

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo



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

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

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Lamovec, M., 2016. Primerjava 2D in 3D geotehničnih analiz armiranobetonskih vodnjakov za sanacijo plazu Šmihel. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Pulko, B.): 131 str.

Datum arhiviranja: 08-04-2016

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Lamovec, M., 2016. Primerjava 2D in 3D geotehničnih analiz armiranobetonskih vodnjakov za sanacijo plazu Šmihel. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Pulko, B.): 131 pp.

Archiving Date: 08-04-2016

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI
PROGRAM GRADBENIŠTVO
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

MIHA LAMOVEC

**PRIMERJAVA 2D IN 3D GEOTEHNIČNIH ANALIZ
ARMIRANOBETONSKIH VODNJAKOV ZA SANACIJO
PLAZU ŠMIHEL**

Diplomska naloga št.: 3457/KS

**COMPARISON OF 2D AND 3D GEOTECHNICAL
ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE SHAFTS
FOR THE MITIGATION OF ŠMIHEL LANDSLIDE**

Graduation thesis No.: 3457/KS

Mentor:

doc. dr. Boštjan Pulko

Ljubljana, 24. 03. 2016

STRAN ZA POPRAVKE:

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

Podpisani Miha Lamovec izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom »Primerjava 2D in 3D geotehničnih analiz armiranobetonskih vodnjakov za sanacijo plazu Šmihel«.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 26.02.2016

Miha Lamovec

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.131.3:632.125:69.059.25(497.4Šmihel)(043.2)
Avtor:	Miha Lamovec
Mentor:	doc.dr. Boštjan Pulko
Somentor:	
Naslov:	Primerjava 2D in 3D geotehničnih analiz armiranobetonskih vodnjakov za sanacijo plazu Šmihel
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	131 str., 72 pregl., 141 sl., 14 graf., 28 en., 4 pril.
Ključne besede:	Zemeljski plaz Šmihel, SPT, AB vodnjaki, geotehnična analiza, metoda končnih elementov, nelinearna analiza

Izvleček:

Diplomsko delo obravnava sanacijo plazu Šmihel pri Novi Gorici z armiranobetonskimi vodnjaki na podlagi izračunov po metodi končnih elementov. V prvem delu je predstavljena situacija plazu in zbrani rezultati terenskih in laboratorijskih preiskav. Z vrednotenjem standardnih penetracijskih preizkusov in laboratorijskih preiskav so določene materialne karakteristike temeljnih tal. Drugi del naloge obravnava numerično modeliranje po metodi končnih elementov v dvo (2D) in tridimenzionalnem okolju (3D) in izračun obremenitev vodnjaka. S primerjavo rezultatov računskih analiz so ocenjene prednosti in slabosti 2D in 3D analiz, prav tako je prikazan vpliv drenaž na globalno stabilnost pobočja in obremenitve armiranobetonskega vodnjaka. Z obremenitvami iz nelinearne numerične analize so dimenzionirani posamezni kritični prerezi konstrukcijskih elementov armiranobetonskega vodnjaka, ki služijo kot osnova za izris armaturnih načrtov.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.131.3:632.125:69.059.25(497.4Šmihel)(043.2)
Author: Miha Lamovec
Supervisor: Assist. Prof. Boštjan Pulko, Ph.D
Co-supervisor:
Title: Comparison of 2D and 3D geotechnical analysis of reinforced concrete shafts for the mitigation of Šmihel landslide
Document type: Graduation Thesis – University studies
Notes: 131 p., 72 tab., 141 fig., 14 graph., 28 eq., 4 ann.
Key words: Landslide Šmihel, SPT, reinforced concrete shafts, slope stability, finite element analysis, nonlinear analysis

Abstract:

The thesis presents the rehabilitation of Šmihel landslide. In the process reinforced concrete shafts were used. The mitigation was based on the numerical finite element method analysis. In the first part the landslide situation is presented along with field and laboratory tests. On the basis of SPT and laboratory tests, mechanical properties of soils are determined and used in the numerical analysis. The second part of the thesis presents the modelling and calculation of the landslide in 2D and 3D working environment. The comparison of the results shows the advantages and disadvantages of 2D and 3D analysis. The influence of the drainage on global stability and loading of the structure is also taken into consideration. Internal forces calculated with the numerical analysis are used for dimensioning of steel reinforcement in critical cross sections, which is the basis for drawing detailed reinforcement plans.

ZAHVALA

Iskrena hvala doc.dr. Boštjanu Pulku za usmerjanje in pomoč pri izdelavi diplomske naloge.

Srčna hvala staršema, da sta mi omogočila študij in mi nudila podporo med študijem.

Zahvaljujem se Metodu Krajncu in vsem sodelavcem za potrpežljivost pri zaključku študija in za praktično znanje, ki sem ga prejel v času zaposlitve v podjetju ISB d.o.o.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	SITUACIJA PLAZU ŠMIHEL	4
2.1	Podrobnejši opis področja	4
2.2	Terenske in laboratorijske preiskave.....	6
2.2.1	Terenske preiskave	6
2.2.1.1	Inženirsko geološko kartiranje.....	6
2.2.1.2	Standardni penetracijski preskusi (SPT)	6
2.2.1.3	Korekcija rezultatov SPT	11
2.2.1.4	Določitev karakteristik zemljin iz rezultatov SPT preskusov	15
2.2.1.5	Meritve inklinacij	16
2.2.1.6	Meritve nivojev vode	21
2.2.2	Laboratorijske preiskave	23
2.2.2.1	Fizikalne karakteristike zemljin.....	23
2.2.2.2	Enoosna tlačna trdnost kamninske podlage.....	26
2.2.2.3	Zrnavost.....	29
2.2.3	Povzetek terenskih in laboratorijskih povezav	29
3	POSLEDICE PLAZENJA	30
3.1	Posledice plazenja na terenu.....	30
3.2	Razpoke na objektih.....	32
4	MOŽNI NAČINI SANACIJE PLAZU	35
4.1	Armirano betonski vodnjaki.....	35
4.1.1	Primeri izgradnje vodnjakov v Sloveniji.....	35
4.1.2	Fotografije izgradnje AB vodnjakov	37
5	GEOSTATIČNA ANALIZA PLAZU.....	39
5.1	Projektne zahteve po EC7.....	39
5.1.1	Mejno stanje nosilnosti.....	39
5.1.1.1	Projektni pristop 1 – "PP1"	40
5.1.1.2	Projektni pristop 2 – "PP2"	42
5.1.1.3	Projektni pristop 3 – "PP3"	43
5.1.2	Mejno stanje uporabnosti	44
5.2	Izračun podpornih konstrukcij po metodi končnih elementov	44
5.2.1	Projektni pristopi za račun podpornih konstrukcij	45
5.3	Program Midas GTS NX v2.1	46
5.3.1	Končni elementi	47
5.4	Vhodni podatki za izračun sanacije plazu Šmihel.....	49
5.4.1	Zasnova sanacije plazu Šmihel.....	49
5.4.2	Numerični model sanacije plazu Šmihel.....	51
5.4.3	Robni pogoji.....	53
5.4.4	Materiali	55

5.4.5	Vplivi na konstrukcijo	56
5.5	Povratna stabilnostna analiza	56
5.5.1	2D numerični model	56
5.5.2	3D numerični model	58
5.6	Nelinearna analiza po fazah gradnje	59
5.6.1	Rezultati 2D analize	61
5.6.1.1	Zemeljski in porni pritiski	61
5.6.1.2	Pomiki	64
5.6.1.3	Notranje statične količine v konstrukciji	65
5.6.1.4	Analiza globalne stabilnosti sanacije – 2D model	67
5.6.2	Rezultati 3D analize	71
5.6.2.1	Zemeljski in porni pritiski	71
5.6.2.2	Pomiki – 3D analiza	77
5.6.2.3	Notranje statične količine v konstrukciji	80
5.6.2.4	Analiza globalne stabilnosti sanacije – 3D model	107
5.7	Primerjava rezultatov 2D in 3D numerične analize	112
5.7.1	Primerjava pornih in zemeljskih pritiskov	113
5.7.2	Primerjava pomikov	115
5.7.3	Primerjava notranjih statičnih količin v podporni konstrukciji	117
5.7.4	Primerjava faktorjev varnosti pobočja	117
5.8	Notranje statične količine za dimenzioniranje vodnjaka	119
5.8.1	Piloti	119
5.8.2	AB obloga	120
5.8.3	Vezna greda	121
5.8.4	Talna plošča	121
5.9	Dimenzioniranje	122
5.9.1	Krovni sloj	124
5.9.2	Dimenzioniranje pilota	125
5.9.3	Dimenzioniranje AB obloge	125
5.9.4	Dimenzioniranje vezne grede	126
5.9.5	Dimenzioniranje talne plošče	126
6	ZAKLJUČEK	128
	VIRI	129

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Vrtine izvedene leta 2001 (Vir: Geoinženiring d.o.o.)	7
Preglednica 2: Dodatne vrtine izvedene leta 2004 (Vir: Geoinženiring d.o.o.).....	7
Preglednica 3: Relacija med številom udarcev N in trdnostnimi parametri posameznih vrst zemljin (Geoinženiring d.o.o., 2001).....	9
Preglednica 4: Izvedba SPT in možnost pojava napak (NAVFAC, 1986).....	10
Preglednica 5: Korekcijski faktorji vrtine, vrtalne garniture in dolžine drogova (Skempton, 1986) ...	11
Preglednica 6: Korekcijski faktor zaradi efektivnih tlakov (Skempton, 1986)	12
Preglednica 7: Učinek starosti (Skempton, 1986)	12
Preglednica 8: Korekcija števila udarcev za vrtino V-3/2001	13
Preglednica 9: Korekcija števila udarcev za vrtino V-6/2001	13
Preglednica 10: Korekcija števila udarcev za vrtino V-9/2004	14
Preglednica 11: Korekcija števila udarcev za vrtino V-10/2004	14
Preglednica 12: Korelacija s strižno trdnostjo za droben, srednje in grobo zrnat pesek (Skempton, 1986)	15
Preglednica 13: Enoosna tlačna trdnost glede na število udarcev N	15
Preglednica 14: Določitev elastičnega modula po različnih avtorjih	16
Preglednica 15: Pomiki in globine, kjer so pomiki večji od 5 mm od 2001-2008 in 2008-2010 (Geoinženiring d.o.o., 2010).....	17
Preglednica 16: V vrtinah izmerjeni nivoji podzemne vode do 24.9.2010 (Geoinženiring d.o.o., 2010).	21
Preglednica 17: Rezultati laboratorijskih preiskav na odvzetih vzorcih zemljin: w , w_L , w_p , I_p , I_c , γ , γ_d (Geoinženiring d.o.o.).....	24
Preglednica 18: Trdnostne karakteristike in modificirana AC klasifikacija odvzetih vzorcev zemljin (Geoinženiring d.o.o.).....	24
Preglednica 19: Najnižja in najvišja vlažnost odvzetih vzorcev zemljin (Geoinženiring d.o.o.)	25
Preglednica 20: Vlažnost, strižna trdnost, prostorninska teža in modificirana AC klasifikacija odvzetih vzorcev zemljin	26
Preglednica 21: Tabela vrednotenja enoosne tlačne trdnosti (Geoinženiring d.o.o.)	27
Preglednica 22: Legenda tipov preizkusa (Geoinženiring d.o.o.).....	28
Preglednica 23: Legenda k okrajšavam opisov hribin (Geoinženiring d.o.o.)	28
Preglednica 24: Enoosna tlačna trdnost hribin iz točkovnega trdnostnega indeksa (I_s) (Geoinženiring d.o.o.)	29
Preglednica 25: Ocenjene vrednosti trdnostnih karakteristik.	29
Preglednica 26: Vrednosti delnih faktorjev za vplive pri preverjanju EQU, UPL, HYD (Vir: Evrokod 7)	39
Preglednica 27: Vrednosti delnih faktorjev za projektiranje plitvega temeljenja in stabilnosti brežin po Evrokod 7-1 Dodatek A za PP1 (Vir: SIST EN 1997-1, Dodatek A)	41
Preglednica 28: Vrednosti delnih faktorjev za projektiranje plitvega temeljenja in stabilnosti brežin po Evrokodu 7-1 Dodatek A za PP2 in PP3 (Vir: SIST EN 1997-1, Dodatek A).....	43

Preglednica 29: Delni faktorji za podporne konstrukcije pri projektnem pristopu 1 (Vir: SIST EN 1997-1)	45
Preglednica 30: Fizikalne karakteristike uporabljenih materialov	55
Preglednica 31: Prikaz posameznih računskih faz v 2D numeričnem modelu	60
Preglednica 32: Prikaz posameznih računskih faz v 3D numeričnem modelu.	61
Preglednica 33: Horizontalni pritiski na AB vodnjak – 2D analiza	63
Preglednica 34: Primerjava pomikov za primer sanacije z vodnjakom oziroma moznikom – 2D analiza	65
Preglednica 35: Notranje statične količine v vodnjaku	66
Preglednica 36: Notranje statične količine v mozniku	66
Preglednica 37: Primerjava notranjih statičnih količin vodnjaka in moznika pri 2D analizi	67
Preglednica 38: Primerjava faktorjev globalne stabilnosti – 2D analiza.....	70
Preglednica 39: Primerjava horizontalnih pritiskov na AB oblogo vodnjaka in moznika pri 3D analizi	72
Preglednica 40: Vrednosti pornih tlakov in ekstremnih efektivnih napetosti σ_{xx} ' na zaledni in spodnji strani	74
Preglednica 41: Efektivni horizontalni pritiski na AB oblogo vodnjaka in moznika v fazi dodane obtežbe (faza 10)	75
Preglednica 42: Primerjava napetosti okoli vodnjaka glede na izbiro koordinatnega sistema v fazi dodatne obtežbe na zaledju (faza 10)	76
Preglednica 43: Primerjava pomikov vodnjaka in moznika – 3D model.....	80
Preglednica 44: Ekstremnih vrednosti notranjih statičnih količin v pilotih vodnjaka s pripadajočimi notranjimi silami in upogibnimi momenti (faza 9)	83
Preglednica 45: Ekstremne vrednosti notranjih statičnih količin v pilotih vodnjaka s pripadajočimi notranjimi silami in upogibnimi momenti (faza 10)	84
Preglednica 46: Ekstremne vrednosti notranjih statičnih količin v pilotih moznika s pripadajočimi notranjimi silami in upogibnimi momenti (faza 9)	84
Preglednica 47: Ekstremne vrednosti notranjih statičnih količin v pilotih moznika s pripadajočimi notranjimi silami in upogibnimi momenti (faza 10)	85
Preglednica 48: Primerjava ekstremnih vrednosti notranjih statičnih količin v pilotih moznika in vodnjaka v fazi 10	85
Preglednica 49: Primerjava ekstremnih vrednosti notranjih statičnih količin v pilotih vodnjaka med fazama 10 in 9	86
Preglednica 50: Primerjava ekstremnih vrednosti notranjih statičnih količin v pilotih moznika med fazama 10 in 9	87
Preglednica 51: Primerjava med notranjimi statičnimi količinami v AB oblogi moznika in vodnjaka (faza 10)	93
Preglednica 52: Ekstremne vrednosti notranjih statičnih količin v AB oblogi moznika (faza 10)	94
Preglednica 53: Notranje statične količine v vezni gredi vodnjaka (faza 9)	96
Preglednica 54: Notranje statične količine v vezni gredi vodnjaka (faza 10)	96
Preglednica 55: Notranje statične količine v vezni gredi moznika (faza 9)	97
Preglednica 56: Notranje statične količine v vezni gredi moznika (faza 10)	97

Preglednica 57: Razmerje med notranjimi statičnimi količinami v vezni gredi vodnjaka med fazama in 9	101
Preglednica 58: Razmerje med notranjimi statičnimi količinami v vezni gredi moznika med fazama in 9	101
Preglednica 59: Razmerje med notranjimi statičnimi količinami v vezni gredi moznika in vodnjaka – faza 9	102
Preglednica 60: Razmerje med notranjimi statičnimi količinami v vezni gredi moznika in vodnjaka – faza 10	102
Preglednica 61: Vrednosti notranjih statičnih količin v talni plošči moznika – faza 10	106
Preglednica 62: Vrednosti notranjih statičnih količin v talni plošči vodnjaka – faza 10.....	106
Preglednica 63: Razmerje med ekstremnimi vrednostmi notranjih statičnih količin v talni plošči.....	107
Preglednica 64: Primerjava faktorja varnosti proti zdrsni pobočja – 3D analiza	111
Preglednica 65: Primerjava pornih tlakov in horizontalnih efektivnih napetosti 2D in 3D analize za vodnjak	113
Preglednica 66: Primerjava pornih tlakov in horizontalnih efektivnih napetosti 2D in 3D analize za moznik	114
Preglednica 67: Primerjava vrednosti pornih tlakov in efektivnih horizontalnih napetosti na vodnjak in moznik – 2D in 3D analiza.....	115
Preglednica 68: Primerjava faktorjev globalne stabilnosti – 2D in 3D analiza	118
Preglednica 69: Projektne vrednosti notranjih statičnih količin v pilotih.....	119
Preglednica 70: Projektne vrednosti notranjih statičnih količin v AB oblogi	120
Preglednica 71: Projektne vrednosti notranjih statičnih količin v vezni gredi	121
Preglednica 72: Projektne vrednosti notranjih statičnih količin v talni plošči	122

KAZALO SLIK

Slika 1: Karta verjetnosti pojavljanja plazov v Sloveniji (Marko Komac in Mihael Ribičič, 2005)	1
Slika 2: Prikaz prioritete plazovitih območij (Ministrstvo za okolje in prostor, 2005: http://portal.geopedia.si/sloj/metapodatki/6227).....	1
Slika 3: Prikaz stičišča karbonatov in klastitov ter lokacija plazu Šmihel (Ministrstvo za okolje in prostor, 2007: http://portal.geopedia.si/sloj/metapodatki/342)	2
Slika 4: Lokacija plazu Šmihel.....	4
Slika 5: Razdelitev plazu na zahodni (plaz 1) in vzhodni (plaz 2).....	4
Slika 6: Vplivno območje plazu (Geoinženiring d.o.o., 2004).....	5
Slika 7: Prečni geološko-geotehnični profil P3 (Geoinženiring d.o.o, 2004)	7
Slika 8: Vrtine V-6, V-3, V-9, V-10 v profilu P3 (Geoinženiring d.o.o., 2004).....	8
Slika 9: Fotografije vrtin V-3 in V-6 (Geoinženiring d.o.o., 2004)	8
Slika 10: Inklinometer podjetja Slope Indicator (http://www.slopeindicator.com/instruments/inclinedigitilt-classic.php).....	17
Slika 11: Velikost pomikov po globini vrtine V-3 od leta 2006 do 2010 za os A in os B (Geoinženiring d.o.o., 2010)	18
Slika 12: Velikost pomikov po globini vrtine V-9 od leta 2006 do 2010 za os A in os B (Geoinženiring d.o.o., 2010)	19
Slika 13: Velikost pomikov po globini vrtine V-4 in V-8 od leta 2006 do 2010 za os A in os B (Geoinženiring d.o.o., 2010)	19
Slika 14: Horizontalni premik in smer premika v vrtinah V-1, V-2, V-3, V-5 in V-6 (Geoinženiring d.o.o., 2010)	20
Slika 15: Horizontalni premik in smer premika v vrtinah V-9, V-10, V-11 in V-12 (Geoinženiring d.o.o., 2010)	20
Slika 16: Zrnastostne krivulje za vzorce iz vrtin V-1, V-2, V-3 (Geoinženiring d.o.o.).....	29
Slika 17: Zrnastostni krivulji za vzorce iz vrtine V-6 (Geoinženiring d.o.o.)	29
Slika 18: Prikaz odlomnega roba pod cerkvijo (Foto: Miha Lamovec)	30
Slika 19: Pogled na plaz 1 v osrednjem delu (Foto: Miha Lamovec)	31
Slika 20: Pogled v smeri plazu 2 proti objektu Šmihel 49 (Foto: Miha Lamovec).....	31
Slika 21: Panoramski posnetek plazu 2 (Foto: Miha Lamovec).....	31
Slika 22: Pogled na plaz 1 po pobočju navzgor proti cerkvi (Foto: Miha Lamovec)	32
Slika 23: Evidentirane razpoke objektov Šmihel 50, 50a, 51 in 55n (Vir: Geoinženiring d.o.o.).....	33
Slika 24: Evidentirane razpoke objekta Šmihel 49 (Vir: Geoinženiring d.o.o.).....	33
Slika 25: Razpoke na objektu Šmihel 50a (Foto: Miha Lamovec)	33
Slika 26: Razpoki pod oknom na objektu	33
Slika 27: Razpoka med steno in stropom v objektu 50a (Foto: Miha Lamovec)	33
Slika 28: Razpoke na objektu Šmihel 51 (Foto: Miha Lamovec)	33
Slika 29: Razpoke na objektu Šmihel 51 (Foto: Miha Lamovec)	34
Slika 30: Razpoke v notranjosti objekta Šmihel 51 (Foto: Miha Lamovec)	34
Slika 31: Večkrat sanirano dvorišče hiše Šmihel 49 (Foto: Miha Lamovec).....	34

Slika 32: Vzдолžni in prečni prerez skozi AB moznik – 'klasičen' AB moznik (http://www3.fgg.uni-lj.si/oddelki-in-katedre/oddelek-za-gradbenistvo/kmtal-katedra-za-mehaniko-tal-z-laboratorijem/strokovno-delo/know-how/ab-mozniki-vodnjaki-pri-sanaciji-plazov/)	35
Slika 33: Izvedba drenaže skozi primarno oblogo AB moznika (http://www3.fgg.uni-lj.si/oddelki-in-katedre/oddelek-za-gradbenistvo/kmtal-katedra-za-mehaniko-tal-z-laboratorijem/strokovno-delo/know-how/ab-mozniki-vodnjaki-pri-sanaciji-plazov/)	36
Slika 34: Primer AB vodnjakov za plaz Slano blato – tloris, prerez (ISB d.o.o., 2005)	36
Slika 35: Izvedba primarne obloge – piloti fi 150 cm (Foto: Metod Krajnc)	37
Slika 36: Polaganje armature za AB vezno gredo (Foto: Metod Krajnc)	37
Slika 37: Izkop zemljine za izgradnjo naslednjega odseka sekundarne AB obloge (Foto: Metod Krajnc)	37
Slika 38: Priprave na betoniranje sekundarne AB obloge (Foto: Metod Krajnc)	37
Slika 39: Priprava na betoniranje temeljne plošče (Foto: Metod Krajnc)	38
Slika 40: Vodnjak z vodo iz plazine (Foto: Metod Krajnc)	38
Slika 41: Pogled na gradbišče – v ozadju končani AB vodnjaki, v ospredju v izdelavi (Foto: Metod Krajnc, ISB d.o.o.)	38
Slika 42: Pogled na gradbišče in dolino (Foto: Metod Krajnc, ISB d.o.o.)	38
Slika 43: Delovno okolje programa MIDAS GTS NX v2.1 (Vir: MIDAS IT)	47
Slika 44: 2D končni elementi – ravninsko deformacijsko stanje (Vir: Midas IT, Analysis Reference)	47
Slika 45: 3D končni elementi – prostorsko napetostno deformacijsko stanje (Vir: Analysis reference, MIDAS GTS NX)	48
Slika 46: Napetosti in deformacije 3D končnega elementa (Vir: Analysis reference, MIDAS GTS NX)	48
Slika 47: Primer uporabe 'Gauging Shell' elementov (Vir: Analysis reference, MIDAS GTS NX)	48
Slika 48: Prikaz integriranih napetosti (notranje sile) in deformacij 2D končnega elementa – "Gauging Shell" (Vir: Midas IT, Analysis Reference)	48
Slika 49: Linijski element, primeren za modeliranje pilotov (Vir: Midas IT, Analysis Reference)	48
Slika 50: Situacija armiranobetonskih vodnjakov (Vir: Geoinženiring d.o.o., ISB d.o.o.)	50
Slika 51: Prerez vodnjakov prečno na smer plazenja (Vir: Geoinženiring d.o.o., ISB d.o.o.)	50
Slika 52: Prečni profil P3 (Geoinženiring d.o.o, ISB d.o.o.)	51
Slika 53: Geometrija armiranobetonskega vodnjaka (Vir: ISB d.o.o.)	51
Slika 54: Dvodimenzionalen numerični model sanacije plazua	52
Slika 55: Prečni prerez pilotov s sekundarno oblogo in pilotov brez nje z geometrijskimi karakteristikami	52
Slika 56: 3D numerični model sanacije plazua	53
Slika 57: 3D numerični model armiranobetonskega vodnjaka	53
Slika 58: Robni pogoji pri 2D računskem modelu	54
Slika 59: Robni pogoji pri 3D računskem modelu	54
Slika 60: Drenažni geotekstil med AB oblogo in zemljino (Vir: ISB d.o.o.)	55
Slika 61: Drenaže vodnjaka 2D model (levo) in 3D model (desno)	55
Slika 62: Dodatna obtežba na zaledju AB vodnjaka	56

Slika 63: Porni tlaki pri povratni stabilnostni analizi – 2D	57
Slika 64: Maksimalne strižne deformacije pri povratni stabilnostni analizi – 2D.....	57
Slika 65: Polje pomikov U_{xy} pri povratni stabilnostni – 2D.....	57
Slika 66: Porni tlaki pri povratni stabilnostni analizi – 3D	58
Slika 67: Polje pomikov U_{xyz} pri povratni stabilnostni analizi – 3D.....	58
Slika 68: Maksimalne strižne deformacije pri povratni stabilnostni analizi – 3D.....	59
Slika 69: Porni tlaki v času gradnje – 2D model.....	61
Slika 70: Porni tlaki v primeru dviga nivoja vode pri mozniku – 2D model	62
Slika 71: Porni tlaki v primeru dviga nivoja vode pri vodnjaku – 2D model	62
Slika 72: Polje pomikov U_{xy} pri izračunu z moznikom v fazi 6.....	64
Slika 73: Polje pomikov U_{xy} pri izračunu z moznikom v fazi 7.....	64
Slika 74: Polje pomikov U_{xy} pri izračunu z vodnjakom v fazi 6.....	64
Slika 75: Polje pomikov U_{xy} pri izračunu z vodnjakom v fazi 7.....	65
Slika 76: Maksimalne strižne deformacije pri izračunu z moznikom – $F = 1,051$	68
Slika 77: Polje pomikov U_{xy} pri izračunu z moznikom – $F = 1,051$	68
Slika 78: Maksimalne strižne deformacije pri izračunu z vodnjakom – $F = 1,169$	68
Slika 79: Polje pomikov U_{xy} pri izračunu z vodnjakom – $F = 1,169$	68
Slika 80: Drenaža v pobočju pod vodnjakom ($p = 0$ kPa) – 2D model.....	69
Slika 81: Porni tlaki pri izračunu z vodnjakom in globoko drenažo	69
Slika 82: Polje pomikov U_{xy} pri izračunu z vodnjakom in globoko drenažo v pobočju – $F = 1,658$	70
Slika 83: Maksimalne strižne deformacije pri izračunu z vodnjakom in globoko drenažo v pobočju – $F = 1,658$	70
Slika 84: Porni tlaki v času gradnje – 3D model (normalni nivo vode)	71
Slika 85: Porni tlaki v primeru povišanega vodostaja pri mozniku – 3D model.....	71
Slika 86: Porni tlaki v primeru povišanega vodostaja pri vodnjaku – 3D model.....	72
Slika 87: Polje pomikov U_{xyz} pri izračunu z vodnjakom (faza 9)	77
Slika 88: Polje pomikov U_{xyz} pri izračunu z vodnjakom (faza 10)	77
Slika 89: Polje pomikov U_{xyz} pri izračunu z moznikom (faza 9)	78
Slika 90: Polje pomikov U_{xyz} pri izračunu z moznikom (faza 10)	78
Slika 91: Pomiki U_{xyz} AB talne plošče vodnjaka (levo) in moznika (desno).....	79
Slika 92: Pomiki U_x AB talne plošče vodnjaka (levo) in moznika (desno)	79
Slika 93: Pomiki U_z AB talne plošče vodnjaka (levo) in moznika (desno).....	79
Slika 94: Pomiki U_x vodnjaka (levo) in moznika (desno) v fazi 10.....	80
Slika 95: Koordinatni sistemi končnih elementov pilotov	81
Slika 96: Osne sile F_x v pilotih vodnjaka (levo) in moznika (desno).....	81
Slika 97: Prečna sila F_y v pilotih vodnjaka (levo) in moznika (desno)	82
Slika 98: Prečna sila F_z v pilotih vodnjaka (levo) in moznika (desno)	82
Slika 99: Upogibni moment M_y v pilotih vodnjaka (levo) in moznika (desno)	82
Slika 100: Upogibni moment M_z v pilotih vodnjaka (levo) in moznika (desno)	83
Slika 101: Lokalni koordinatni sistemi končnih elementov AB obloge.....	88

Slika 102: Membranske sile F_{xx} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno)	88
Slika 103: Membranske sile F_{xy} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno)	88
Slika 104: Membranske sile F_{yy} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno)	89
Slika 105: Upogibni momenti M_{xx} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno)	89
Slika 106: Vzvojni momenti M_{xy} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno)	89
Slika 107: Upogibni momenti M_{yy} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno)	90
Slika 108: Strižne sile Q_{xz} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno)	90
Slika 109: Strižne sile Q_{yz} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno)	90
Slika 110: Membranske sile F_{xx} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno)	91
Slika 111: Membranske sile F_{yy} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno)	91
Slika 112: Upogibni momenti M_{yy} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno)	92
Slika 113: Strižne sile Q_{yz} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno)	92
Slika 114: Upogibni momenti M_{yy} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno) na mestu vpetja v talno ploščo	92
Slika 115: Strižne sile Q_{yz} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno) na mestu vpetja v talno ploščo	93
Slika 116: Prikaz prečnih prereзов vezne grede in koordinatnega sistema za izpis notranjih statičnih količin v vezni gredi	95
Slika 117: Cilindrični koordinatni sistem za izpis notranjih statičnih količin v talni plošči	103
Slika 118: Osne sile F_{rr} v talni plošči vodnjaka (levo) in moznika (desno)	104
Slika 119: Strižne sile $F_{r\phi}$ v talni plošči vodnjaka (levo) in moznika (desno)	104
Slika 120: Osne sile $F_{\phi\phi}$ v talni plošči vodnjaka (levo) in moznika (desno)	104
Slika 121: Upogibni moment M_{rr} v talni plošči vodnjaka (levo) in moznika (desno)	104
Slika 122: Vzvojni moment $M_{r\phi}$ v talni plošči vodnjaka (levo) in moznika (desno)	105
Slika 123: Upogibni moment $M_{\phi\phi}$ v talni plošči vodnjaka (levo) in moznika (desno)	105
Slika 124: Prečna sila Q_{rz} v v talni plošči vodnjaka (levo) in moznika (desno)	105
Slika 125: Prečna sila $Q_{\phi z}$ v v talni plošči vodnjaka (levo) in moznika (desno)	105
Slika 126: Maksimalne strižne deformacije pri izračunu z moznikom – $F = 1,089$	108
Slika 127: Polje pomikov U_{xyz} pri izračunu z moznikom – $F = 1,089$	108
Slika 128: Maksimalne strižne deformacije pri izračunu z vodnjakom – $F = 1,188$	109
Slika 129: Polje pomikov U_{xyz} pri izračunu z vodnjakom – $F = 1,188$	109
Slika 130: Globoka drenaža v pobočju pod vodnjakom ($p = 0$ kPa) – 3D model	110
Slika 131: Porni tlaki v primeru vodnjaka z globoko drenažo – 3D model	110
Slika 132: Maksimalne strižne deformacije pri izračunu z vodnjakom in globoko drenažo v pobočju – $F = 1,41$	111
Slika 133: Polje pomikov U_{xyz} pri izračunu z vodnjakom in globoko drenažo v pobočju – $F = 1,41$	111
Slika 134: Polje pomikov U_{xyz} pri izračunu z vodnjakom in globoko drenažo v pobočju – $F = 1,25$	112
Slika 135: Maksimalne strižne deformacije pri izračunu z vodnjakom in globoko drenažo v pobočju – $F = 1,25$	112
Slika 136: Polje pomikov U_{xy} iz 2D analize – $F = 1,397 \approx 1,40$	117

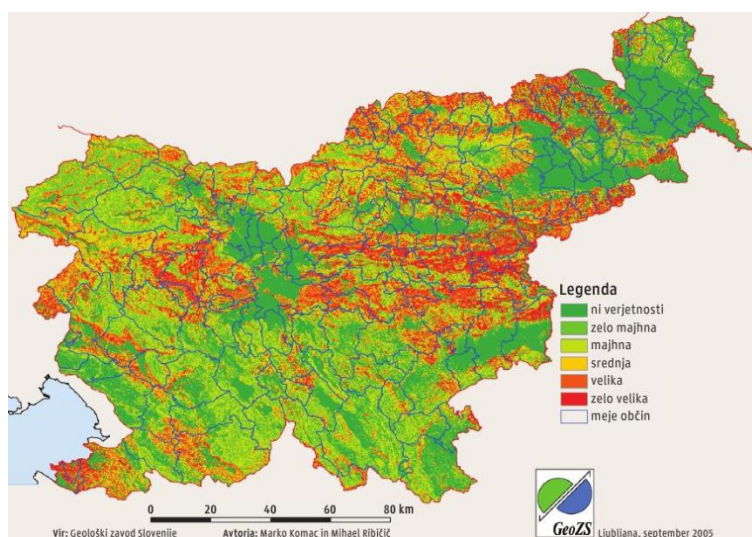
Slika 137: Polje pomikov U_{xyz} iz 3D analize – $F = 1,40$	118
Slika 138: Delovno okno programa Sofistik – Teddy	123
Slika 139: Prerez vezne grede v programu Sofistik – WinAqua.....	123
Slika 140: Pogovorno okno programa za dimenzioniranje lupinastih elementov	124
Slika 141: Maksimalna izračunana ortogonalna armatura v AB oblogi.....	125

KAZALO GRAFIKONOV

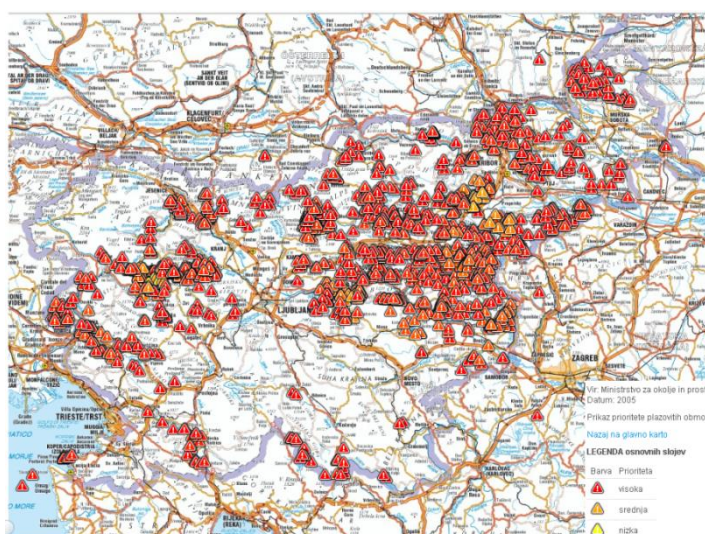
Grafikon 1: Največja razlika v vodostajih podzemne vode po vrtinah.....	21
Grafikon 2: Nivo podzemne vode v vrtinah V-3, V-6, V-9 in V-10 (Geoinženiring d.o.o., 2010).....	22
Grafikon 3: Količina padavin od 2000 do 2005 (Arhiv Agencije republike Slovenije za okolje, 2000-2005)	22
Grafikon 4: Količina padavin od 2006 do 2010 (Arhiv Agencije republike Slovenije za okolje, 2005-2010)	23
Grafikon 5: Razmerje med notranjimi statičnimi količinami v pilotih moznika glede na notranje statične količine v pilotih vodnjaka.....	86
Grafikon 6: Razmerje med vrednostmi notranjih statičnih količin v AB oblogi moznika glede na vrednosti v AB oblogi vodnjaka.....	94
Grafikon 7: Ovojnica osnih sil F_x v vezni gredi	98
Grafikon 8: Ovojnica prečnih sil F_y v vezni gredi	98
Grafikon 9: Ovojnica prečnih sil F_z v vezni gredi	99
Grafikon 10: Ovojnica torzijskih momentov M_x v vezni gredi	99
Grafikon 11: Ovojnica upogibnih momentov M_y v vezni gredi	99
Grafikon 12: Ovojnica upogibnih momentov M_z v vezni gredi	100
Grafikon 13: Primerjava horizontalnih pomikov $U_{x,max}$ AB vodnjaka in moznika iz 2D in 3D analize....	116
Grafikon 14: Primerjava maksimalnih pomikov pobočja iz 2D in 3D analize.....	116

1 UVOD

Slovenija je izrazito plazovita dežela, kar je posledica geološke sestave in morfologije terena ter hidroloških značilnosti posameznih območij. Trenutno je v Sloveniji evidentiranih 1588 plazov (Vir: Ministrstvo za okolje in prostor, 2005) (slika 2). Zemeljski plazovi ogrožajo infrastrukturne objekte, posamezne stanovanjske hiše in v najhujših primerih tudi vasi in večje kraje. Največji zemeljski plaz v Sloveniji, drobirski tok Stože, se je sprožil novembra leta 2000 ob obilnih padavinah nad vasjo Log pod Mangartom. Prišlo je do smrtnih žrtev in v veliki meri spremenjene topografije območja. V istem času se je v občini Ajdovščina ponovno, tokrat v večjem obsegu, aktiviral plaz Slano blato, ki gravitira proti naselju Lokavec in ogroža tamkajšnje prebivalstvo ter še ni dokončno saniran, saj vsi do sedaj izvedeni ukrepi plazu niso povsem stabilizirali. Še eden izmed večjih zemeljskih plazov je Macesnik nad Solčavo v Logarski dolini, ki se je aktiviral leta 1990 po več dni trajajočih padavinah in prav tako ni v celoti saniran.



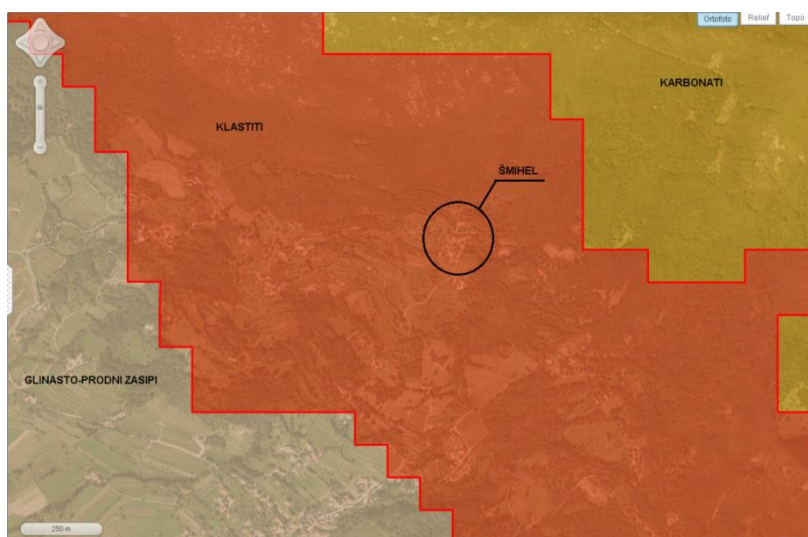
Slika 1: Karta verjetnosti pojavljanja plazov v Sloveniji (Marko Komac in Mihael Ribičič, 2005)



Slika 2: Prikaz prioritete plazovitih območij (Ministrstvo za okolje in prostor, 2005:

<http://portal.geopedia.si/sloj/metapodatki/6227>)

Po obsegu manjši plaz z dolžino do 320 m in širino do 180 m se je leta 2000 ob obilnih padavinah v novembru sprožil v vasi Šmihel, ki leži nad Ozeljanom v občini Nova Gorica. Geološko podlago, na kateri se nahaja, tvorijo klastiti, katere iz severovzhodne strani obdajajo karbonati, iz jugozahodne smeri pa glinasto prodni zasipi (slika 3). Ravno na stiku mezozojskih karbonatnih kamnin in terciarnih globokomorskih klastitov na jugozahodu Slovenije se v zadnjem času soočamo z večjimi in zelo problematičnimi plazovi, kot so Slano blato (2000), Stogovci (2010), Ajdovščina-Col (2010) ter Strane (2005), ki se nahajajo jugovzhodno od plazu Šmihel.



Slika 3: Prikaz stičišča karbonatov in klastitov ter lokacija plazu Šmihel (Ministrstvo za okolje in prostor, 2007: <http://portal.geopedia.si/sloj/metapodatki/342>)

Plaz Šmihel je zemeljski plaz, ki po hitrosti spada med izjemno počasne plazove. Kompaktna flišna podlaga, na kateri se nahaja, je na stiku z apnenčastim pobočnim gruščem preperela v deluvialno glino. Do plazenja prihaja v času intenzivnih in dalj časa trajajočih deževnih obdobjih, ko se zaradi zalednih in površinskih voda ter vodo neprepustne flišne osnove in slabo vodo prepustne deluvialne gline povečajo porni pritiski, ki zmanjšajo trenjsko odpornost na stiku preperelih flišnih laporjev z deluvialno glino oziroma na stiku zaglinjenih pobočnih gruščev z deluvialno glino in povzročijo nestabilnost pobočja. Plaz ogroža vas Šmihel. Če v naslednjih letih ne bo saniran, lahko napreduje ter v bližnji prihodnosti ogrozi tudi stabilnost cerkve, ki se nahaja tik nad glavnim odlomnim robom, saj obstaja tudi možnost širjenja plazu navzgor po pobočju.

Sanacije zemeljskih plazov zahtevajo ogromno finančnih sredstev in časa, prav tako je pri vsaki sanaciji potreben profesionalen pristop, da se poiščejo najboljše rešitve v inženirskem in ekonomskem smislu. Sanacijski ukrepi se določijo na osnovi izkušenj iz preteklosti, geoloških in hidroloških značilnosti plazečega območja, ki jih pridobimo iz terenskih in laboratorijskih geološko-geotehničnih raziskav, ter tehničnega opazovanja.

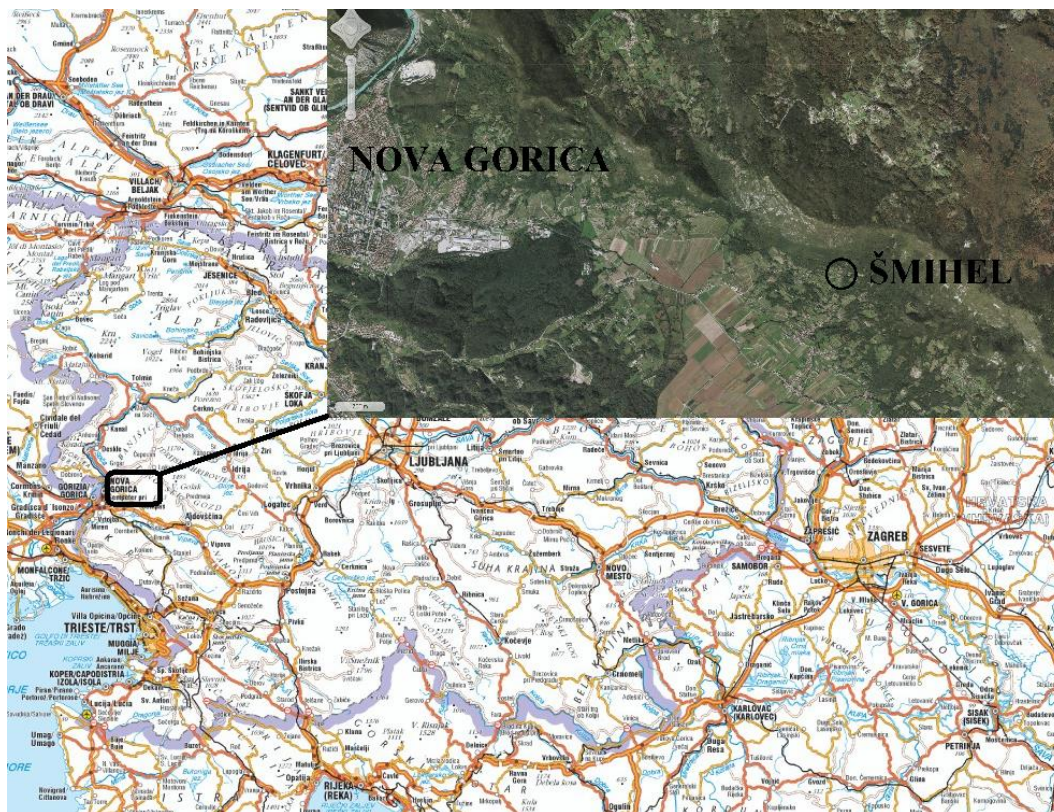
Pri stabilizaciji zemeljskih plazov je bistvenega pomena izvedba drenažnega sistema; globokih in površinskih drenaž, s katerimi preprečujemo vtekanje večjih količin vode v plaz ter jo nadzorovano odvedemo iz območja plazenja in s tem izboljšamo stabilnost pobočja. Poleg drenaž je v večini primerov potrebna še izgradnja podpornih ali opornih konstrukcij, kot so težnostni zidovi (betonski, kamnitobetonski, armiranobetonski), sidrane pilotne stene, lesene in betonske kašte ter

armiranobetonski vodnjaki. Slednji imajo lastnost izcejanja vode iz okoliškega terena in obenem delujejo kot podporne konstrukcije – mozni, ki znatno izboljšajo stabilnost območja.

Za sanacijo plazu Šmihel je bil v zadnji varianti idejnega projekta, ki ga je izdelalo podjetje Geoinženiring d.o.o., predvidena izgradnja dveh pilotnih sten, izvedba drenažnega sistema in rekonstrukcija ceste. V diplomski nalogi smo izgradnjo pilotne stene v dolžini približno 80 m nadomestili z izgradnjo treh armiranobetonskih vodnjakov, ki po dosedanjih izkušnjah omogočajo dobro izcejanje vode iz okoliškega terena. S programsko opremo MIDAS GTS NX v2.1, ki omogoča izračune po metodi končnih elementov, smo izvedli numerično analizo sanacije plazu ter primerjavo med ravninskim (2D) in prostorskim (3D) numeričnim računom za primer sanacije plazu z armiranobetonskimi vodnjaki, ki uspešno drenirajo temeljna tla, in za primer, ko drenaž ni, oziroma se po nekem času zmožnost dreniranja poslabša. Z računskimi analizami smo določili obremenitve v konstrukcijskih elementih in jih dimenzionirali.

