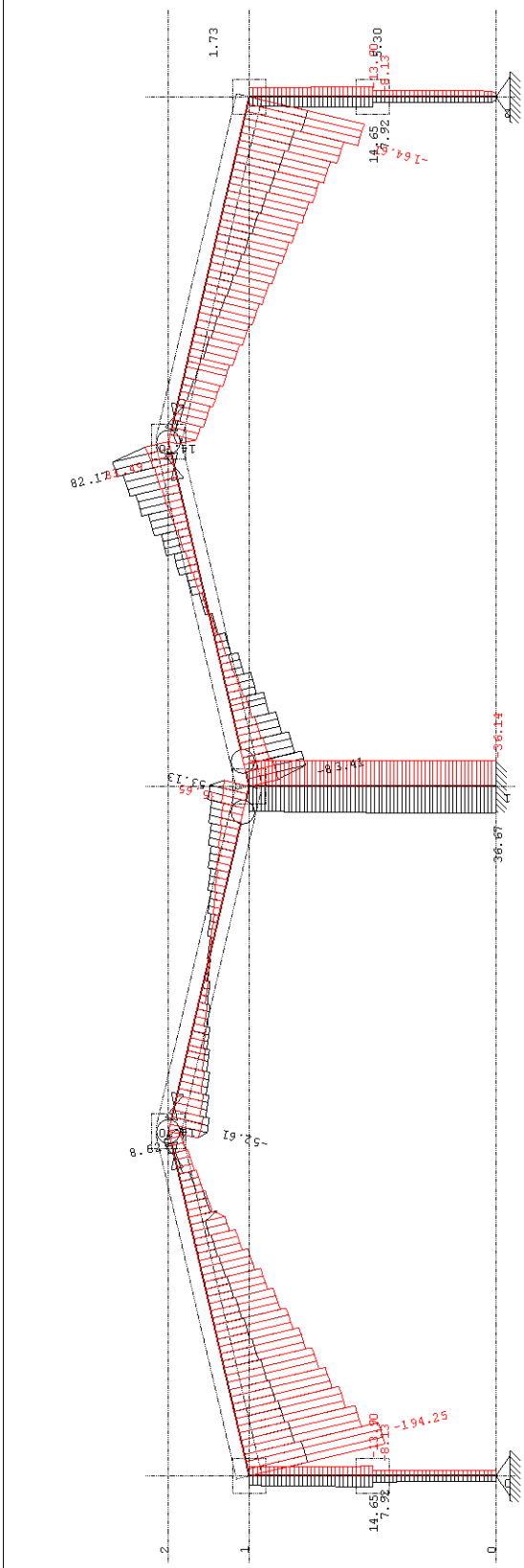
Ovo: 11-19



Okvir: H_3

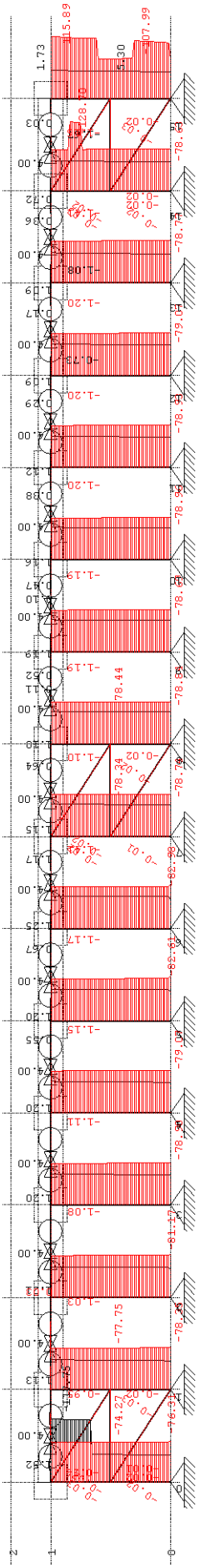
Vplivi v gredi: max T2= 129.54 / min T2= -126.66 kN (M3)

Ovo: 11-19



Okvir: V_8
Vplivi v gredi: max T2= 82.17 / min T2= -194.25 kN (M3)