2 SITUACIJA PLAZU ŠMIEHEL

2.1 Podrobnejši opis področja

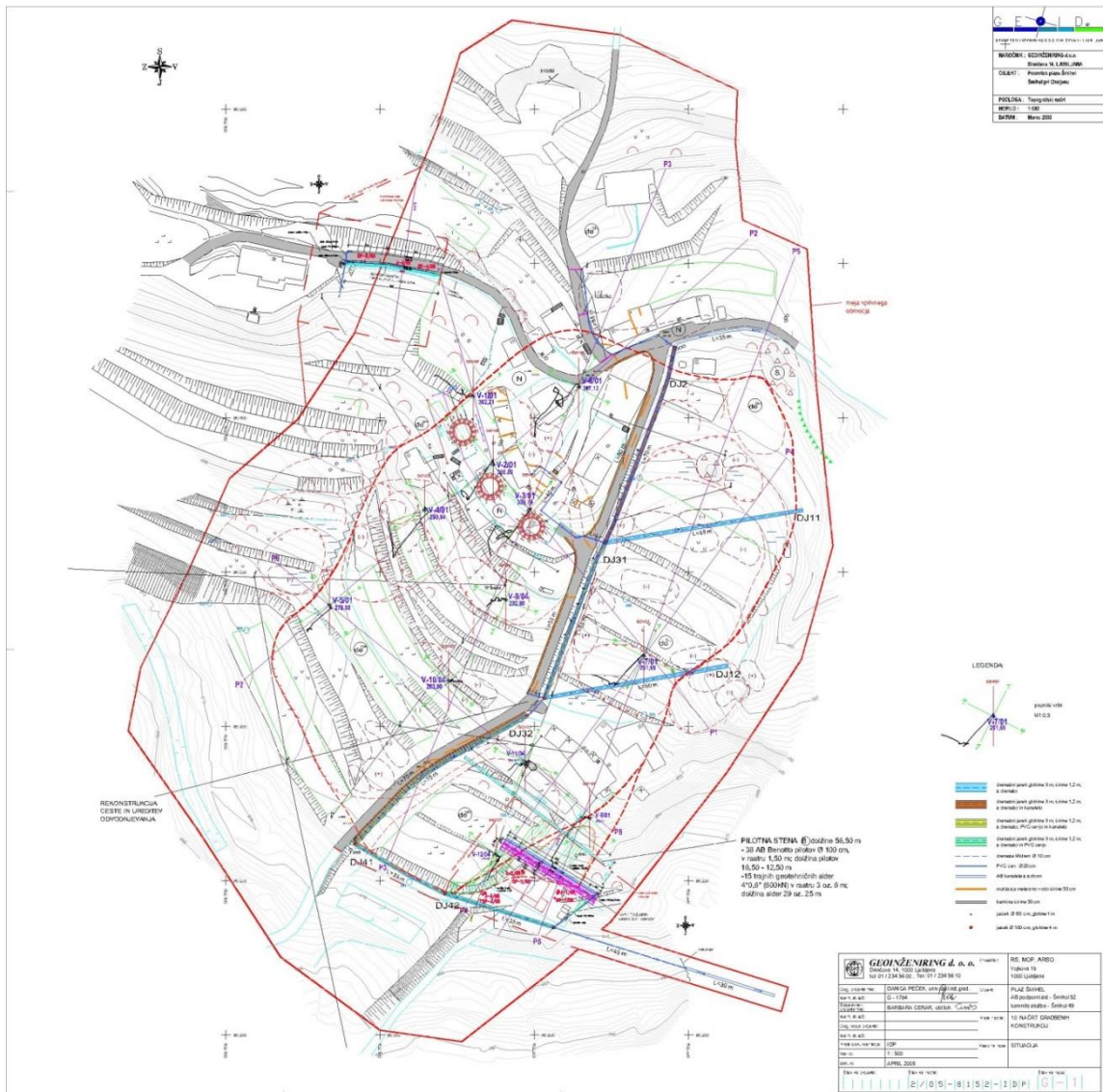


Slika 4: Lokacija plazu Šmihel

Plaz Šmihel se nahaja na zahodu države v občini Nova Gorica na območju vasi Šmihel, ki se nahaja 5 km vzhodno od Nove Gorice (slika 4).



Slika 5: Razdelitev plazu na zahodni (plaz 1) in vzhodni (plaz 2)



Slika 6: Vplivno območje plazu (Geoinženiring d.o.o., 2004)

Na sliki 6 je prikazano vplivno območje plazu Šmihel, ki v celoti obsega vas Šmihel nad Ozeljanom z dostopno cesto in pobočjem pod vasjo. Vplivno območje v dolžino meri okoli 320 m, v širino pa okoli 180 m. Območje aktivnega plazenja razdelimo na glavni plaz, plaz 1 (slika 5), ki poteka od erozijske grape na zahodu do vaške ceste in meri v dolžino 130 m v širino 80 m. Glavni plaz se nahaja na nadmorski višini med 270 in 305 m. Odlomni rob glavnega plazu je tik pod cerkvijo in ogroža objekte Šmihel 50, 50a in 51 ter garaže ter gospodarska poslopja pri omenjenih objektih, prav tako lahko v bližnji prihodnosti s počasnim napredovanjem ogrozi stabilnost cerkve. Obstaja pa tudi verjetnost širjenja plazu navzgor. Drugi, nekoliko manjši plaz, plaz 2 (slika 5), leži v plitki kotanji vzhodno od glavnega plazu in v dolžino meri približno 110 m, v širino okoli 50 m in se nahaja na nadmorski višini med 277 do 300 m. Izrivni rob plazu se nahaja tik nad objektom Šmihel 49 in gospodarskimi objekti. Plazenje na območju vzhodnega plazu ni tako izrazito kot pri glavnem plazu. Obstaja možnost plazenja od stanovanjske hiše Šmihel 49 proti nižje ležečim gospodarskim objektom. Prav tako je verjetno, da kritična drsina poteka pod objekti na tem področju.

Na celotnem območju plazu se je formiralo več odlomnih in narivnih robov, ki predstavljajo površinske nestabilnosti glineno-gruščatega pokrova, ki se lahko močno zasiči z vodo. Ob

intenzivnejših padavinah se ponekod pojavljajo vodni izviri, na nekaterih predelih se podtalna voda pojavlja blizu površine terena. Na zahodnem delu plazu se v erozijski grapi pojavi manjši površinski vodotok.

Na glavnem, zahodnem plazu, je lapornata flišna hribinska osnova pod naklonom od 15 do 20°, katere plasti vpadajo v pobočje. Naklon terena znaša okoli 15°. Vrhno plast terena sestavlja zaglinjen apnenčast grušč rjave barve (GC-GM) in debeline od 2,4 do 7,0 m. Pod njim se nahaja deluvialna preperina flišne kamnine v debelini od 1,2 do 6,3 m, ki jo v večji meri zastopajo puste do mastne gline (CL-CH), redkeje peščene gline (CL), v srednje gnetnem do trdnem konsistenčnem stanju. V zgornjem delu glavnega plazu so stanovanjski in gospodarski objekti ter cerkev temeljeni v nasip iz gruščnatih zemljin v rahlem stanju z vložki opeke in drugimi materiali. Na območju vzhodnega plazu se naklon hribinske osnove giblje od 10 do 15°. Naklon pobočja je manjši od 10°. Debelina vrhnje zaglinjene gruščnate zemljine znaša od 10 do okoli 14 m.

2.2 Terenske in laboratorijske preiskave

Za kvalitetno projektiranje in izvedbo sanacije plazu je potrebno izvesti predhodne terenske ter laboratorijske geološko-geotehnične raziskave. Na terenu je potrebno izvesti inženirsko geološko kartiranje, vgraditi inklinometre za spremljanje pomikov plazu ter piezometre za spremljanje nivojev vode. Prav tako je treba izvesti laboratorijske preiskave za določitev trdnostnih karakteristik odvzetih vzorcev zemljin.

2.2.1 Terenske preiskave

2.2.1.1 Inženirsko geološko kartiranje

Na plazu so strokovnjaki iz podjetja Geoinženiring d.o.o. izvedli inženirsko geološko kartiranje, kjer so zabeležili in definirali področja odlomnih ter narivnih robov, posamezne izvire, ki so bili opazni v času kartiranja, zamočvirjenost posameznih območij, razpoke na plazu in na objektih. Pridobljeni podatki so prikazani na inženirsko geološki karti, ki jo je izdelalo podjetje Geoinženiring d.o.o. (slika 6).

2.2.1.2 Standardni penetracijski preskusi (SPT)

Terenske raziskave so v prvi fazi, v času od 25.01.2001 do 03.02.2001, obsegale sondažno vrtanje 5 geotehničnih vrtin z oznakami V-1 do V-5. V drugi fazi, v času od 19.02.2001 do 21.02.2001, so bile izvedene še vrtine V-6 do V-8. Vrtine V-1 do V-6 so na območju glavnega zahodnega dela plazu, vrtini V-7 in V-8 pa se nahajata na območju vzhodnega dela plazu. Zaradi potrebe po natančnejši določitvi pogojev sanacije so se leta 2004 izvedle štiri dodatne sondažne vrtine. Med vrtanjem se je izvedlo 45 standardnih penetracijskih preskusov v vrtinah od V-1 do V-8 in 28 v vrtinah V-9 do V-12. Pri interpretaciji rezultatov SPT preskusov v projektu, ki ga je izdelal Geoinženiring d.o.o., je v poročilu zapisano, da so rezultati korigirani po določilih Evrokoda 7, postopek korekcije števil izmerjenih udarcev pa ni detajlno prikazan. Uporabljena je bila vrtalna garnitura Fraste, za katero lahko na osnovi znanih podatkov iz drugih projektov določimo energijski korekcijski faktor $k_{60} = 0,95$. Točni podatki o stanju vrtalne garniture in njeni kalibraciji v času izvedbe vrtin niso znani.

Leta 2001 se je izvedlo 8 vrtin. Popis vrtin je prikazan v preglednici 1. Podatki o dodatnih sondažnih vrtinah, V-9 do V-12, izvedenih leta 2004 so prikazani v preglednici 2.

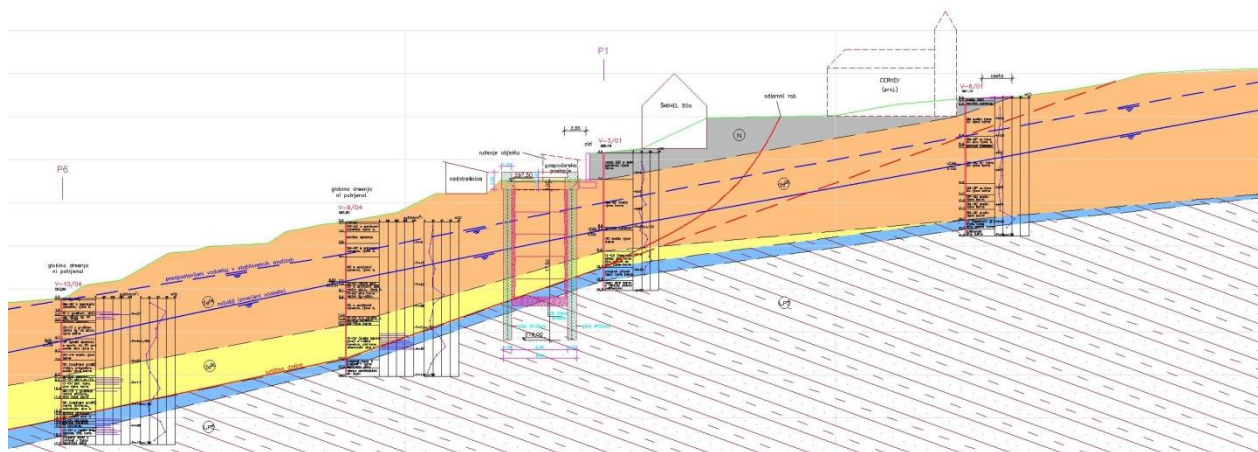
Preglednica 1: Vrtine izvedene leta 2001 (Vir: Geoinženiring d.o.o.)

VRTINA	KOTA TERENA(m)	GLOBINA VRTINE(m)	KOTA KOMPAKTNE PODLAGE(m)	KOTA NAJVIŠJE VODE(m)
V – 1	302,21	8,00	-6,30 = 295,91	-5,48 = 296,73
V – 2	300,80	11,00	-9,40 = 291,40	-8,48 = 292,32
V – 3	300,79	16,00	-14,80 = 285,99	-9,00 = 291,79
V – 4	290,94	11,00	-8,80 = 282,14	-7,97 = 282,97
V – 5	279,88	11,00	-8,70 = 271,18	-2,01 = 277,87
V – 6	306,53	16,00	-15,20 = 291,33	-7,66 = 298,87
V – 7	291,69	13,00	-9,20 = 282,49	-6,87 = 284,82
V – 8	282,73	14,00	-13,00 = 269,73	-8,37 = 274,36

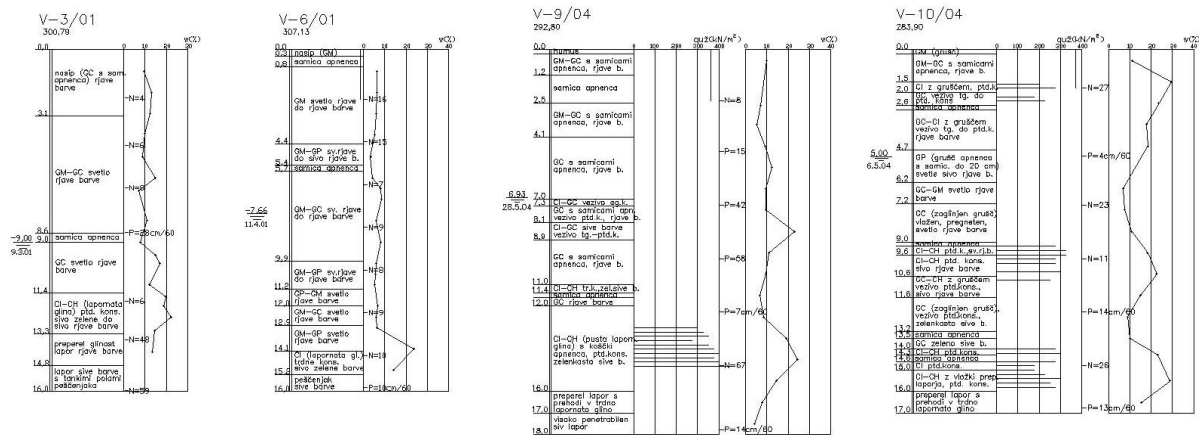
Preglednica 2: Dodatne vrtine izvedene leta 2004 (Vir: Geoinženiring d.o.o.)

VRTINA	KOTA TERENA(m)	GLOBINA VRTINE(m)	KOTA KOMPAKTNE PODLAGE(m)	KOTA NAJVIŠJE VODE(m)
V - 9	292,80	18,00	-17,00 = 275,80	-6,93 = 285,87
V - 10	283,90	17,00	-16,00 = 267,90	-5,00 = 278,90
V - 11	281,70	21,00	-16,60 = 265,10	-6,00 = 275,7
V - 12	276,75	17,00	-14,50 = 262,25	-5,93 = 270,82

Geološko-geotehnični profil P-3, ki je bil uporabljen za izdelavo računskega modela sanacije plazų z armiranobetonskimi vodnjaki v programu Midas GTS NX v.2.1. je prikazan na sliki 7. Določajo ga vrtine V-6, V-3, V-9 in V-10, ki so prikazane na sliki 8.

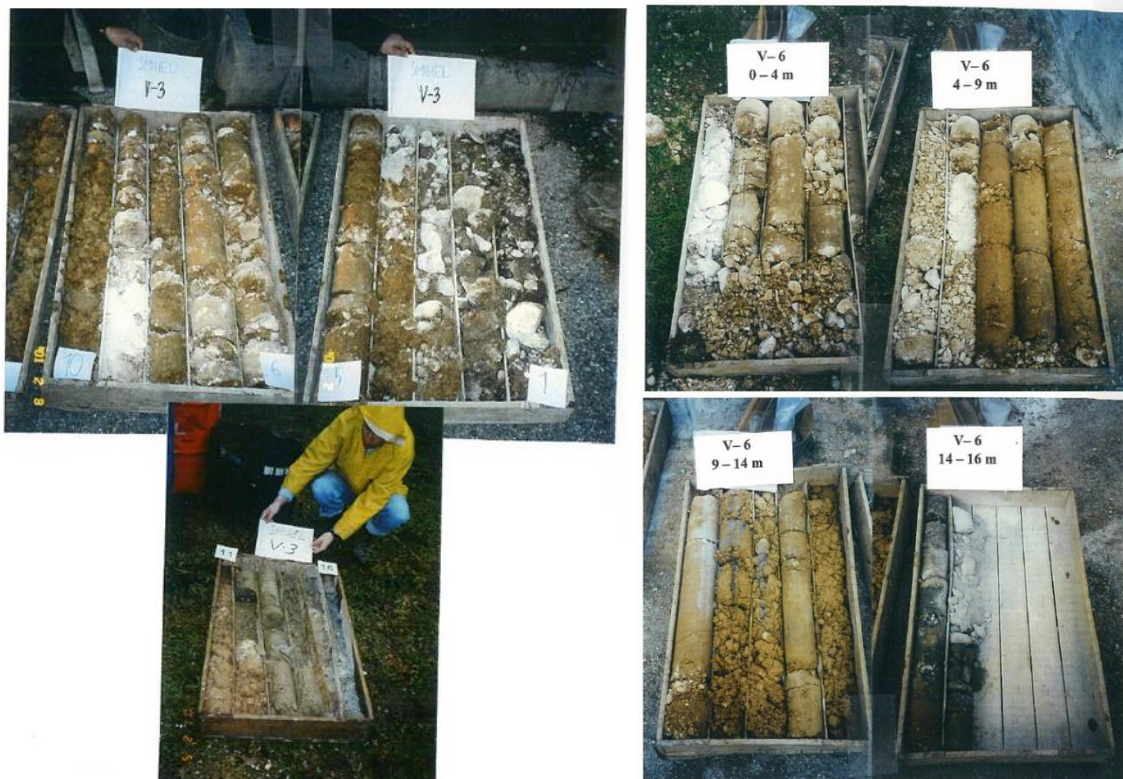


Slika 7: Prečni geološko-geotehnični profil P3 (Geoinženiring d.o.o, 2004)



Slika 8: Vrtine V-6, V-3, V-9, V-10 v profilu P3 (Geoinženiring d.o.o., 2004)

Na terenu so so jedra vrtin zložili v lesene škatle v segmentih po 1 m, kjer so jih ustrezno označili in dokumentirali (slika 9).



Slika 9: Fotografije vrtin V-3 in V-6 (Geoinženiring d.o.o., 2004)

V preglednici 3 so prikazane materialne karakteristike posameznih vrst zemljin na osnovi SPT rezultatov. Vrednosti v preglednici 3 so primerne za okvirno oceno materialnih karakteristik, ki niso povsem skladne s standardom Evrokod 7. Smernice za izvedbo in interpretacijo SPT rezultatov so podane v standardu EN ISO 22476-3. V primeru odstopanj od predpisanih smernic standarda je potrebno natančno interpretirati in obrazložiti spremembe in te podati v končnem poročilu o terenskih preiskavah.

Preglednica 3: Relacija med številom udarcev N in trdnostnimi parametri posameznih vrst zemljin
(Geoinženiring d.o.o., 2001)

NEKOHERENTNE ZEMLJINE (pesek, prod, grušč)				
Število udarcev N	Gostotno stanje	Strižni kot (°)	Modul stisljivosti M_s (kPa)	
			Droben in srednji pesek	Debel pesek, prod, grušč
< 4	zelo rahlo	< 28,4		
4 – 10	rahlo	28,4 – 30,3	< 7500	< 15000
10 – 30	srednje gosto	30,3 – 36,2	7500 – 15000	15000 – 40000
30 – 50	gosto	36,2 – 40	15000 – 30000	40000 – 65000
> 50	zelo gosto	> 40,9	> 30000	> 65000
KOHERENTNE ZEMLJINE (glina, melj)				
Število udarcev N	Konsistenčno stanje	Enoosna tlačna trdnost q_u (kPa)	Modul stisljivosti M_s (kPa)	
< 2	židko	< 25	< 500	
2 – 4	lahkognetno	25 – 50	500 – 1000	
4 – 8	srednjegnetno	50 – 100	1000 – 2000	
8 – 15	težkognetno	100 – 200	2000 – 5000	
15 – 30	poltrdno	200 – 400	5000 – 20000	
> 30	trdno	> 400	> 20000	
PENETRABILNOST HRIBINE P (cm/60 udarcev)				
0 – 1 cm		zelo nizka		
2 – 4 cm		nizka		
5 – 8 cm		srednja		
9 – 15 cm		visoka		
16 – 30 cm		zelo visoka		

Standardni penetracijski poskus je izražen s številom udarcev N, potrebnih za zabitje penetracijskega noža ali konusne konice v globino 30,5 cm, penetrabilnost P pa z globino prodora penetracijskega noža v centimetrih pri $N = 60$ udarcih. Poskus poteka tako, da v vrtino na določeni globini vstavimo nabijalo z izbrano konico, ki je lahko konus ali nož in nato z višine 760 mm spuščamo nabijalno utež z maso 63,5 kg in merimo število udarcev za prodor 30,5 cm globoko. Pred poskusom je potrebno prvih 15 cm prebiti, ker zaradi vrtnanja pride do lokalne porušitve zemljine. V praksi izvajalci preskusov zabijajo konico v treh segmentih po 150 mm.

Za interpretacijo rezultatov so potrebne korekcije števila udarcev, saj lahko pri različnih strojnih garniturah in postopkih izvedbe poskusa dobimo različne vrednosti N, čeprav so poskusi izvedeni v enakih zemljinah (vir: Skempton 1986). Pri izvedbi vrtin in standardnih penetracijskih poskusov je potrebno dosledno upoštevati standard. Pri izvedbi SPT poskusa je možnih veliko napak, in v preglednici 4 so zapisane najpogostejše.

Preglednica 4: Izvedba SPT in možnost pojava napak (NAVFAC, 1986)

Opis	Razlaga
Nezadovoljivo čiščenje vrtine.	SPT je delno izveden v intaktni zemljini. Odvečno blato se sprime na konico ali jo zamaši in s tem poveča površino konice. Pride do večjega odpora pod konico in večjega števila udarcev N.
Vrtalno drogovje z izbrano konico ne sede v intaktno zemljino.	Dobimo nepravilne vrednosti števila udarcev.
Zabijanje noža nad dno ohišja.	Vrednosti N se povečajo v peskih in zmanjšajo v koherentnih zemljinah.
Napaka pri vzdrževanju potrebnega hidrostatskega tlaka v vrtini.	Nivo vode v vrtini mora biti vsaj enak piezometričnemu nivoju vode v pesku, drugače lahko pesek na dnu vrtine preide v rahlo stanje.
Odnos upravljalca stroja.	Število udarcev za isto zemljino lahko varira v odvisnosti od tega, kdo upravlja vrtalno garnituro ter kakšna je zbranost pri delu.
Večji kos gramoza zadela odvezno odprtino noža.	V primeru zadelanega noža se lahko poveča število udarcev.
Zamašeno ohišje.	Večje število udarcev je možno, kadar jemljemo vzorec v rahlem pesku pod nivojem talne vode – hidrostatski tlak dvigne pesek.
Izpiranje vrtine.	Pretirano izpiranje razrahlja gost pesek in s tem dobimo manjše število udarcev.
Utež ne pade v prostem padu.	Sistem dvigovanja in spuščanja uteži ne omogoča prostega pada uteži, kar zmanjša vnos energije in poveča N.
Utež ni primerna.	Dogaja se, da izvajalec uporabi utež, ki ni po standardu – razlike tudi do 5 kg.
Utež ne udari po glavi nabijala koncentrično.	Pride do zmanjšanja udarne energije, kar poveča število udarcev N.
Nabijanje brez uporabe vodila.	Napačno število udarcev N.
Obrabljena ali poškodovana konica.	V primeru poškodovane in obrabljene konice se odprtina poveča in s tem naraste tudi N.
Nenatančno beleženje števila udarcev in/ali penetracije.	Napake pri beleženju števila udarcev.
Nepravilne tehnike vrtnanja.	Vrtalni postopki, ki poškodujejo zemljino npr. izpiranje le-te.
Prevelik premer vrtin.	Maksimalni premer vrtine znaša 150 mm. Pri vrtinah širšega premera lahko pride do zmanjšanja števila udarcev.

se nadaljuje...

...nadaljevanje preglednice 4

Slab nadzor izvedbe preizkusa.	V zemljskih plasteh se lokalno pojavljajo skalnate samice, ki lokalno povzročijo povečanje števila udarcev, kar mora opaziti nadzorni strokovnjak. Potrebno je natančno beleženje vrtnanja, jemanja vzorcev in merjenje globine.
Nepravilna kvalifikacija zemljin.	Nepravilen opis, kvalifikacija vzeti vzorcev zemljin.

2.2.1.3 Korekcija rezultatov SPT

Po izvedbi SPT-ja sledi korekcija izmerjenega števila udarcev v skladu s standardom EN ISO 22476-3. Bistvene so korekcije zaradi različne dolžine in vrste vrtnalnih garnitur oziroma drogovja, uporabe noža ali konice, tipa nakovala, premera vrtine, načina vrtnanja in čiščenja vrtine ter premera vrtine. Zelo velik del korekcije pripada energijski korekciji, kjer so meritve pokazale, da se dejansko v drogovje prenese 30 do 90 % teoretične energije. V povprečju se v drogovje prenese le okoli 60 % teoretične energije (Vir: Skempton 1986).

V splošnem je potrebna korekcija zaradi števila udarcev dobljenih na terenu zaradi prenosa energije, dolžine drogovja in efektivnega tlaka. V preglednici 5 so podani korekcijski faktorji glede na premer vrtine, tip vrtnalne garniture in dolžine drogovja. Enačbe za izračun korekcijskega faktorja globine C_N glede na vrsto peska in relativno gostoto so podane v preglednici 6. V preglednici 7 so prikazane vrednosti razmerja $(N_1)_{60} / D_r^2$ glede na starost obravnavane zemljine.

- **Korekcijski faktor prenosa energije C_e (Vir: Skempton 1986):**

$$C_e = \frac{ER_r}{60} \quad (1)$$

$$ER_r = \frac{\text{dejanska vnesena energija}}{\text{teoretična vnesena energija}} \quad (2)$$

- **Korekcijski faktorji zaradi dimenzij vrtine, tipa vrtnalne garniture in dolžine drogovja:**

Preglednica 5: Korekcijski faktorji vrtine, vrtnalne garniture in dolžine drogovja (Skempton, 1986)

Faktor	Uporabljena oprema	Vrednost
Premer vrtine, C_V	65 – 115 mm	1,00
	150 mm	1,05
	200 mm	1,15
Vrtnalna garnitura, C_G	standardna vrtnalna garnitura	1,00
	vrtnalna garnitura brez vodila (ni priporočeno)	1,20
Dolžina drogovja, λ	3 – 4 m	0,75
	4 – 6 m	0,85
	6 – 10 m	0,95
	> 10 m	1,00

- **Korekcijski faktor globine C_N zaradi efektivnega tlaka σ'_v in relativne gostote D_r (Skempton 1986):**

$$N = D_r^2 \left(a + b C_{OC} \frac{\sigma'_v}{100} \right) \quad (3)$$

a.....17 do 46, materialno odvisen parameter

b.....17 do 28, materialno odvisen parameter

C_{OC} , koeficient prekonsolidacije

Vpliv efektivnih tlakov korigiramo tako, da normaliziramo odpor konice na ekvivalentno vrednost pri 100 kPa.

$$C_N = \frac{N_1}{N_{\sigma'_v}} = \frac{D_r^2 (a + b)}{D_r^2 \left(a + b \frac{\sigma'_v}{100} \right)} = \frac{\left(\frac{a}{b} + 1 \right)}{\left(\frac{a}{b} + \frac{\sigma'_v}{100} \right)} \quad (4)$$

Za nekoherentne zemljine velja:

$$\frac{(N_1)_{60}}{D_r^2} = 60, \quad \text{za relativno gostoto } (33 \% \leq D_r \leq 84 \%) \quad (5)$$

Preglednica 6: Korekcijski faktor zaradi efektivnih tlakov (Skempton, 1986)

Vrsta peska	Relativna gostota D_r (%)	C_N
Normalno konsolidiran	40 do 60	$200 / (100 + \sigma'_v)$ (a)
	60 do 80	$300 / (200 + \sigma'_v)$ (b)
Prekonsolidiran	/	$170 / (70 + \sigma'_v)$ (c)

- **Korekcija zaradi staranja (Skempton 1986):**

Preglednica 7: Učinek starosti (Skempton, 1986)

Opis	Starost (leta)	$(N_1)_{60} / D_r^2$
Laboratorijski testi Nedavni zasipi	10^{-2}	35
	10	40
Naravno odloženi materiali	$>10^2$	55

- **Korekcija števila udarcev N v vrtinah V-3, V-6, V-9, V-10**

Evropski standard EN ISO 22476-3 v splošnem uporablja korekcije povzete po Skemptonu 1986. Korekcije števila udarcev N za penetracijo 300 mm so prikazane v preglednici 8 za vrtino V-3, preglednici 9 za vrtino V-6, preglednici 10 za vrtino V-9 in preglednici 11 za vrtino V-10.

Korekcijo števila udarcev izračunamo z enačbo 6:

$$(N_1)_{60} = N \cdot C_e \cdot \lambda \cdot C_N \cdot C_S \quad (6)$$

Preglednica 8: Korekcija števila udarcev za vrtino V-3/2001

Vrtina V-3/2001							
$k_{60} = 0,95$	$d = 1,5m$						
Nivo vode	Globina z	Klasifikacija	N	Enačba za C_N	$(N_1)_{60} / I_D^2$	$\sigma'v$	$L = z + d$
[m]	[m]		št. ud.			[kPa]	[m]
0,00	2,30	GC	4	a	60	46,00	3,80
0,00	4,50	GM-GC	6	a	60	90,00	6,00
0,00	6,50	GM-GC	8	a	60	130,00	8,00
-2,80	11,80	CI-CH	6	a	60	208,00	13,30
-4,60	13,60	glinast lapor	48	b	60	226,00	15,10
-7,00	16,00	lapor-peščenjak	59	b	60	250,00	17,50
Izračun korigiranih vrednosti							
Globina z	Korekcijski faktorji			Korigirane vrednosti			
[m]	λ	C_N	C_S	N_{60}	$N_{kor,60}$	$(N_1)_{60}$	D_r
2,30	0,75	1,37	1,00	3,80	2,85	3,90	0,26
4,50	0,80	1,05	1,00	5,70	4,56	4,80	0,28
6,50	0,95	0,87	1,00	7,60	7,22	6,28	0,32
11,80	1,00	0,65	1,00	5,70	5,7	3,70	0,25
13,60	1,00	0,70	1,00	45,60	45,6	32,11	0,73
16,00	1,00	0,67	1,00	56,05	56,05	37,37	0,79

Preglednica 9: Korekcija števila udarcev za vrtino V-6/2001

Vrtina V-6/2001							
$k_{60} = 0,95$	$d = 1,5m$						
Nivo vode	Globina z	Klasifikacija	N	Enačba za C_N	$(N_1)_{60} / I_D^2$	$\sigma'v$	$L = z + d$
[m]	[m]		št. ud.			[kPa]	[m]
0,00	2,30	GM	16	a	60	46,00	3,80
0,00	4,30	GM-GP	15	a	60	86,00	5,80
0,00	6,30	GM-GC	7	a	60	126,00	7,80
-0,64	8,30	GM-GC	9	a	60	159,60	9,80
-2,64	10,30	GM-GP	8	a	60	179,60	11,80
-4,64	12,30	GM-GC	9	a	60	199,60	13,80
-6,64	14,30	CI (lapornata gl.)	10	a	60	219,60	15,80
Izračun korigiranih vrednosti							
Globina z	Korekcijski faktorji			Korigirane vrednosti			

se nadaljuje...

...nadaljevanje preglednice 9

[m]	λ	C_N	C_S	N_{60}	$N_{kor,60}$	$(N_1)_{60}$	D_r
2,30	0,75	1,37	1,00	15,20	11,4	15,62	0,51
4,30	0,80	1,08	1,00	14,25	11,4	12,26	0,45
6,30	0,95	0,88	1,00	6,65	6,3175	5,59	0,31
8,30	1,00	0,77	1,00	8,55	8,55	6,59	0,33
10,30	1,00	0,72	1,00	7,60	7,6	5,44	0,30
12,30	1,00	0,67	1,00	8,55	8,55	5,71	0,31
14,30	1,00	0,63	1,00	9,50	9,5	5,94	0,31

Preglednica 10: Korekcija števila udarcev za vrtino V-9/2004

Vrtina V-9/2004							
$k_{60} = 0,95$	$d = 1,5m$						
Nivo vode	Globina z	Klasifikacija	N	Enačba za C_N	$(N_1)_{60}/I_D^2$	$\sigma'v$	$L = z + d$
[m]	[m]		št. ud.			[kPa]	[m]
0,00	2,40	GM-GC	8	a	60	48,00	3,90
-7,87	14,80	CI-CH	67	b	60	217,30	16,30
Izračun korigiranih vrednosti							
Korekcijski faktorji				Korigirane vrednosti			
Globina z	λ	C_N	C_S	N_{60}	$N_{kor,60}$	$(N_1)_{60}$	D_r
[m]							%
2,40	0,75	1,35	1,00	7,60	5,7	7,70	0,36
14,80	0,80	0,72	1,00	63,65	50,92	36,61	0,78

Preglednica 11: Korekcija števila udarcev za vrtino V-10/2004

Vrtina V-10/2004							
$k_{60} = 0,95$	$d = 1,5m$						
Nivo vode	Globina z	Klasifikacija	N	Enačba za C_N	$(N_1)_{60}/I_D^2$	$\sigma'v$	$L = z + d$
[m]	[m]		št. ud.			[kPa]	[m]
0,00	1,80	GC	27	b	60	36,00	3,30
-2,30	7,30	GC	23	a	60	123,00	8,80
-4,80	9,80	CI-CH	11	a	60	148,00	11,30
-9,80	14,80	CI-CH	26	a	60	198,00	16,30
Izračun korigiranih vrednosti							
Korekcijski faktorji				Korigirane vrednosti			
Globina z	λ	C_N	C_S	N_{60}	$N_{kor,60}$	$(N_1)_{60}$	D_r
[m]							%
1,80	0,75	1,27	1,00	25,65	19,24	24,43	0,64

se nadaljuje...

...nadaljevanje preglednice 11

7,30	0,80	0,90	1,00	21,85	17,48	15,68	0,51
9,80	0,95	0,81	1,00	10,45	9,93	8,01	0,37
14,80	1,00	0,67	1,00	24,70	24,70	16,58	0,53

2.2.1.4 Določitev karakteristik zemljin iz rezultatov SPT preskusov

- Določitev relativne gostote (D_r) in strižnega (φ) kota za droben, srednje in grobo zrnat pesek

Relativno gostoto (D_r) in strižni kot (φ) zemljin določimo iz preglednice 12, kjer so podane vrednosti za droben, srednje in grobo zrnat pesek.

Preglednica 12: Korelacija s strižno trdnostjo za droben, srednje in grobo zrnat pesek (Skempton, 1986)

Opis	Relativna gostota D_r	Korigirane vrednosti SPT – N (udarci/300mm)			Strižni kot
		Drobo zrnat	Srednje zrnat	Grobo zrnat	
Zelo rahlo	< 15 %	$(N_1)_{60} \leq 3$	$(N_1)_{60} \leq 3$	$(N_1)_{60} \leq 3$	$\varphi < 28^\circ$
Rahlo	15 – 35 %	$(N_1)_{60} = 3 - 7$	$(N_1)_{60} = 3 - 8$	$(N_1)_{60} = 3 - 8$	$\varphi = 28 - 30^\circ$
Srednje	35 – 65 %	$(N_1)_{60} = 7 - 23$	$(N_1)_{60} = 8 - 25$	$(N_1)_{60} = 8 - 27$	$\varphi = 30 - 40^\circ$
Grobo	65 – 85 %	$(N_1)_{60} = 23 - 40$	$(N_1)_{60} = 25 - 43$	$(N_1)_{60} = 27 - 47$	$\varphi = 40 - 45^\circ$
Zelo grobo	> 85 %	$(N_1)_{60} > 40$	$(N_1)_{60} > 43$	$(N_1)_{60} > 47$	$\varphi = 45 - 50^\circ$
	100 %	$(N_1)_{60} = 55$	$(N_1)_{60} = 60$	$(N_1)_{60} = 65$	$\varphi = 50^\circ$

- Enoosna tlačna trdnost (q_u) koherentnih zemljin

V preglednici 13 so podane ocene enoosne tlačne trdnosti koherentnih zemljin. Pri vrednotenju je potrebno upoštevati podane pogoje, rezultati pa se razlikujejo glede na izbiro avtorja.

Preglednica 13: Enoosna tlačna trdnost glede na število udarcev N

Enoosna tlačna trdnost q_u (kPa)	Pogoj	Avtor
$q_u = 12,5$ N	$N < 16$	Peck et al. (1973)
$q_u = 25$ N	Zgornja meja za gline CH $N < 10$	NAVFAC (1971)
$q_u = 7,5$ N	Spodnja meja za gline CL $N < 10$	NAVFAC (1971)

- **Elastični modul (E), modul stisljivosti (E_{oed})**

V preglednici 14 so podane enačbe za določitev elastičnega modula zemljin po različnih avtorjih omejene z dodatnimi pogoji.

Preglednica 14: Določitev elastičnega modula po različnih avtorjih

Elastični modul E (MPa)	Pogoj		Avtor
$E = a \sigma_v'^{0,522}$	$a = 24,62 \log(N) - 26,34 \sigma_v' + 37,56$ (σ_v' [kPa / 100])		Schultze, Meltzer (1969) za suh pesek
$E = 21,6 + 1,06 N$	Normalno konsolidiran pesek		D'Appolonia et al. (1970)
$E = 54,0 + 1,35 N$	Prekonsolidiran pesek		
$E = 0,5 (N + 15)$			Webb (1963)
$E = (35 \text{ do } 50) \log N$			Trofimenkov (1974)
$E = 4 + c (N - 6)$	$N > 15$	$c = 0,3$ za normalno konsolidiran pesek	Begemann (1974)
$E = c (N + 6)$	$N < 15$	$c = 1,2$ za grušč s peskom	

Okvirno lahko ocenimo vrednosti za nasip in zaglinjene gruščnate zemljine z enačbo Begemanna (1974), kjer upoštevamo povprečje korigiranih vrednosti števila udarcev v vrtini V-3:

$$\overline{(N_{60})_1} = \frac{(3,9 + 4,8 + 6,28)}{3} = 4,993 \cong 5,0$$

$$E = c (N + 6) = 1,2(6 + 5) = 13,2 \text{ MPa}$$

Za določitev elastičnega modula glin in hribin bi bilo potrebno izvesti dodatne laboratorijske preiskave.

2.2.1.5 Meritve inklinacij

Meritve horizontalnih premikov plazu so bile izvedene z opremo proizvajalca Slope Indicator in sicer z inklinometrom Digitilt Inclinometer in enoto Digitilt DataMate za zajem podatkov. Izmerjene vrednosti inklinacij so bile obdelane s programsko opremo istega proizvajalca.



Slika 10: Inklinometer podjetja Slope Indicator (<http://www.slopeindicator.com/instruments/inclin-digitilt-classic.php>)

Meritev se izvaja tako, da se sonda vstavi v vrtino po štirih utorih, meritev inklinacij pa se izvede na vsake 0,5 metra globine v smeri osi A in B. Os A je orientirana v smeri plazenja, os B pa v smeri prečno na plaz.

Preglednica 15: Pomiki in globine, kjer so pomiki večji od 5 mm od 2001-2008 in 2008-2010 (Geoinženiring d.o.o., 2010)

VRTINA	Do 17.11.2008		Do 24.09.2010		RAZLIKA	
	Največji premik (rezultanta) do -1 m	Globina nad katero so premiki ≥ 5 mm	Največji premik (rezultanta) do -1 m	Globina nad katero so premiki ≥ 5 mm	Razlika v velikosti premikov	Razlika v globini premikov ≥ 5 mm
V-1/01	16 mm	3,0 m	15 mm	4,0 m	-1 mm	1 m
V-2/01	23 mm	8,0 m	36 mm	9,0 m	13 mm	1 m
V-3/01	25 mm	14,5 m	80 mm	15 m	55 mm	0,5 m
V-4/01*	33 mm	3,5 m	33 mm	3,5 m	-	-
V-5/01	21 mm	3,5 m	50 mm	3,5 m	29 mm	0 m
V-6/01	26 mm	15,0 m	45 mm	15,5 m	19 mm	0,5 m
V-7/01**	24 mm	9,0 m	24 mm	9,0	-	-
V-8/01***	34 mm	5,0 m	34 mm	5,0	-	-
V-9/04	15 mm	14,0 m	45 mm	14,0	3	0
V-10/04	12 mm	11,0 m	35 mm	12,0	23	1
V-11/04	19 mm	9,5 m	54 mm	17,0	35	7,5
V-12/04	24 mm	7,5 m	55 mm	7,5	31	0

* Vrtina V-4 je prestrižena na globini 3,5 m.

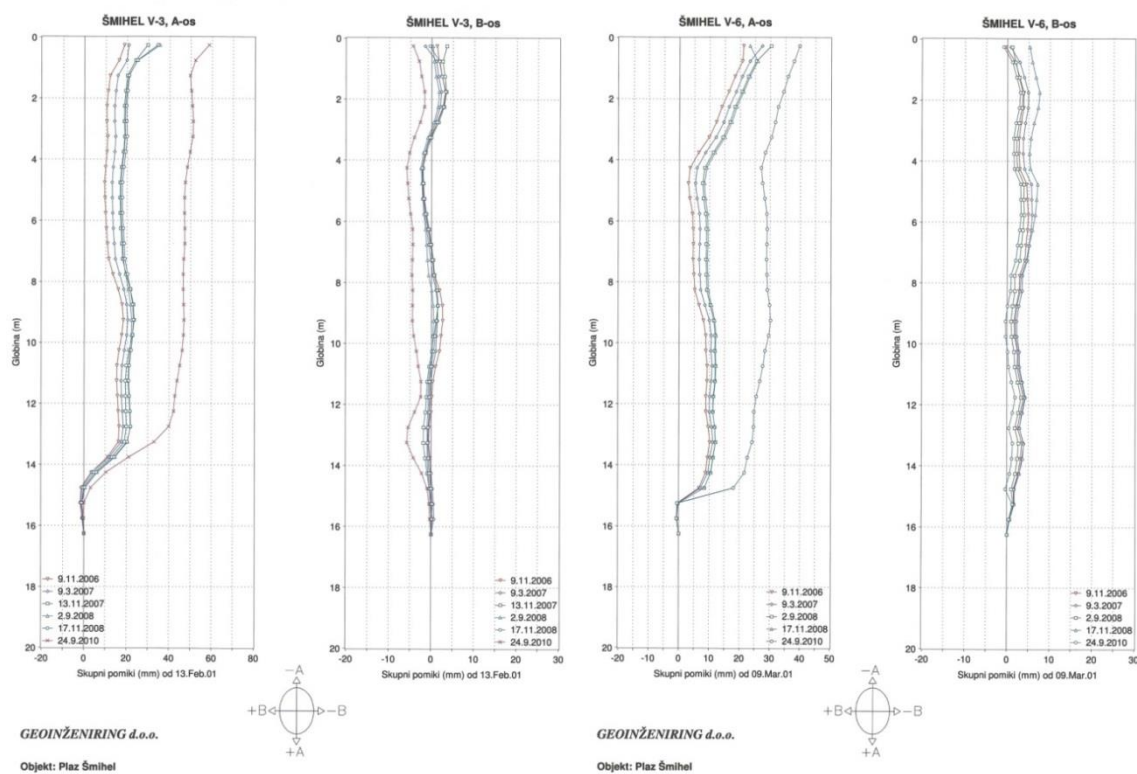
** Vrtina V-7 je uničena in se podatki nanašajo na 13.11.2007.