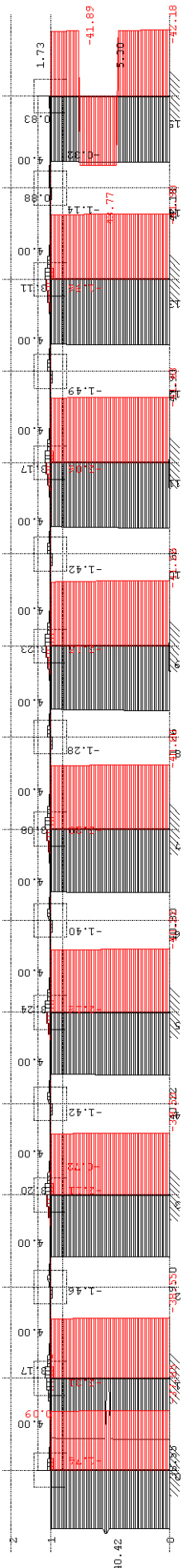
Ovo: 11-19



Okvir: H_1

Vplivi v gredi: max T3= 1.52 / min T3= -128.70 kN (M3)

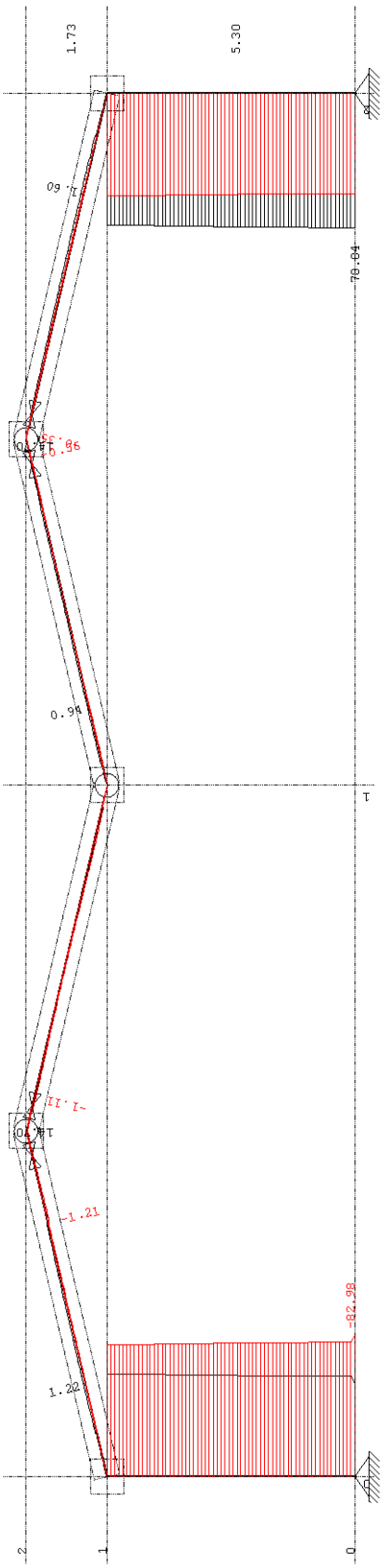
Ovo: 11-19



Okvir: H_3

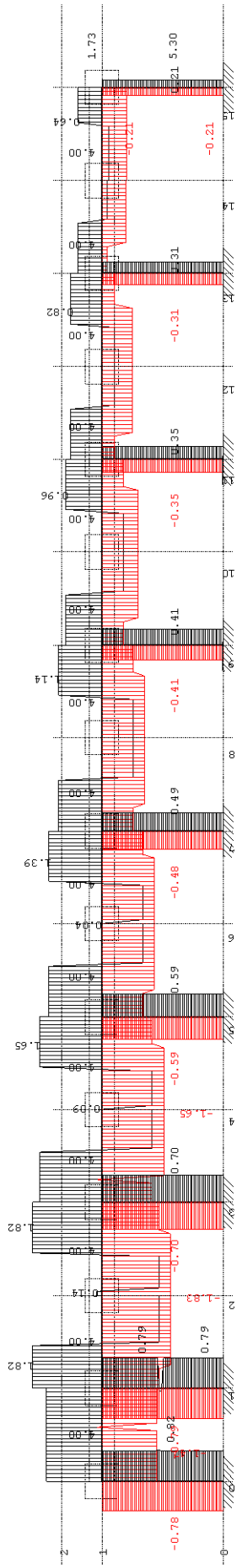
Vplivi v gredi: max T3= 43.77 / min T3= -42.18 kN (M3)

Ovo: 11-19



Okvir: V_7
Vplivi v gredi: max T3= 78.84 / min T3= -82.98 kN (M3)

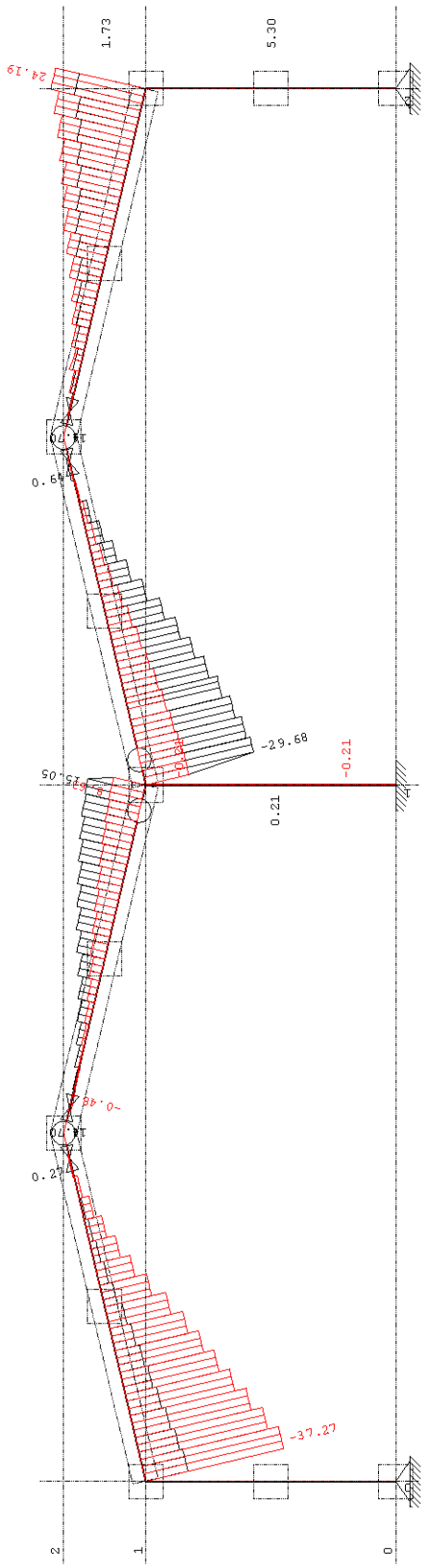
Ovo: 11-19



Okvir: H_3

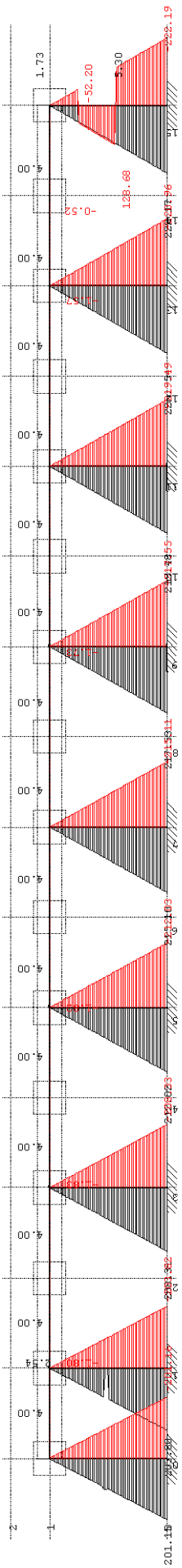
Vplivi v gredi: max M1= 1.82 / min M1= -1.83 kNm (M3)