*** Vrtina V-8 je prestrižena na globini 4,5 m.

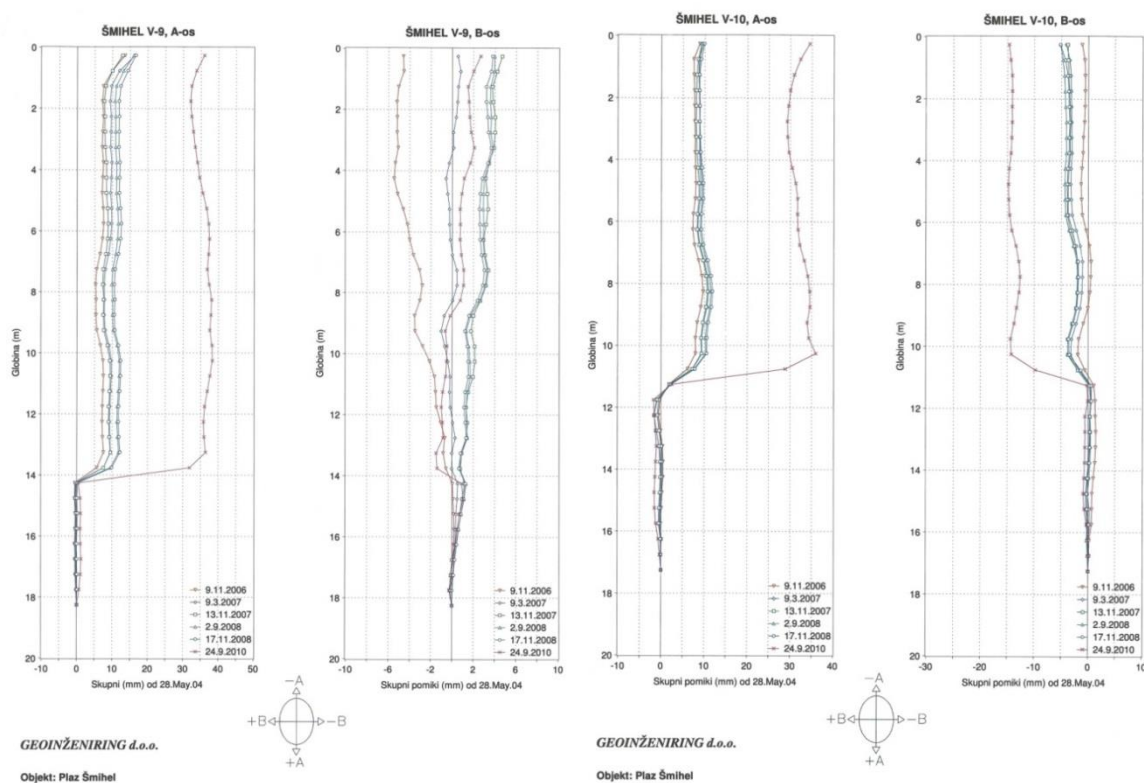
V času rednega opazovanja plazų, je bilo z zadnjo meritvijo dne 24.09.2010 ugotovljeno veliko povečanje pomikov na prav vseh vrtinah. Smeri horizontalnih pomikov se niso bistveno spremenile. Vrtini z oznako V-4 in V-8 sta najverjetneje prestriženi. Premiki so se v času od 17.11.2008 do 24.09.2010 povečali za 3 do 55 mm. Globina s pomiki večjimi od 5 mm se je povečala za 1 m pri vrtinah V-1, V-2 in V-10 in za 0,5 m pri vrtinah V-3 in V-6. Največja sprememba pri globini pomikov

večjih od 5 mm je bila izmerjena pri vrtini V-11, kar 7,5 metra globlje. Kumulativni horizontalni premiki vrtin iz leta 2001 so velikostnega reda do 80 mm in vrtin iz leta 2004 do 35 mm. Globine drsenja so, odvisno od lege vrtin, od 3,5 metra pri vrtini V-5 do 17 metrov pri vrtini V-11 in nakazujejo drsenje z največjo globino v osrednjem delu plazu ter potrjujejo izrivne robove, ugotovljene z inženirsko geološkim kartiranjem. Smeri drsenja sovpadajo in so logične v vseh vrtinah razen pri vrtini V-1 ob zahodnem stranskem robu plazu, kjer bi bilo pričakovano, da bo imel pomik smer proti vzhodu oziroma v smeri -B (slika 14). Mesta vrtin in smeri pomikov so razvidne iz situacije plazu z vplivnim območjem na sliki 6.

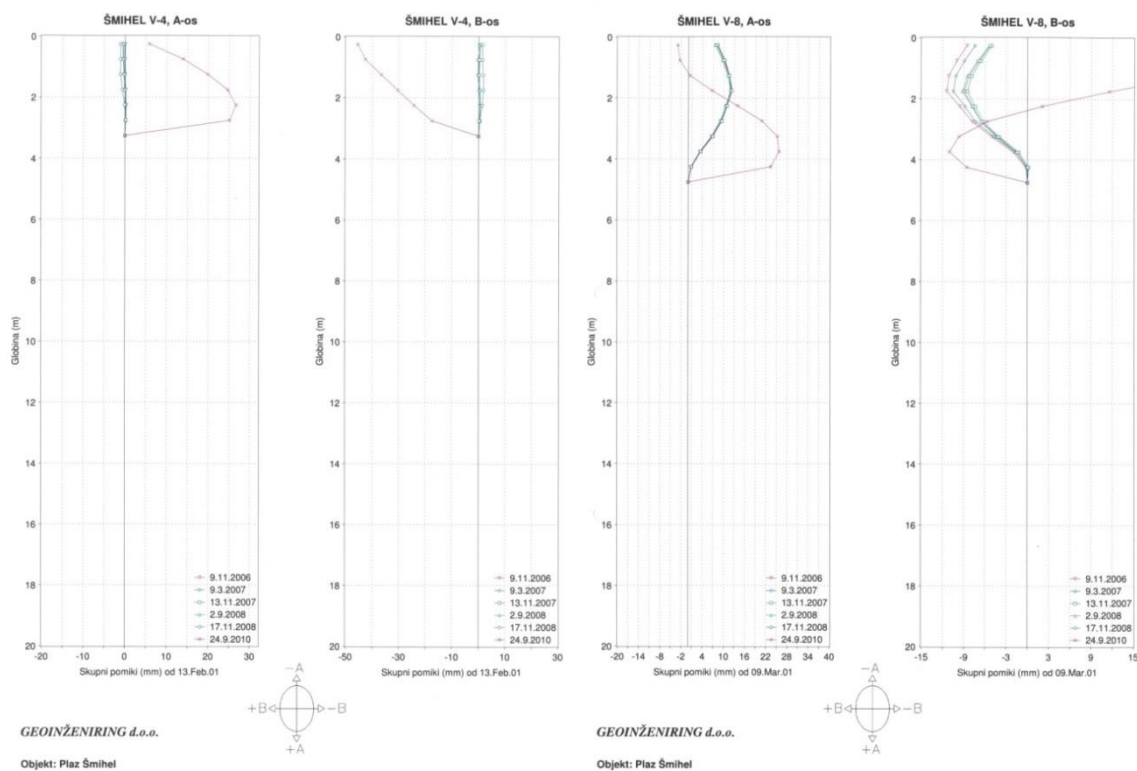
Na slikah 11 in 12 so prikazani pomiki v obliki grafikonov za vrtine V-3, V-6, V-9, in V-10 v smeri A in B. Prestriženi sta vrtini V-4 in V-8, kar je razvidno iz slike 13. Na slikah 14 in 15 so prikazani horizontalni pomiki in smer pomikov za vrtine V-1, V-2, V-3, V-5, V-6, V-9, V-10, V-11 in V-12.



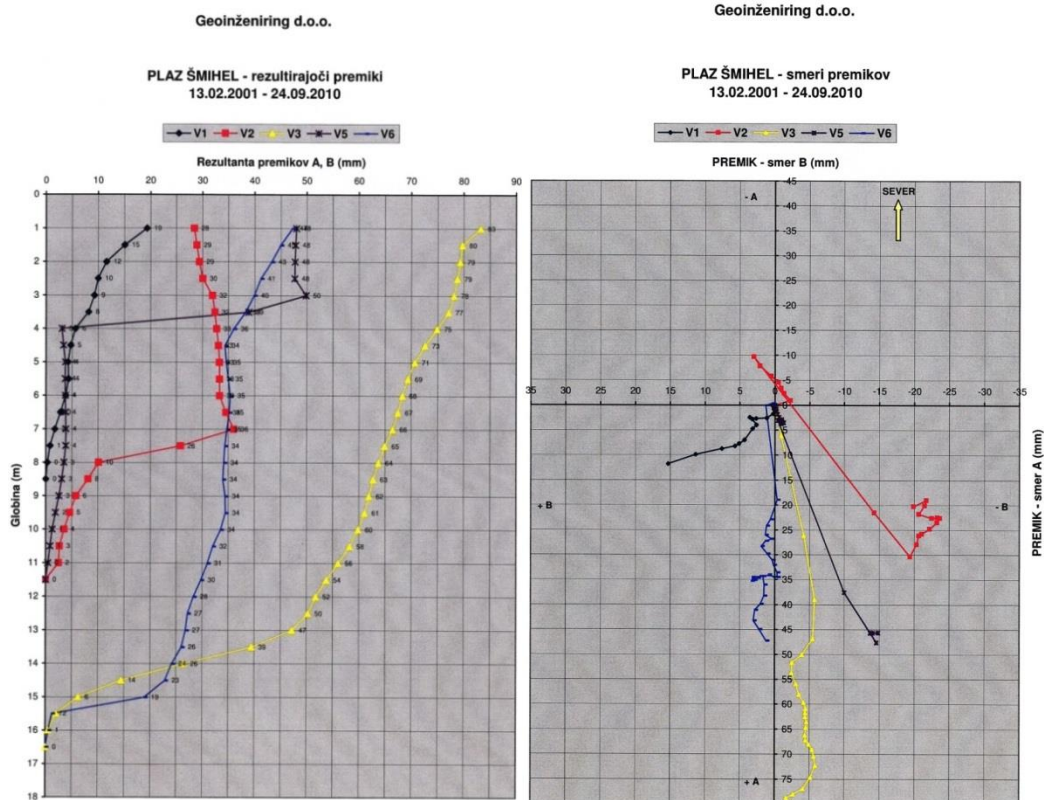
Slika 11: Velikost pomikov po globini vrtine V-3 od leta 2006 do 2010 za os A in os B (Geoinženiring d.o.o., 2010)



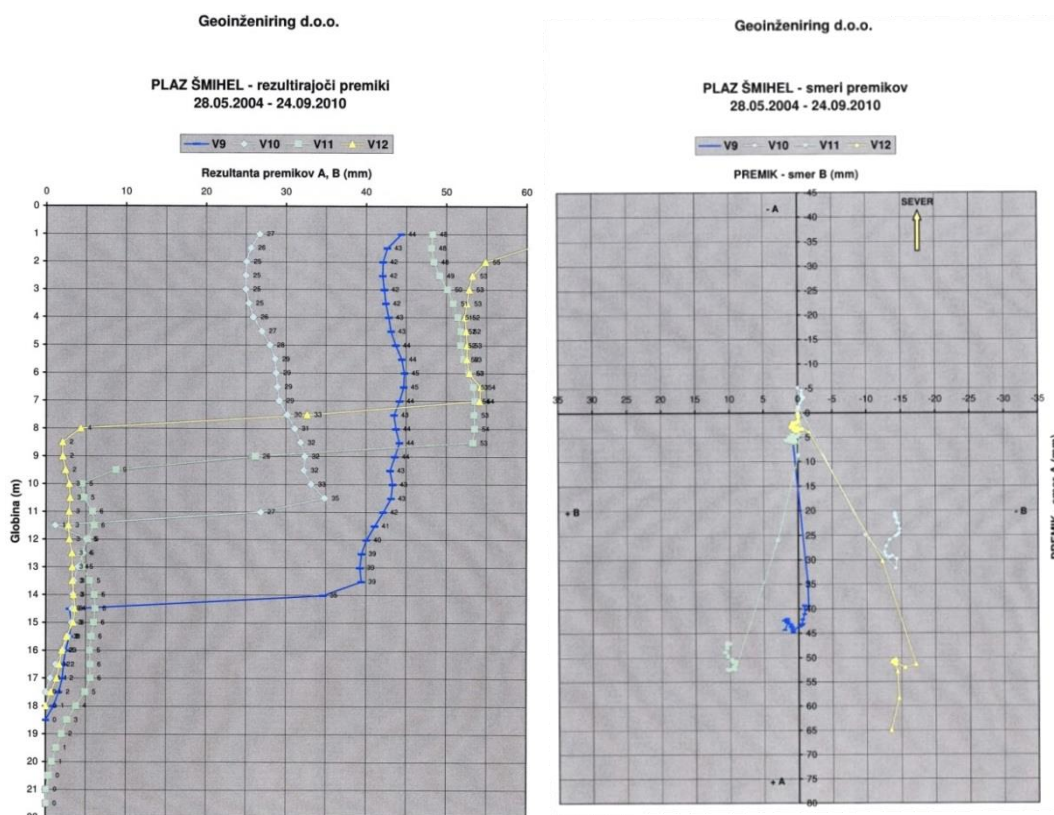
Slika 12: Velikost pomikov po globini vrtine V-9 od leta 2006 do 2010 za os A in os B (Geoinženiring d.o.o., 2010)



Slika 13: Velikost pomikov po globini vrtine V-4 in V-8 od leta 2006 do 2010 za os A in os B (Geoinženiring d.o.o., 2010)



Slika 14: Horizontalni premik in smer premika v vrtnah V-1, V-2, V-3, V-5 in V-6 (Geoinženiring d.o.o., 2010)



Slika 15: Horizontalni premik in smer premika v vrtnah V-9, V-10, V-11 in V-12 (Geoinženiring d.o.o., 2010)

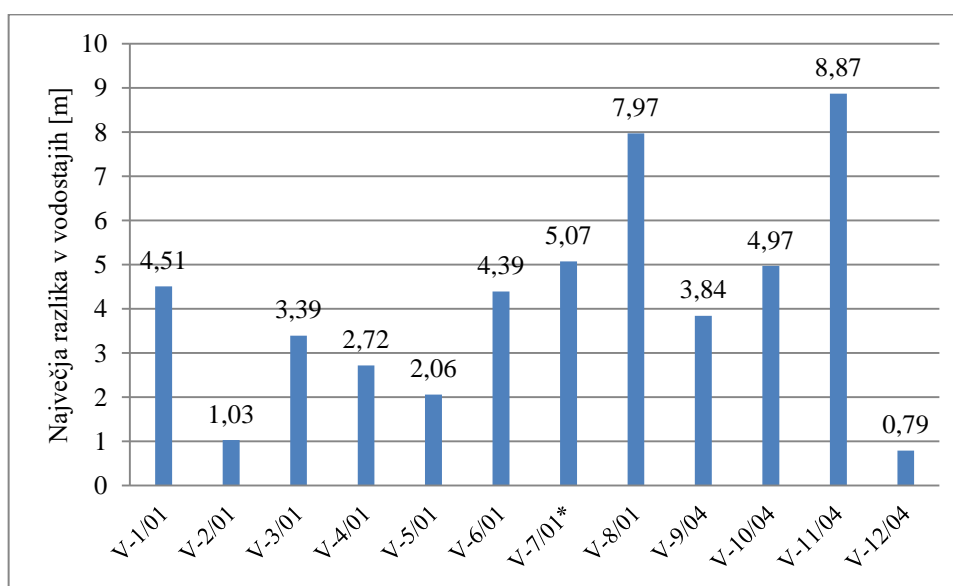
2.2.1.6 Meritve nivojev vode

Do pojava plazanja oziroma nestabilnosti pobočja prihaja zaradi obilnejših padavin, ki na območje plazu padejo v relativno kratkem času in povzročijo porast pornih tlakov, ki zmanjšajo učinkovite napetosti v posameznih slojih zemljine in s tem povzročijo zdrs zemeljske mase. Za vpogled in oceno nivojev podzemne vode oziroma pornih tlakov v plazu je potrebno vrtine opremiti s piezometri. V preglednici 16 so zbrani podatki o nivojih podzemne vode na dan 24.09.2010, najnižji in najvišji nivo podzemne vode od začetka opazovanja do 24.09.2010 ter razlika v vodostajih v posameznih vrtinah. Razlika med najmanjšim in največjim nivojem podzemne vode v vrtinah je prikazana na grafikonu 1.

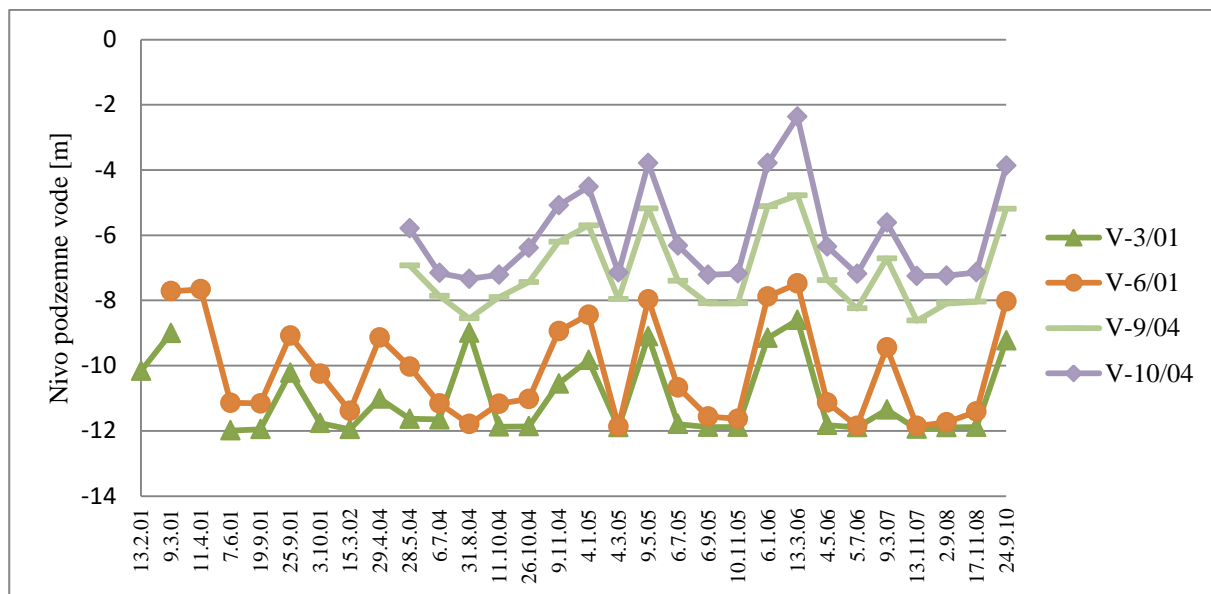
Preglednica 16: V vrtinah izmerjeni nivoji podzemne vode do 24.9.2010 (Geoinženiring d.o.o., 2010)

VRTINA	Nivo vode 24.09.10 [m]	Najnižji nivo vode [m]	Datum	Najvišji nivo vode [m]	Datum	Razlika vodostajev [m]
V-1/01	-3,22	-7,45	13.2.2001	-2,94	6.7.2005	4,51
V-2/01	-8,2	-9,23	17.11.2008	-8,2	24.9.2010	1,03
V-3/01	-9,23	-11,99	7.6.2001	-8,6	13.3.2006	3,39
V-4/01	-8,92	-9,56	17.11.2008	-6,84	13.3.2006	2,72
V-5/01	-3,36	-4,07	17.11.2008	-2,01	13.2.2001	2,06
V-6/01	-8,03	-11,87	4.3.2005	-7,48	13.3.2006	4,39
V-7/01*	-10,57*	-11,33	11.10.2004	-6,26	13.3.2006	5,07
V-8/01	-6,03	-13	9.3.2001	-5,03	6.7.2005	7,97
V-9/04	-5,19	-8,62	13.11.2007	-4,78	13.3.2006	3,84
V-10/04	-3,87	-7,34	31.8.2004	-2,37	13.3.2006	4,97
V-11/04	-5,99	-14,47	28.5.2004	-5,6	6.7.2005	8,87
V-12/04	-5,75	-6,17	2.9.2008	-5,38	13.3.2006	0,79

* Vrtina V-7 je uničena in se podatki nanašajo na 13.11.2007.

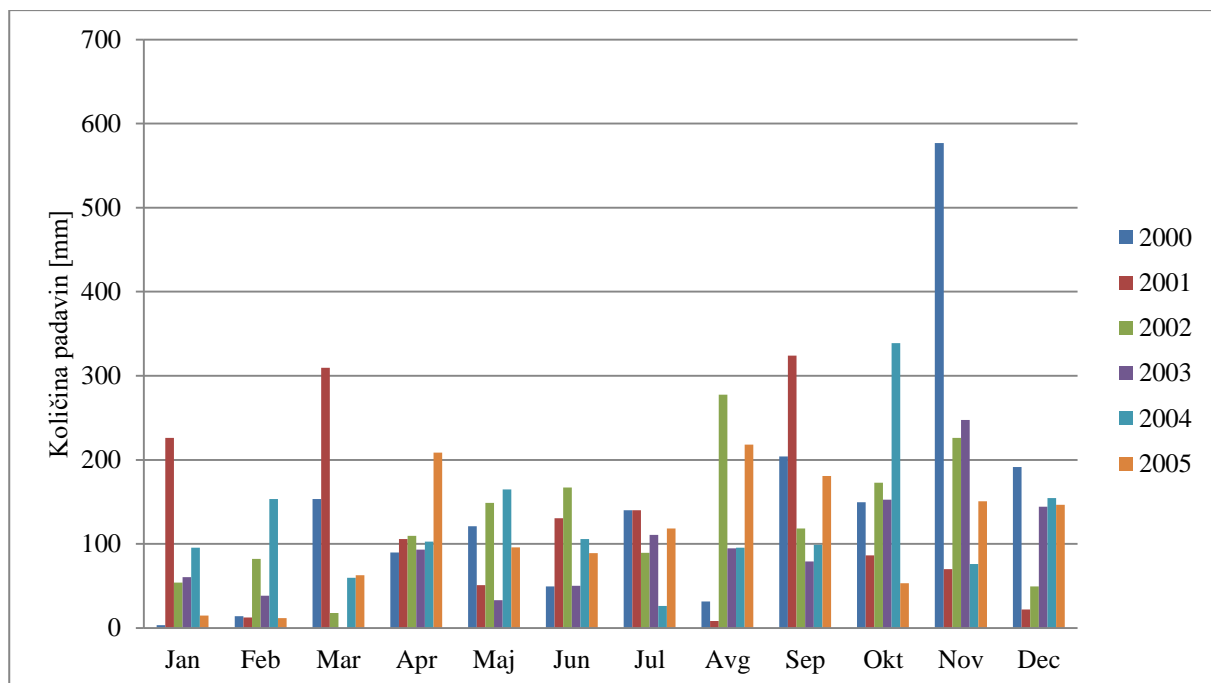


Grafikon 1: Največja razlika v vodostajih podzemne vode po vrtinah

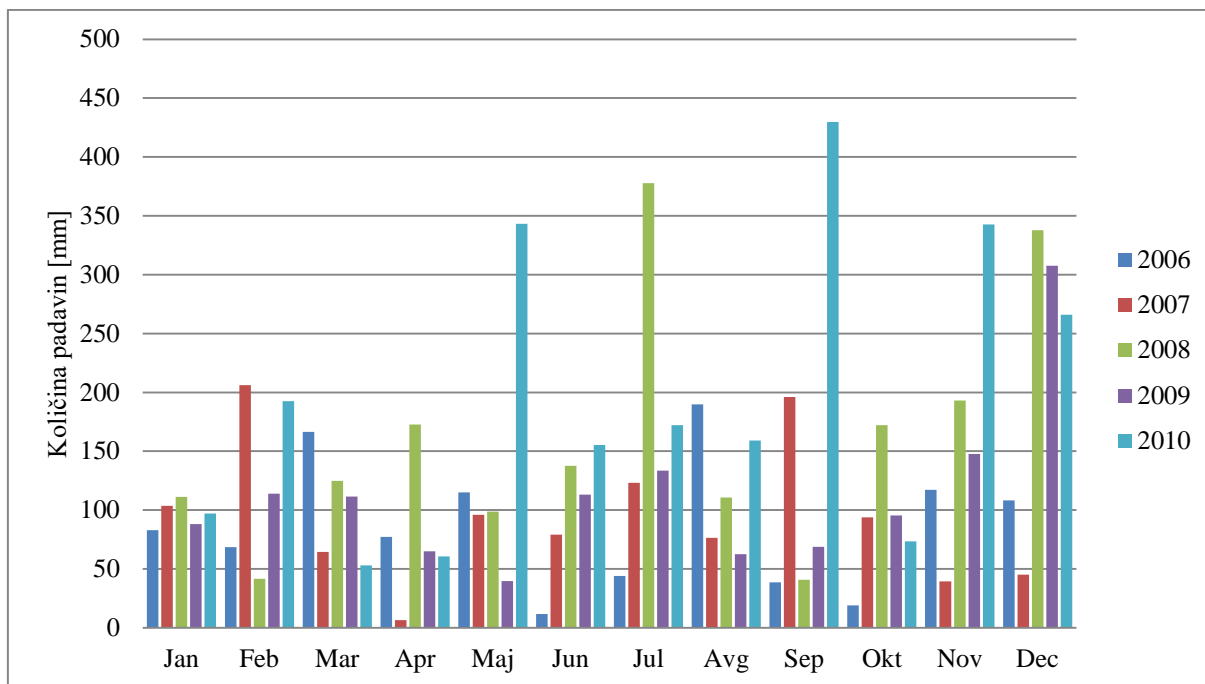


Grafikon 2: Nivo podzemne vode v vrtinah V-3, V-6, V-9 in V-10 (Geoinženiring d.o.o., 2010)

Plaz Šmihel se je sprožili novembra leta 2000, ko je na območju Šempasa in okolice padlo kar 576,9 mm dežja (grafikon 3). Globina vode v piezometrih v vseh vrtinah sorazmerno niha s pojavom večjih padavin. Le pri merjenju 31.08.2004 pride do večje razlike, saj se je v vrtini V-3 nivo vode zvišal, medtem ko je v ostalih vrtinah padel. Zaradi velikega odstopanja je najverjetneje prišlo do napake pri merjenju ali pri vnosu podatkov (grafikon 2).



Grafikon 3: Količina padavin od 2000 do 2005 (Arhiv Agencije republike Slovenije za okolje, 2000-2005)



Grafikon 4: Količina padavin od 2006 do 2010 (Arhiv Agencije republike Slovenije za okolje, 2005-2010)

Od leta 1990 in vse do novembra 2000 je bila maksimalna količina padavin 383,5 mm septembra 1998. Po aktivaciji plazu meritve premikov plazu kažejo, da so bile za manjše premike dovolj skupne mesečne padavine med 250 do 300 mm, ki od začetka opazovanja pa so do predzadnje meritve na plazu, 17.11.2008, povzročile premike do 20 mm. Iz grafikona 4 je razvidno, da je od leta 2008 vse do zadnje meritve 24.9.2010 prišlo do povečanih količin padavin, in sicer v juliju leta 2008, decembra leta 2009 ter v maju in septembru leta 2010. Posledica povečanih količin padavin v obdobju od 2008 do 24.09.2010 so bili premiki plazu v velikosti 60 mm na območju vrtine V-3 (slika 11).

Iz meritev pomikov je razvidno, da je plaz Šmihel počasen plaz, ki se je v vseh letih od aktivacije premaknil do 80 mm (slika 14) in povzročil poškodbe na objektih v vasi Šmihel. Posledice omenjenih premikov so prikazane v tretjem poglavju.

2.2.2 Laboratorijske preiskave

Podatki o laboratorijskih raziskavah, ki jih je izvedel Geoinženiring d.o.o. se nanašajo le na vrtine od V-1 do V-8, ki so bile izvrtane leta 2001. V tej fazi je bilo odvzetih 124 vzorcev zemljin in kamnin, od tega je bilo 41 večjih vzorcev. Manjši vzorci so se uporabili za določanje vlažnosti, medtem ko se je na večjih vzorcih določilo še konsistenčno stanje, prostorninsko težo, strižno trdnost glin, zrnavost pri gruščih in točkovni trdnostni indeks flišne kamnine.

2.2.2.1 Fizikalne karakteristike zemljin

V preglednici 17 so za vzorce iz vrtin V-1 do V-8 prikazani globina, naravna vlaga, lezni meji, indeks plastičnosti, indeks konsistence ter suha in mokra prostorninska teža odvzetih vzorcev zemljin. V preglednici 18 pa so prikazani rezultati preiskav enoosne tlačne trdnosti, določene z žepnim penetrometrom, strižne trdnosti določene z direktno ali rotacijsko strižno preiskavo, in klasifikacija odvzetih vzorcev po modificirani AC klasifikaciji.

Preglednica 17: Rezultati laboratorijskih preiskav na odvzetih vzorcih zemljin: w , w_L , w_p , I_p , I_c , γ , γ_d
(Geoinženiring d.o.o.)

Vzorec		Naravna vlaga	Lezni meji		Indeks plastičnosti	Indeks konsistence	Prostorninska teža	
			židk.	plast.			mokra	suha
Vrtina	Globina	w	w_L	w_p	I_p	I_c	γ	γ_d
	[m]	[%]	[%]	[%]	[%]		[kN/m ³]	[kN/m ³]
V-1	2,65							
V-1	3,30	18,6	79,7	32,8	46,9	1,303	19,3	15,7
V-1	4,65	23,0	65,4	24,9	40,5	1,047		
V-2	5,90							
V-2	7,15	16,7	50,7	20,5	30,2	1,126	20,1	17,4
V-3	6,60							
V-3	12,55	20,2	49,6	20,7	28,9	1,017	20,5	17,1
V-4	2,65	17,0	56,9	25,7	31,2	1,279	19,9	17,0
V-4	6,30	12,1					20,5	18,4
V-4	8,65	15,2	37,2	20,5	16,7	1,317		
V-5	2,90	26,0	75,1	29,7	45,4	1,081		
V-5	4,70	22,4	43,9	20,3	23,6	0,911	19,8	16,2
V-5	5,10	27,2	54,8	23,5	31,3	0,882	19,4	15,7
V-5	5,80	27,6	43,9	27,0	16,9	0,964		
V-6	6,50							
V-6	12,50							
V-6	15,10	13,7	45,5	21,6	23,9	1,330	22,0	19,4
V-7	1,30	26,2	60,3	26,5	33,8	1,009	18,9	15,0
V-7	4,85							
V-7	8,90	25,1	61,3	20,3	41,0	0,883		
V-8	4,50							
V-8	7,50							
V-8	11,75	19,6	45,8	20,4	25,4	1,031	20,9	17,5

Preglednica 18: Trdnostne karakteristike in modificirana AC klasifikacija odvzetih vzorcev zemljin
(Geoinženiring d.o.o.)

Vzorec		Trdnostne karakteristike			Klasifikacija vzorca
Vrtina	Globina	Enoosna z žep. penetr.	Strižna trdnost τ_{dir}		
			$q_{už}$	c'	
	[m]	kPa	kPa	°	
V-1	2,65				GC-GM
V-1	3,30	447,0	25,0*	23,0*	CH trdne kons.
V-1	4,65				CH ptd. kons.
V-2	5,90				GC
V-2	7,15		26,6	22,6	CH ptd. kons.

se nadaljuje...

...nadaljevanje preglednice 18

V-3	6,60				GM
V-3	12,55		47,0*	16,5*	CL ptd. kons.
V-4	2,65	462,0	14,7	20,7	CH trdne kons.
V-4	6,30		12,7	21,5	CH-CL trdne kons.
V-4	8,65				CL trdne kons.
V-5	2,90	450,0			CH ptd. kons.
V-5	4,70		11,3	17,7	CL tgn. kons
V-5	5,10	198,0	17,0*	23,5*	CH tgn. kons
V-5	5,80	270,0			CI-MI tgn. kons.
V-6	6,50				GM-GC
V-6	12,50				GM-GC
V-6	15,10		0	24,0	CL trdne kons.
V-7	1,30	315,0	0	19,5	CH tgn. kons
V-7	4,85				GC
V-7	8,90				CH tgn. kons
V-8	4,50				GC
V-8	7,50				GC
V-8	11,75	270,0	52,0	7,0	CI ptd. kons.

Opomba: * rotacijska strižna preiskava

Vzorci kohezivnih zemljin so bili na osnovi preiskav konsistenčnih stanj po modificirani AC klasifikaciji uvrščeni med mastne in puste gline (CH, CL), redkeje med peščene gline (SC-CL). Obravnavane zemljine se nahajajo v težko gnetnem konsistenčnem stanju ($I_c = 0,66$ do $1,00$), poltrdnem ($I_c = 1,00$ do $1,25$) in trdnem konsistenčnem stanju ($I_c > 1,25$). Vsebnost vode v vzorcih je bila določena s sušenjem pri 105°C . Za odvzete vzorce je v preglednici 19 podana najnižja in najvišja vlažnost vzorcev zemljin. Povečana vlažnost v vrtini lahko nakazuje kritično globino drsenja. Iz preglednice 19 je razvidno, da se na osnovi povečane vlažnosti zemljin pojavita plitva in globoka cona drsenja.

V preglednici 20 so strnjeni rezultati preiskav vlažnosti, strižne trdnosti in prostorninske teže. Med preiskavo se je vsem vzorcem povečala relativna vlaga, kar pomeni, da so zemljine nagnjene k nabrekanju. Strižni kot zemljin je v mejah $16,5^\circ < \varphi' < 24^\circ$ pri različnih vrednostih kohezijskega dela trdnosti $0 < c' < 47$ kPa. Prostorninska teža glin znaša $18,9 < \gamma < 20,9$ kN/m³, povprečna prostorninska teža glin pa znaša $\gamma = 19,9$ kN/m³.

Preglednica 19: Najnižja in najvišja vlažnost odvzetih vzorcev zemljin (Geoinženiring d.o.o.)

Vrtina V-1	min: w = 12,7 % (preperel lapor) do
	max: w = 25,1 % (glina – z = 5 m)
Vrtina V-2	min: w = 4,1 % (grušč) do
	max: w = 17,6 % (glina – z = 7 m)
Vrtina V-3	min: w = 6,9 % (grušč) do
	max: w = 22,1 % (glina – z = 12,5 m)

se nadaljuje...

...nadaljevanje preglednice 19

Vrtina V-4	min: w = 6,9 % (grušč) do
	max: w = 18 % (glina – z = 5 m)
Vrtina V-5	min: w = 12,3 % (preperel lapor) do
	max: w = 35 % (glina – z = 2,5 m)
Vrtina V-6	min: w = 3,3 % (grušč) do
	max: w = 23,5 % (kontakt gruščja in gline – z = 14 m)
Vrtina V-7	min: w = 8,4 % (grušč) do
	max: w = 36,9 % (glina – z = 4,5 m; z = 11 m), (w > 25 % tudi v globini 9 m)
Vrtina V-8	min: w = 4,8 % (grušč) do
	max: w = 23 % (glina – z = 4,5 m; z = 11 m)

Preglednica 20: Vlažnost, strižna trdnost, prostorninska teža in modificirana AC klasifikacija odvzetih vzorcev zemljin

Vrtina	Globina (m)	Vlažnost w (%)	Kohezija c' (kPa)	Strižni kot φ' (°)	Prostorninska teža γ (kN/m ³)	Material	Strižna preiskava
V-1	3,30	23,0 (28,7)	25,0	23,0	19,3	CH trd.k.	rotacijska
V-2	7,15	16,7 (18,3)	26,6	22,6	20,2	CH ptd.k.	direktna
V-3	12,55	20,2 (21,1)	47,0	16,5	20,5	CI ptd.k.	rotacijska
V-4	2,65	17,0 (24,5)	14,7	20,7	19,9	CH trd.k.	direktna
V-4	6,30	12,1 (17,0)	12,7	21,5	20,6	CL trd.k.	direktna
V-5	4,70	22,4 (26,9)	11,3	17,7	19,8	CL tg.k.	direktna
V-5	5,10	23,6 (28,3)	17,0	23,5	19,4	CH tg.k.	rotacijska
V-6	15,10	13,7 (17,7)	0	24,0	22,0	CL trd.k.	direktna
V-7	1,30	26,2 (32,0)	0	19,5	18,9	CH tg.- ptd.k.	direktna
V-8	11,80	19,6 (20,6)	52,0	7,0	20,9	CL ptd.k.	direktna

2.2.2.2 Enoosna tlačna trdnost kamninske podlage

Enoosna tlačna trdnost kamninske podlage je bila določena s preiskavo točkovnega trdnostnega indeksa I_s .

Diametralni test poteka na valju z razmerjem $L/D > 1$. Vzorce vpnejo v obremenilna konusa, tako da je od bližnjega roba do vpetja razdalja večja od 0,5 D. Obremenitev se izvaja postopoma do porušitve v času med 10 do 60 sekund.

Aksialni test poteka prav tako na valju, vpne se med zgornjo in spodnjo ploskvijo, razmerje dolžina proti premer je $L/D = 0,3 - 1$. Postopoma bremenimo vse do porušitve v časovnem intervalu od 10 do 60 sekund.

Pri testiranju vzorcev kvadrastih ali nepravilnih oblik želimo imeti razmerje stranic čim bližje 1. Vzorci se vpnejo med konusa v najkrajši smeri. V primeru, da stranici nista vzporedni, za izračun določimo njuno povprečje, sledi obremenitev enako kot pri valjih.

V primeru, da imamo vzorce skrilavih, plastovitih oziroma anizotropnih kamnin, opravimo teste v vseh smereh. Najprej moramo določiti nekorigiran točkovni indeks, ki ga izračunamo po enačbi:

$$I_s = P / D_e^2, \quad (7)$$

kjer je:

$$D_e^2 = D^2, \text{ za diametralen test} \quad (8)$$

$$D_e^2 = 4A / \pi, \text{ za aksialen test s kvadrom in test na vzorcu nepravilnih oblik} \quad (9)$$

$$A = W \cdot D \quad (10)$$

I_s točkovni trdnostni indeks

D_e^2 ekvivalentni premer

P sila porušitve

W širina vzorca

D premer vzorca

A površina ploskve

Izvedlo se je 18 preiskav vzorcev hribin, katerih enosna tlačna trdnost se giblje od najnižje pri glinastem laporju 0,24 Mpa do 153,90 MPa pri drobnozrnatem peščenjaku (preglednica 24). Diametralnih preizkusov ni bilo izvedenih. V preglednici 21 so izračunane vrednosti enosne tlačne trdnosti vzorcev kamnin z upoštevanjem srednje vrednosti korigiranih indeksov $I_s(50)$. V preglednicah 22 in 23 so obrazložene okrajšave, uporabljene v preglednici 21 za tip preizkusa in vrsto kamninske podlage.

Preglednica 21: Tabela vrednotenja enosne tlačne trdnosti (Geoinženiring d.o.o.)

		Tip	Tip preizkusa							
			B,C							
Vrtina	Globina		D	W	Sila	D_e	$I_s(50)$	Indeks	q_u	Opis
	m		cm	cm	kN	cm			MPa	

se nadaljuje...

...nadaljevanje preglednice 21

V-1	5,8-6,3	B	4,50	10,41	19,4	7,72	3,96	15,0	59,33	SPL
	5,8-6,3	C	5,81	6,48	9,8	6,92	2,37	15,0	35,50	RSP
	5,8-6,0	C	4,98	6,59	27,6	6,46	7,41	10,0	111,22	RSP
V-2	9,6-9,8	C,	4,14	4,75	0,2	5,00	0,08	10,0	0,80	L
	9,6-9,8	C, ⊥	4,10	4,45	0,2	4,82	0,08	10,0	0,85	L
	9,6-9,8	C,	3,95	4,83	0,1	4,93	0,04	10,0	0,41	L
V-2	10,8-11,0	C, ⊥	4,20	7,0	0,3	6,12	0,09	10,0	0,88	L
	10,8-11,0	C,	8,08	6,55	0,2	8,21	0,04	10,0	0,37	L
	10,8-11,0	C, ⊥	4,45	5,05	0,1	5,35	0,04	10,0	0,36	L
V-3	15,0	C, ⊥	4,45	8,48	0,1	6,93	0,02	10,0	0,24	L
	15,0	C, ⊥	3,60	6,19	0,1	5,33	0,04	10,0	0,36	L
	15,0	C,	4,28	4,59	0,1	5,00	0,04	10,0	0,40	L
V-5	9,0-9,5	C	4,05	9,16	11,0	6,87	2,69	18,0	48,37	SPL
	9,0-9,5	C	5,65	9,80	9,0	8,40	1,61	18,0	29,02	SPL
	9,0-9,5	C	4,43	9,47	11,0	7,31	2,44	18,0	43,91	SPL
V-6	15,2-16,0	C	7,00	8,28	28,0	8,59	4,48	18,0	87,13	DP
	15,2-16,0	C	4,67	5,82	2705	5,88	8,55	18,0	153,90	DP
	15,2-16,0	C	3,52	4,67	14,1	4,57	6,47	18,0	116,51	DP

Preglednica 22: Legenda tipov preizkusa (Geoinženiring d.o.o.)

Oznaka	Tip preizkusa
A	diametralno
B	aksialno
C	nepravilna oblika preizkušanca
	preizkus izvajan vzporedno s plastmi
⊥	preizkus izvajan pravokotno na plasti

Preglednica 23: Legenda k okrajšavam opisov hribin (Geoinženiring d.o.o.)

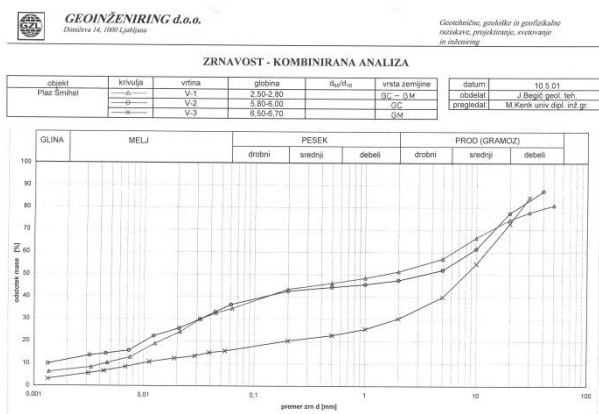
Okrajšava opisa	Opis
SPL	siv peščen lapor
RSP	rjavo-siv peščenjak
L	glineni lapor
DP	drobnozrnat peščenjak

Preglednica 24: Enoosna tlačna trdnost hribin iz točkovnega trdnostnega indeksa (I_s) (Geoinženiring d.o.o.)

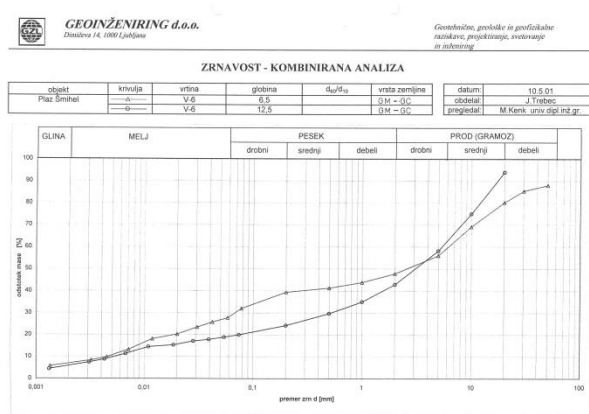
Vrsta hribine	Enoosna tlačna trdnost q_u MPa
Glinasti lapor	$q_u = 0,240 - 0,850$
Peščeni lapor	$q_u = 29$ do 59
Peščenjak	$q_u = 35$ do $153,90$

2.2.2.3 Zrnavost

Geoinženiring d.o.o. je preiskal 8 vzorcev nekoherentnih zemljin in preperlega fliša s kombinirano sejhalno – areometrično preiskavo. Iz slik 16 in 17 je razvidno, da so vzorci po modificirani AC klasifikaciji zaglinjeni in zameljeni grušči (GC-GM, GC, GM).



Slika 16: Zrnavostne krivulje za vzorce iz vrtin V-1, V-2, V-3 (Geoinženiring d.o.o.)



Slika 17: Zrnavostni krivulji za vzorce iz vrtine V-6 (Geoinženiring d.o.o.)

2.2.3 Povzetek terenskih in laboratorijskih povezav

Na podlagi laboratorijskih in terenskih raziskav ocenimo trdnostne parametre slojev zemljin, ki so razdeljeni v pet posameznih plasti (preglednica 25). Ocenjene trdnostne karakteristike posameznih slojev je bilo potrebno korigirati s povratnimi stabilnostnimi analizami, kjer se z iteracijami računsko približamo labilnemu stabilnostnemu stanju.

Preglednica 25: Ocenjene vrednosti trdnostnih karakteristik.

Sloj	Opis
Umetni nasip (N)	Umetni nasip se nahaja v rahlem stanju, strižni kot je med 28 in 30°.
Deluvialni grušč	Deluvialni grušči izkazujejo rahlo do srednje gosto stanje, strižni kot je med 29 do 31°.
Deluvialna glina	Deluvialne gline med sloji grušča in preperelo flišno podlago imajo strižni kot med 16,5° in 24°, kohezija iz lab. preiskav $c' = 0$ do 47 kPa.
Preperina flišne podlage	Pretežno se pojavljata lapor in lapornata glina ptd. – trd. kons.. $\phi' = 0^\circ$, $c' = 200$ kPa, $\gamma = 21 - 22$ kN/m ³ .
Lapor, peščenjak	Kompakten siv lapor in peščenjak v podlagi (P = 10 cm do 24 cm / 60 ud.. Kohezija se določi iz preiskav točkovnega trdnostnega indeksa ($c_u = q_u/2$), $\gamma \geq 22$ kN/m ³ .

3 POSLEDICE PLAZENJA

Premiki zahodnega plazu, ki ogroža tudi cerkev nad objektoma 50a in 51, so povzročili najhujše posledice na starejšem objektu Šmihel 51, katerega bo potrebno podreti, saj obnova po sanaciji plazu zaradi poškodovanosti objekta ni smiselna. Novejša hiša, Šmihel 50a, ki je zgrajena bolj trdno, je prav tako utrpela precejšnje razpoke, vendar v bistveno manjšem obsegu kot starejša, ki nima izvedenih vertikalnih in horizontalnih armiranobetonskih vezi. Na vzhodnem plazu je stanovanjski objekt Šmihel 49 brez vidnih razpok. Zaradi premikov plazu pa je bilo potrebno že večkrat sanirati razpoke, ki so se pojavile na dvorišču stanovanjskega objekta Šmihel 49 ter na pomožnem gospodarskem poslopju.

3.1 Posledice plazenja na terenu

Pri pregledu terena lahko v splošnem najdemo več dejavnikov, ki nakazujejo premike zemljin. Na plazu opazimo odlomne in narivne robove, površinske razpoke, nagnjena drevesa, lahko pride do pretrga komunalnih, vodovodnih in telekomunikacijskih napeljav. Na objektih prihaja do razpok različnih velikosti, kar je odvisno od premikov plazu in trdnosti objekta.

Na sliki 18 je prikazan odlomni rob pod cerkvijo, ki se je formiral ob sprožitvi plazu leta 2000. Na fotografiji 19 so v ozadju tri drevesa, ki so nagnjena v smeri plazu, kar je lep pokazatelj nestabilnosti pobočja. Na sliki 20 in 21 je prikazano območje plazu 2, ki ogroža stanovanjski objekt Šmihel 49 in pripadajoče gospodarske objekte. Površina terena je zelo razgibana tako na plazu 2 (sliki 20 in 21) kot na plazu 1 (slika 22).