Ovo: 11-19



Okvir: V_16
Vplivi v gredi: max M1= 24.19 / min M1= -37.27 kNm (M3)

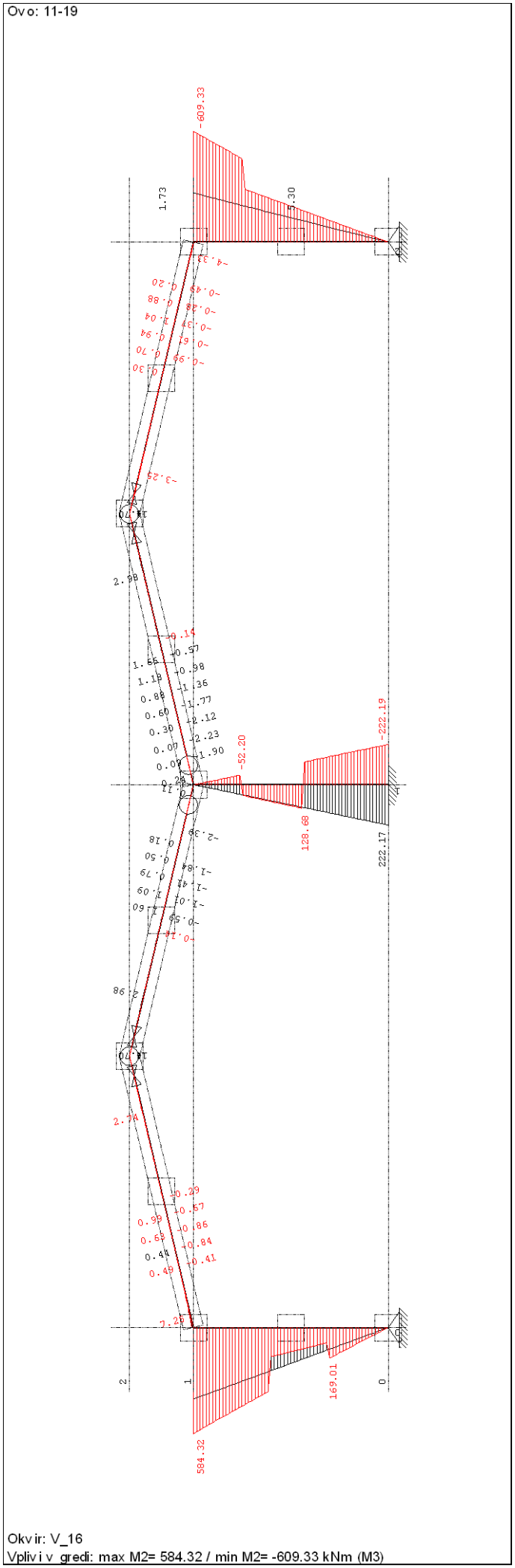
Ovo: 11-19



Okvir: H_3

Vplivi v gredi: max M2= 222.17 / min M2= -222.19 kNm (M3)

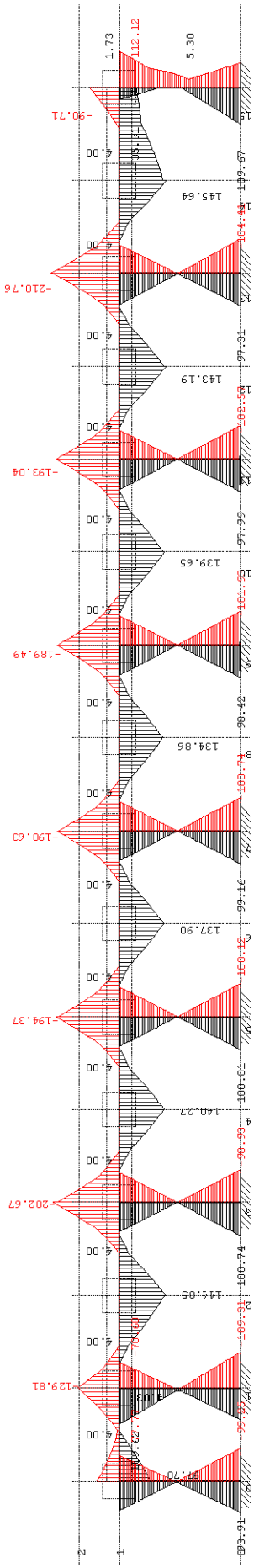
Ovo: 11-19



Okvir: V_16

Vplivi v gredi: max M2= 584.32 / min M2= -609.33 kNm (M3)

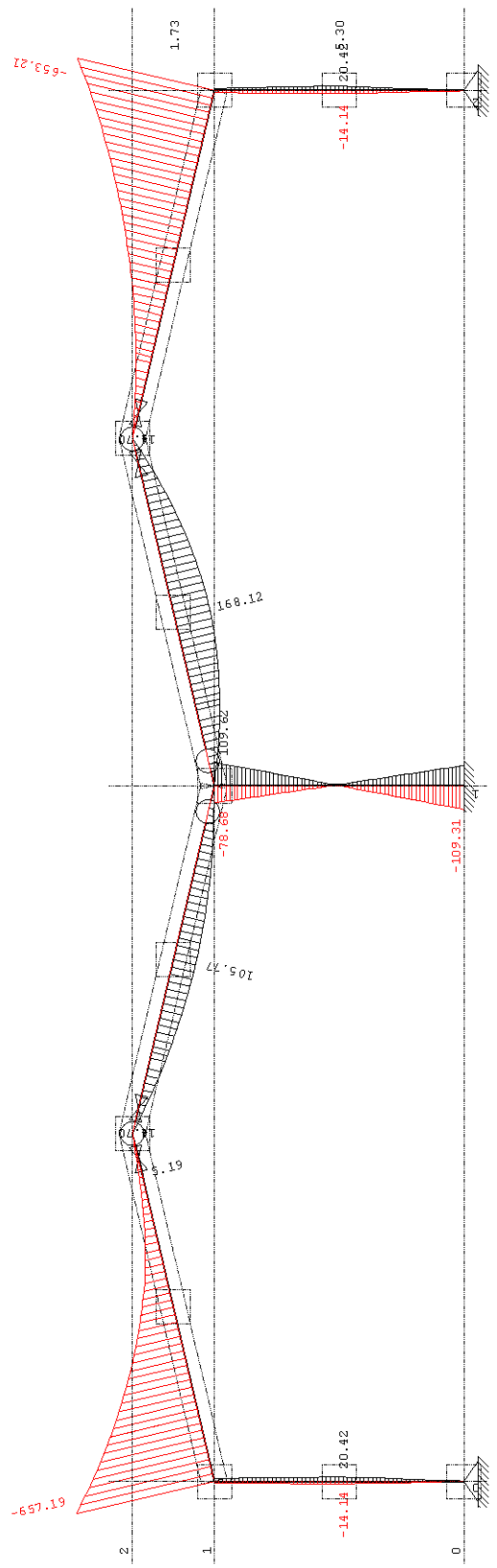
Ovo: 11-19



Okvir: H_3

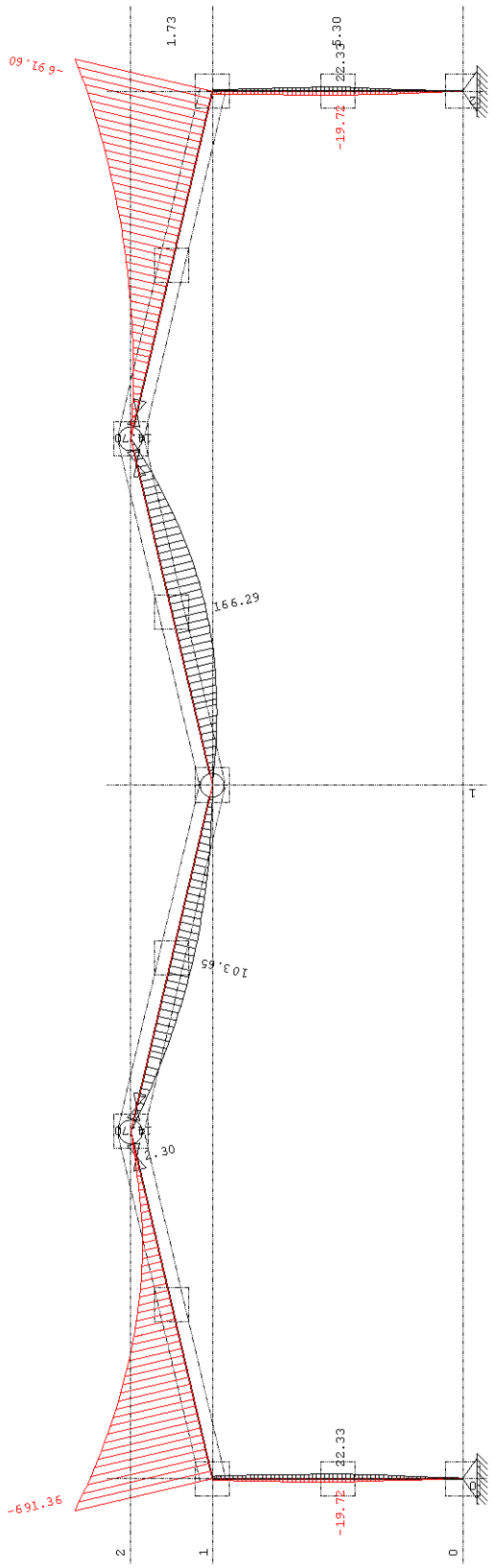
Vplivi v gredi: max M3= 145.64 / min M3= -210.76 kNm

Ovo: 11-19