Slika 18: Prikaz odlomnega roba pod cerkvijo (Foto: Miha Lamovec)



Slika 19: Pogled na plaz 1 v osrednjem delu (Foto: Miha Lamovec)



Slika 20: Pogled v smeri plaz 2 proti objektu Šmihel 49 (Foto: Miha Lamovec)



Slika 21: Panoramski posnetek plaz 2 (Foto: Miha Lamovec)

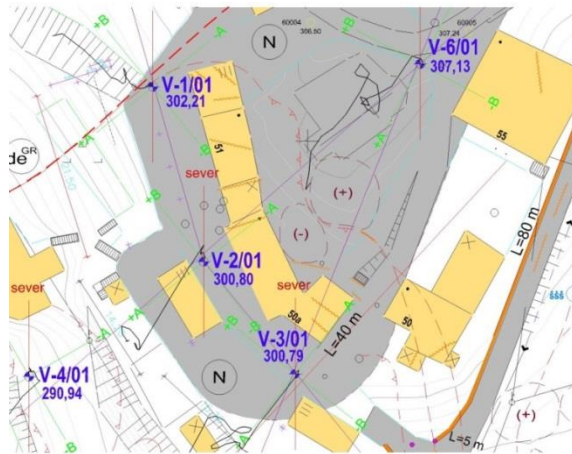


Slika 22: Pogled na plaz 1 po pobočju navzgor proti cerkvi (Foto: Miha Lamovec)

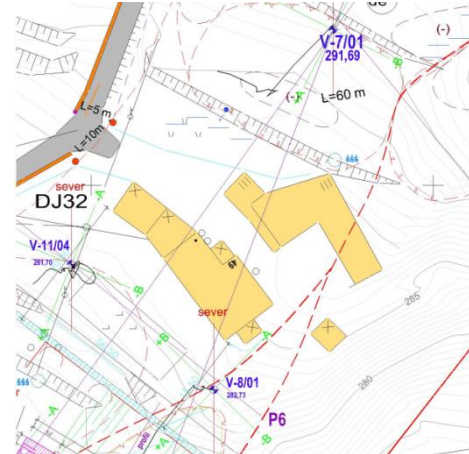
Slika 22 prikazuje plaz 1, kjer so v ozadju vidne karbonatne kamnine ter apnenčasto skalovje nad vasjo, ki je izpostavljeno vremenskim vplivom in s tem preperevanju. Za vodo dobro prepusten apnenec, narinjen nad slabo prepustni fliš, ustvarja zahtevne geotehnične pogoje, pri čemer se velikokrat pojavi plazenje preperinskega pokrova v času intenzivnih padavin.

3.2 Razpoke na objektih

Objekti pod cerkvijo so utrpeli največ škode zaradi premikov plaza in so zelo razpokani. Na sliki 23 so evidentirane razpoke na objektih 50, 50a, 51 in 55. Na sliki 24 vidimo, da stanovanjski objekt Šmihel 49 ni razpokan, prav tako niso razpokani gospodarski objekti ob hiši Šmihel 49. Slike 25, 26 in 27 prikazujejo razpoke na objektu Šmihel 50a. Na sliki 26 sta prikazani novi razpoki, ki sta nastali pod oknom na sprednji strani hiše Šmihel 50a in nista evidentirani v obstoječi projektni dokumentaciji, saj sta kasnejšega izvora. Iz slik 28, 29 in 30 vidimo starejšo hišo Šmihel 51, ki nima vertikalnih in horizontalnih vezi in je zelo razpokana ter popolnoma neuporabna. Hiša 50a, ki se nahaja ob hiši Šmihel 51 je zaradi izvedenih vertikalnih in horizontalnih vezi manj razpokana in s sanacijskimi posegi popolnoma uporabna. Slika 31 prikazuje manjše razpoke na dvorišču hiše Šmihel 49, kjer stanovalci pravijo, da so dvorišče že večkrat sanirali, saj se po vsakem daljšem in intenzivnejšem deževju pojavijo nove razpoke.



Slika 23 Evidentirane razpoke objektov Šmihel 50, 50a, 51 in 55n (Vir: Geoinženiring d.o.o.)



Slika 24: Evidentirane razpoke objekta Šmihel 49 (Vir: Geoinženiring d.o.o.)



Slika 25: Razpoke na objektu Šmihel 50a (Foto: Miha Lamovec)



Slika 26: Razpoki pod oknom na objektu Šmihel 50a (Foto: Miha Lamovec)



Slika 27: Razpoka med steno in stropom v objektu 50a (Foto: Miha Lamovec)



Slika 28: Razpoke na objektu Šmihel 51 (Foto: Miha Lamovec)



Slika 29: Razpoke na objektu Šmihel 51 (Foto: Miha Lamovec)



Slika 30: Razpoke v notranjosti objekta Šmihel 51 (Foto: Miha Lamovec)



Slika 31: Večkrat sanirano dvorišče hiše Šmihel 49 (Foto: Miha Lamovec)

4 MOŽNI NAČINI SANACIJE PLAZU

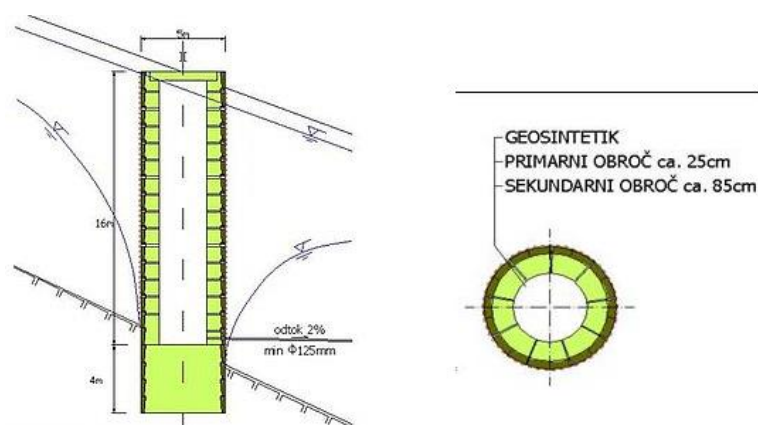
Za sanacijo plazų Šmihel je bila v letu 2004 predvidena izgradnja dveh pilotnih sten in kamnito-betonskega zidu. Kasneje je prišlo do spremembe, saj se je pilotna stena izkazala za neprimerno rešitev, ker ne omogoča odvodnje vode iz območja plazų. Tako bi bilo treba poleg podporne sidrane pilotne stene narediti še sistem globokih drenaų. Kot rešitev, ki omogoča izcejanje vode iz zemljine in nudi podporno funkcijo, je alternativno možna izvedba armiranobetonskih vodnjakov.

4.1 Armirano betonski vodnjaki

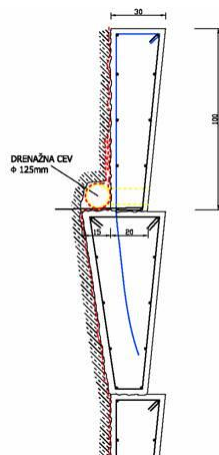
Armiranobetonski vodnjaki delujejo kot mozniki in preprečujejo drsenje pobočij ter obenem nudijo izcejanje vode iz okoliške zemljine, s čimer se zmanjšajo porni pritiski in poveča trenje na drsni ploskvi plazų. Hitrost dreniranja oziroma izcejanja vode je odvisna od koeficienta prepustnosti okoliške zemljine ter načina izvedbe drenaų. Pri izračunu globalne stabilnosti sanacije je potrebno biti previden, saj ni nujno, da bo dreniranje plazine tako učinkovito, kot smo predpostavili. Prav tako je potrebno zagotoviti redno vzdrževanje drenažnega sistema.

4.1.1 Primeri izgradnje vodnjakov v Sloveniji

V Sloveniji se je tehnologija armiranobetonskih vodnjakov za sanacijo plazų prvič izvedla leta 2004, ko se je pričela gradnja dveh armiranobetonskih vodnjakov, dolžine 22 metrov in notranjega premera 5 metrov, na plazų Macesnik (Majes, 2005). Tehnologijo so zasnovali na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani, in sicer sta se vodnjaka gradila na klasičen način izkopa vodnjaka. Gradnja je potekala po odsekih 1 meter. Najprej je sledil izkop plazine v debelini 1 meter, nato se je vgradila drenažna cev z geosintetikom in intaktno betoniran primarni betonski obroč. Ko se je primarna betonska obloga izvedla do primerne globine se je 4 metre v globino zabetonirala temeljna plošča. Tik nad temeljno ploščo se je primarna obloga prevrtala in izvedla se je gravitacijska drenaža za odvodnjo zbrane vode iz okoliške plazine. Nato je sledila izgradnja sekundarne obloge po odsekih 3 metre od spodaj navzgor do vrha vodnjaka. Vzdolžni in prečni prevez vodnjaka je prikazan na sliki 32. Na sliki 33 je prikazana izvedba odvodnje vode iz zaledja skozi primarno oblogo.

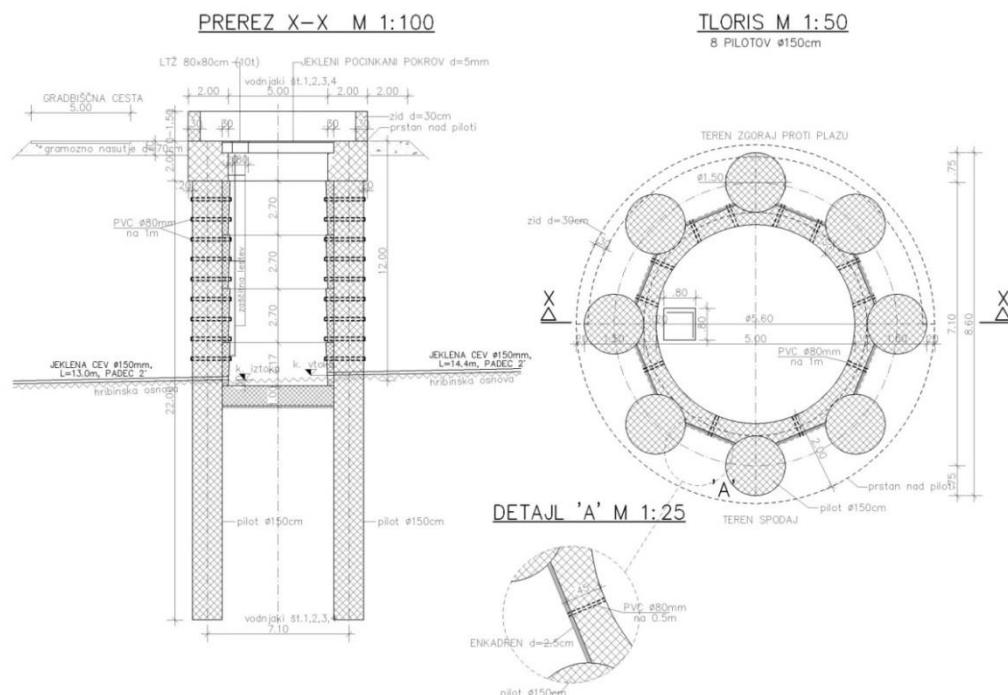


Slika 32: Vzdolžni in prečni prevez skozi AB moznik – 'klasičen' AB moznik (<http://www3.fgg.uni-lj.si/oddelki-in-katedre/oddelek-za-gradbenistvo/kmtal-katedra-za-mehaniko-tal-z-laboratorijem/strokovno-delo/know-how/ab-mozniki-vodnjaki-pri-sanaciji-plazų/>)



Slika 33: Izvedba drenaže skozi primarno oblogo AB moznika (<http://www3.fgg.uni-lj.si/oddelki-in-katedre/oddelek-za-gradbenistvo/kmtal-katedra-za-mehaniko-tal-z-laboratorijem/strokovno-delo/know-how/ab-mozniki-vodnjaki-pri-sanaciji-plazov/>)

Na plazuo Slano blato se je uporabil modificiran način, kjer je primarno oblogo sestavljalo 8 pilotov premera 150 cm in dolžine od 18 do 22 m na vrhu povezanih z 2 m visoko AB gredo. Središče kolov je od sredine vodnjaka odmaknjeno 6,5 m tako, da je notranji premer AB moznika oziroma primarne obloge 5 m. Potem se je izvedel izkop zemljine do primarne obloge vse do kamnite flišne osnove, kar je znašalo od 9 do 11 m v globino. Na tej globini se je nato zabetonirala 3 m debela temeljna plošča, nad katero se je izvrtala drenažna odprtina za gravitacijski odvod vode iz vodnjaka. Na koncu se je izvedla še sekundarna obloga, ki poleg AB prstana na vrhu poveže pilote med seboj po globini in s tem poveča togost AB vodnjaka.



Slika 34: Primer AB vodnjakov za plaz Slano blato – tloris, prerez (ISB d.o.o., 2005)

Prvi AB vodnjaki so bili dimenzionirani na obremenitve, ki so bile dobljene iz analize po metodi končnih elementov s programom Plaxis 3D Foundation. Dimenzionirani so na upogibne momente,

prečne in osne notranje sile. Zemljina in hribina sta bili modelirani s "Hardening Soil Model", vodnjak pa kot elastična lupina.

4.1.2 Fotografije izgradnje AB vodnjakov

V podjetju ISB d.o.o. so leta 2006 izdelali projektno dokumentacijo za sanacijo plazu Slano blato nad Ajdovščino. Fotografije, zbrane v tem poglavju, prikazujejo izdelavo armiranobetonskega vodnjaka.

Na sliki 35 vidimo armaturo izvedene primarne obloge iz pilotov fi 150 cm. Pilote povežemo z armirano betonsko vezno gredo. Polaganje armature grede je prikazano na sliki 36. Po izvedeni primarni oblogi in vezni gredi z manjšim kopačem po korakih odstranimo zemljino iz vodnjaka, pri tem pa se polaga sekundarna obloga. Na sliki 37 vidimo izkopavanje zemljine iz vodnjaka, slika 38 pa prikazuje položeno armaturo za sekundarno oblogo, betonski obroč, ki leži na dnu vodnjaka, pa služi za podpiranje opaža. Na sliki 39 vidimo položeno armaturo za temeljno ploščo na dnu vodnjaka, kjer imata delavca pripravljeno cev za betoniranje in vibracijsko iglo. Na sliki 40 vidimo izdelan vodnjak, v katerega se je izcedila voda iz okoliške zemljine. Sliki 41 in 42 pa prikazujeta gradbišče iz oddaljene perspektive, kjer lahko na sliki 42 vidimo zasnovo vodnjakov v loku.



Slika 35: Izvedba primarne obloge – piloti fi 150 cm
(Foto: Metod Krajnc)



Slika 36: Polaganje armature za AB vezno gredo
(Foto: Metod Krajnc)



Slika 37: Izkop zemljine za izgradnjo naslednjega odseka sekundarne AB obloge (Foto: Metod Krajnc)



Slika 38: Priprave na betoniranje sekundarne AB obloge (Foto: Metod Krajnc)



Slika 39: Priprava na betoniranje temeljne plošče
(Foto: Metod Krajnc)



Slika 40: Vodnjak z vodo iz plazine (Foto: Metod
Krajnc)



Slika 41: Pogled na gradbišče – v ozadju končani AB
vodnjaki, v ospredju v izdelavi (Foto: Metod Krajnc,
ISB d.o.o.)



Slika 42: Pogled na gradbišče in dolino (Foto: Metod
Krajnc, ISB d.o.o.)

5 GEOSTATIČNA ANALIZA PLAZU

5.1 Projektne zahteve po EC7

5.1.1 Mejno stanje nosilnosti

Evrokod 7 zahteva, da se preverijo naslednja predstavljena mejna stanja nosilnosti:

- EQU: izguba statičnega ravnovesja konstrukcije ali tal kot togega telesa, kjer trdnost materialov tal in konstrukcije niso pomembne pri zagotavljanju varnosti,
- STR: notranja porušitev oziroma pretirane deformacije konstrukcij ali konstrukcijskih elementov, kjer je bistvenega pomena trdnost materialov v konstrukciji,
- GEO: odpoved ali pretirana deformacija tal, pri čemer je bistvena trdnost zemljin ali hribin,
- UPL: izguba ravnotežja konstrukcije ali dvig tal zaradi vzgonskih sil ali drugih navpičnih vplivov,
- HYD: hidravlični lom tal, notranje izpiranje finih frakcij in tvorba notranjih poti vode v nasipnih telesih zaradi hidravličnega gradienta

Po Evrokodu je treba za vsak prerez konstrukcije, za stik med zemljino in konstrukcijo ter za zemljino preveriti, da projektne vrednosti vplivov ne presežejo projektne odpornosti.

$$E_d \leq R_d, \quad (11)$$

Vrednost delnih faktorjev za preverjanje mejnih stanj EQU, UPL in HYD po Evrokodu 7 so prikazane v preglednici 26.

Preglednica 26: Vrednosti delnih faktorjev za vplive pri preverjanju EQU, UPL, HYD (Vir: Evrokod 7)

Vplivi	Oznaka	EQU	UPL	HYD
Trajni				
Ugodni	$\gamma_{G;dst}$	1,1	1,0	1,35
Neugodni	$\gamma_{G;stb}$	0,9	0,9	0,9
Trajni				
Ugodni	$\gamma_{G;dst}$	1,5	1,5	1,5
Neugodni	$\gamma_{G;stb}$	0	0	0

V primeru preverjanja mejnih stanj v konstrukcijah (STR) in temeljnih tleh (GEO) Evrokod 7 predvideva uporabo delnih faktorjev glede na projektni pristop (angl. Design Approach – DA). Na izbiro imamo 3 projektne pristope, ki so navedeni v Evrokodu 7-1 s pripadajočimi delnimi faktorji.

Pri preverjanju mejnih stanj običajno uporabljamo delne faktorje na dva načina:

- 1) Metoda reduciranih strižnih trdnosti, kjer karakteristične vrednosti zmanjšamo z uporabo delnih faktorjev:

$$\tan \varphi'_d = \tan \varphi' / \gamma_\varphi \quad (12)$$

$$c'_d = c'_k / \gamma_c \quad (13)$$

Nato določimo vrednosti geotehničnih vplivov in odpornosti z zmanjšanimi strižnimi karakteristikami.

- 2) Metoda faktoriranih vplivov in odpornosti, pri kateri najprej izračunamo karakteristične vrednosti vplivov F_k , učinkov vplivov E_k ter odpornosti R_k zemljin iz karakterističnih vrednosti strižnih parametrov c'_k , φ'_k . Projektne vrednosti učinkov vplivov E_d (napetosti, notranje sile, momenti) in projektne vrednosti odpornosti pa določimo z uporabo delnih faktorjev za geotehnične učinke vplivov γ_E in γ_R po enačbah:

$$E_d = E_k \gamma_E, \quad (14)$$

$$R_d = R_k \gamma_R, \quad (15)$$

Zaradi različnih možnosti uporabe delnih faktorjev Evrokod 7-1 omogoča tri projektne pristope za preverjanje mejnih stanj, ki so opisani v nadaljevanju.

Pri preverjanju mejnega stanja nosilnosti podpornih konstrukcij je z izračuni potrebno dokazati, da je za možna mejna stanja možno zagotoviti ravnovesje ob upoštevanju projektnih vplivov ali učinkov vplivov ter na drugi strani projektne trdnosti ali odpornosti. Pri določitvi projektnih odporov in trdnosti je potrebno upoštevati:

- za določitev trdnosti in odpornosti je potrebno upoštevati varianto, ki daje najbolj neugoden rezultat,
- uporabimo lahko izračune, ki upoštevajo prerazporeditev zemeljskih pritiskov zaradi premikov in deformacij konstrukcij ter zemljin,
- za drobnozrnate materiale je potrebno preučiti kratkoročno in dolgoročno obnašanje,
- za zidove, na katere deluje iz obeh strani različen vodni potencial, je potrebno preveriti tla za hidravlični lom ali notranje erozijsko izpiranje.

5.1.1.1 Projektni pristop 1 – "PP1"

Pri uporabi projektne pristopa 1 je treba neenačbo 11 preveriti za dve kombinaciji delnih faktorjev. Pri kombinaciji 1 se delni faktorji, ki so večji od 1,0, uporabijo za stalne in spremenljive vplive, ki izvirajo iz konstrukcije in iz tal. Za neugodne stalne vplive je priporočen delni faktor $\gamma_G = 1,35$ in za ugodne stalne vplive $\gamma_{G,inf} = 1,0$. Neugodni spremenljivi vplivi pa so pomnoženi z delnim faktorjem $\gamma_Q = 1,5$. Delni faktorji kombinacije 1 pri PP1 so isti kot pri drugih področjih projektiranja konstrukcij in so skladni s standardom Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije. Odpornost tal se izračuna s karakterističnimi vrednostmi strižnih karakteristik, zato so delni faktorji $\gamma_{\varphi'} = \gamma_{c'} = \gamma_{cu} = 1,0$. Delni faktorji za odpornosti tal γ_R so prav tako enaki 1,0.

Kombinacija 2 pri projektne pristopu 1 zagotavlja varnost gradnje za primer neugodnih odstopanj trdnostnih karakteristik tal od njihovih karakterističnih vrednosti in nezanesljivosti uporabljenega računskega modela. Pri tem je predpostavljeno, da stalni vplivi ne odstopajo od svojih karakterističnih vrednosti, spremenljivi vplivi pa odstopajo le v manjši meri. V tem primeru uporabimo delne varnostne faktorje $\gamma_{\phi'} = \gamma_{c'} = 1,25$ in $\gamma_{cu} = 1,40$, s katerimi zmanjšamo karakteristične vrednosti strižnih parametrov zemljin. Za stalne vplive, ki izvirajo iz konstrukcije uporabimo delni faktor $\gamma_G = 1,0$ in za neugodne spremenljive vplive vrednost delnega faktorja $\gamma_Q = 1,30$. Pri kombinaciji 2 je račun v celoti izveden s projektne vrednostmi vplivov in projektne strižne trdnostjo tal.

V preglednici 27 so zbrani delni varnostni faktorji za projektne pristop 1, za kombinacijo 1 in 2 ter v skrajnem desnem stolpcu delni faktorji pri kombinaciji 2 za pilote in sidra.

Preglednica 27: Vrednosti delnih faktorjev za projektiranje plitvega temeljenja in stabilnosti brežin po Evrokod 7-1 Dodatek A za PPI (Vir: SIST EN 1997-1, Dodatek A)

			Kombinacija 1			Kombinacija 2			Kombinacija 2 – piloti in sidra			
			A1	M1	R1	A2	M2	R1	A2	M1 ali	M2	R4
Vplivi	Trajni	neugodni	1,35			1,00						
		ugodni	1,00			1,00						
	Spremenljivi	neugodni	1,50			1,30			1,30			
Zemljine	$\tan \phi'$			1,00			1,25			1,0	1,25	
	c'			1,00			1,25			1,0	1,25	
	c_u			1,00			1,40			1,0	1,40	
	q_u			1,00			1,40			1,0	1,40	
	γ			1,00			1,00			1,0	1,00	
Plitvi temelji	nosilnost zdrs			1,00			1,00					
				1,00			1,00					
Vtisnjeni (zabiti) piloti	noga			1,00								1,30
	plašč v tlaku			1,00								1,30
	skupaj plašč v nategu			1,00								1,30
Uvrtani piloti	noga			1,25								1,60
	plašč v tlaku			1,00								1,30
	skupaj plašč v nategu			1,15								1,50
				1,25								1,60
CFA piloti	noga			1,10								1,45
	plašč v tlaku			1,00								1,30
	skupaj plašč v nategu			1,10								1,40
				1,25								1,60
Sidra	začasna			1,10								1,10
	trajna			1,10								1,10

se nadaljuje...

...nadaljevanje preglednice 27

Podporne konstrukcije	nosilnost zdrs pasivni odpor				1,00			1,00				
					1,00			1,00				
Brežine	odpor zemljine				1,00			1,00				

Pri kontroli mejnih stanj po PP1 je treba uporabiti naslednje nize delnih faktorjev podanih v dodatku A oziroma v preglednici 27:

Kombinacija 1:

- A1 za vplive,
- M1 za materialne karakteristike,
- R1 za odpornosti.

Kombinacija 2:

- A2 za vplive,
- M2 za materialne karakteristike,
- R1 za odpornosti.

Za pilote in sidra:

- A2 za vplive,
- M1 za račun odpornosti pilotov in sider,
- M2 za neugodne vplive tal (negativno trenje, prečna obtežba),
- R4 za odpornosti.

5.1.1.2 Projektni pristop 2 – "PP2"

Pri projektnem pristopu 2 je treba opraviti samo eno preverjanje neenačbe 11, v kolikor ni treba ločeno upoštevati različne kombinacije delnih faktorjev za ugodne in neugodne vplive. Pri PP2 se uporabijo enaki delni faktorji za geotehnične vplive in učinke vplivov, kot tudi za vplive na konstrukcijo oziroma tiste, ki izvirajo iz konstrukcije. Vrednosti delnih faktorjev so $\gamma_G = 1,35$, $\gamma_{G;inf} = 1,0$ in $\gamma_Q = 1,5$.

Pri projektnem pristopu 2 obstajata dva možna načina uporabe, ki sta skladna s PP2. Frenk et al (2004) prvi način uporabe označujejo z DA2, kjer celoten račun poteka s projektnimi vrednostmi vplivov. Pri drugem načinu uporabe, katerega Frenk et al (2004) označujejo z DA2*, celoten račun poteka s karakterističnimi vrednostmi, delne faktorje pa uporabimo na koncu pri preverjanju mejnega stanja. V tem primeru dobimo karakteristične vrednosti notranjih sil in momentov, ki jih lahko uporabimo za kontrolo mejnega stanja uporabnosti. Za preverjanje mejnih stanj po PP2 je treba uporabiti naslednji nabor delnih faktorjev:

- A1 za vplive,
- M1 za materialne karakteristike,
- R2 za odpornosti.

5.1.1.3 Projektni pristop 3 – "PP3"

Pri projektnem pristopu 3 je podobno kot pri PP2 potrebno eno samo preverjanje. Delni faktorji za vplive na konstrukcijo in vplive, ki izvirajo iz konstrukcije, so enaki kot pri PP2, pri vplivih in odpornosti tal pa delne faktorje uporabimo za redukcijo strižnih parametrov c' , ϕ' ali c_u . Torej je pri PP3 celoten račun izveden s projektnimi vrednostmi vplivov in projektno strižno trdnostjo tal. V Sloveniji je PP3 z nacionalnim dodatkom predpisan pri preverjanju mejnega stanja globalne stabilnosti. V preglednici 28 so zbrani delni varnostni faktorji za projektni pristop 2 in 3.

Preglednica 28: Vrednosti delnih faktorjev za projektiranje plitvega temeljenja in stabilnosti brežin po Evrokodu 7-1 Dodatek A za PP2 in PP3 (Vir: SIST EN 1997-1, Dodatek A)

			Projektni pristop 2			PP2 – globalna stabilnost		Projektni pristop 3			
			A1	M1	R2	A1	M=R2	A1	A2	M2	R3
Vplivi	Trajni	neugodni	1,35			1,35		1,35	1,00		
		ugodni	1,00			1,00		1,00	1,00		
	Spremenljivi	neugodni	1,50			1,50		1,50	1,3		
Zemljine	$\tan \phi'$			1,00				Vplivi iz konstr.	Geot. Vplivi	1,25	
	c'			1,00						1,25	
	c_u			1,00						1,40	
	q_u			1,00						1,40	
	γ			1,00						1,00	
Plitvi temelji	nosilnost	zdrs			1,40						1,00
					1,10						1,00
Vtisnjeni (zabiti) piloti	noga	plašč v tlaku skupaj	plašč v nategu		1,10						1,00
					1,10						1,00
					1,10						1,00
					1,15						1,10
Uvrtani piloti	noga	plašč v tlaku skupaj	plašč v nategu		1,10						1,00
					1,10						1,00
					1,10						1,00
					1,15						1,10
CFA piloti	noga	plašč v tlaku skupaj	plašč v nategu		1,10						1,00
					1,10						1,00
					1,10						1,00
					1,15						1,10
Sidra	začasna	trajna			1,10						1,00
					1,10						1,00
Podporne konstrukcije	nosilnost	zdrs	pasivni odpor		1,40						
					1,10						
					1,40						
Brežine	odpor zemljine					1,10					

Za preverjanje mejnih stanj po PP3 je treba uporabiti naslednji nabor delnih faktorjev:

- A1 za vplive, ki izvirajo iz konstrukcij,
- A2 za geotehnične vplive,
- M2 za materialne karakteristike,
- R3 za odpornosti.

5.1.2 Mejno stanje uporabnosti

V mejnem stanju uporabnosti kontroliramo pomike, zasuke, razpoke, deformacije in relativne pomike. Zagotoviti moramo, da so ti manjši od predpisanih oziroma sprejemljivih:

$$E_d \leq C_d, \quad (16)$$

V splošnem so delni faktorji vplivov pri preverjanju mejnega stanja uporabnosti enaki 1,0.

Pri projektiranju podpornih konstrukcij v mejnem stanju uporabnosti je potrebno za zemeljske pritiske uporabiti karakteristične vrednosti. Pri tem je potrebno dodatno upoštevati še:

- stalni vplivi za podporno konstrukcijo se upoštevajo s karakterističnimi vrednostmi,
- pri določanju zemeljskih pritiskov moramo upoštevati začetne napetosti, togost konstrukcije, togost ter trdnost zemljin in hribin,
- projektne vrednosti zemeljskih pritiskov je potrebno upoštevati v zvezi z dovoljenimi deformacijami v mejnem stanju uporabnosti, ki niso nujno mejne vrednosti zemeljskih pritiskov.

V primeru bližnje infrastrukture in objektov, občutljivih na pomike in deformacije, ter v primerih, ko nimamo primerljive izkušnje, s katero bi lahko ocenili pomike in deformacije, je potrebno izvesti natančnejše analize in izračune pomikov ter deformacij. Pomike je potrebno izračunati tudi v primeru, ko podpiramo več kot 6 metrov koherentne zemljine z nizko plastičnostjo, 3 m zemljine z visoko plastičnostjo in v primeru, ko je zid v delu ali pod temeljem podprt z mehko glino. Izračun pomikov mora upoštevati togost tal in konstrukcijskih elementov ter tehnologijo ter zaporedje gradnje.

5.2 Izračun podpornih konstrukcij po metodi končnih elementov

Z razvojem računalnikov in informacijske tehnologije je velik napredek sledil tudi v programski opremi za analizo geotehničnih problemov, kjer z metodo končnih elementov in drugimi numeričnimi metodami upoštevamo interakcijo med konstrukcijo in zemljino. Sodobni programi nudijo po določitvi začetnega napetostnega stanja analizo nadaljnjih faz gradnje ter izračun napetostno-deformacijskega stanja za vsako fazo gradnje posebej z upoštevanjem geometrijske nelinearnosti po fazah ter možnostjo uporabe različnih materialnih modelov.

Pri analizi po metodi končnih elementov je potrebno v naprej določiti geometrijo konstrukcijskih elementov na podlagi analitičnih metod ali preprosto z oceno, ki temelji na izkušnjah. Torej z analizo

ne določimo dimenzij konstrukcije, ampak izračunamo, kaj se dogaja s konstrukcijo oziroma zemljino med gradnjo ter po končani gradnji z analizo predvidenih vplivov, kot so dodatna obtežba, povečani vodni pritiski, vibracije in potres.

5.2.1 Projektni pristopi za račun podpornih konstrukcij

Za analizo z numeričnimi metodami moramo uporabiti PP1, saj direktna uporaba PP2, kot jo predvideva slovenski nacionalni dodatek SIST EN 1997-1, ni možna. Najprej izvedemo račun za mejno stanje uporabnosti, pri čemer upoštevamo karakteristične vrednosti trdnostnih karakteristik zemljin in konstrukcij ter nivojev vode. Nato izvedemo kontrolo mejnega stanja nosilnosti.

Mejno stanje nosilnosti preverimo na dva načina po PP1 in uporabo delnih faktorjev za kontrolo mejnih stanj v konstrukciji (STR) ter geotehničnih mejnih stanj (GEO).

Kombinacije delnih faktorjev:

- kombinacija 1: A1 '+' M1 '+' R1,
- kombinacija 2: A2 '+' M2 '+' R1.

Preglednica 29: Delni faktorji za podporne konstrukcije pri projektne pristopu 1 (Vir: SIST EN 1997-1)

Projektni pristop 1 PP1	Vplivi in učinki vplivov		Parametri zemljin	Odpornost tal R1
	Iz konstrukcij	Iz tal		
Kombinacija 1	$\gamma_G=1,35; \gamma_Q=1,5$		$\gamma_\varphi=\gamma_c=1,0$	$\gamma_{R,e}=\gamma_{R,v}=1,0$ $\gamma_{R,h}=1,0$
Kombinacija 2	$\gamma_G=1,00; \gamma_Q=1,30$		$\gamma_\varphi=\gamma_c=1,25$ $\gamma_{cu}=1,40$	$\gamma_{R,e}=\gamma_{R,v}=1,0$ $\gamma_{R,h}=1,0$

Pri prvi kombinaciji (A1, M1, R1) množimo učinke vplivov, torej z delnim faktorjem pomnožimo kar notranje sile v konstrukciji in sile v geotehničnih sidrih ali podpornih oziroma razpornih sredstvih. Odvisno od izvora vplivov uporabimo delni faktor $\gamma_G=1,35$ v primeru stalnih vplivov in $\gamma_Q=1,50$ v primeru spremenljivih vplivov. V primeru, da je učinek vpliva kombinacija stalnih in spremenljivih vplivov, za določitev delnega faktorja uporabimo naslednjo enačbo:

$$\gamma_{G+K} = 1,35 (1-n) + 1,50 n \quad (17)$$

kjer je n število med 0 in 1, predstavlja pa delež, ki ga k učinkom vplivov prispeva spremenljiva obtežba.

V večini primerov pri metodi končnih elementov spremenljivo obtežbo upoštevamo z delnim faktorjem $\gamma_Q/\gamma_G=1,5/1,35=1,11$, nato pa učinke vplivov pomnožimo s faktorjem $\gamma_G=1,35$.

Izračun z upoštevanjem druge kombinacije delnih faktorjev izvedemo tako, da neugodno delujoče spremenljive vplive pomnožimo s faktorjem $\gamma_Q=1,30$ in nato reduciramo strižno trdnost zemljin oziroma kamnin po enačbah 18, 19 in 20.

$$c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_c} = \frac{c'_k}{1,25} \quad (18)$$

$$\varphi'_d = \frac{\varphi'_k}{\gamma_\varphi} = \frac{\varphi'_k}{1,25} \quad (19)$$

$$c'_{ud} = \frac{c'_{uk}}{\gamma_c} = \frac{c'_{uk}}{1,40} \quad (20)$$

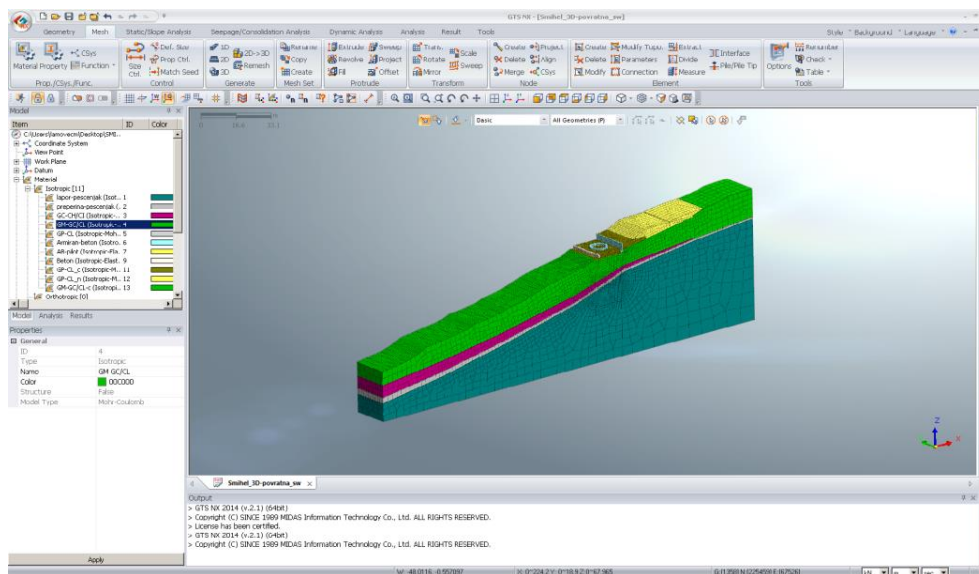
Pri računski analizi po metodi končnih elementov se je potrebno zavedati, da pri preverjanju mejnih stanj nosilnosti pri računu začetnega napetostnega stanja ne moremo uporabiti projektne vrednosti trdnostnih karakteristik zemljin, saj v primeru brežine, ki je stabilna s faktorjem varnosti $F_{OS} \leq 1,25$, v primeru redukcije trdnostnih karakteristik zemljin s faktorjem 1,25 preidemo v labilno stanje in izračun začetne ter nadaljnjih faz ni možen. Pristop k izračunu geotehničnih problemov se torej bistveno razlikuje od analitičnih metod.

5.3 Program Midas GTS NX v2.1

Z razvojem računalniške tehnologije, ki omogoča vedno hitrejšo obdelovanje velikih količin podatkov, je tudi na področju geotehnike prišlo do razvoja programske opreme, s katero lahko simuliramo obnašanje geotehničnih ukrepov v tridimenzionalnem prostoru. Midasov program GTS NX za izračun uporablja metodo končnih elementov ter nudi izbiro različnih materialnih modelov (Elastic, Tresca, von Mises, Mohr-Coulomb, Drucker Prager, Hoek Brown, Hyperbolic Duncan Chang, Strain-Softening, Modified Cam Clay, Jardine, D-min, Modified Mohr-Coulomb in Soft Soil Creep). Med računskimi analizami pa lahko izbiramo med linearno elastično oziroma elastoplastično analizo, nelinearno analizo po gradbenih fazah, konsolidacijo, analizo napetostnega stanja pri pogojih stacionarnega in nestacionarnega toka vode, analizo lastnih nihajnih oblik, analizo s potresnimi spektri, linearno in nelinearno časovno analizo odziva konstrukcije pri časovno spremenljivih vplivih, analizo globalne stabilnosti z redukcijo trdnostnih parametrov, analizo globalne stabilnosti z metodo mejnega ravnotežnega stanja in nelinearno analizo časovno spremenljivih vplivov v kombinaciji z metodo reduciranih trdnostnih parametrov.

S programom lahko modeliramo različne geotehnične in druge inženirske probleme od plitvega in globokega temeljenja, gradnjo tunelov, sanacijo plazov, konsolidacijo temeljnih tal, precejanje talnih voda in njihov vpliv na konstrukcije, odziv konstrukcije v časovnem intervalu pri časovno spremenljivih obtežbah, konstrukcijske in geotehnične ukrepe zaradi potresnih vplivov. Bistvenega pomena pri analizi so vhodni podatki, ki pa morajo biti skrbno zbrani in interpretirani. Zelo pomembne so tudi izkušnje.

Delovno okolje programa je prijazno do uporabnika in omogoča relativno enostavno modeliranje geometrije in mreže končnih elementov. Pri mreženju je potrebno mrežo končnih elementov zgostiti na delih, kjer potrebujemo natančnejše rezultate. Kjer natančnost rezultatov ni pomembna, mrežo končnih elementov redčimo. Z dobro optimizacijo mreže zmanjšamo čas numeričnega računa, kar je zelo pomembno, ker je izračun z uporabo numeričnih metod iterativen postopek in so potrebni večkratni preračuni ter modifikacije matematičnega modela.

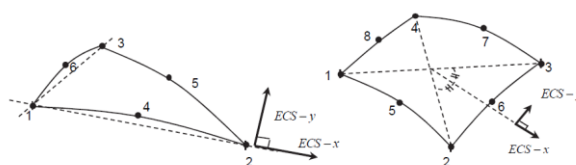


Slika 43: Delovno okolje programa MIDAS GTS NX v2.1 (Vir: MIDAS IT)

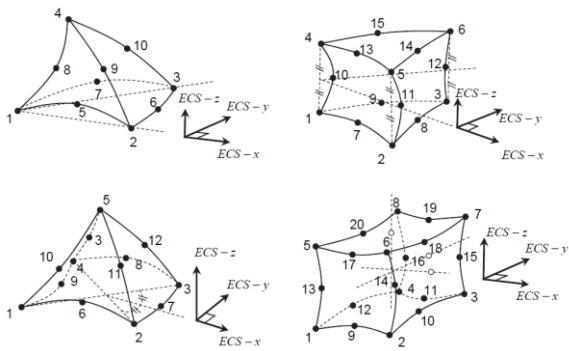
5.3.1 Končni elementi

Pri analizi plazu Šmihel smo pri 2D računskem modelu uporabili ravninske končne elemente trikotnih in štirikotnih oblik, ki so prikazani na sliki 44. Z njimi smo modelirali zemljine in hribine, z linijskimi elementi na sliki 49 pa podporno konstrukcijo.

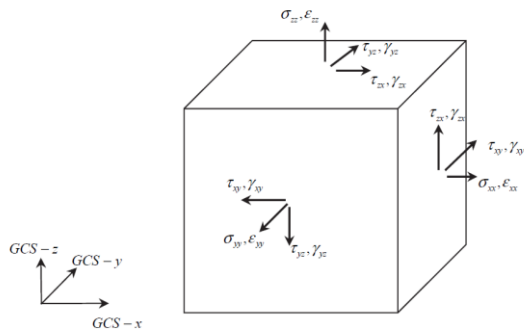
Pri prostorskem modelu smo uporabili 3D končne elemente, ki so prikazani na sliki 45 za modeliranje zemljin in hribin, s katerimi opišemo prostorsko napetostno in deformacijsko stanje. Slika 46 prikazuje komponente tenzorja napetosti in deformacij. S 3D končnimi elementi smo modelirali tudi notranjo armiranobetonsko oblogo ter vezno gredo na vrhu pilotov. Program omogoča integracijo napetosti po prerezu 3D konstrukcijskih elementov, kot so plošče, stene oziroma lupine z uporabo posebnih dvodimenzionalnih lupinastih elementov, (angl. "Gauging shell"), s katerimi dobimo vrednosti notranjih sil na srednjo ravnino. Elementi temeljijo na osno-upogibni teoriji lupin in so prikazani na slikah 45 in 46. Posamezne pilote moznika smo modelirali z linijskimi elementi. Notranje sile v 3D vezni gredi prav tako dobimo z integracijo napetosti po prerezu, rezultat pa so osne in prečne sile ter torzijski in upogibni momenti, prikazani na sliki 49.



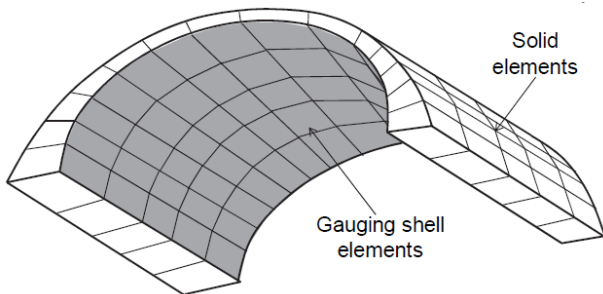
Slika 44: 2D končni elementi – ravninsko deformacijsko stanje (Vir: Midas IT, Analysis Reference)



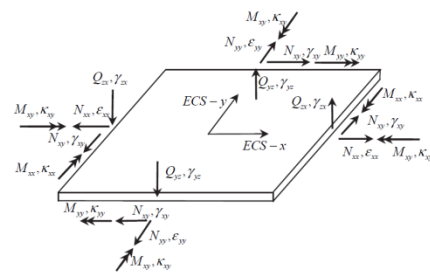
Slika 45: 3D končni elementi – prostorsko napetostno deformacijsko stanje (Vir: Analysis reference, MIDAS GTS NX)



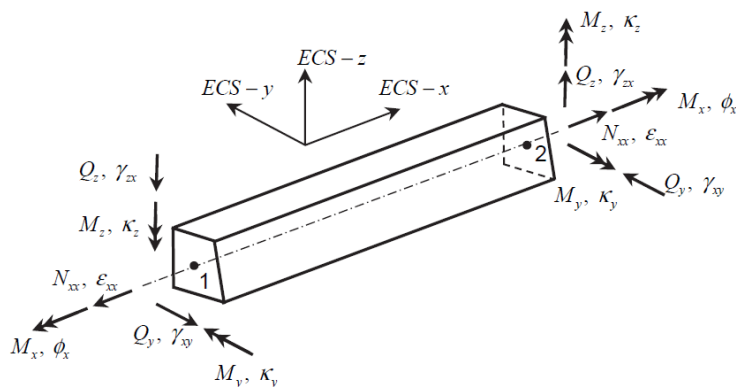
Slika 46: Napetosti in deformacije 3D končnega elementa (Vir: Analysis reference, MIDAS GTS NX)



Slika 47: Primer uporabe 'Gauging Shell' elementov (Vir: Analysis reference, MIDAS GTS NX)



Slika 48: Prikaz integriranih napetosti (notranje sile) in deformacij 2D končnega elementa – "Gauging Shell" (Vir: Midas IT, Analysis Reference)



Slika 49: Linijski element, primeren za modeliranje pilotov (Vir: Midas IT, Analysis Reference)

Pri modeliranju pilotov je za realnejšo simulacijo interakcije med piloti in okoliško zemljino potrebno dodati kontaktne (t.i. interface elemente), kateri omogočajo zdrs in mobilizacijo trenja med piloti ter zemljino. Uporaba kontaktnih elementov je bistvenega pomena pri vertikalno obremenjenih pilotih, na katerih temeljimo težje oziroma zelo obremenjene konstrukcije, kot so nebotičniki, viadukti in mostovi. V obravnavanem primeru so merodajni horizontalni vplivi na konstrukcijo in modeliranje kontaktnih elementov ni bistvenega pomena za izračun sanacije plaz, poleg tega so natezne

obremenitve v pilotih na zaledni strani podporne konstrukcije v mejnem stanju nosilnosti večje, saj ne pride do zdrsa med plaščem pilota ter okoliško zemljinu.

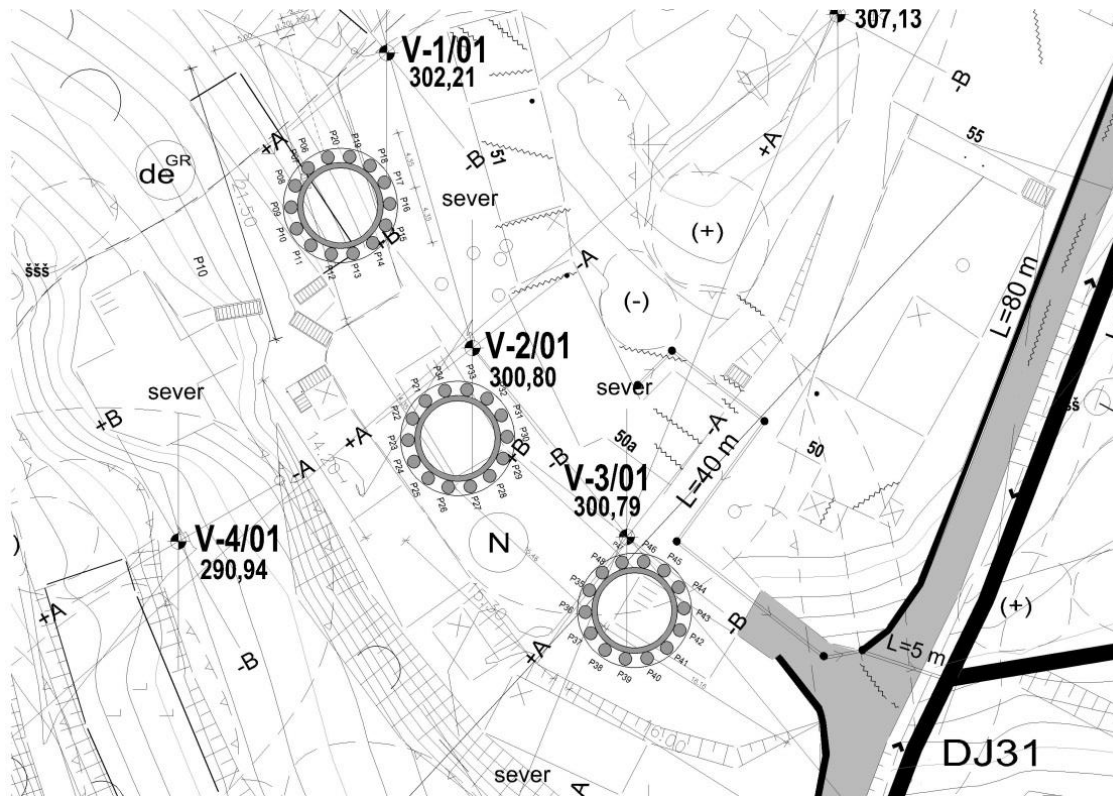
Končni elementi uporabljeni v numerični analizi, so drugega reda, to pomeni, da imajo dodatna vozlišča na stranicah, kar omogoča natančnejše rezultate. S tem povečamo število skupnih prostostnih stopenj in število enačb ter posledično čas računa. Midas IT kot nosilec programskega paketa GTS NX močno priporoča uporabo končnih elementov 'drugega reda' pri računu stabilnosti pobočij in le z uporabo elementov višjega reda zagotavlja natančnost rezultatov pri računu globalne stabilnosti po metodi redukcije trdnostnih parametrov.

5.4 Vhodni podatki za izračun sanacije plazu Šmihel

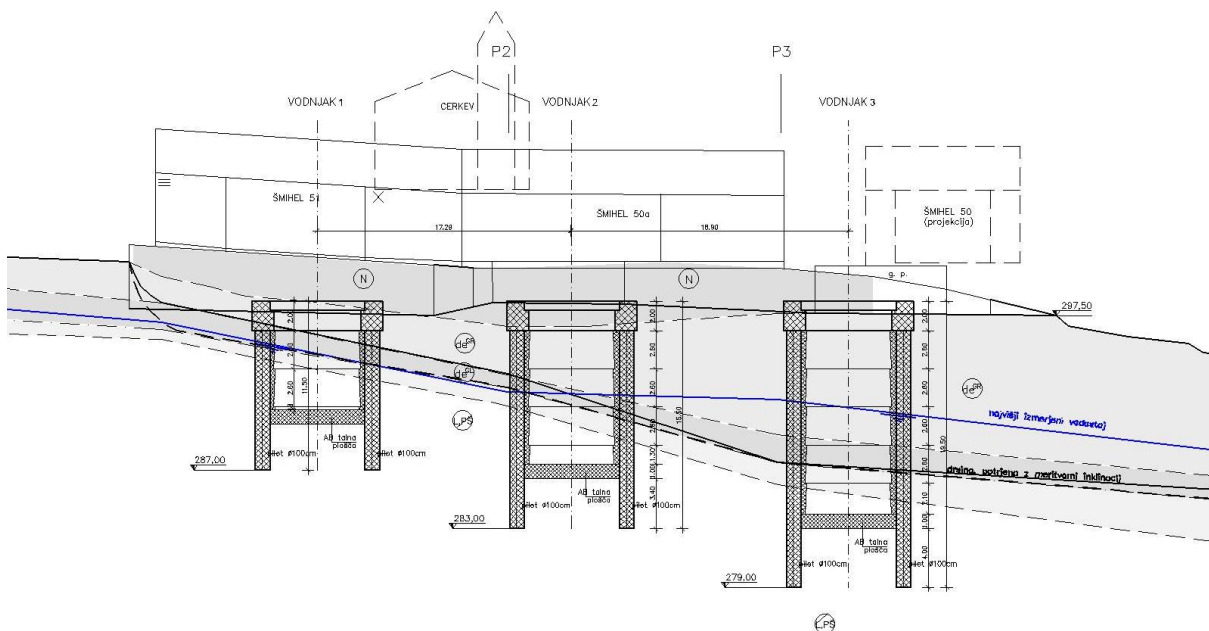
Pri analizi plazu Šmihel smo za zemljine in hribine uporabili idealen elastoplastičen Mohr-Coulombov materialni model, za konstrukcijske elemente pa linearno elastičen materialni model. Račun temelji na nelinearni analizi po fazah. Za vsako fazo smo izračunali napetostno deformacijsko stanje v zemljinah in hribini ter premike in obremenitve podporne konstrukcije. Za oceno faktorja varnosti oziroma stabilnostni območja smo uporabili metodo redukcije trdnostnih parametrov (ang. "Strength Reduction Method") oziroma "c-phi" redukcijo, ki omogoča izračun kritične strižne ploskve pri 2D in 3D analizi, na podlagi napetostno deformacijskega stanja v določeni fazi nelinearne analize. Model zemljin in hribine je psevdo 3D, saj gre za razširjen 2D model širine 18,9 m, kolikor je razdalja med vodnjaki, vendar z natančno modeliranim armiranobetonskim vodnjakom. Pri 2D analizi vodnjak modeliramo kot linijski element s pripadajočimi geometrijskimi karakteristikami posebej za del, ki je vpet v hribino in je brez armiranobetonske obloge in del z oblogo. To lahko naredimo zato, ker program pri računih v ravninskem deformacijskem stanju omogoča, da določimo širino pasu. S primerjavo rezultatov izračunov sanacijskih ukrepov z 2D in 3D računskim modelom želimo pokazati prednosti in slabosti posameznega pristopa.

5.4.1 Zasnova sanacije plazu Šmihel

Zasnova sanacije plazu Šmihel predvideva izgradnjo treh armiranobetonskih vodnjakov na območju zahodnega plazu pod cerkvijo in hišami Šmihel 50, 50a in 51 na medsebojni razdalji 18,9 m. Situacija zasnove AB vodnjakov je prikazana na sliki 50. Zaradi konfiguracije hribinske osnove so vodnjaki različnih globin. Na sliki 51 je prikazan prerez vodnjakov prečno na smer plazenja. Levi vodnjak, vodnjak 1, je globok 7,20 m. Njegova celotna dolžina, od vrha vezne grede do noge pilota, znaša 11,50 m. Vodnjak na sredini, vodnjak 2, je globok 11,10 m s skupno dolžino 15,50 m. Desni vodnjak, vodnjak 3, je najgloblji z globino 14,50 m, skupna dolžina pa znaša 19,50 m. Temeljna plošča je pri vseh treh predvidena v debelini 1,0 m. Primarna konstrukcija vodnjaka je sestavljena iz 14 uvrtnih pilotov premera 1,0 m, razporejenih v krogu premera 7,50 m. Sekundarna armiranobetonska obloga je spremenljive debeline 30 do 40 cm. Za sanacijo in zagotavljanje globalne stabilnosti celotnega pobočja je predvidena tudi izgradnja globokih drenaž na vzhodnem kot tudi na zahodnem plazu v pobočju pod armiranobetonskimi vodnjaki. V prvi fazi sanacije je treba zgraditi vodnjake, ki preprečujejo večje horizontalne in vertikalne premike objektov na zaledju, do katerih bi prišlo, če bi zgradili samo globoke drenaže.

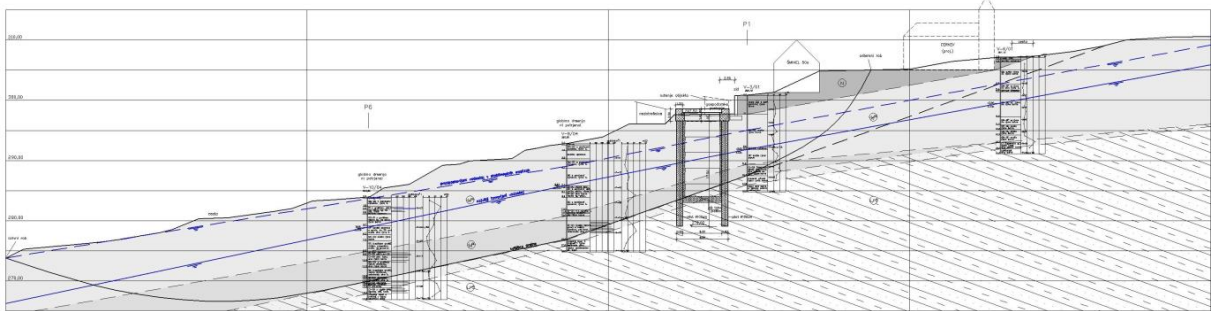


Slika 50: Situacija armiranobetonskih vodnjakov (Vir: Geoinženiring d.o.o., ISB d.o.o.)



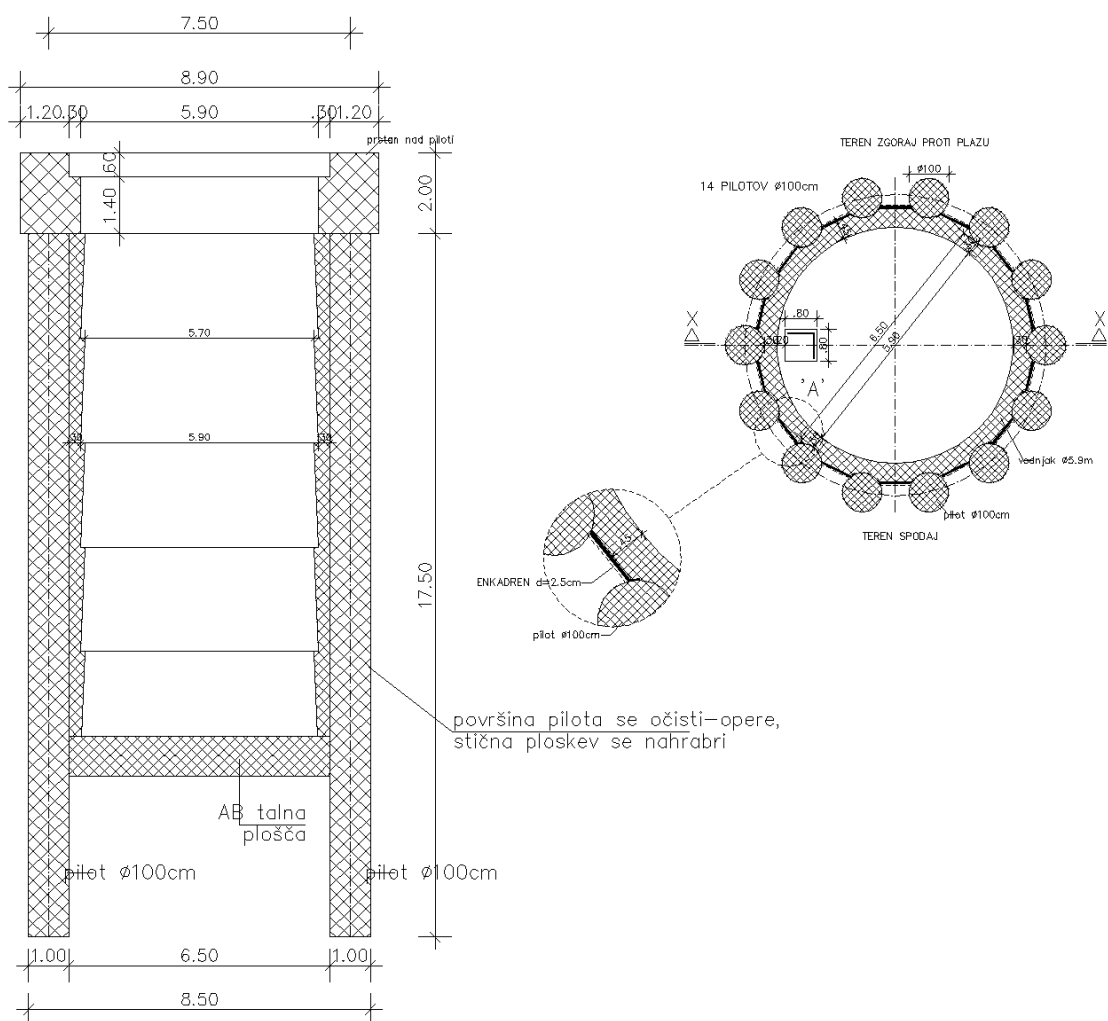
Slika 51: Prerez vodnjakov prečno na smer plazenja (Vir: Geoinženiring d.o.o., ISB d.o.o.)

Za numerično modeliranje sanacije plazu smo se zaradi enostavnejšega modeliranja in predvsem zaradi krajšega časa izračuna odločili, da modeliramo samo najgloblji vodnjak, ki je predviden na območju, skozi katerega poteka prečni profil P3 na sliki 52. Na sliki 53 je prikazana geometrija 19,50 m globokega vodnjaka.



Slika 52: Prečni profil P3 (Geoinženiring d.o.o, ISB d.o.o.)

GEOMETRIJA OBRAVNAVANEGA VODNJAKA

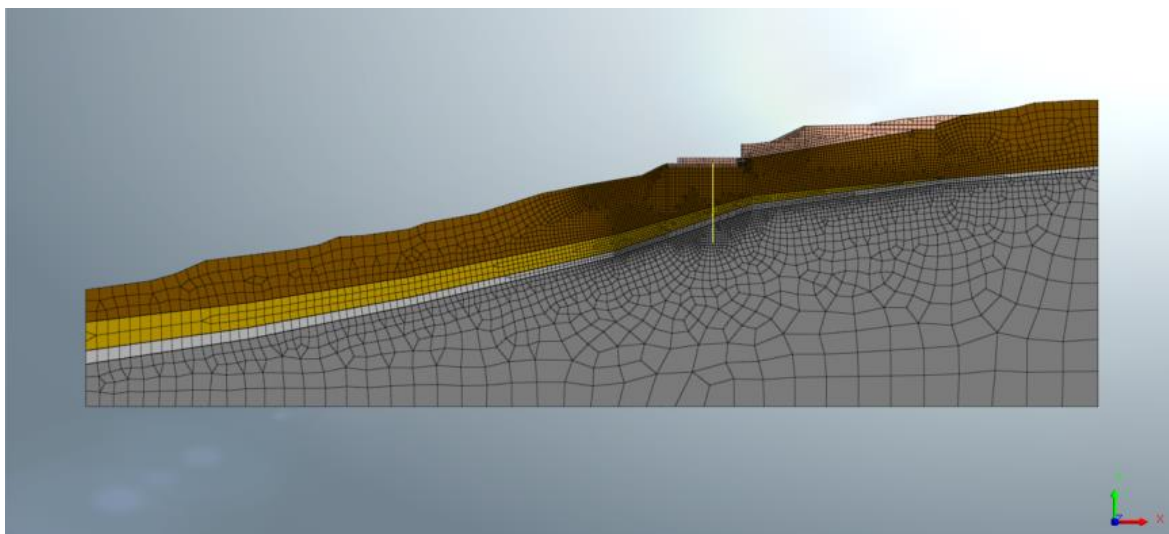


Slika 53: Geometrija armiranobetonskega vodnjaka (Vir: ISB d.o.o.)

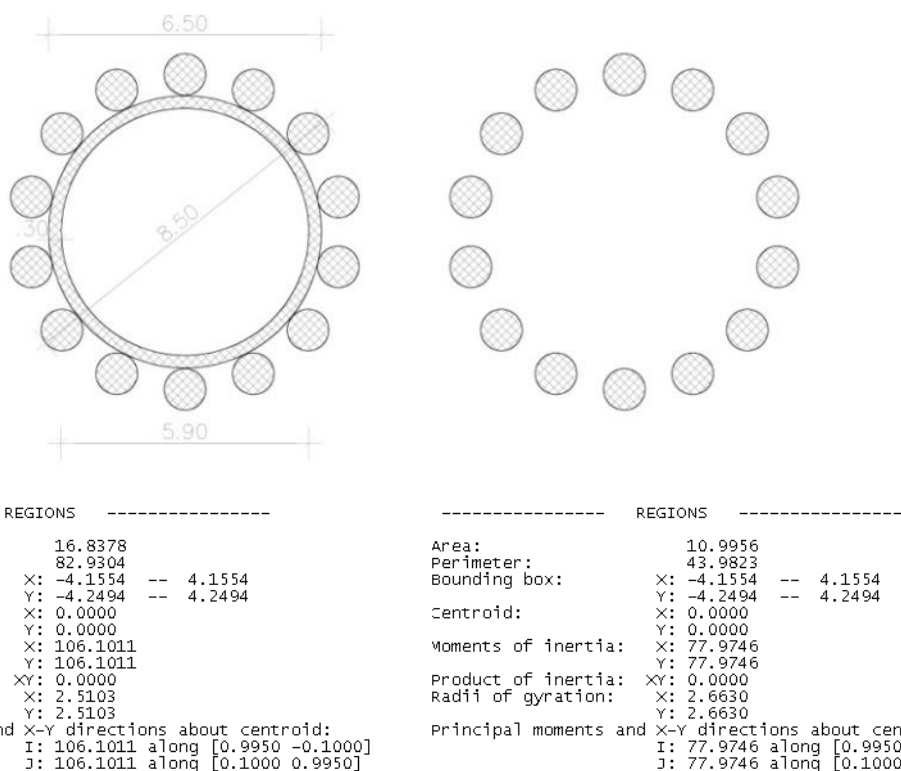
5.4.2 Numerični model sanacije plazu Šmihel

Slika 54 prikazuje 2D numerični model sanacije plazu. Na njej je razvidna mreža končnih elementov profila P3 z zgoščeno mrežo v okolici armiranobetonskega vodnjaka, modeliranega z linijskimi končnimi elementi. S programom AutoCad smo izračunali geometrijske karakteristike AB vodnjaka,

katere smo uporabili pri definiciji splošnega prečnega prereza pri 2D analizi. Izpis geometrijskih karakteristik je prikazan na sliki 55.

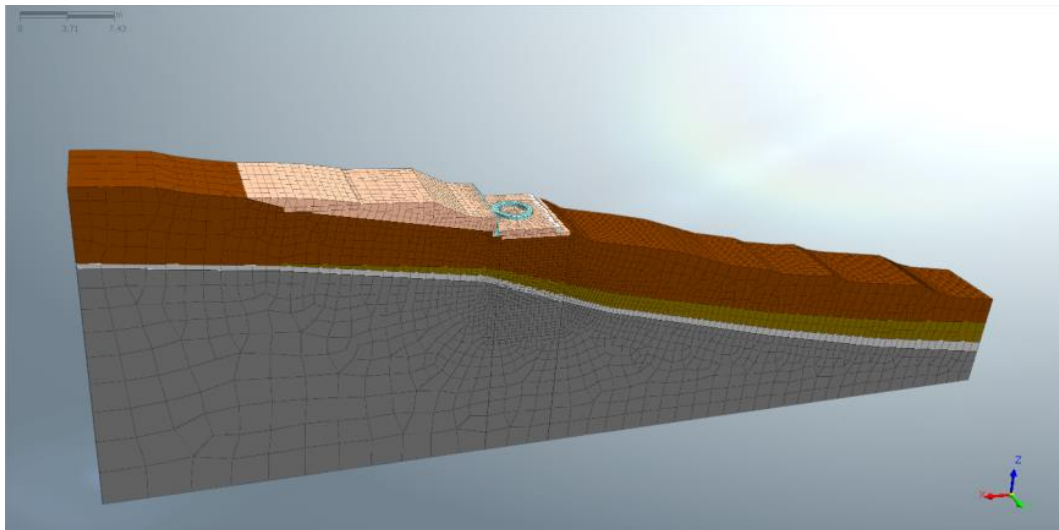


Slika 54: Dvodimenzionalen numerični model sanacije plazu

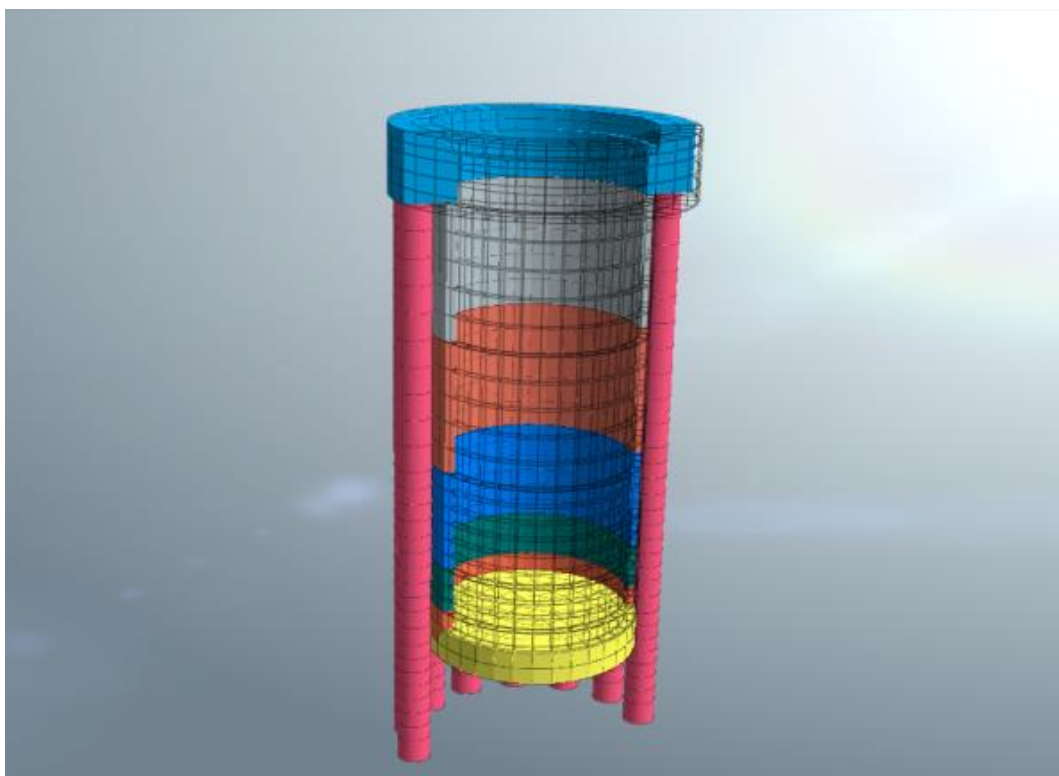


Slika 55: Prečni prerez pilotov s sekundarno oblogo in pilotov brez nje z geometrijskimi karakteristikami

Slika 56 prikazuje 3D numerični model sanacije, kjer vodnjak modeliramo z linijskimi, ploskovnimi in 3D končnimi elementi. V 3D računskem modelu je predpostavljeno, da so piloti, AB obloga in temeljna plošča zabetonirani intaktno in med seboj povezani z betonsko armaturo. Numerični model 3D podporne konstrukcije je prikazan na sliki 57.



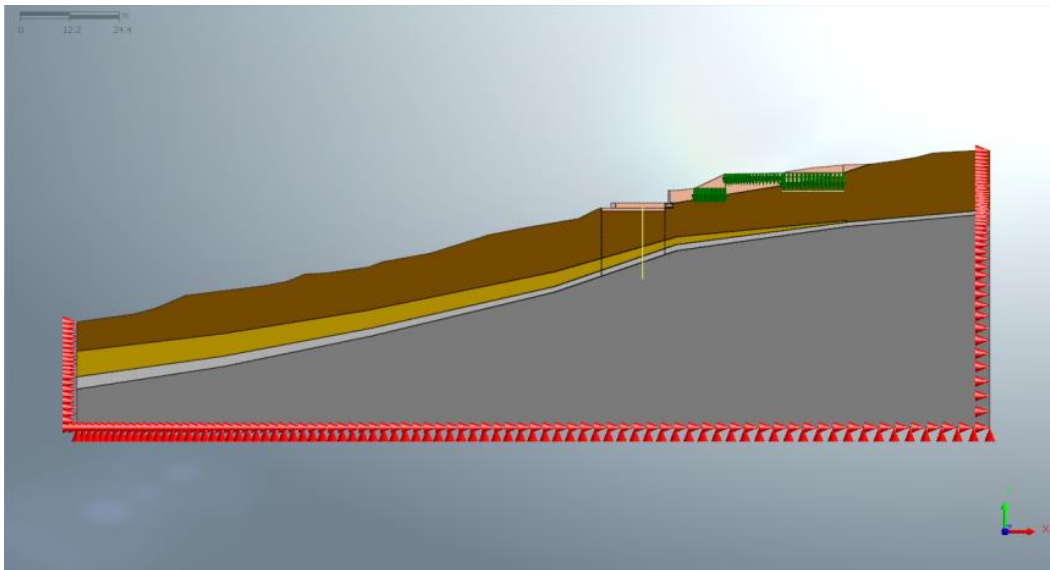
Slika 56: 3D numerični model sanacije plaza



Slika 57: 3D numerični model armiranobetonskega vodnjaka

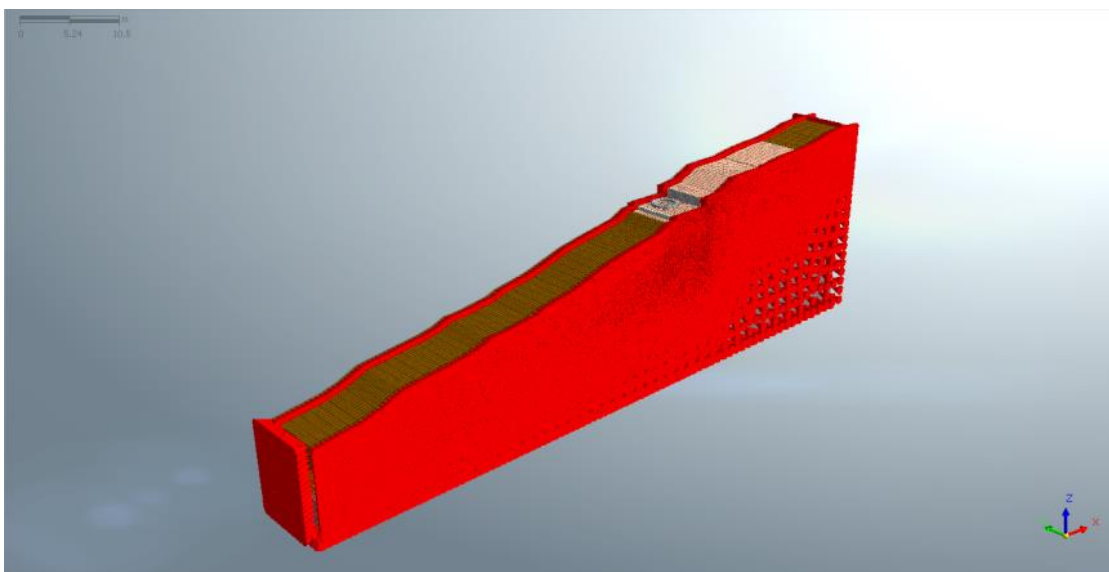
5.4.3 Robni pogoji

Pri 2D numeričnem modelu robni pogoji na vertikalnih stranicah preprečujejo horizontalne pomike (smer x), na spodnjem robu pa so preprečeni horizontalni in vertikalni pomiki (x in y smer), kot je prikazano na sliki 58.



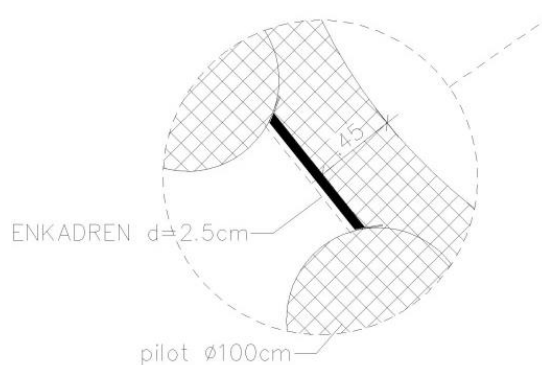
Slika 58: Robni pogoji pri 2D računskem modelu

Pri 3D numeričnem modelu, ki je prikazan na sliki 59, so na bočnih stranicah preprečeni pomiki v smeri y . Na prečnih stranicah, ki omejujejo plaz zgoraj in spodaj, so preprečeni pomiki v smeri osi x . Spodnja ploskev ima preprečene pomike v vseh treh smereh x, y in z .

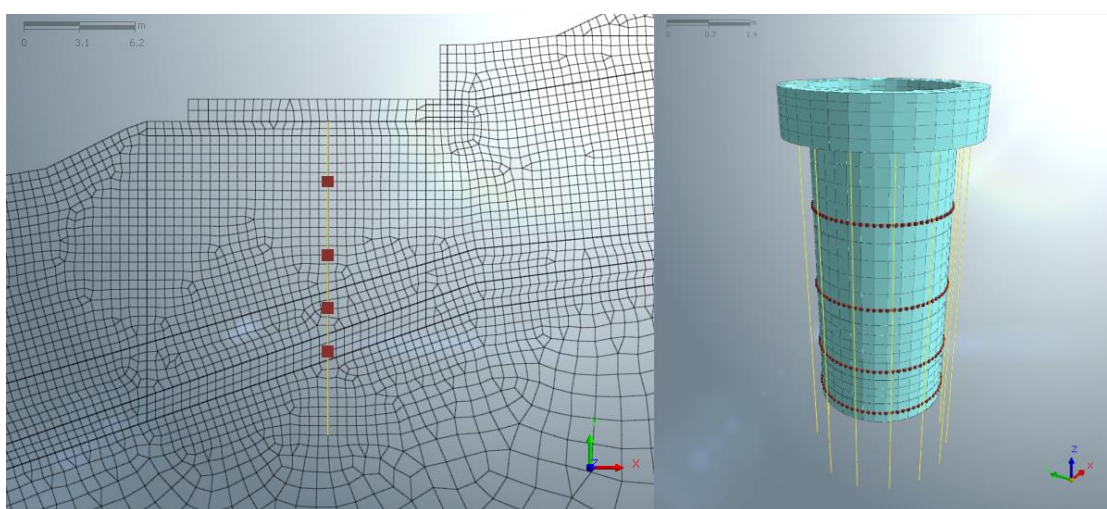


Slika 59: Robni pogoji pri 3D računskem modelu

Pri računu pornih tlakov so robni pogoji definirani z višino nivoja vode na mejnih robovih modela, ki so pravokotni na os x v 2D in 3D modelu. Robni pogoji na mestu drenaž so definirani v točkah vozlišč z vrednostjo pornih tlakov $p = 0$ kPa. V obeh modelih so po višini drenaže razporejene enako, le da so pri 3D modelu na vsaki višini razporejene v krogu v vozliščih na stiku med zemljino in AB oblogo (slika 61), pri dvodimenzionalnem modelu pa so drenaže modelirane v vozliščih, kot prikazuje slika 61. Na stiku med zemljino in armiranobetonsko oblogo je predvidena vgradnja drenažnega geotekstila kot je prikazano na sliki 60.



Slika 60: Drenažni geotekstil med AB oblogo in zemljino (Vir: ISB d.o.o.)



Slika 61: Drenaže vodnjaka 2D model (levo) in 3D model (desno)

5.4.4 Materiali

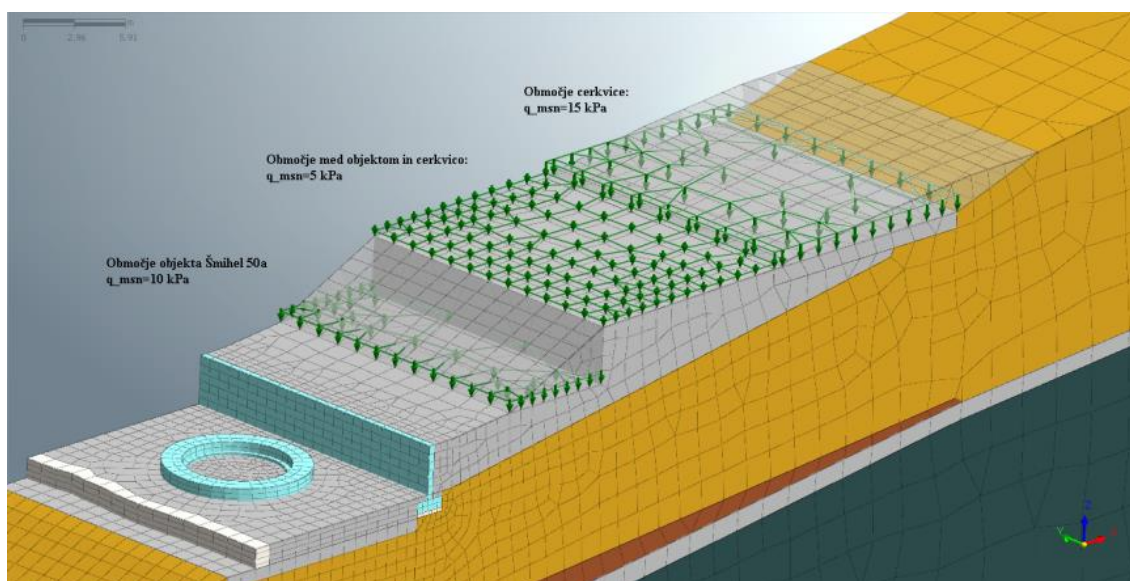
V preglednico 30 smo zapisali fizikalne parametre zemljin in hribine, ki smo jih upoštevali pri izračunih sanacije plazų in smo jih določili na podlagi terenskih in laboratorijskih preiskav ter povratnih stabilnostnih analiz.

Preglednica 30: Fizikalne karakteristike uporabljenih materialov

MATERIAL	E (Youngov modul) [kPa]	Poissonov količnik	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	Kohezija c' [kPa]	Strižni kot ϕ' [°]	Koeficient vodoprepustnosti k [m/s]
lapor-peščenjak	80000	0,3	22	22	0	43	neprepusten
preperina-peščenjak	50000	0,3	21	21,5	0	22	1e ⁻¹⁰
GC-CH/CI	15000	0,3	20	20,5	0	17,5	1e ⁻⁸
GM-GC/CL	13000	0,3	20	20,5	0	29	1e ⁻⁷
GP-CL	13000	0,3	20	20,5	0	28	1e ⁻⁷
Armiran beton	3E+07	0,2	25	25	/	/	/

5.4.5 Vplivi na konstrukcijo

Podporna konstrukcija je izpostavljena zemeljskim pritiskom, ki jih izračunamo za vsako posamezno gradbeno fazo. Glede na začetno napetostno stanje se zemeljski pritiski na podporno konstrukcijo, možnik oziroma vodnjak, pri 3D modelu spreminjajo zaradi faz izgradnje vodnjakov, dodatne obtežbe zaledja in spremembe nivoja vode. Pri 2D modelu faz izkopov ni možno definirati, saj je vodnjak definiran z linijskimi končnimi elementi, enako kot pri 3D modelu pa upoštevamo dodatno obtežbo na zaledju in spremembo nivoja vode. Na zaledju smo upoštevali površinsko obtežbo velikosti $q = 5 \text{ kPa}$, $q = 10 \text{ kPa}$, $q = 15 \text{ kPa}$, kot je prikazana na sliki 62.



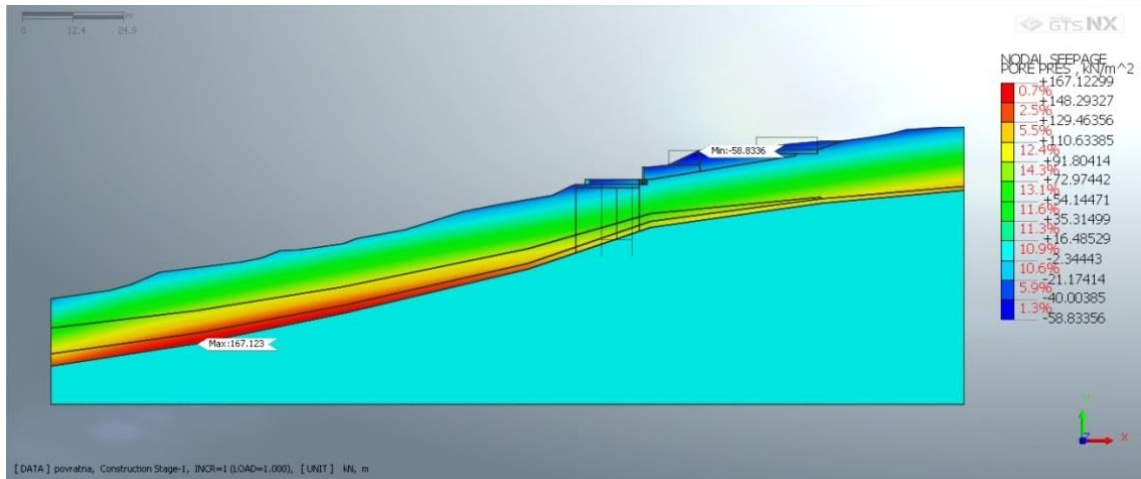
Slika 62: Dodatna obtežba na zaledju AB vodnjaka

5.5 Povratna stabilnostna analiza

Pri numeričnih analizah plazov je treba najprej izvesti povratno stabilnostno analizo. Z njo potrdimo stanje na terenu in po potrebi korigiramo trdnostne parametre zemljin, ki smo jih določili na osnovi terenskih in laboratorijskih preiskav. V povratni stabilnostni analizi v računu upoštevamo visok nivo vode, za katerega predvidevamo, da je povzročil nestabilnost pobočja. Izračun mora izkazati faktor varnosti $F_{OS} \approx 1,0$.

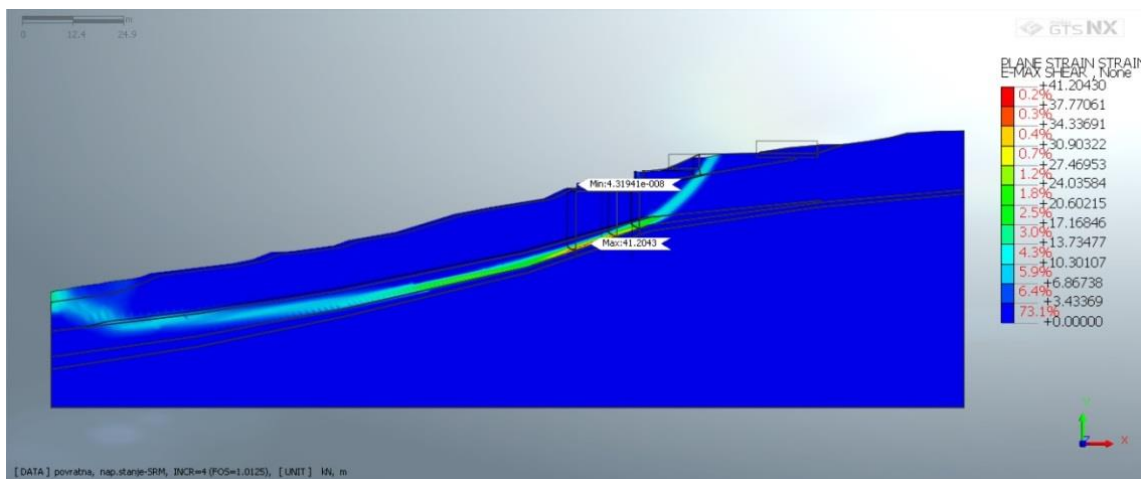
5.5.1 2D numerični model

Z analizo toka podzemne vode v stacionarnem stanju (angl. "Steady State Seepage") smo izračunali porne tlake, ki smo jih prenesli v izračun napetostnega stanja pri visokem vodostaju. Z redukcijo trdnostnih parametrov zemljin in hribine (t.i. "Strength Reduction Method") smo izračunali faktor globalne stabilnosti. Izračunani porni tlaki pri visokem nivoju podtalne vode so prikazani na sliki 63.

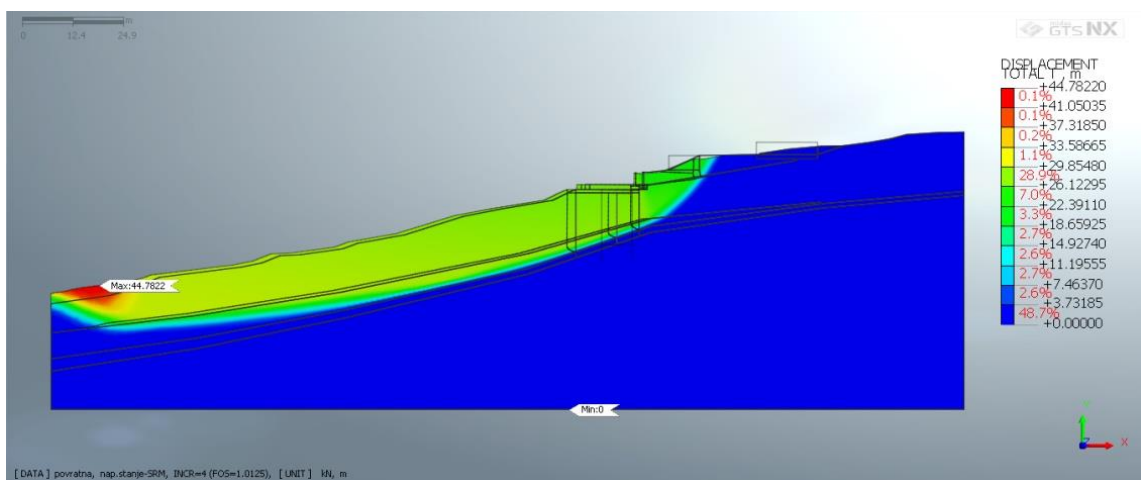


Slika 63: Porni tlaki pri povratni stabilnostni analizi – 2D

Na sliki 64 je prikazana kritična drsina z izpisom maksimalnih strižnih deformacij, na sliki 65 pa polje pomikov U_{xy} povratne stabilnostne analize.



Slika 64: Maksimalne strižne deformacije pri povratni stabilnostni analizi – 2D

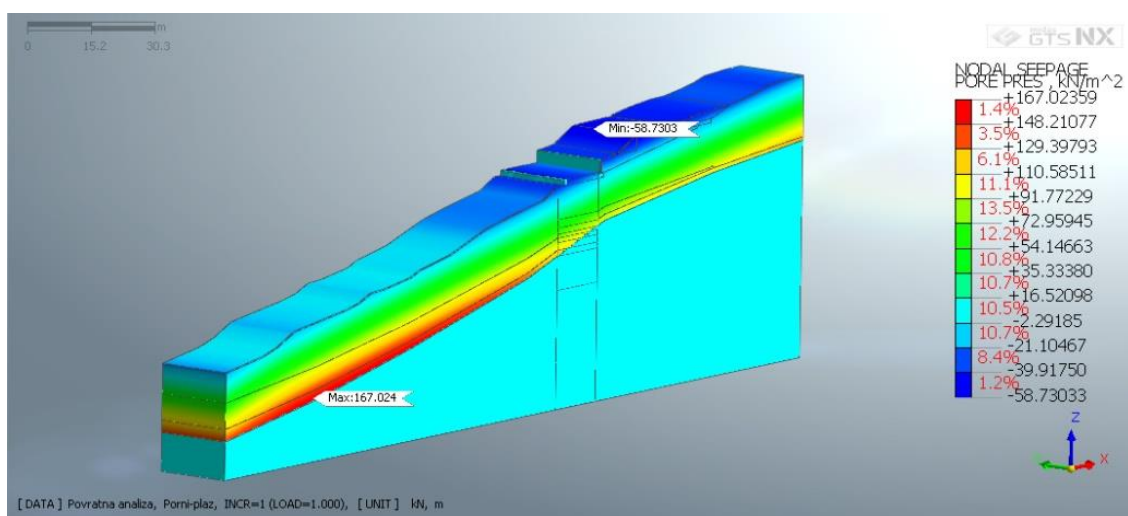


Slika 65: Polje pomikov U_{xy} pri povratni stabilnostni – 2D

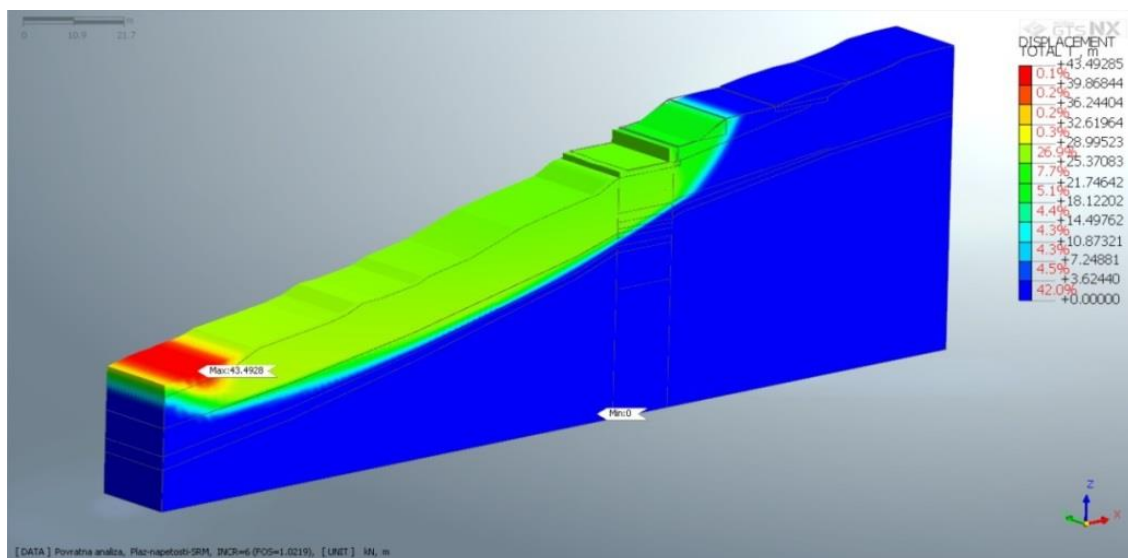
Faktor varnosti $F_{OS} = 1,01$ pokaže mejno stabilnostno stanje. V primeru zmanjšanja trdnostnih parametrov zemljin za faktor 1,01 bi prišlo do porušitve po kritični drsini in divergenca numeričnega računa.