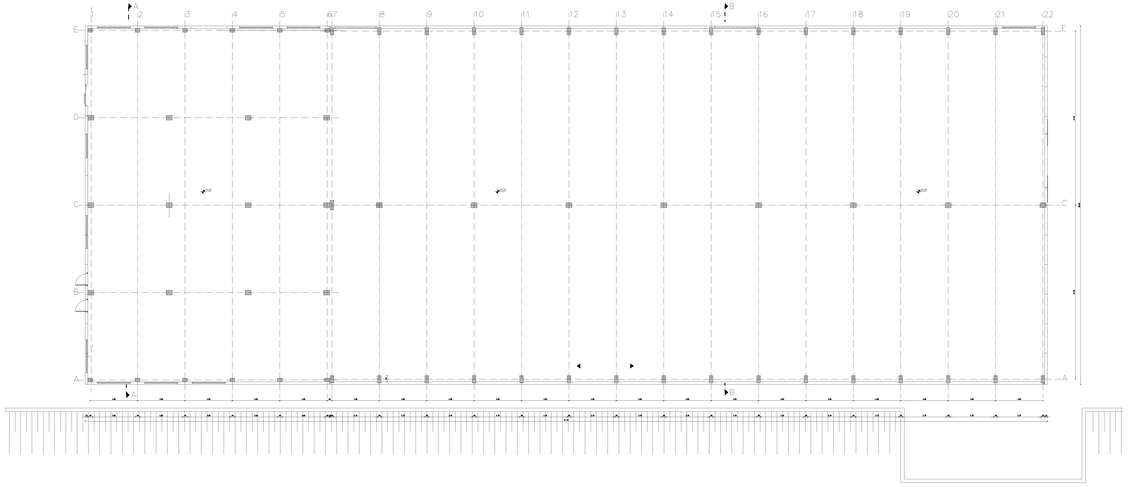


Okvir: V_2
Vplivi v gredi: max M3= 168.12 / min M3= -657.19 kNm

Ovo: 11-19



Okvir: V_9
Vplivi v gredi: max M3= 166.29 / min M3= -691.60 kNm



LEGENDA:

NOSILNA KONSTRUKCIJA

FASADA

tloris pritličja M 1:50

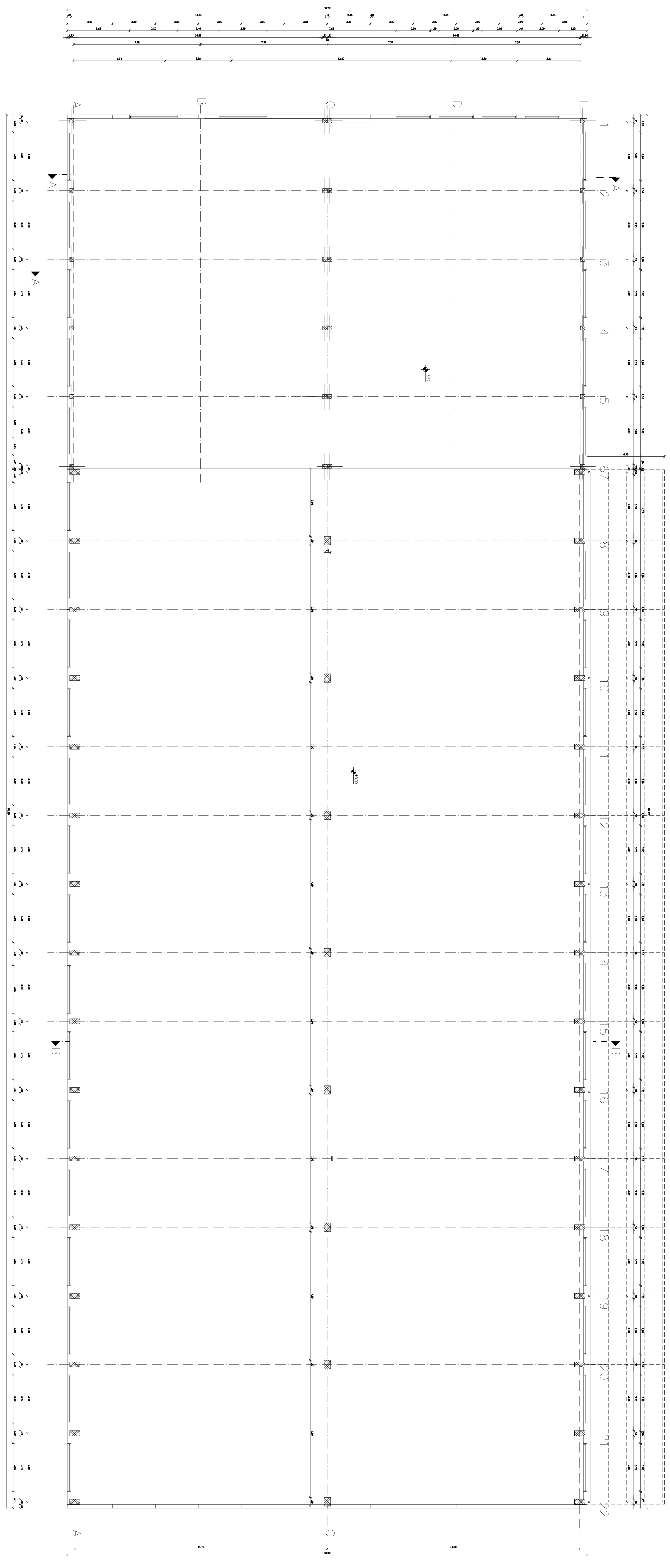
DIPLOMSKA NALOGA

Diplomska naloga

Prostog tipskega nosilne konstrukcije montažnega armirano-betonskega objekta

UL FGG, Gradnos na gradbeništvo, VIŠ

Avtor:
Patrick Šedlja



LEGENDA:

NOSILNA KONSTRUKCIJA

FASADA

tloris nadstropja

M 1:50

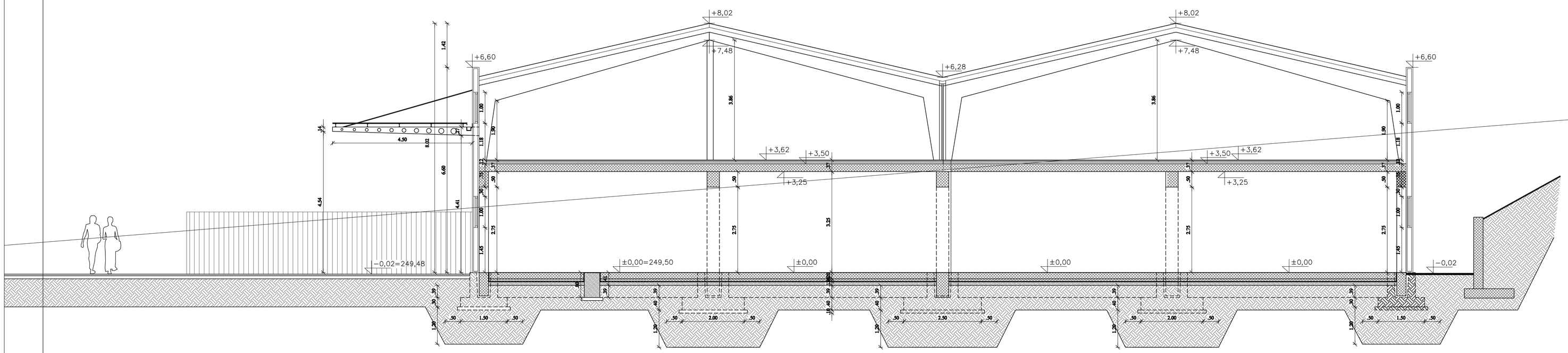
Diplomska naloga

Predlog izboljšave nosilne konstrukcije montažnega armirano betonskega objekta

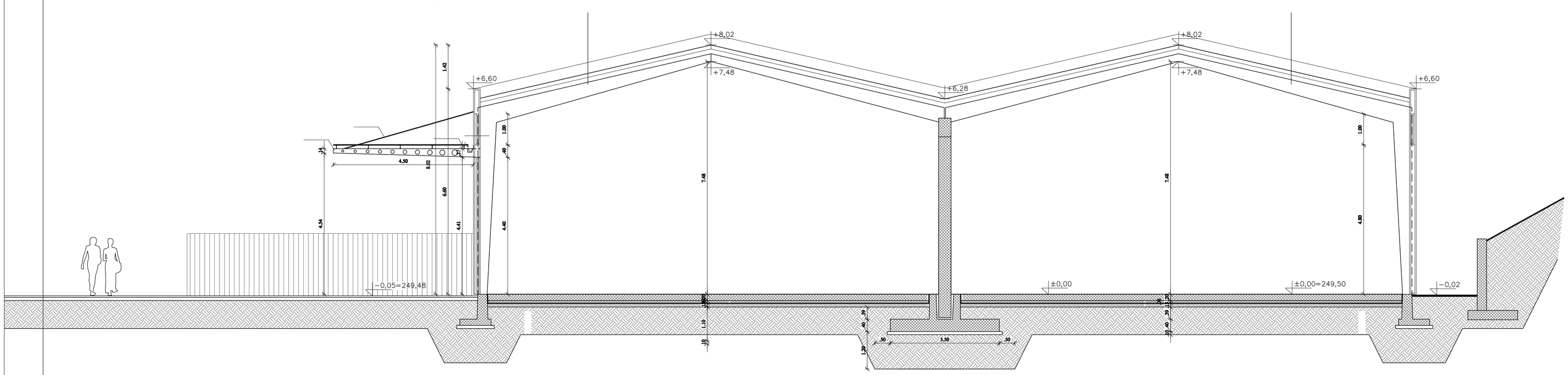
UL FGG, Oddelek za gradbeništvo, VSŠ

Avtor:
Marko Sodja

DIPLOMSKA NALOGA



prečni prerez A-A



prečni prerez B-B

LEGENDA:

NOSILNA KONSTRUKCIJA

FASADA

prečni prerez A-A in B-B M = 1:50

DIPLOMSKA NALOGA

Diplomska naloga

Predlog izboljšave nosilne konstrukcije montažnega armirano betonskega objekta

UL FGG, Oddelek za gradbeništvo, VSŠ

Avtor:
Marko Sodja