5.5.2 3D numerični model

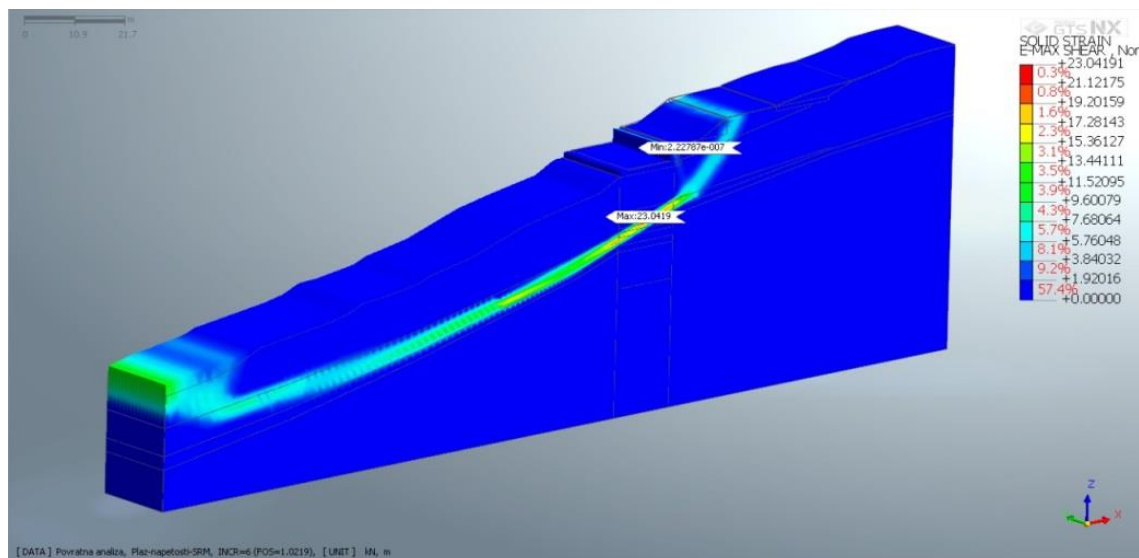
Pri 3D računskem modelu smo izračunali prostorsko napetostno stanje z upoštevanjem pornih tlakov pri visokem nivoju vode. Nato smo z metodo redukcije strižnih parametrov izračunali faktor globalne stabilnosti. Izračunani porni tlaki 3D numeričnega modela so prikazani na sliki 66. Kritična drsina je prikazana na sliki 67 z poljem pomikov U_{xyz} in sliki 68, na kateri so prikazane maksimalne strižne deformacije.



Slika 66: Porni tlaki pri povratni stabilnostni analizi – 3D



Slika 67: Polje pomikov U_{xyz} pri povratni stabilnostni analizi – 3D



Slika 68: Maksimalne strižne deformacije pri povratni stabilnostni analizi – 3D

Izračun faktorja globalne stabilnosti pri 3D analizi znaša $F_{OS} = 1,02$ in je nekoliko višji kot pri 2D analizi. Do razlike lahko pride zaradi drugačne formacije mreže končnih elementov, gostote mreže ter razlike v numeričnem računu 2D in 3D analize. Razlika pri izračunu faktorja globalne stabilnosti pri povratni analizi med 2D in 3D analizo je praktično zanemarljiva.

S povratno analizo smo dokončno določili in potrdili trdnostne karakteristike materialov. V poglavjih 5.4 do 5.5 so prikazane faze numeričnega izračuna od začetnega napetostnega stanja do izračuna zemeljskih pritiskov, pomikov konstrukcije in pobočja ter notranjih sil v konstrukcijskih elementih podporne konstrukcije za primer 2D in 3D analize ter izračun faktorjev globalne stabilnosti za predviden obseg sanacije.

5.6 Nelinearna analiza po fazah gradnje

Pri nelinearni analizi po fazah gradnje (angl. "Construction Stage Analysis") se napetostno-deformacijsko stanje prenaša iz računskega koraka v naslednji računski korak, kjer postopoma dodajamo ali odvezujemo končne elemente in tako definiramo potek gradnje. Tako lahko za vsako posamezno gradbeno fazo ali projektno stanje izračunamo napetostno deformacijsko stanje ter analiziramo učinke vplivov na konstrukcijo. V vsaki fazi lahko izvedemo tudi stabilnostno analizo z redukcijo trdnostnih parametrov zemljin in izračunamo faktor varnosti.

V obeh računskih modelih, tako 2D in 3D, smo izvedli dva izračuna, in sicer najprej za primer, kjer vodnjak dobro opravlja svojo funkcijo in odvaja vodo iz okoliških zemljin, kar zmanjšuje porne tlake v pobočju in poveča globalno stabilnost plazu. V drugem primeru pa vodnjaku numerično «odvezujemo» sposobnost dreniranja okoliške zemljine. Takšno konstrukcijo bomo v nadaljevanju poimenovali moznik. Porni tlaki bodo v tem primeru večji, stabilnost pobočja zmanjšana in posledično bodo večje tudi obremenitve podporne konstrukcije – moznika. V nadaljevanju je prikazana primerjava zemeljskih pritiskov, pornih tlakov, pomikov, notranjih sil in faktorjev varnosti glede na učinkovitost drenaž (0 in 100 %).

V preglednici 31 so prikazane faze izračuna sanacije plazuz z 2D analizo. V prvi fazi z analizo toka podzemne vode v stacionarnem stanju izračunamo porni tlake. Porni tlaki se nato prenesejo v drugo fazo, kjer izračunamo začetno napetostno stanje. V tretjem računskem koraku odstranimo končne elemente v območju, kjer bo stal vodnjak oziroma moznik, s čimer pripravimo delovni plato za izvedbo podporne konstrukcije. Pri 2D analizi izgradnjo podporne konstrukcije predstavlja četrta faza, v kateri dodamo linijske elemente s pripadajočimi materialnimi in geometrijskimi karakteristikami prečnega prereza vodnjaka oziroma moznika. V peti fazi izračunamo porni tlake za primer visokega nivoja vode, kjer v enem računu upoštevamo vodnjak (dreniranje podzemne vode), v drugem pa moznik (brez dreniranja podzemne vode). Porni tlaki so v obeh primerih izračunani z analizo toka podzemne vode in upoštevani pri analizi napetostno deformacijskega stanja v šesti fazi. V sedmi fazi upoštevamo obtežbo zaledja in v osmi fazi izvedemo redukcijo trdnostnih parametrov zemljin in hribin ter izračunamo faktor globalne stabilnosti.

Preglednica 32 prikazuje faze numeričnega izračuna s 3D analizo. Razlika v konstrukcijskih fazah med 2D in 3D analizo je, da izgradnjo AB vodnjaka pri 3D analizi razdelimo v štiri faze, in sicer v četrti fazi na že pripravljenem delovnem platu izvedemo pilote in vezno gredo. Sledijo faze pet, šest in sedem, ki predstavljajo izkope zemljin in izvedbo armiranobetonske obloge. Nato sledijo računski koraki podobno kot pri 2D analizi, kjer izračunamo porni tlake za primer vodnjaka in moznika, jih upoštevamo pri računu prostorskega napetostno deformacijskega stanja, v predzadnji fazi dodamo obtežbo na zaledje in v zadnji z redukcijo strižnih trdnostnih parametrov izračunamo faktor globalne stabilnosti.

Zaradi infrastrukturne urejenosti vasi, ki leži na težje dostopnem in strmem terenu, ni možnih večjih prometnih obremenitev, niti gradnje večjih objektov na območju nad načrtovanimi vodnjaki. Merodajni vpliv na podporno konstrukcijo izhaja iz tal ob povišanem nivoju podzemne vode. Mejno stanje uporabnosti je torej izračunano brez upoštevanja dodatne obtežbe zaledja. Za mejno stanje nosilnosti smo se odločili, da upoštevamo dodatno obtežbo na zaledju, ki smo jo definirali v poglavju 5.4.5, prav tako jo upoštevamo pri redukciji trdnostnih parametrov zemljin za oceno faktorja globalne stabilnosti pobočja.

Preglednica 31: Prikaz posameznih računskih faz v 2D numeričnem modelu

Faza:	Opis faze:
Faza 1: Porni tlaki – Steady State	Izračun pornih tlakov pri nizkem vodostaju.
Faza 2: Začetno napetostno stanje	Izračun začetnega napetostnega stanja s pripadajočimi pornimi tlaki.
Faza 3: Delovni plato	Priprava terena za izgradnjo pilotov in veznega prstana na vrhu pilotov.
Faza 4: Izgradnja AB moznika/vodnjaka	Vstavitve vodnjaka / moznika – linijski končni elementi
Faza 5: Porni tlaki – Steady State	Dvig nivoja vode – račun pornih tlakov pri vodostaju, ki je bil upoštevan v povratni analizi z upoštevanjem drenaž in brez upoštevanja drenaž.
Faza 6: Visok nivo vode	Upoštevanje spremembe vodostaja pri računu napetostno – deformacijskega stanja.
Faza 7: Obtežba	MSN – Dodatna obtežba nad AB vodnjakom.
Faza 8: SRM	Redukcija trdnostnih karakteristik; c-phi redukcija.

Preglednica 32: Prikaz posameznih računskih faz v 3D numeričnem modelu.

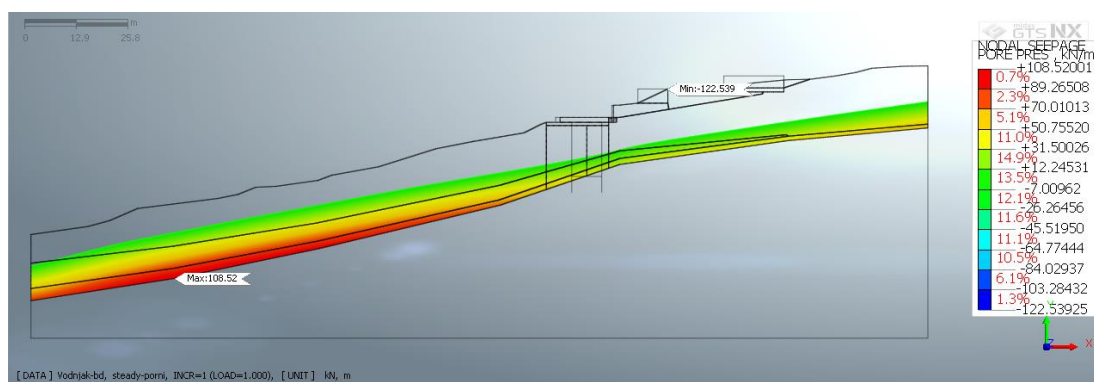
Faza:	Opis faze:
Faza 1: Porni tlaki	Izračun pornih tlakov pri nizkem vodostaju.
Faza 2: Začetno napetostno stanje	Izračun začetnega napetostnega stanja s pripadajočimi pornimi tlaki.
Faza 3: Delovni plato	Priprava terena za izgradnjo pilotov in veznega prstana na vrhu pilotov.
Faza 4: Izgradnja AB moznika/vodnjaka	Izvedba AB pilotov in vezne grede.
Faza 5: Izkop 1 + AB obloga	Izkop zemljine in izvedba AB sekundarne obloge.
Faza 6: Izkop 2 + AB obloga	Izkop zemljine in izvedba AB sekundarne obloge.
Faza 7: Izkop 3 + AB obloga	Izkop zemljine in izvedba AB sekundarne obloge.
Faza 8: Porni tlaki	Dvig nivoja vode – račun pornih tlakov pri vodostaju, ki je bil upoštevan v povratni analizi (moznik in vodnjak).
Faza 9: Visok nivo vode	Upoštevanje spremembe vodostaja pri računu napetostno deformacijskega stanja.
Faza 10: Obtežba	MSN – Dodatna obtežba nad AB vodnjakom.
Faza 11: SRM	Redukcija trdnostnih karakteristik; c-phi redukcija.

5.6.1 Rezultati 2D analize

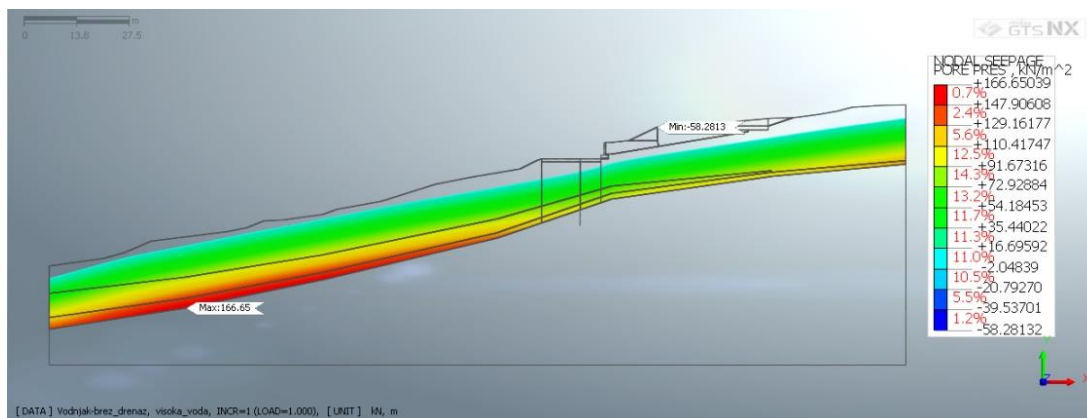
5.6.1.1 Zemeljski in porni pritiski

Najprej pogledjmo razliko v pornih tlakih v primeru moznika in vodnjaka za celotno območje, ki smo ga vključili v računsko analizo sanacije plazu. Porni tlaki v času gradnje so prikazani na sliki 69, kjer maksimalna vrednost pornega tlaka znaša $p = 108,5$ kPa. Slika 70 prikazuje izračunane porne tlake v primeru sanacije z moznikom, kjer maksimalni porni tlaki znašajo 166,7 kPa in se pojavijo v spodnjem delu plazu. Na sliki 71 so prikazani porni tlaki v primeru izračuna z vodnjakom, kjer se zaradi drenaž zmanjšajo na 157,5 kPa. Iz slike je razvidno tudi, da so v okolici vodnjaka porni tlaki manjši oziroma je nivo vode nižji kot pri sanaciji z moznikom. V preglednici 33 so prikazani porni tlaki v okolici moznika in vodnjaka, kjer je z diagramom prikazan razpored pornih tlakov na mestu linijsko modeliranega moznika in vodnjaka.

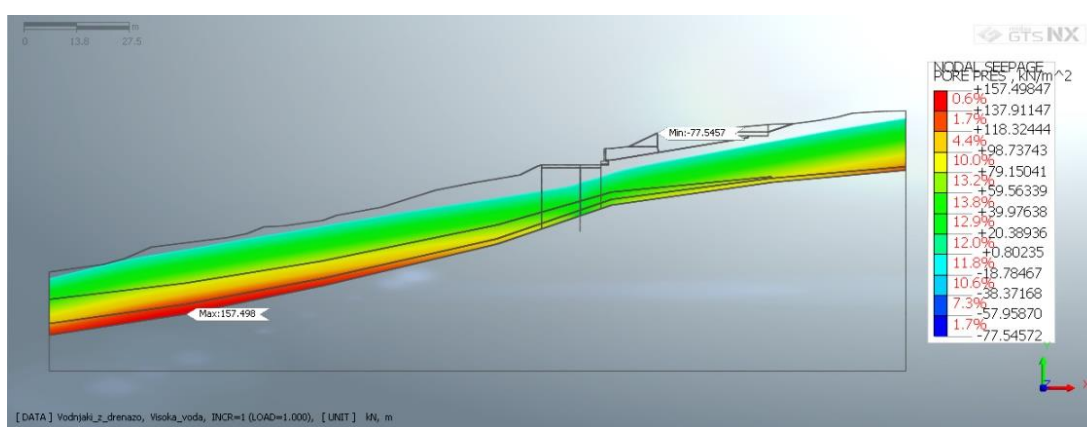
Drenaže so pri 2D modelu vodnjaka modelirane s točkovnimi ponori ($p = 0$ kPa) na višini prebojev AB obloge vodnjaka, kot prikazuje slika 61.



Slika 69: Porni tlaki v času gradnje – 2D model



Slika 70: Porni tlaki v primeru dviga nivoja vode pri mozniku – 2D model



Slika 71: Porni tlaki v primeru dviga nivoja vode pri vodnjaku – 2D model

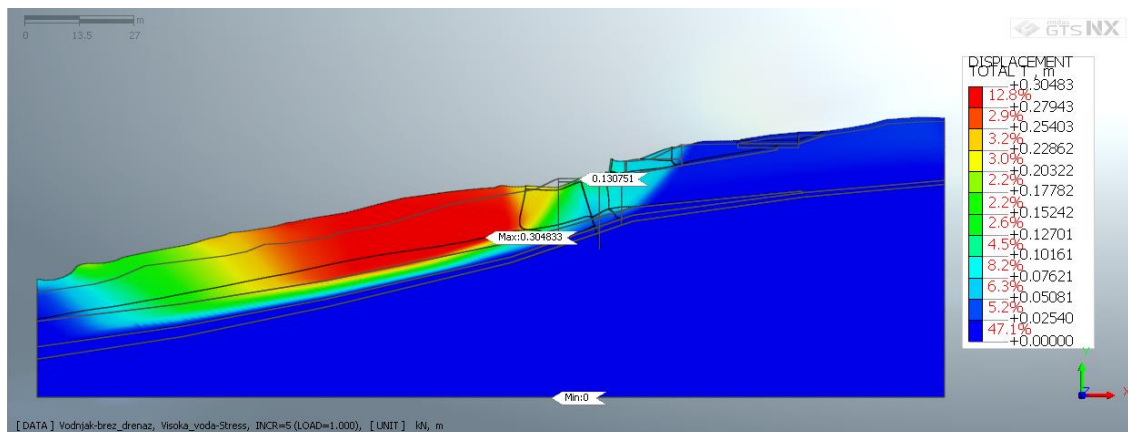
Z 2D analizo izračunani horizontalni pritiski na zaledni in spodnji strani linijskega elementa so zaradi računskih predpostavk in omejitev ravninskega modela le približek stanja, kot ga dobimo s 3D analizo. V preglednici 33 so prikazane horizontalne napetosti ob podporni konstrukciji na spodnji in zgornji strani za primer sanacije plazu z moznikom in oziroma vodnjakom. Napetostno stanje, ki se vzpostavi pri 2D modelu je podobno primeru konzolne pilotne stene, v konkretnem primeru s togostjo prečnega prereza moznika oziroma vodnjaka, na pasu širine 18,9 metra. Ker gre za 3D problem, porni tlaki in efektivne horizontalne napetosti, prikazane v preglednici 33, precej odstopajo od napetostnih stanj, ki se pojavijo v realnem 3D prostoru.

Preglednica 33: Horizontalni pritiski na AB vodnjak – 2D analiza

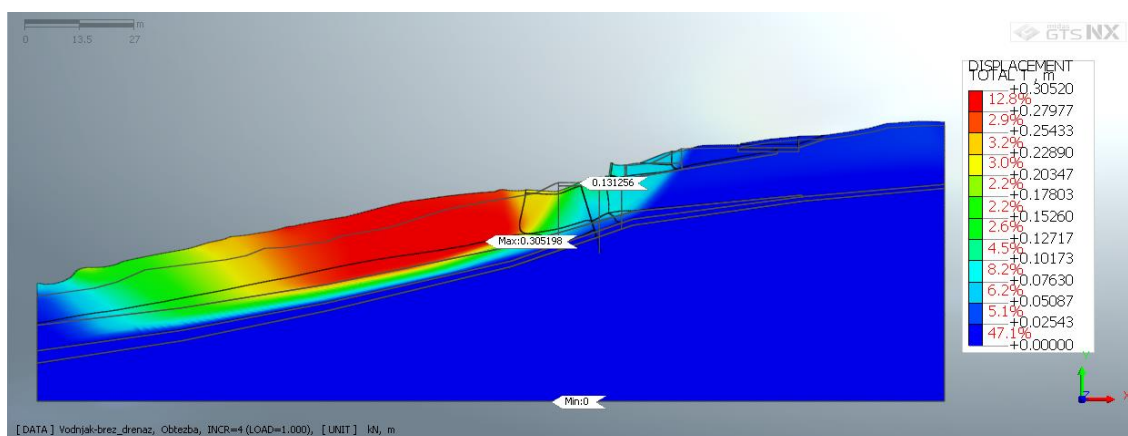
	Vodnjak	Moznik
Porni tlaki [kN/m ²]		
Efektivne horizontalne napetosti σ_{xx}' faza 4 [kN/m ²]		
Efektivne horizontalne napetosti σ_{xx}' faza 6 [kN/m ²]		
Efektivne horizontalne napetosti σ_{xx}' faza 7 [kN/m ²]		

5.6.1.2 Pomiki

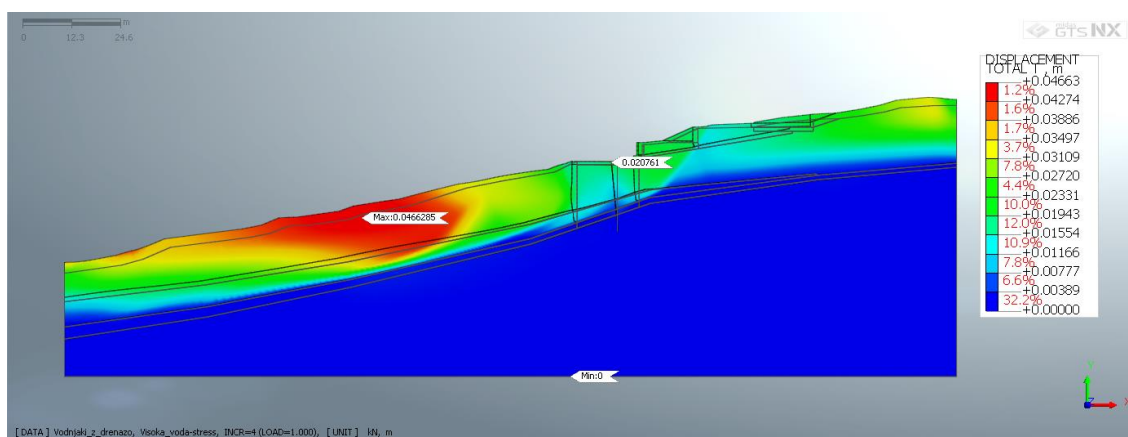
Na sliki 72 so prikazani računski pomiki pobočja za primer 2D analize z moznikom, ki je brez drenažne funkcije, ob maksimalnem računskem vodostaju, na sliki 73 pa kumulativni pomiki z dodano obtežbo na zaledju. Podobno so na slikah 74 in 75 prikazani računski pomiki pobočja v primeru sanacije z vodnjaki, ki uspešno drenirajo pobočje.



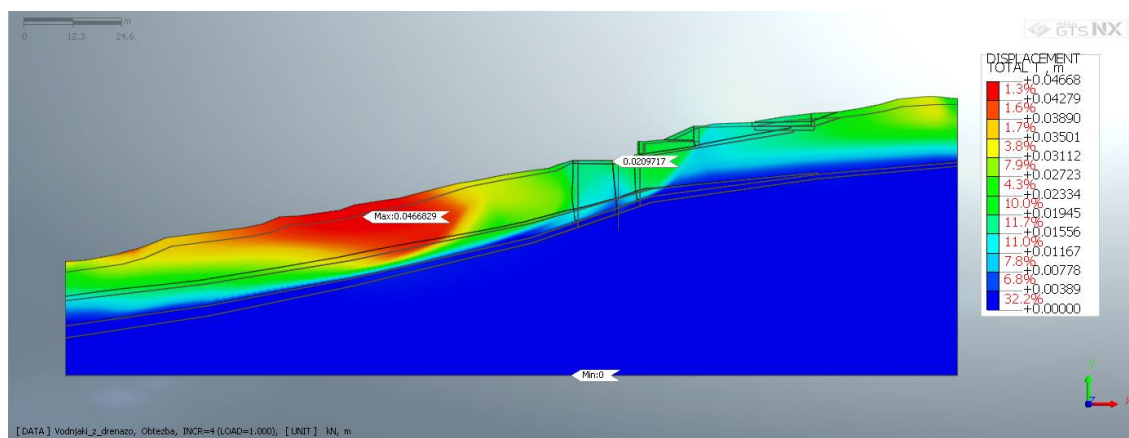
Slika 72: Polje pomikov U_{xy} pri izračunu z moznikom v fazi 6



Slika 73: Polje pomikov U_{xy} pri izračunu z moznikom v fazi 7



Slika 74: Polje pomikov U_{xy} pri izračunu z vodnjakom v fazi 6



Slika 75: Polje pomikov U_{xy} pri izračunu z vodnjakom v fazi 7

Poleg maksimalnih vrednosti pomikov pobočja in podporne konstrukcije so v preglednici 34 zapisani maksimalni horizontalni premiki podporne konstrukcije z drenažno funkcijo in brez drenaž.

Preglednica 34: Primerjava pomikov za primer sanacije z vodnjakom oziroma moznikom – 2D analiza

		Vodnjak		Moznik	
		Faza 6 – dvig vode	Faza 7 – obtežba zaledja	Faza 6 – dvig vode	Faza 7 – obtežba zaledja
Pobočje	$U_{xy,max}$ [mm]	46,62	46,68	304,39	305,20
AB podporna konstrukcija	$U_{x,max}$ [mm]	20,75	20,96	130,747	131,252
	$U_{xy,max}$ [mm]	20,76	20,97	130,751	131,256

Vidimo, da je vpliv obtežbe pri 2D analizi zelo majhen, saj je horizontalni pomik na vrhu vodnjaka zaradi dodane obtežbe na zaledju večji za 0,21 mm, na vrhu moznika pa za 0,505 mm. V primeru vodnjaka je pomik v fazi dodane obtežbe (faza 7) večji za 10,1 %, v primeru moznika pa je večji le za 3,9 % od horizontalnega pomika izračunanega v fazi povišanega vodostaja (faza 6). Pomik pobočja se zaradi dodane obtežbe v primeru izračuna z vodnjakom poveča za 0,06 mm, v primeru izračuna z moznikom pa za 0,81 mm. Iz preglednice 34 je razvidno, da je pomik v primeru moznika, ki ne drenira območja, v fazi povišanega vodostaja (faza 6) večji za 6,3x glede na pomik vodnjaka. V primeru dodane obtežbe na zaledju (faza 7) pa je pomik moznika večji za 6,26x od pomika vodnjaka. Maksimalni pomik pobočja je v primeru računa z moznikom za 6,53x večji od pomika pobočja izračunanega pri modelu z vodnjakom.

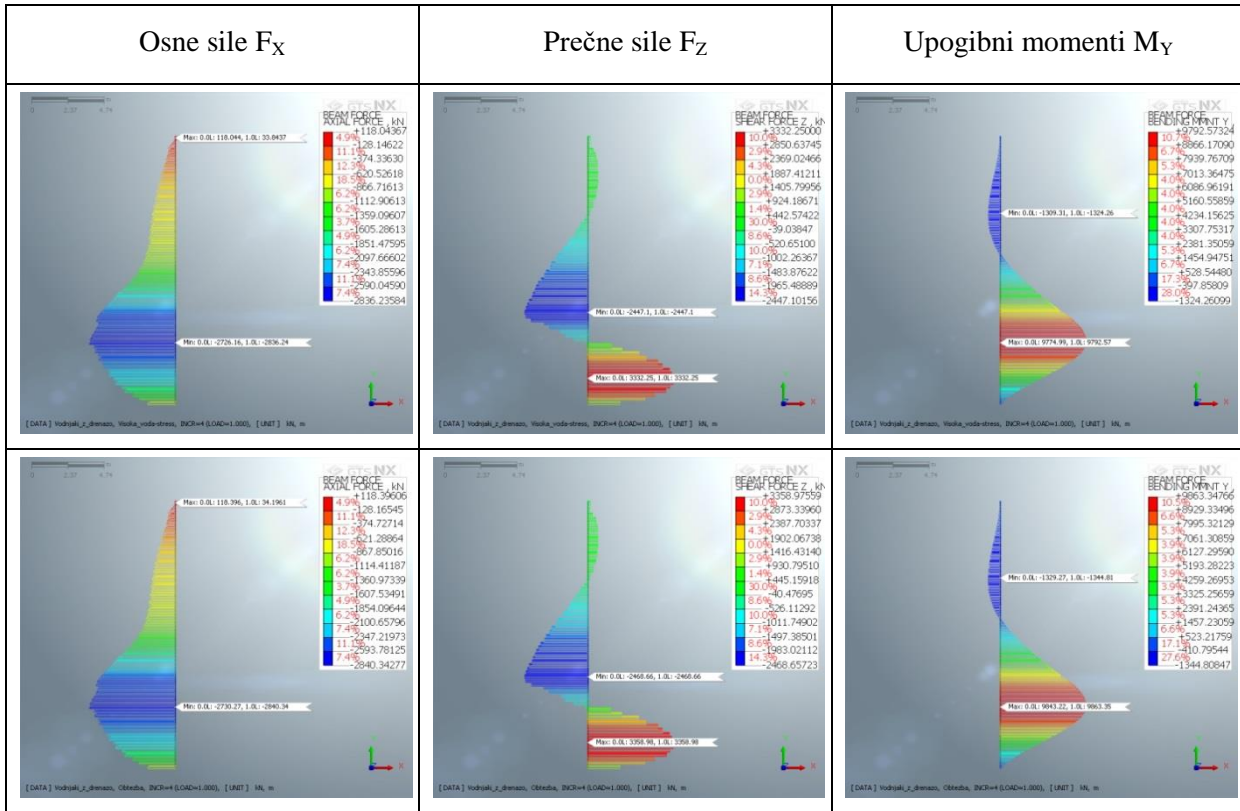
5.6.1.3 Notranje statične količine v konstrukciji

Pri 2D analizi je AB vodnjak modeliran kot linijski element z ustreznim geometrijskim prerezom. Notranje statične količine v linijskih elementih so:

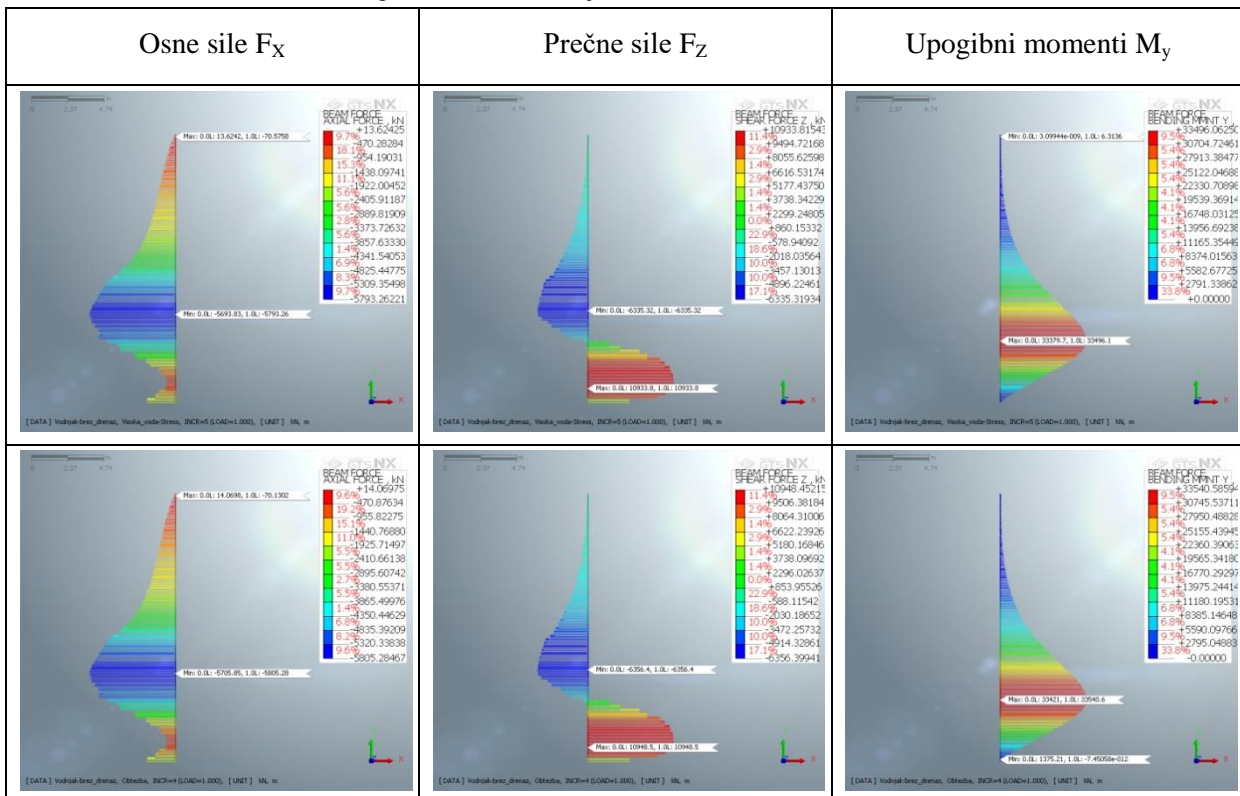
$$\{F\} = \{F_x, F_z, M_y\} \quad (21)$$

Notranje statične količine v primeru izračuna z vodnjakom so prikazane na slikah v preglednici 35, v primeru izračuna z moznikom pa v preglednici 36.

Preglednica 35: Notranje statične količine v vodnjaku



Preglednica 36: Notranje statične količine v mozniku



Preglednica 37: Primerjava notranjih statičnih količin vodnjaka in moznika pri 2D analizi

		$F_{x,min}$ [kN]	$F_{z,max}$ [kN]	$F_{z,min}$ [kN]	$M_{y,max}$ [kNm]	$M_{y,min}$ [kNm]
Moznik	faza 6	-5793,26	10933,82	-6335,32	33496,10	0,00
	faza 7	-5805,28	10948,45	-6356,40	33540,59	0,00
Vodnjak	faza 6	-2836,23	3332,25	-2447,10	9792,60	-1324,30
	faza 7	-2840,34	3358,98	-2468,66	9863,35	-1344,81
Faktor – faza 7 Moznik / vodnjak		2,04	3,26	2,57	3,40	/
Faktor – vodnjak faza 7 / faza 6		1,0015	1,009	1,009	1,007	1,0155

V konstrukcijski fazi z dodano obtežbo na zaledju (faza 7) je tlačna osna sila pri mozniku za 2,04x večja od sile izračunane pri analizi z vodnjakom, maksimalna strižna sila za 3,26 x, minimalna strižna sila za 2,57x in maksimalen upogibni moment za 3,40x. Vidimo, da so obremenitve v primeru, ko drenaž ni, bistveno večje kot v primeru z drenažami, zato je pomembno, da se pri sanacijah plazov izvede kvaliteten drenažni sistem, ki omogoča dobro in dolgotrajno dreniranje območja. Vpliv obtežbe na vrednost notranjih sil je v konkretnem primeru majhen. Pri izračunu z vodnjakom je tlačna osna sila zaradi dodatne obtežbe zaledja glede na vrednosti iz faze visoke vode večja za 1,5 ‰, maksimalna in minimalna prečna sila za 9,0 ‰, maksimalen upogibni moment za 7,0 ‰, minimalen upogibni moment pa za 15,5 ‰.

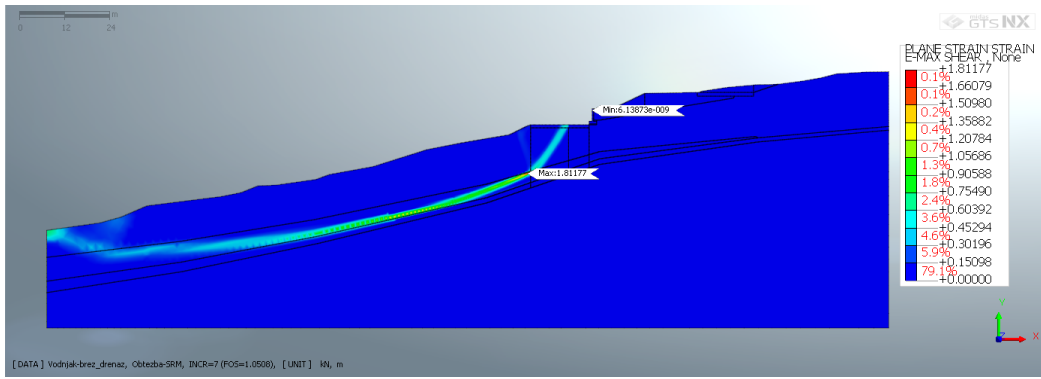
5.6.1.4 Analiza globalne stabilnosti sanacije – 2D model

V zadnjem računskem koraku z metodo redukcije strižnih karakteristik zemljin in hribine izračunamo faktor globalne stabilnosti. V prvem primeru je v računu upoštevan moznik in je nivo vode enak tistemu, ki smo ga upoštevali pri povratni stabilnostni analizi, kjer je faktor $F_{OS,povratna} = 1,01$. Pri enakem vodostaju je zaradi podporne funkcije moznika faktor globalne stabilnosti višji, in sicer $F_{OS,moznik} = 1,051$. Na sliki 76 vidimo maksimalne strižne deformacije, na sliki 77 pa polje pomikov U_{xy} v primeru zmanjšanja strižnih karakteristik zemljin in hribine za faktor 1,051.

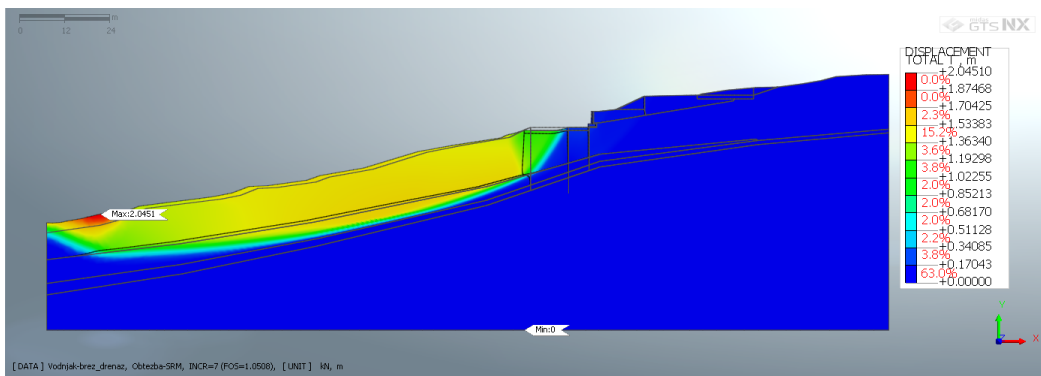
V primeru vodnjaka je zaradi drenaž nivo podtalne vode nižji kot pri računu z moznikom, faktor globalne stabilnosti pobočja pa je $F_{OS,vodnjak} = 1,169$. Na sliki 78 so prikazane maksimalne strižne deformacije, na sliki 79 pa polje pomikov U_{xy} v primeru zmanjšanja strižnih karakteristik zemljin in hribine za 1,169x.

S slik 76 do 79 je razvidno, da se kritična drsina pojavi v pobočju pod vodnjakom oziroma moznikom.

- **Moznik**

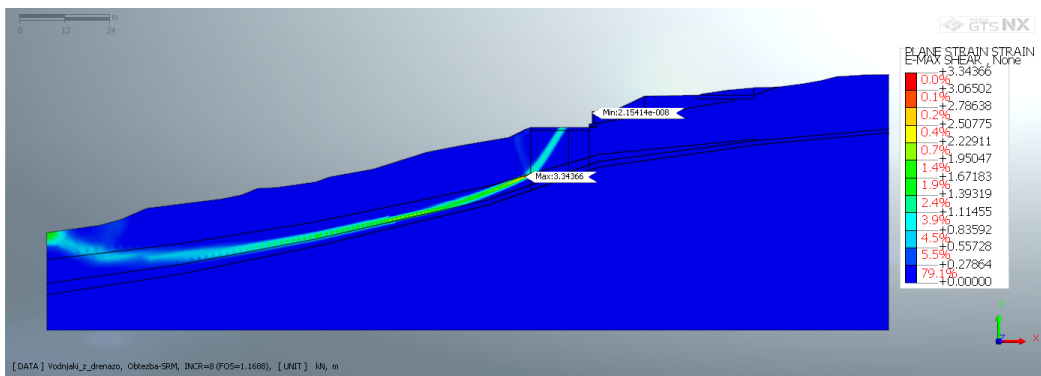


Slika 76: Maksimalne strižne deformacije pri izračunu z moznikom – $F = 1,051$

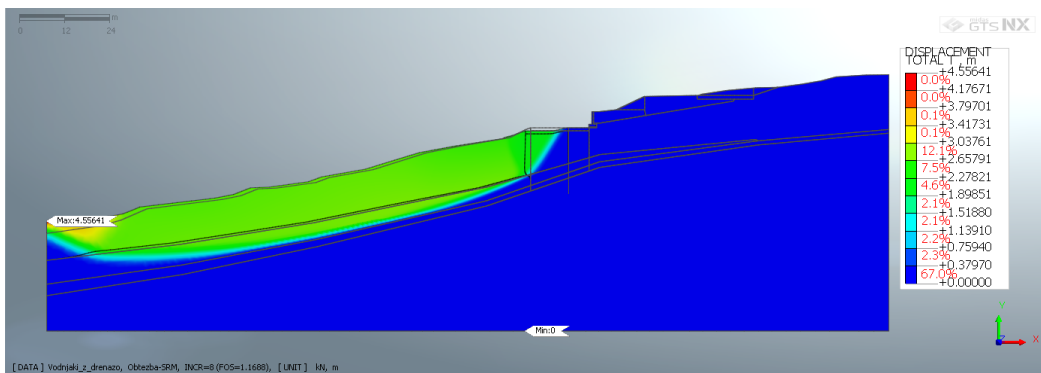


Slika 77: Polje pomikov U_{xy} pri izračunu z moznikom – $F = 1,051$

• **Vodnjak**

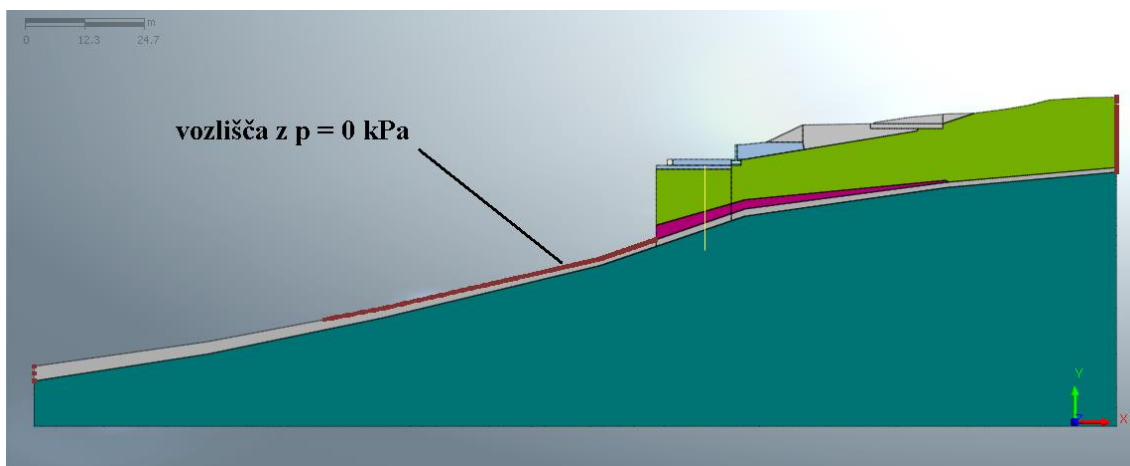


Slika 78: Maksimalne strižne deformacije pri izračunu z vodnjakom – $F = 1,169$



Slika 79: Polje pomikov U_{xy} pri izračunu z vodnjakom – $F = 1,169$

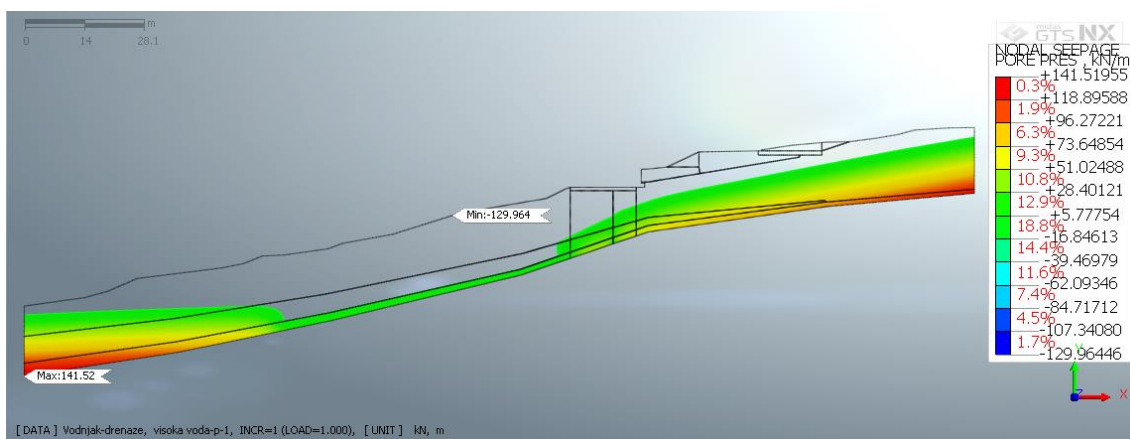
Sanacija z vodnjakom ne zadovolji zahtevam za faktor globalne stabilnosti iz EC 7, $F_{OS} \geq 1,25$, zato smo izračunali še faktor globalne stabilnosti v primeru drenaže v pobočju pod vodnjakom. Na sliki 80 je prikazana modelirana globoka drenaža v pobočju, kjer smo vozliščem določili vrednost pornih tlakov $p = 0$ kPa.



Slika 80: Drenaža v pobočju pod vodnjakom ($p = 0$ kPa) – 2D model

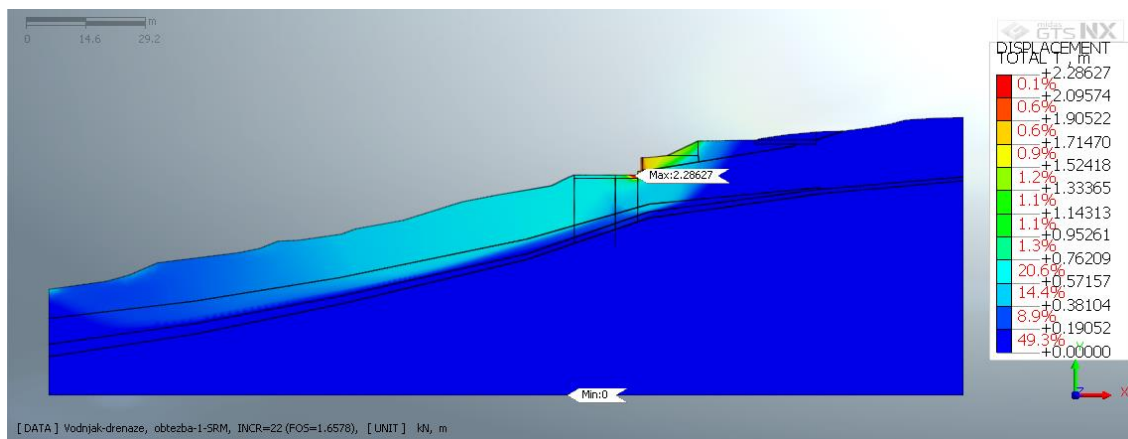
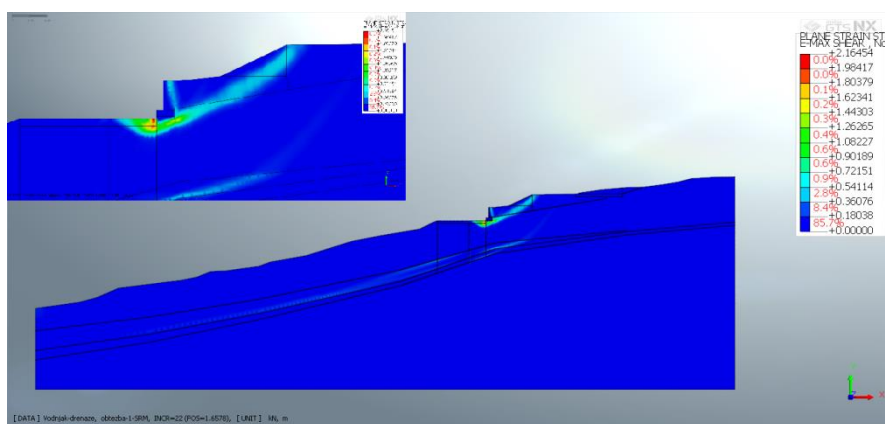
- **Vodnjak z globoko drenažo v pobočju**

Na sliki 81 so prikazani porni tlaki v primeru sanacije z vodnjakom in globoko drenažo. V tem primeru se moramo zavedati, da je drenaža v izračunu upoštevana za celoten pas širine 18,9 m.



Slika 81: Porni tlaki pri izračunu z vodnjakom in globoko drenažo

Faktor globalne stabilnosti v primeru vodnjaka z globoko drenažo v pobočju zadosti pogoju iz EC7, $F_{OS} = 1,658 \geq 1,25$. Na sliki 82 je prikazano polje pomikov U_{xy} , na sliki 83 pa maksimalne strižne deformacije pri izračunu faktorja globalne stabilnosti.

Slika 82: Polje pomikov U_{xy} pri izračunu z vodnjakom in globoko drenažo v pobočju – $F = 1,658$ Slika 83: Maksimalne strižne deformacije pri izračunu z vodnjakom in globoko drenažo v pobočju – $F = 1,658$

V preglednici 38 primerjamo izračunane faktorje globalne stabilnosti za moznik, vodnjak in vodnjak z globoko drenažo v pobočju pod vodnjaki. Faktor globalne stabilnosti je pri izračunu z vodnjakom večji za 11,2 % glede na faktor globalne stabilnosti izračunan z moznikom. Faktor globalne stabilnosti v primeru globoke drenaže pa je za 41,8 % večji kot v primeru, ko upoštevamo samo vodnjak brez globoke drenaže in za 57,8 % v primeru, ko upoštevamo moznik. Modeliranje linijske drenaže v 2D modelu ni primerno, saj robni pogoj $p = 0$ kPa velja za celoten pas širine 18,9 m. Za simulacijo vpliva globoke drenaže na porne tlake in faktor globalne stabilnosti je nujen izračun s 3D analizo.

Preglednica 38: Primerjava faktorjev globalne stabilnosti – 2D analiza

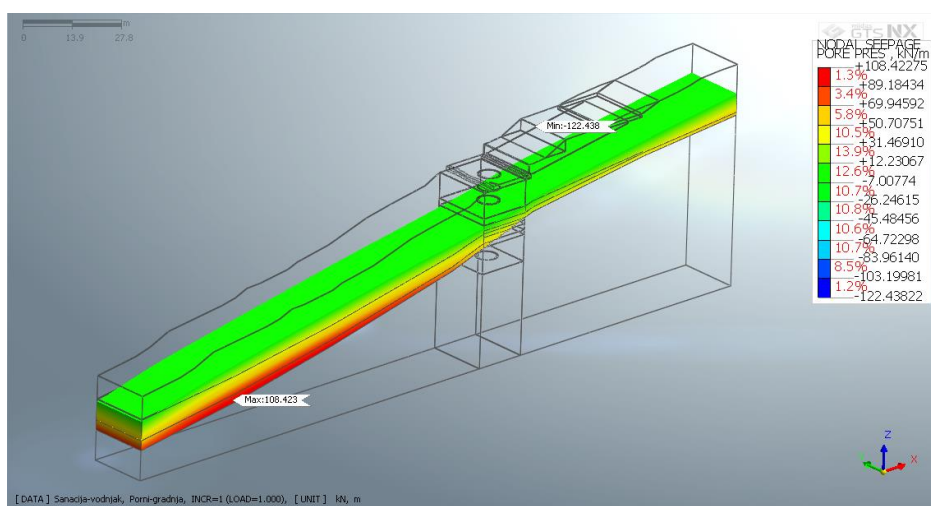
Opis	Faktor globalne stabilnosti F_{OS}
Moznik	1,051
Vodnjak	1,169
Vodnjak + globoka drenaža v pobočju	1,658

5.6.2 Rezultati 3D analize

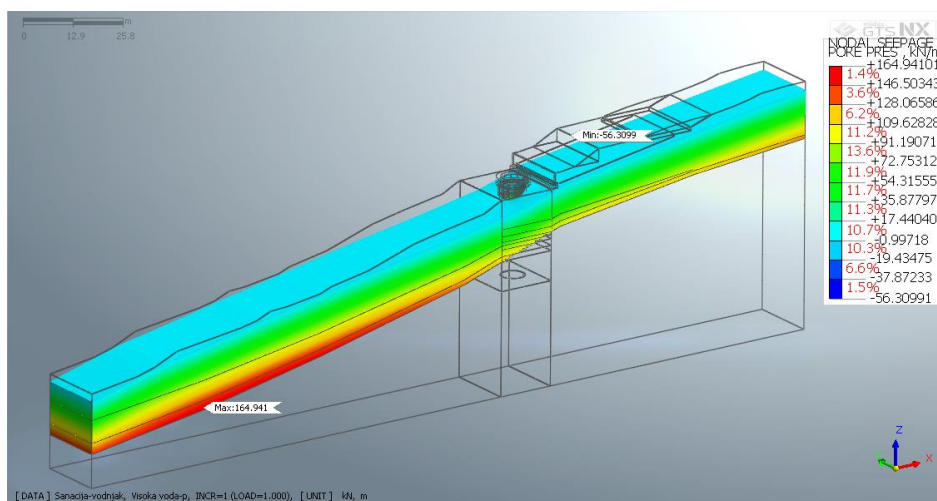
5.6.2.1 Zemeljski in porni pritiski

Enako kot pri 2D, nas tudi pri 3D analizi zanimajo porni tlaki za celotno območje, vključeno v računsko analizo. Porni tlaki v času gradnje (normalni nivo podzemne vode) so prikazani na sliki 84, kjer maksimalna vrednost pornega tlaka znaša $p = 108,4$ kPa. Slika 85 prikazuje izračunane porne tlake v primeru sanacije z moznikom, kjer maksimalni porni tlaki pri povišanem vodostaju znašajo 166,7 kPa in se pojavijo v spodnjem delu plazu kot prikazuje slika. Pri vodnjaku pa je zaradi učinka drenaž, maksimalna vrednost pornih tlakov pri povišanem nivoju vode manjša, in sicer $p = 157,3$ kPa. S slike 86 je razvidno, da so porni tlaki pri izračunu z vodnjakom manjši v okolici vodnjaka, kot tudi na celotnem modeliranem območju. V preglednici 39 so natančneje prikazani porni tlaki okoli vodnjaka in moznika.

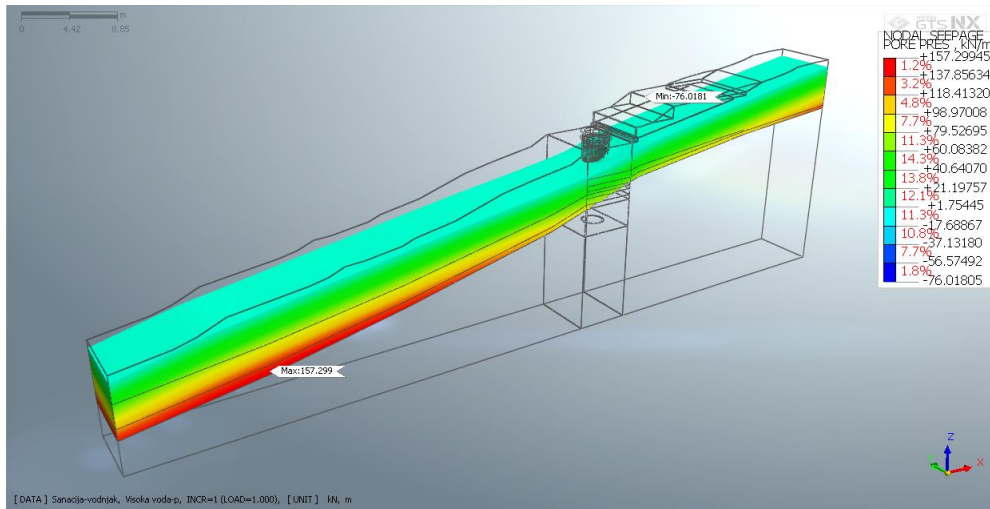
Drenaže pri 3D analizi modeliramo na enakih višinah kot pri 2D analizi, vendar so pri 3D modelu točkovni ponori ($p = 0$ kPa) definirani v končnih vozliščih na stiku zemljine in AB obloge, kot je prikazano na sliki 61.



Slika 84: Porni tlaki v času gradnje – 3D model (normalni nivo vode)



Slika 85: Porni tlaki v primeru povišanega vodostaja pri mozniku – 3D model



Slika 86: Porni tlaki v primeru povišanega vodostaja pri vodnjaku – 3D model

Pri 3D modelu je napetostno deformacijsko stanje bližje stanju, ki se vzpostavi v naravi, kot pri 2D modelu. Za prikaz rezultatov so v programu na voljo orodja s katerimi izrišemo diagrame ali izpišemo preglednice z vrednostmi izbranih količin za posamezne končne elemente. V preglednici 39 so prikazani diagrami efektivnih horizontalnih napetosti in pornih tlakov okoli vodnjaka ter moznika za stanje po končani izvedbi podporne konstrukcije (faza 7), za primer visokega nivoja podtalnih voda (faza 9) in za primer dodane obtežbe na zaledju (faza 10).

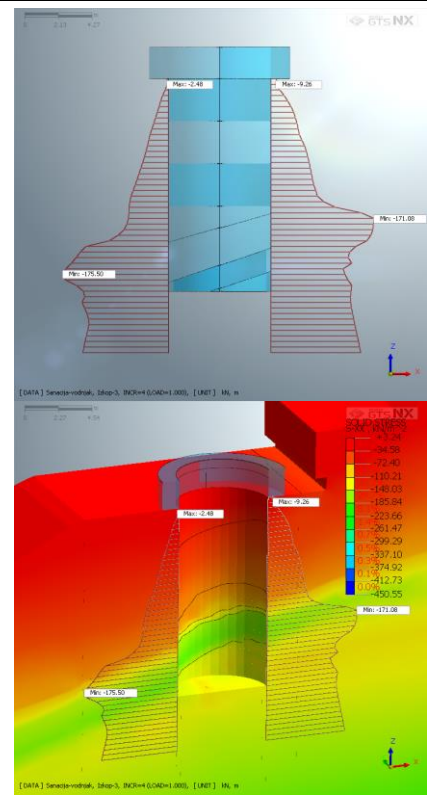
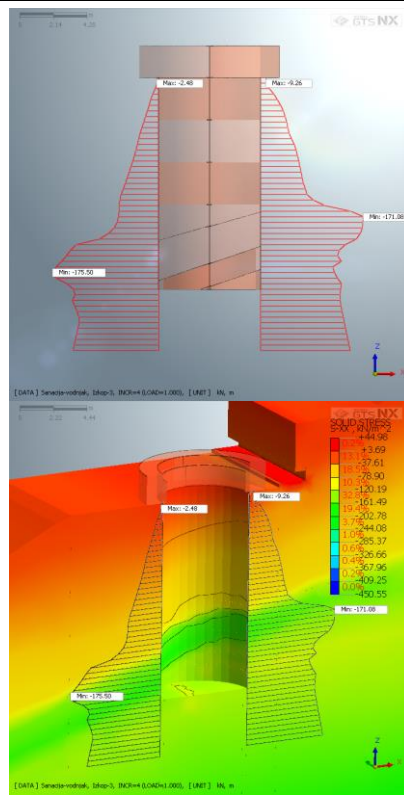
Preglednica 39: Primerjava horizontalnih pritiskov na AB oblogo vodnjaka in moznika pri 3D analizi

	Vodnjak	Moznik
Porni tlaki (faza 9) [kN/m ²]		

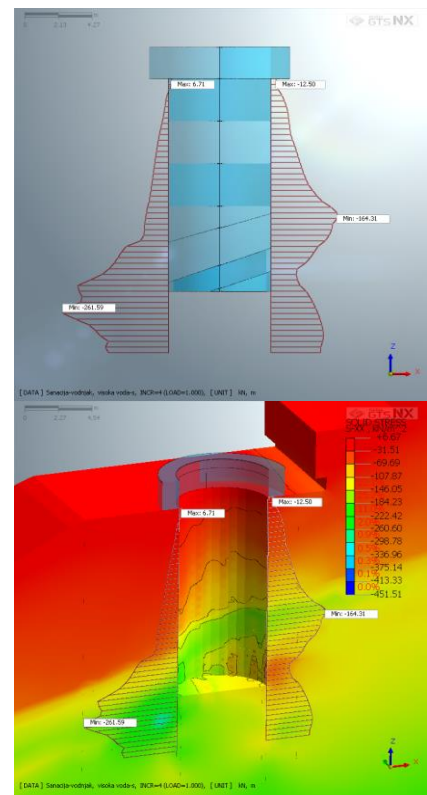
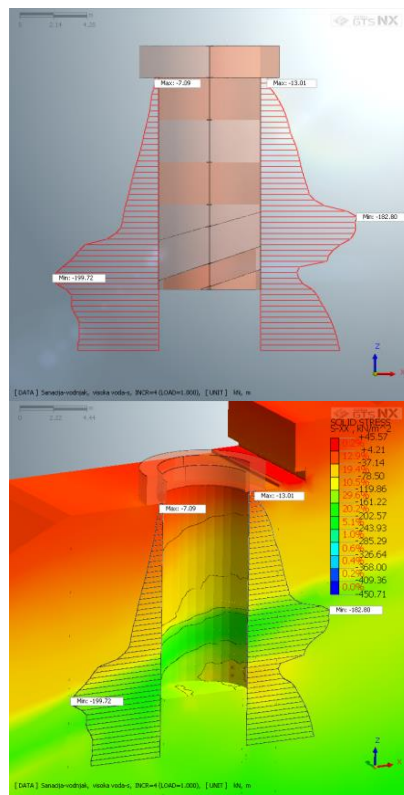
se nadaljuje...

...nadaljevanje preglednice 39

Efektivne horizontalne
 napetosti σ_{xx}' (faza 7)
 [kN/m²]

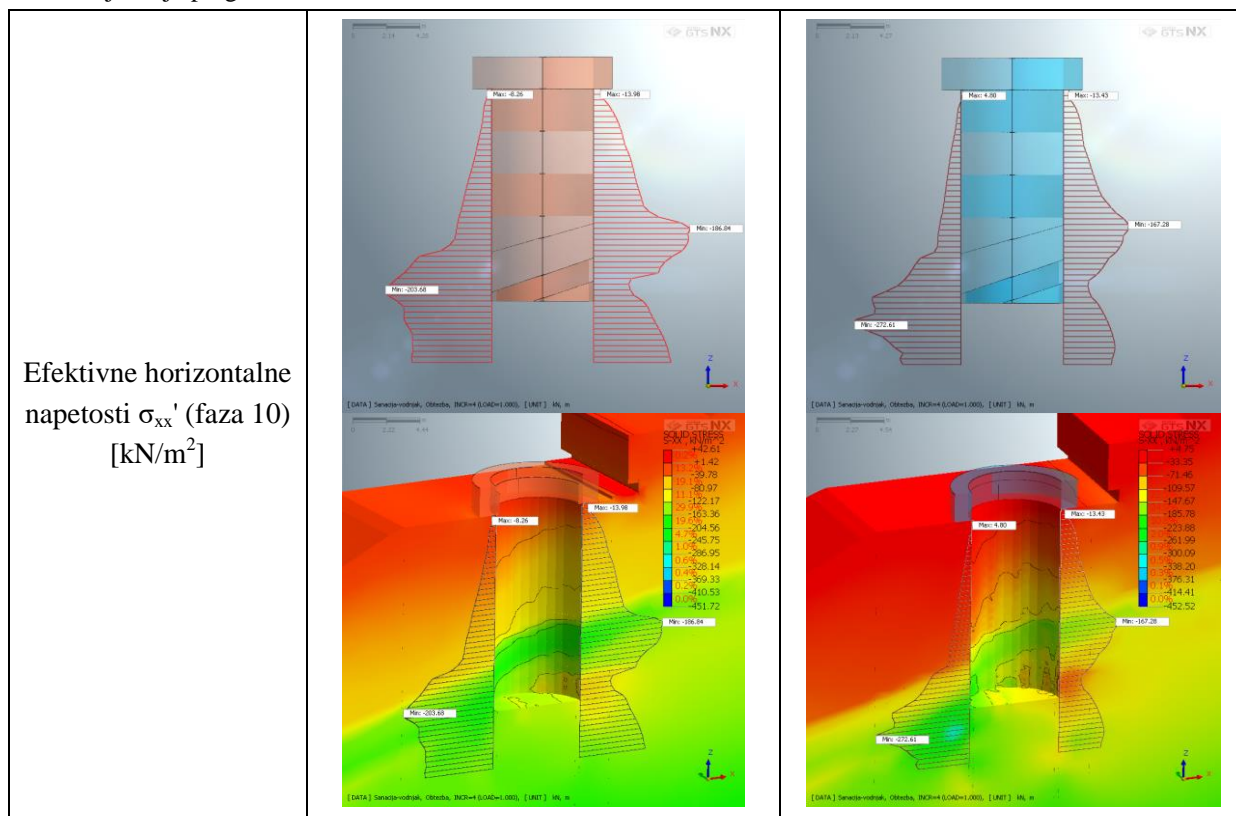


Efektivne horizontalne
 napetosti σ_{xx}' (faza 9)
 [kN/m²]



se nadaljuje...

...nadaljevanje preglednice 39



V preglednici 40 so zapisane ekstremne vrednosti efektivnih horizontalnih napetosti na armiranobetonsko oblogo vodnjaka in moznika. Na zaledni strani znaša ekstremna vrednost efektivnih horizontalnih napetosti na steno v primeru računa z moznikom za fazo dodane obtežbe na zaledju 167,3 kPa, v primeru vodnjaka, ki dobro drenira podzemne vode, pa 186,8 kPa. Pasivni pritiski, ki se vzpostavijo na spodnji strani, so večji pri izračunu z moznikom, in sicer znaša ekstremna vrednost pasivnega odpora 272,6 kPa, pri izračunu z vodnjakom pa 203,7 kPa. Ekstremna vrednost aktivnih zemeljskih pritiskov na AB oblogo vodnjaka se ob dodani obtežbi na zaledju poveča s 182,8 kPa na 167,3 kPa, v primeru računa z moznikom pa s 164,3 kPa na 167,3 kPa. Ekstremna vrednost pasivnih pritiskov na AB oblogo vodnjaka se v primeru dodane obtežbe na zaledju poveča s 199,7 kPa na 203,7 kPa, pri mozniku pa se pasivni zemeljski pritiski povečajo s 261,6 kPa na 272,6 kPa.

Porni tlaki so v primeru moznika, tik nad neprepustno hribino, približno 2x večji kot pri izračunu z vodnjakom.

Preglednica 40: Vrednosti pornih tlakov in ekstremnih efektivnih napetosti σ_{xx}' na zaledni in spodnji strani

	Vodnjak [kN/m ²]		Moznik [kN/m ²]	
	Spodaj	Zgoraj	Spodaj	Zgoraj
Porni tlaki (faza 9)	55,5	48,7	98,0	103,4
σ_{xx}' (faza 7)	175,5	171,1	175,5	171,1
σ_{xx}' (faza 9)	199,7	182,8	261,6	164,3
σ_{xx}' (faza 10)	203,7	186,8	272,6	167,3

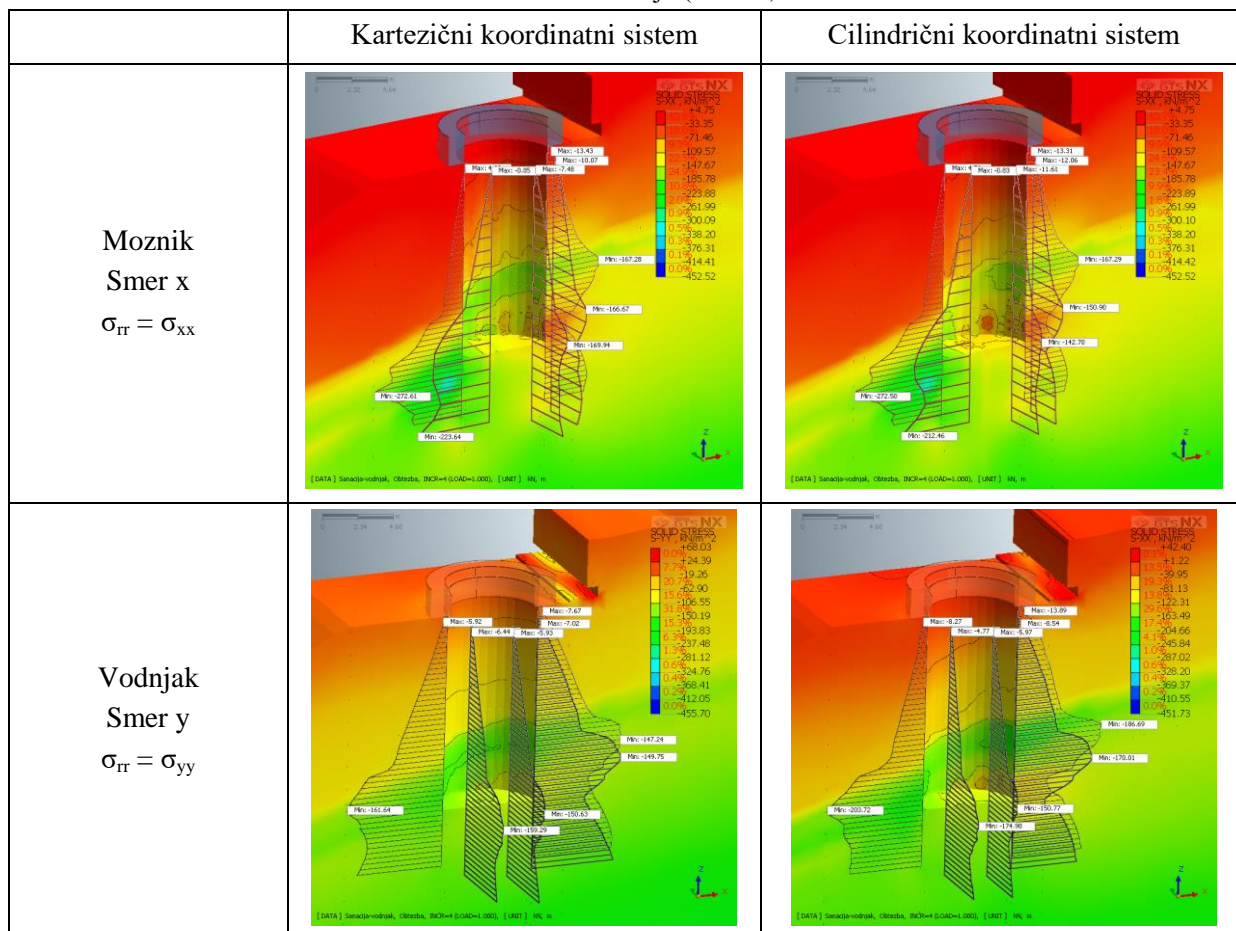
Pritiski v smeri pravokotno na armirano betonsko oblogo so prikazani v preglednici 41 glede na cilindrični koordinatni sistem z izhodiščem v središču vodnjaka oziroma moznika.

Preglednica 41: Efektivni horizontalni pritiski na AB oblogo vodnjaka in moznika v fazi dodane obtežbe (faza 10)

Cilindrični koordinatni sistem	Vodnjak (faza 10)	Moznik (faza 10)
Efektivne horizontalne napetosti σ_{rr}' [kN/m ²]		
Porni tlaki [kN/m ²]		
Totalne horizontalne napetosti σ_{rr} [kN/m ²]		

Za primerjavo so v preglednici 42 prikazane horizontalne napetosti za primer kartezičnega in cilindričnega koordinatnega sistema, v katerem izpišemo napetosti v zemljini pravokotno na steno vodnjaka oziroma moznika. Napetosti cilindričnega in kartezičnega koordinatnega sistema se skladajo v dveh medsebojno pravokotnih oseh, in sicer v smeri x skozi središče moznika je $\sigma_{rr} = \sigma_{xx}$ na zaledni strani in spodaj, v smeri osi y skozi središče moznika pa je $\sigma_{rr} = \sigma_{yy}$ na bokih vodnjaka oziroma moznika.

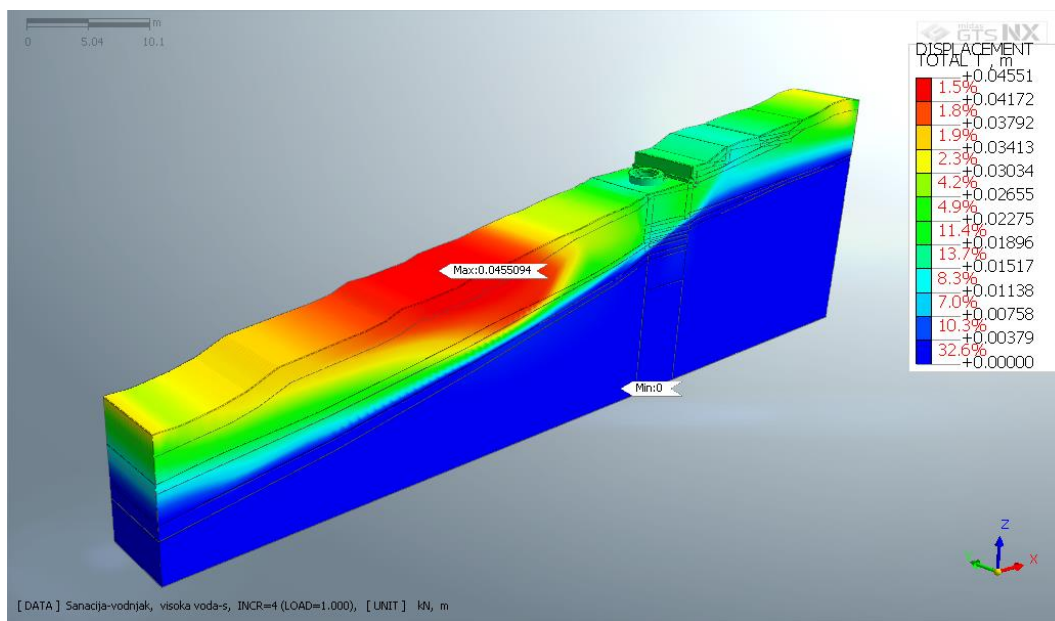
Preglednica 42: Primerjava napetosti okoli vodnjaka glede na izbiro koordinatnega sistema v fazi dodatne obtežbe na zaledju (faza 10)



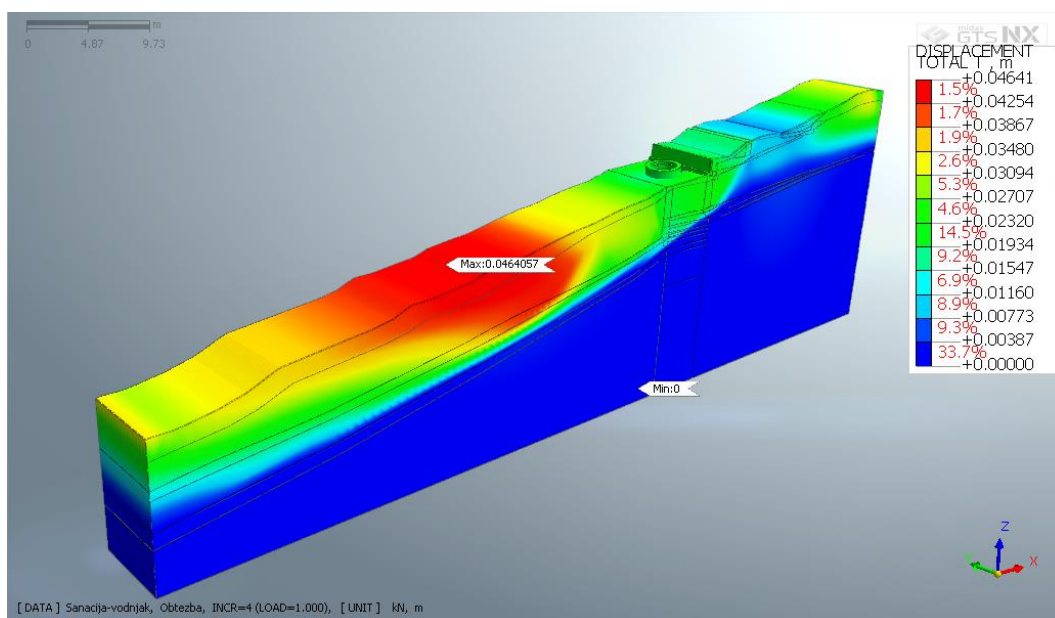
5.6.2.2 Pomiki – 3D analiza

- **Vodnjak**

Za primer izračuna z vodnjakom so na sliki 87 prikazani pomiki ob povišanem vodostaju, na sliki 88 pa so prikazani kumulativni pomiki po dodani obtežbi na zaledju.



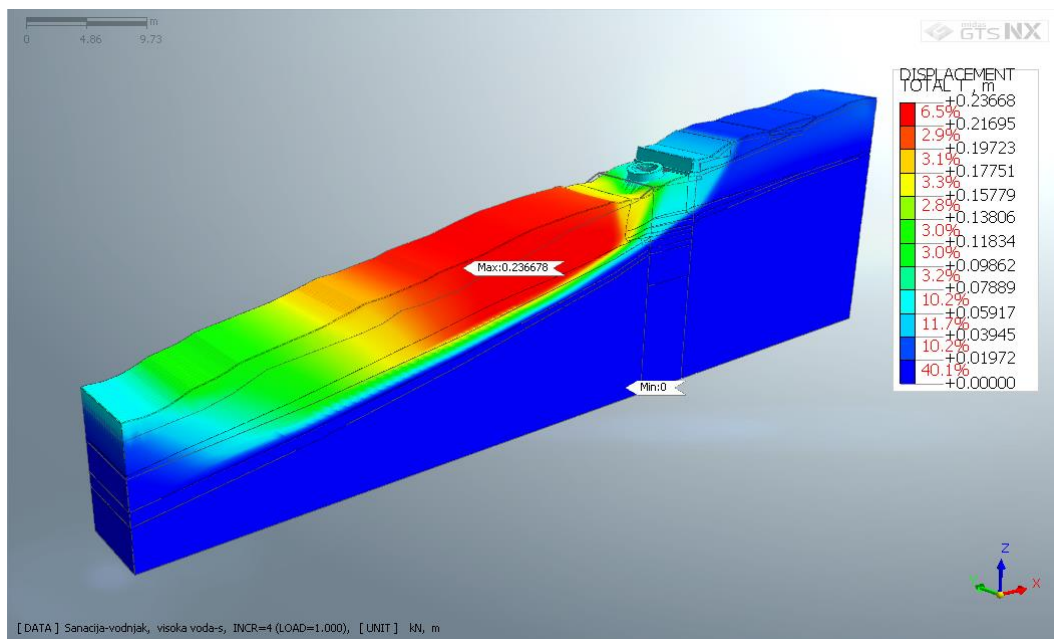
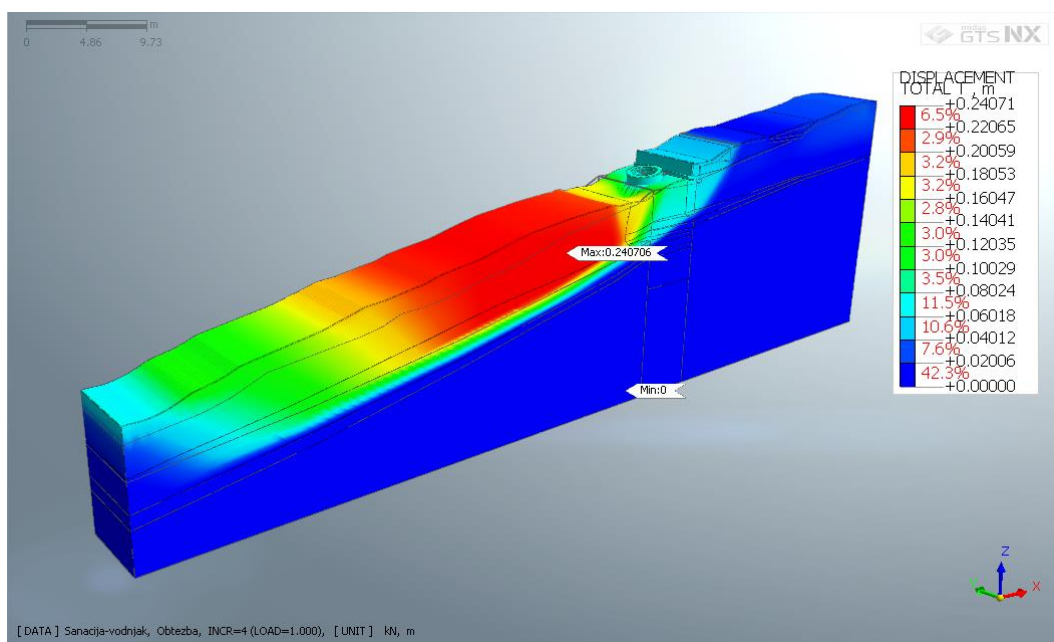
Slika 87: Polje pomikov U_{xyz} pri izračunu z vodnjakom (faza 9)



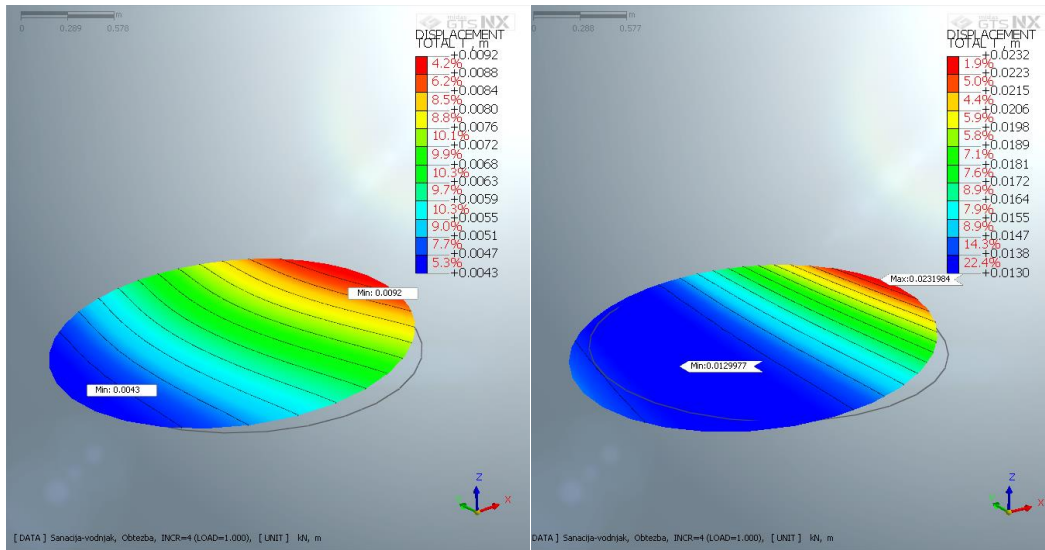
Slika 88: Polje pomikov U_{xyz} pri izračunu z vodnjakom (faza 10)

- **Moznik**

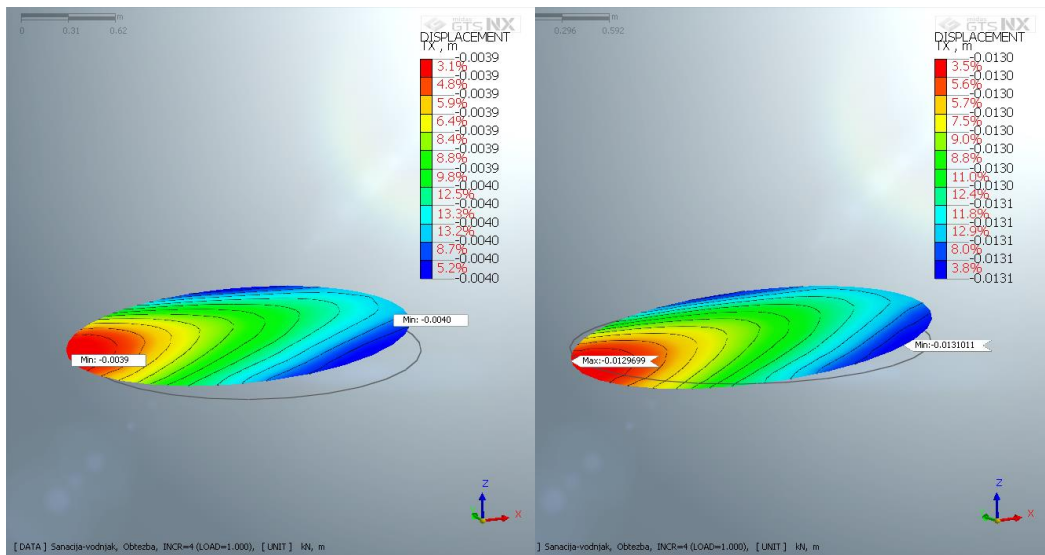
Slika 89 prikazuje pomike, izračunane za fazo zvišanega nivoja podzemnih voda za primer moznika, na sliki 90 pa so prikazani kumulativni pomiki v računski fazi dodane obtežbe.

Slika 89: Polje pomikov U_{xyz} pri izračunu z moznikom (faza 9)Slika 90: Polje pomikov U_{xyz} pri izračunu z moznikom (faza 10)

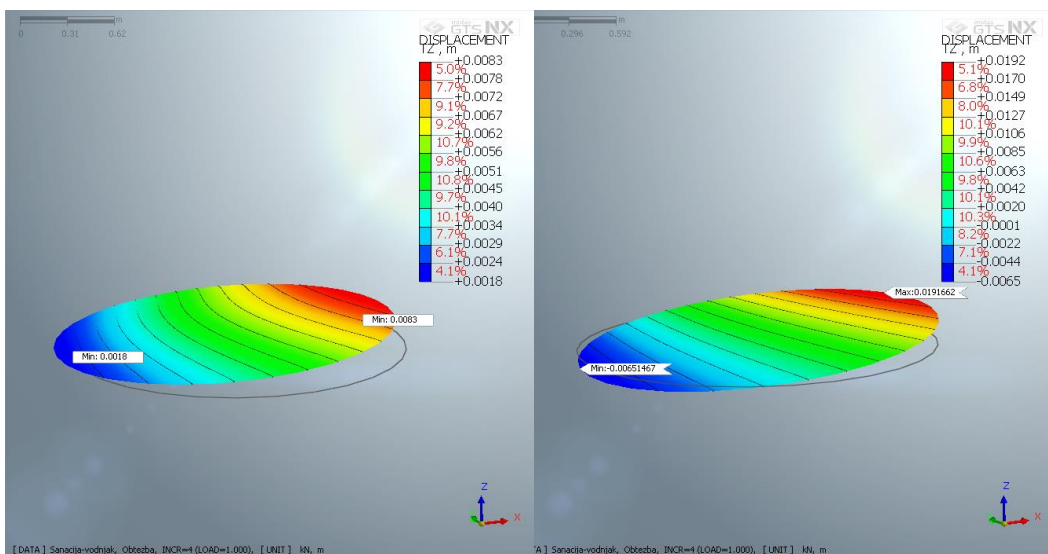
Na sliki 91 so prikazani pomiki talne plošče U_{xyz} , na sliki 92 pomiki plošče v smeri x in na sliki 93 pa pomiki plošče v smeri z za fazo dodatne obtežbe na zaledju. Armiranobetonska talna plošča podporne konstrukcije se v horizontalni smeri pomakne za 4 mm pri izračunu z vodnjakom in 13 mm pri izračunu z moznikom. V vertikalni smeri se v primeru vodnjaka na zaledni strani plošča dvigne za 8,3 mm in na spodnji strani za 1,8 mm. Pri mozniku pa se zaledni del plošče dvigne za 19,2 mm, spodnji rob pa posede za 6,5 mm.



Slika 91: Pomiki U_{xyz} AB talne plošče vodnjaka (levo) in moznika (desno)

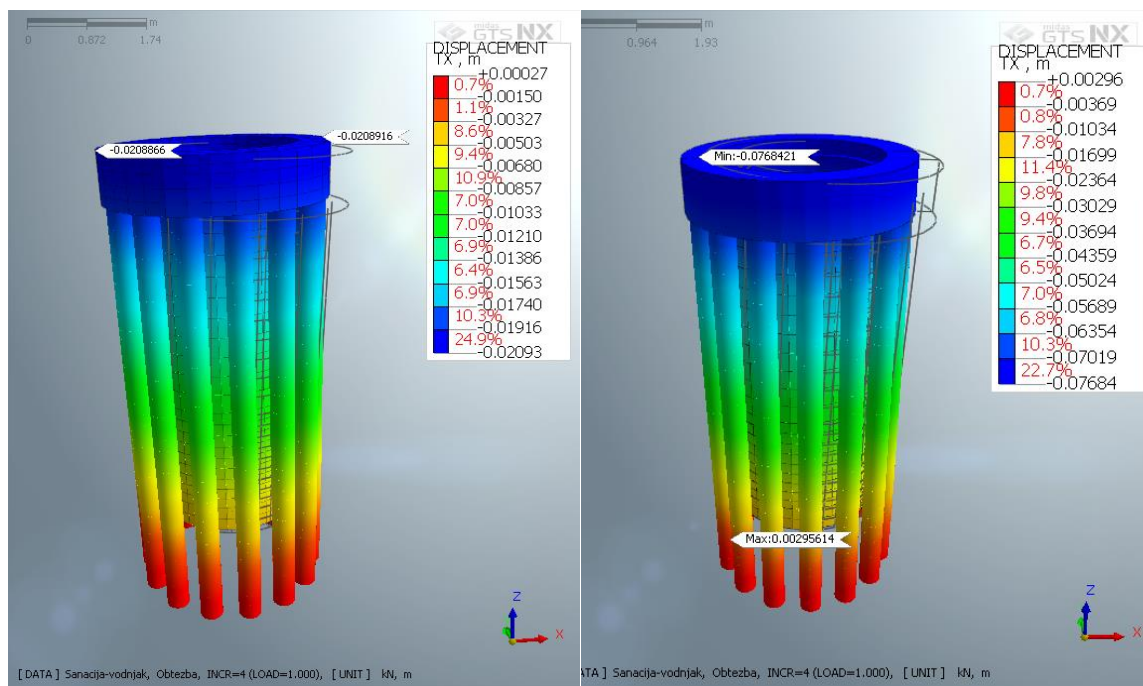


Slika 92: Pomiki U_x AB talne plošče vodnjaka (levo) in moznika (desno)



Slika 93: Pomiki U_z AB talne plošče vodnjaka (levo) in moznika (desno)

Na sliki 94 so prikazani pomiki vodnjaka in moznika v smeri x ob upoštevanju obtežbe na zaledju. Pomiki moznika so večji za 3,68 krat od pomikov, izračunanih pri vodnjaku, kjer zaradi drenažne funkcije vodnjaka preprečimo porast nivoja podzemnih voda pri intenzivnejših in dolgotrajnih padavinah ter povečamo stabilnost celotnega pobočja.



Slika 94: Pomiki U_x vodnjaka (levo) in moznika (desno) v fazi 10

V preglednici 43 so zapisane ekstremne vrednosti pomikov pobočja in podporne konstrukcije za primer upoštevanja drenaž (vodnjak) in primer, ko drenaž ni oziroma ne omogočajo uspešnega izcejanja podzemnih voda s pobočja (moznik). Pri 3D analizi so razlike pomikov med fazo povišanja nivoja podtalne vode na maksimalen računski nivo (faza 9) in fazo 10, kjer dodatno obremenimo zaledje s površinsko obtežbo, večje kot pri 2D analizi. Pomik vodnjaka se z dodatno obremenitvijo zaledja poveča za 3,0 mm, pomik moznika pa za 5,73 mm.

Preglednica 43: Primerjava pomikov vodnjaka in moznika – 3D model

		Vodnjak		Moznik	
		dvig vode (faza 9)	obtežba (faza 10)	dvig vode (faza 9)	obtežba (faza 10)
Pobočje	$T_{xyz,max}$ [mm]	45,51	46,41	236,68	240,71
Podporna konstrukcija	$T_{x,max}$ [mm]	17,89	20,89	71,11	76,84

5.6.2.3 Notranje statične količine v konstrukciji

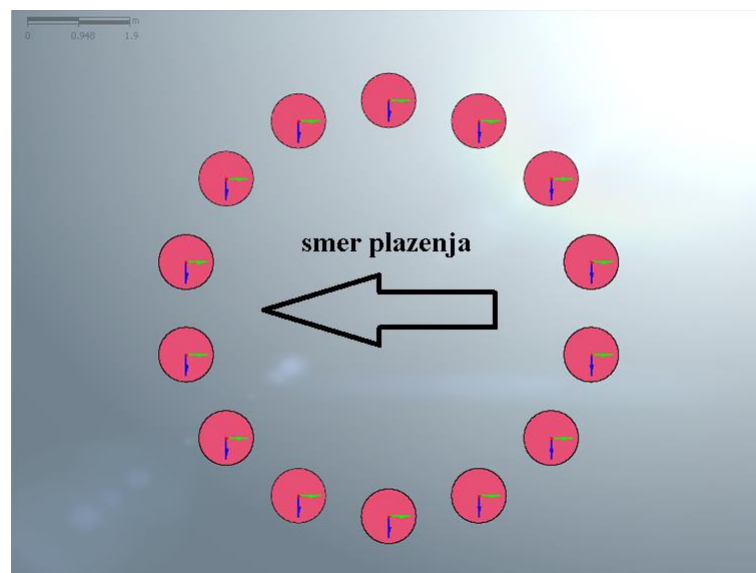
V poglavju 5.6.2.3 so prikazane vrednosti notranjih statičnih količin za primer izračuna z moznikom oziroma vodnjakom ter razlike med njimi. Projektne vrednosti notranjih statičnih količin za dimenzioniranje konstrukcijskih elementov podporne konstrukcije, so določene v poglavju 5.8.

- **Obremenitev pilotov**

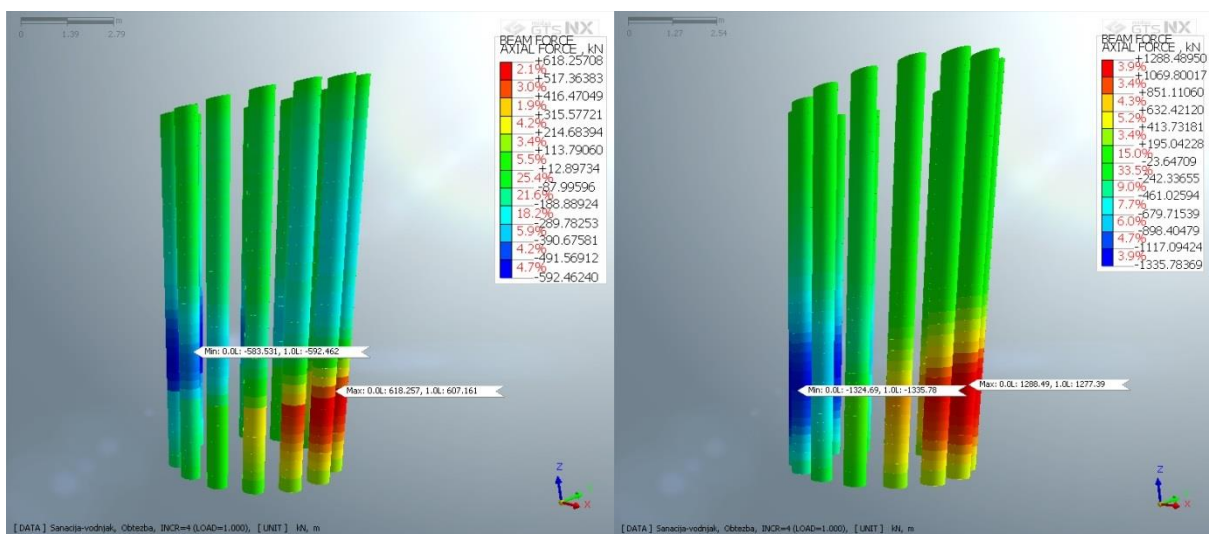
Koordinatni sistemi končnih elementov za izpis notranjih sil v pilotih so prikazani na sliki 95. Lokalna koordinatna os y linijskih končnih elementov pilotov je orientirana v smeri plazenja. Pri 3D analizi so notranje statične količine v pilotih sledeče:

$$\{F\} = \{F_x, F_y, F_z, M_y, M_z\} \quad (22)$$

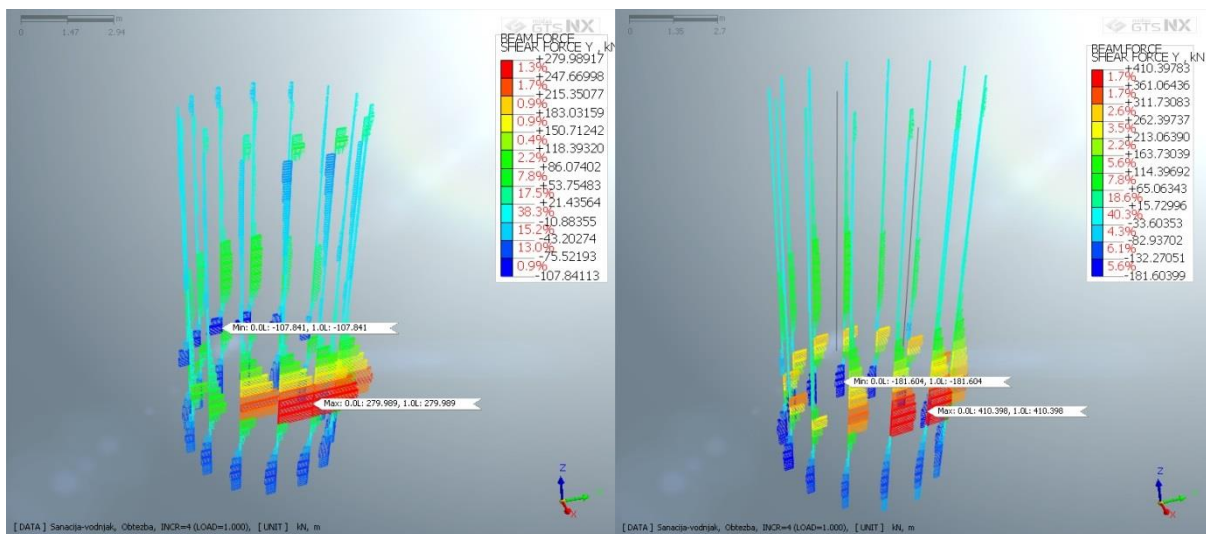
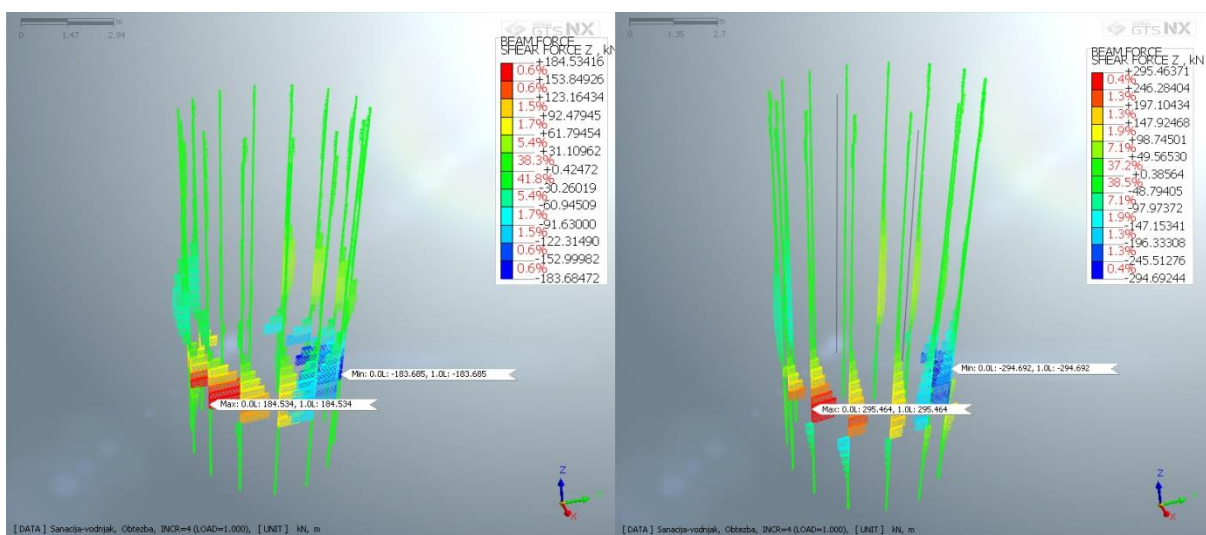
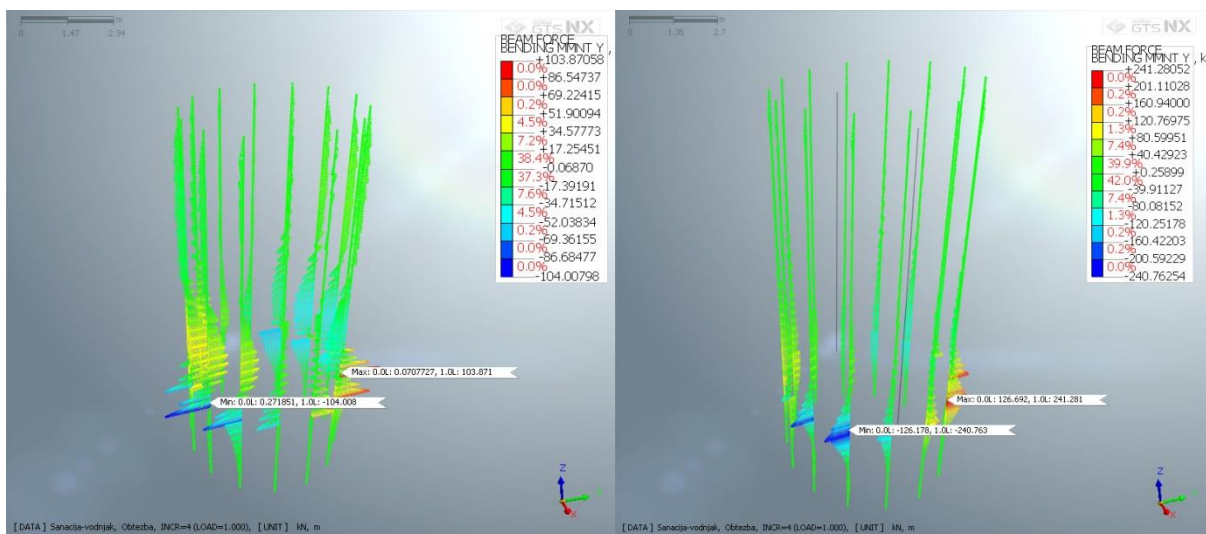
Osne sile v pilotih vodnjaka in moznika so prikazane na sliki 96. Prečne sile v smeri y lokalnega koordinatnega sistema linijskih elementov pilota so prikazane na sliki 97, prečne sile v smeri z pa na sliki 98. Upogibni momenti M_y so izpisani na sliki 99, M_z pa na sliki 100. Notranje statične količine izpisane na slikah 96 do 100 so iz faze dodatne obtežbe na zaledju.

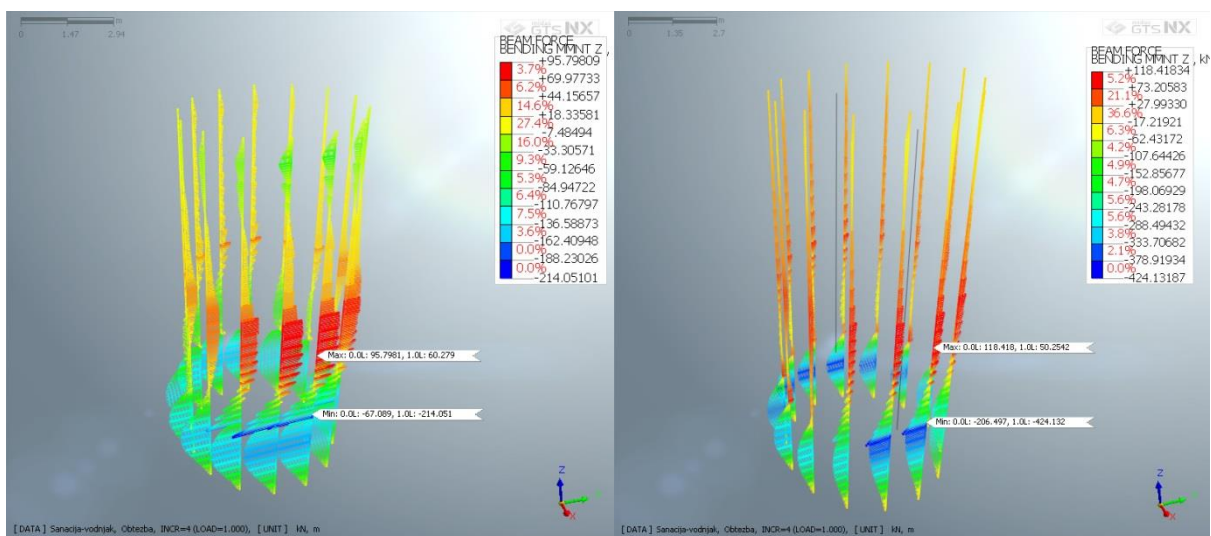


Slika 95: Koordinatni sistemi končnih elementov pilotov



Slika 96: Osne sile F_x v pilotih vodnjaka (levo) in moznika (desno)

Slika 97: Prečna sila F_y v pilotih vodnjaka (levo) in moznika (desno)Slika 98: Prečna sila F_z v pilotih vodnjaka (levo) in moznika (desno)Slika 99: Upogibni moment M_y v pilotih vodnjaka (levo) in moznika (desno)



Slika 100: Upogibni moment M_z v pilotih vodnjaka (levo) in moznika (desno)

Zaradi toge povezave pomikov vozlišč pilotov in AB obloge dobimo zaradi vozliščnih sil "žagast" diagram upogibnih momentov v pilotih. Piloti in AB obloga so med seboj povezani, zato lahko pričakujemo, da do zdrsov med piloti in AB oblogo ne pride.

Notranje sile v pilotih smo izvozili v Excel, kjer smo določili posamezne ekstremne vrednosti notranjih sil in upogibnih momentov ter njihove pripadajoče notranje statične količine. V preglednicah 44 in 45 so prikazane vrednosti notranjih statičnih količin v pilotih za primer izračunov z upoštevanjem vodnjaka, v preglednicah 46 in 47 pa za primer izračunov z upoštevanjem moznika, za računsko fazo maksimalnega računskega nivoja podtalnih voda (faza 9) in dodane obtežbe na zaledju (faza 10).

Preglednica 44: Ekstremnih vrednosti notranjih statičnih količin v pilotih vodnjaka s pripadajočimi notranjimi silami in upogibnimi momenti (faza 9)

Vodnjak – visoka voda (faza 9)						
		$F_{x, \text{prip}}$ [kN]	$V_{y, \text{prip}}$ [kN]	$V_{z, \text{prip}}$ [kN]	$M_{y, \text{prip}}$ [kNm]	$M_{z, \text{prip}}$ [kNm]
$F_{x, \text{max}}$ [kN]	555,57	/	48,18	-1,38	-4,01	-116,84
$F_{x, \text{min}}$ [kN]	-543,88	/	12,07	4,91	-14,77	-38,61
$F_{y, \text{max}}$ [kN]	271,21	275,27	/	-94,69	-4,16	-29,01
$F_{y, \text{min}}$ [kN]	-113,84	-464,01	/	13,88	16,09	-47,96
$F_{z, \text{max}}$ [kN]	181,50	112,61	95,86	/	1,55	-26,59
$F_{z, \text{min}}$ [kN]	-180,65	112,59	95,76	/	-1,20	-26,92
$M_{y, \text{max}}$ [kNm]	58,93	-226,27	55,40	16,28	/	-62,30
$M_{y, \text{min}}$ [kNm]	-58,21	-225,75	55,48	-15,87	/	-62,47
$M_{z, \text{max}}$ [kNm]	91,16	-185,85	101,42	-39,87	-12,54	/
$M_{z, \text{min}}$ [kNm]	-153,68	497,71	-2,37	-2,18	-2,39	/

Preglednica 45: Ekstremne vrednosti notranjih statičnih količin v pilotih vodnjaka s pripadajočimi notranjimi silami in upogibnimi momenti (faza 10)

Vodnjak – obtežba (faza 10)						
		$F_{x, prip}$ [kN]	$V_{y, prip}$ [kN]	$V_{z, prip}$ [kN]	$M_{y, prip}$ [kNm]	$M_{z, prip}$ [kNm]
$F_{x, max}$ [kN]	618,26	/	56,05	0,45	-3,31	-109,33
$F_{x, min}$ [kN]	-583,53	/	-19,70	3,12	-17,29	-43,56
$F_{y, max}$ [kN]	279,99	315,70	/	-102,00	-3,23	-27,04
$F_{y, min}$ [kN]	-107,84	-522,80	/	13,27	17,18	-39,39
$F_{z, max}$ [kN]	184,53	129,95	89,84	/	0,27	-15,58
$F_{z, min}$ [kN]	-183,68	129,87	89,79	/	0,07	-15,90
$M_{y, max}$ [kNm]	60,28	-288,93	71,01	15,42	/	-49,52
$M_{y, min}$ [kNm]	-59,47	-288,38	71,09	-14,97	/	-49,70
$M_{z, max}$ [kNm]	95,80	-221,33	69,51	-29,18	-11,23	/
$M_{z, min}$ [kNm]	-157,11	520,40	-17,13	-2,39	-2,17	/

Preglednica 46: Ekstremne vrednosti notranjih statičnih količin v pilotih moznika s pripadajočimi notranjimi silami in upogibnimi momenti (faza 9)

Moznik – visoka voda (faza 9)						
		$F_{x, prip}$ [kN]	$V_{y, prip}$ [kN]	$V_{z, prip}$ [kN]	$M_{y, prip}$ [kNm]	$M_{z, prip}$ [kNm]
$F_{x, max}$ [kN]	1248,33	/	-9,70	52,58	85,60	-348,55
$F_{x, min}$ [kN]	-1259,37	/	19,85	-2,36	-28,97	6,07
$F_{y, max}$ [kN]	399,49	1049,74	/	-155,11	18,68	-106,96
$F_{y, min}$ [kN]	-176,18	-632,39	/	-10,44	-8,97	-194,91
$F_{z, max}$ [kN]	282,21	462,75	56,25	/	-15,77	14,67
$F_{z, min}$ [kN]	-281,41	462,00	56,07	/	16,10	14,40
$M_{y, max}$ [kNm]	172,06	1132,21	111,09	118,04	/	-173,72
$M_{y, min}$ [kNm]	-171,48	1132,28	110,76	-117,84	/	-173,51
$M_{z, max}$ [kNm]	113,07	121,87	121,87	121,87	121,87	/
$M_{z, min}$ [kNm]	-356,66	-38,41	-38,41	-38,41	-38,41	/

Preglednica 47: Ekstremne vrednosti notranjih statičnih količin v pilotih moznika s pripadajočimi notranjimi silami in upogibnimi momenti (faza 10)

Moznik – obtežba (faza 10)						
		$F_{x,prip}$ [kN]	$V_{y,prip}$ [kN]	$V_{z,prip}$ [kN]	$M_{y,prip}$ [kNm]	$M_{z,prip}$ [kNm]
$F_{x,max}$ [kN]	1288,49	/	-13,73	58,99	96,44	-354,69
$F_{x,min}$ [kN]	-1324,69	/	278,61	-0,88	30,76	48,43
$F_{y,max}$ [kN]	410,40	1083,44	/	-165,56	22,45	-108,26
$F_{y,min}$ [kN]	-181,60	-674,51	/	-11,19	-9,89	-202,13
$F_{z,max}$ [kN]	295,46	497,70	38,72	/	-21,50	27,51
$F_{z,min}$ [kN]	-294,69	496,90	38,52	/	21,82	27,25
$M_{y,max}$ [kNm]	193,06	1171,22	117,12	132,01	/	-160,87
$M_{y,min}$ [kNm]	-192,41	1171,29	116,78	-131,78	/	-160,68
$M_{z,max}$ [kNm]	118,42	91,01	133,40	-55,48	-18,12	/
$M_{z,min}$ [kNm]	-359,09	-1103,65	-27,80	-13,44	-29,14	/

V preglednici 48 so prikazane ekstremne vrednosti notranjih statičnih količin za primer izračuna z vodnjakom in moznikom ter razmerje med posameznimi notranjimi statičnimi količinami v pilotih moznika glede na notranje statične količine v pilotih vodnjaka za računsko fazo dodatne obtežbe na zaledju. Tukaj gre za primerjavo ekstremnih vrednosti sil in upogibnih momentov, ki se zaradi razlik v zemeljskih pritiskih na vodnjak oziroma moznik prerazporedijo in se ne nujno nahajajo v istem končnem elementu pilota. Natezna sila je v pilotu moznika večja za 2,08x, tlačna osna sila pa za 2,27x od sil v pilotih vodnjaka. Maksimalna V_y je pri mozniku večja za 1,47x, minimalna V_y pa za 1,68x od prečne sile V_y pri vodnjaku. Maksimalna in minimalna prečna sila V_z sta pri mozniku večji za 1,60x. Maksimalni M_y je v pilotu moznika večji za 3,20 x, minimalni M_y pa za 3,24x od vrednosti izračunane pri vodnjaku. Maksimalni upogibni moment M_z je v pilotu moznika večji za 1,24x, minimalni pa za 2,29x od upogibnih momentov pri vodnjaku.

Preglednica 48: Primerjava ekstremnih vrednosti notranjih statičnih količin v pilotih moznika in vodnjaka v fazi 10

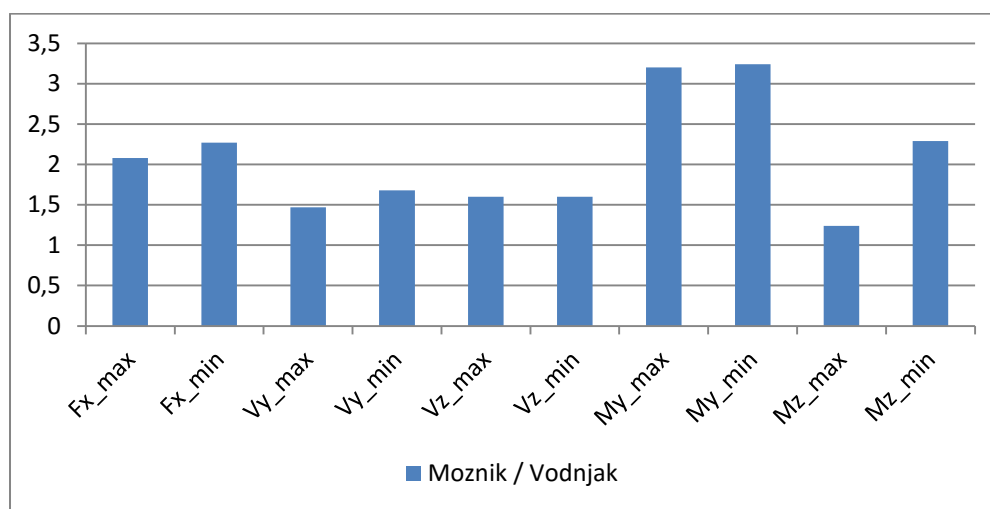
Notranja statična količina	Vodnjak	Moznik	Razmerje med notranjimi statičnimi količinami v pilotih moznika glede na količine v pilotih vodnjaka
$F_{x,max}$ [kN]	618,26	1288,49	2,08
$F_{x,min}$ [kN]	-583,53	-1324,69	2,27
$F_{y,max}$ [kN]	279,99	410,40	1,47

se nadaljuje...

...nadaljevanje preglednice 48

$F_{y,min}$ [kN]	-107,84	-181,60	1,68
$F_{z,max}$ [kN]	184,53	295,46	1,60
$F_{z,min}$ [kN]	-183,68	-294,69	1,60
$M_{y,max}$ [kNm]	60,28	193,06	3,20
$M_{y,min}$ [kNm]	-59,47	-192,41	3,24
$M_{z,max}$ [kNm]	95,80	118,42	1,24
$M_{z,min}$ [kNm]	-157,11	-359,09	2,29

Grafično je razmerje med notranjimi statičnimi količinami v pilotih moznika glede na notranje statične količine v pilotih vodnjaka prikazano na grafikonu 5.



Grafikon 5: Razmerje med notranjimi statičnimi količinami v pilotih moznika glede na notranje statične količine v pilotih vodnjaka

V preglednico 49 smo zapisali vrednosti ekstremnih notranjih statičnih količin za primer izračuna z vodnjakom. V njej primerjamo razlike v silah in upogibnih momentih zaradi dodane obtežbe na zaledje. Natezna osna sila v pilotu se po dodani obtežbi poveča za 11,0 %, tlačna za 7,0 %. Povečanje ostalih notranjih statičnih količin je manjše od 5,0 %, razen pri minimalni prečni sili $V_{y,min}$ se po dodani obtežbi na zaledju pri izračunu brez upoštevanja drenaž prečna sila v obravnavanem končnem elementu pilota zmanjša za 5,0 %.

Preglednica 49: Primerjava ekstremnih vrednosti notranjih statičnih količin v pilotih vodnjaka med fazama 10 in

9

Vodnjak			
Notranja statična količina	Faza 9	Faza 10	Faktor faza10 / faza 9
$F_{x,max}$ [kN]	555,57	618,26	1,11
$F_{x,min}$ [kN]	-543,88	-583,53	1,07
$V_{y,max}$ [kN]	271,21	279,99	1,03
$V_{y,min}$ [kN]	-113,84	-107,84	0,95
$V_{z,max}$ [kN]	181,50	184,53	1,02

se nadaljuje...

...nadaljevanje preglednice 49

$V_{z,min}$ [kN]	-180,65	-183,68	1,02
$M_{y,max}$ [kNm]	58,93	60,28	1,02
$M_{y,min}$ [kNm]	-58,21	-59,47	1,02
$M_{z,max}$ [kNm]	91,16	95,80	1,05
$M_{z,min}$ [kNm]	-153,68	-157,11	1,02

Podobno kot smo za izračun z vodnjakom zapisali primerjavo sil in upogibnih momentov zaradi dodatne obtežbe na zaledju, smo za primer izračuna z moznikom, kjer drenaž ne upoštevamo, zapisali primerjavo v preglednico 50. Natezna sila se v tem primeru poveča za 3,0 %, tlačna osna sila pa za 5,0 %. Povečanje prečne sile V_y , tako maksimalne kot minimalne, znaša 3,0 %. Prečna sila V_z se pri obeh ekstremnih vrednostih poveča za 5,0 %. Za 12,0 % se povečata obe ekstremni vrednosti upogibnega momenta M_y , medtem ko je maksimalen M_z večji za 5,0 % in minimalen M_z za 1,0 %.

Preglednica 50: Primerjava ekstremnih vrednosti notranjih statičnih količin v pilotih moznika med fazama 10 in

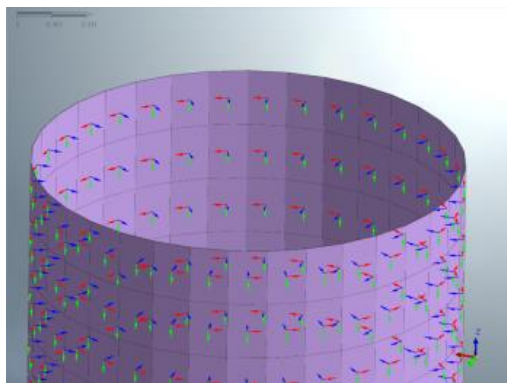
9

Moznik			
Notranja statična količina	Faza 9	Faza 10	Faktor faza10 / faza 9
$F_{x,max}$ [kN]	1248,33	1288,49	1,03
$F_{x,min}$ [kN]	-1259,37	-1324,69	1,05
$V_{y,max}$ [kN]	399,49	410,40	1,03
$V_{y,min}$ [kN]	-176,18	-181,60	1,03
$V_{z,max}$ [kN]	282,21	295,46	1,05
$V_{z,min}$ [kN]	-281,41	-294,69	1,05
$M_{y,max}$ [kNm]	172,06	193,06	1,12
$M_{y,min}$ [kNm]	-171,48	-192,41	1,12
$M_{z,max}$ [kNm]	113,07	118,42	1,05
$M_{z,min}$ [kNm]	-153,68	-157,11	1,02

• Obremenitve v AB oblogi

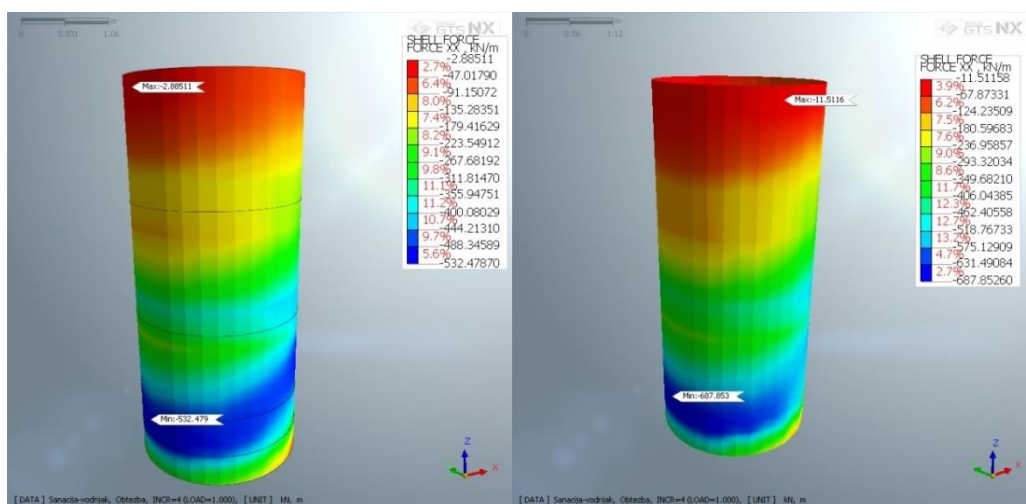
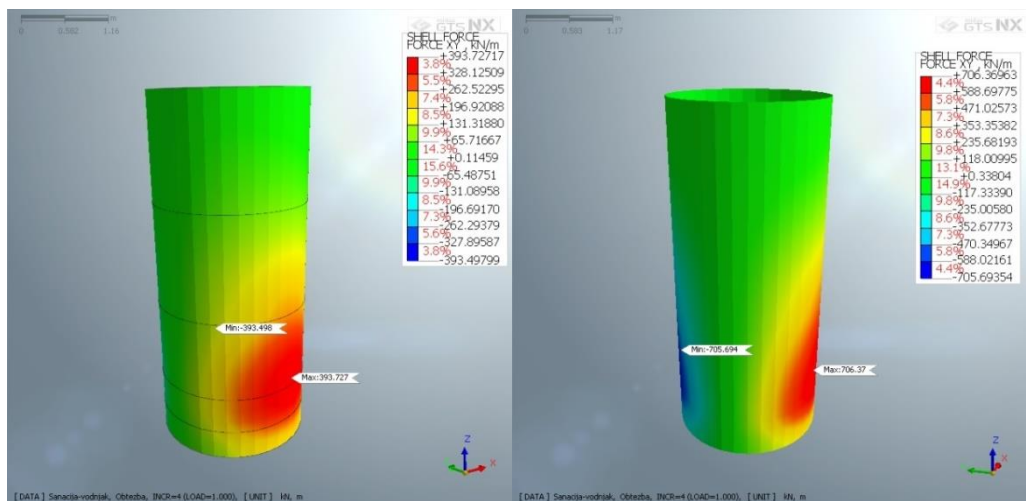
Na slikah 102 do 109 so prikazane notranje statične količine v AB oblogi vodnjaka oziroma moznika za računsko fazo 10, kjer upoštevamo dodatno obtežbo na zaledju. Za prikaz notranjih statičnih količin v AB oblogi podporne konstrukcije smo uporabili lokalne koordinatne sisteme končnih elementov, ki so prikazani na sliki 101. V AB oblogi imamo naslednje notranje statične količine (glej sliko 48):

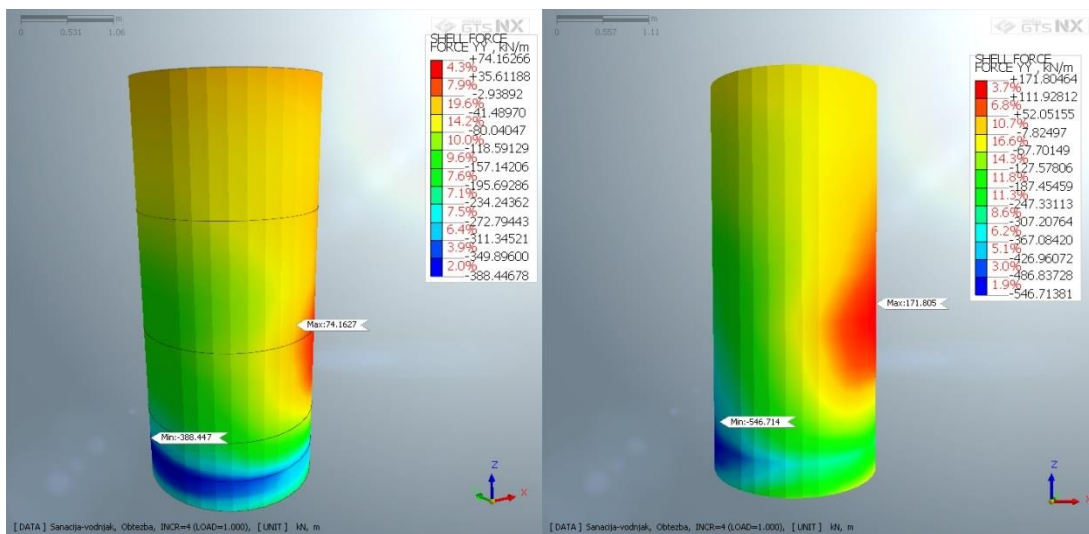
$$\{F\} = \{F_{xx}, F_{yy}, F_{xy}, M_{xx}, M_{yy}, M_{xy}, Q_{xz}, Q_{yz}\}, \quad (23)$$



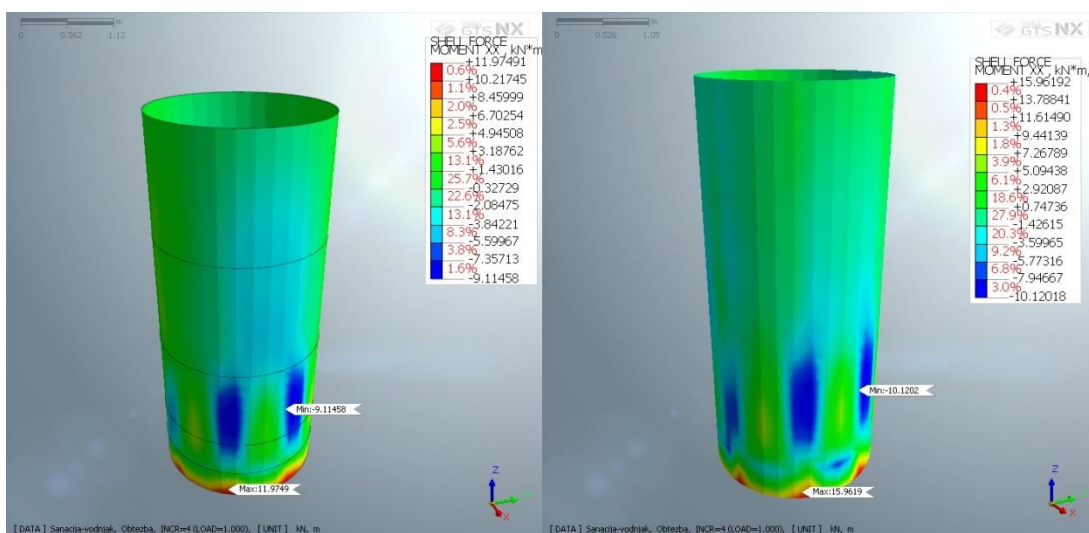
Slika 101: Lokalni koordinatni sistemi končnih elementov AB obloge

Na sliki 102 so prikazane membranske sile F_{xx} v AB oblogi vodnjaka in moznika. Na sliki 103 so prikazane strižne sile F_{xy} , ki imajo ekstremne vrednosti na bokih v spodnji polovici AB obloge. Slika 104 prikazuje membranske sile F_{yy} , ki so na zaledni strani natezne, na spodnji strani pa tlačne. Na sliki 105 so prikazani upogibni momenti M_{xx} , vzvojni momenti M_{xy} , za katere velja $M_{xy} = M_{yx}$, pa so prikazani na sliki 106. Upogibni momenti M_{yy} so prikazani na sliki 107, na sliki 108 strižne sile Q_{xz} ter Q_{yz} na sliki 109.

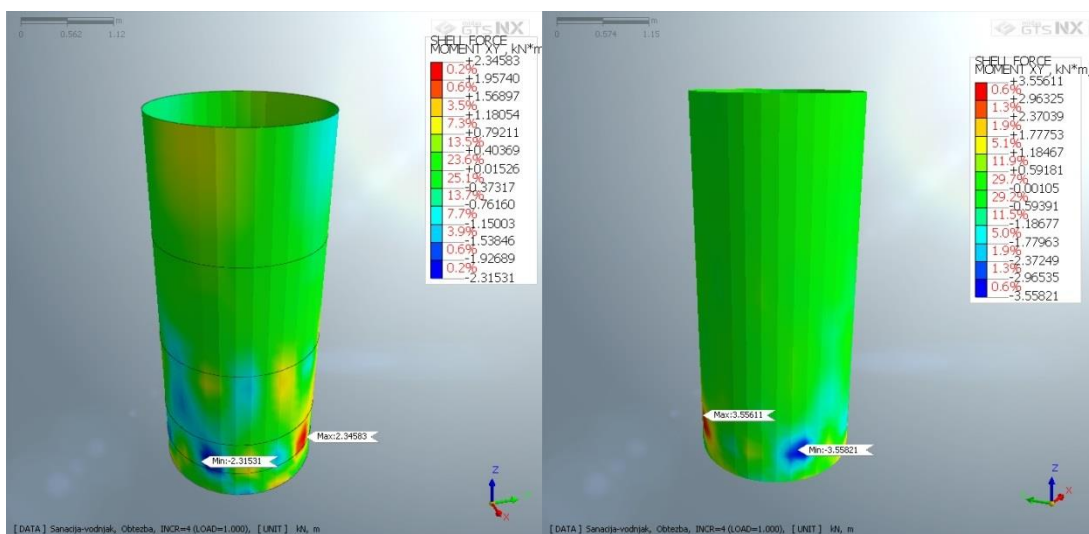
Slika 102: Membranske sile F_{xx} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno)Slika 103: Membranske sile F_{xy} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno)



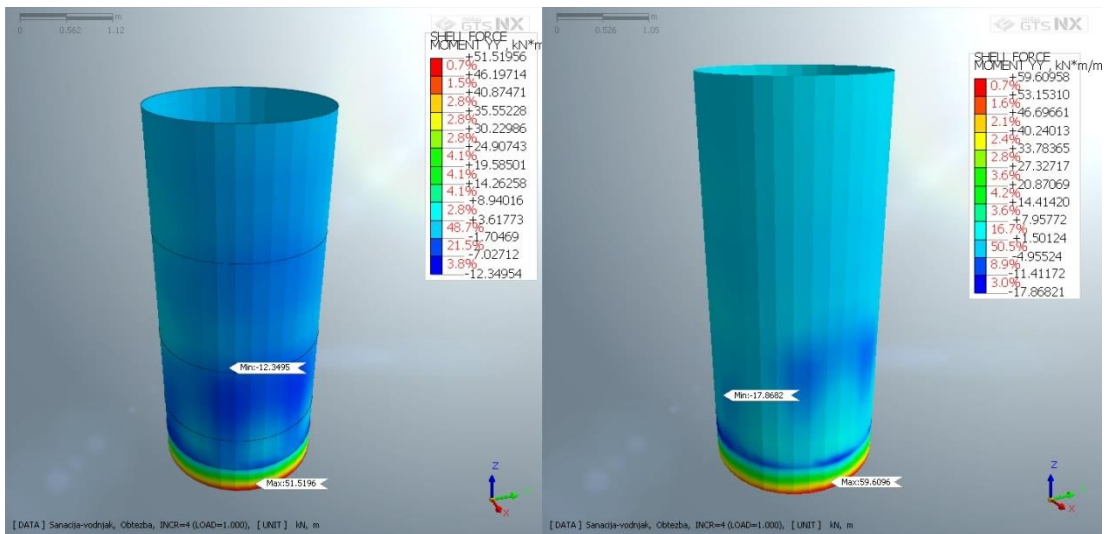
Slika 104: Membranske sile F_{yy} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno)



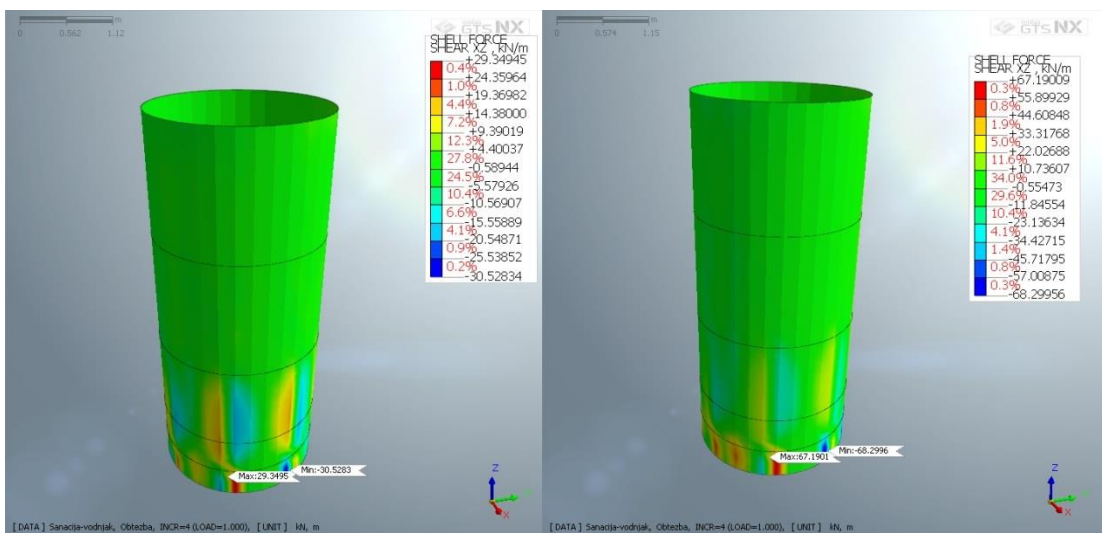
Slika 105: Upogibni momenti M_{xx} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno)



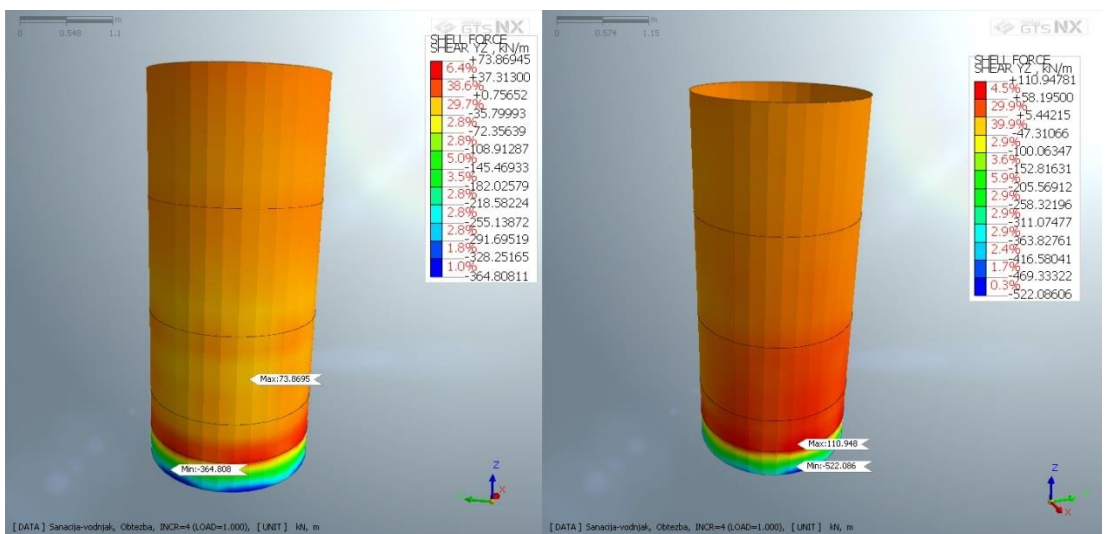
Slika 106: Vzvojni momenti M_{xy} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno)



Slika 107: Upogibni momenti M_{yy} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno)

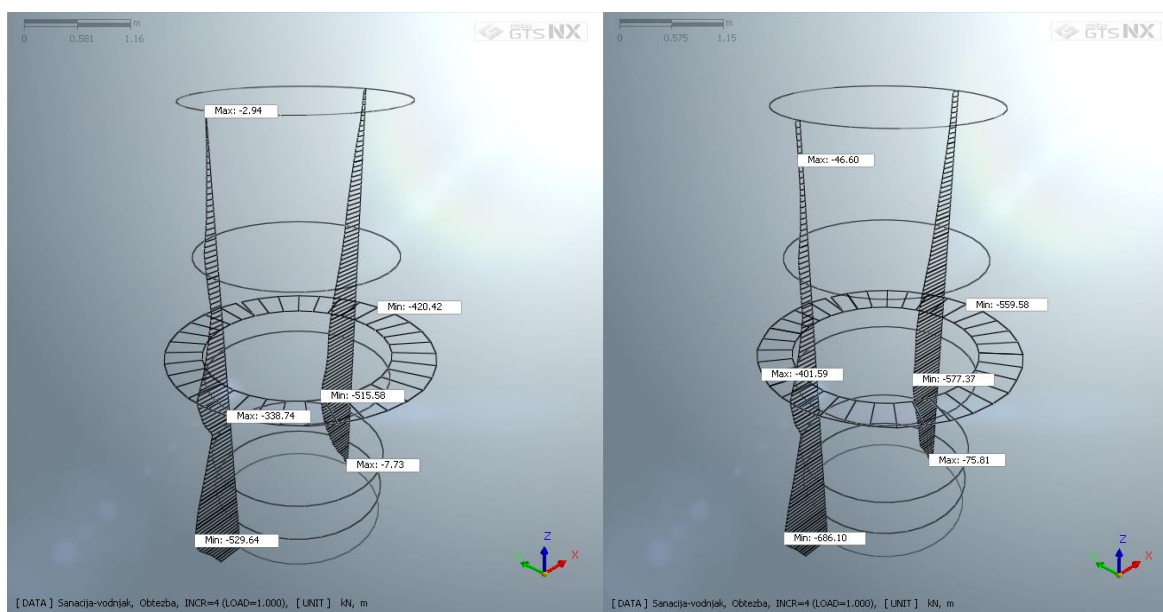


Slika 108: Strižne sile Q_{xz} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno)

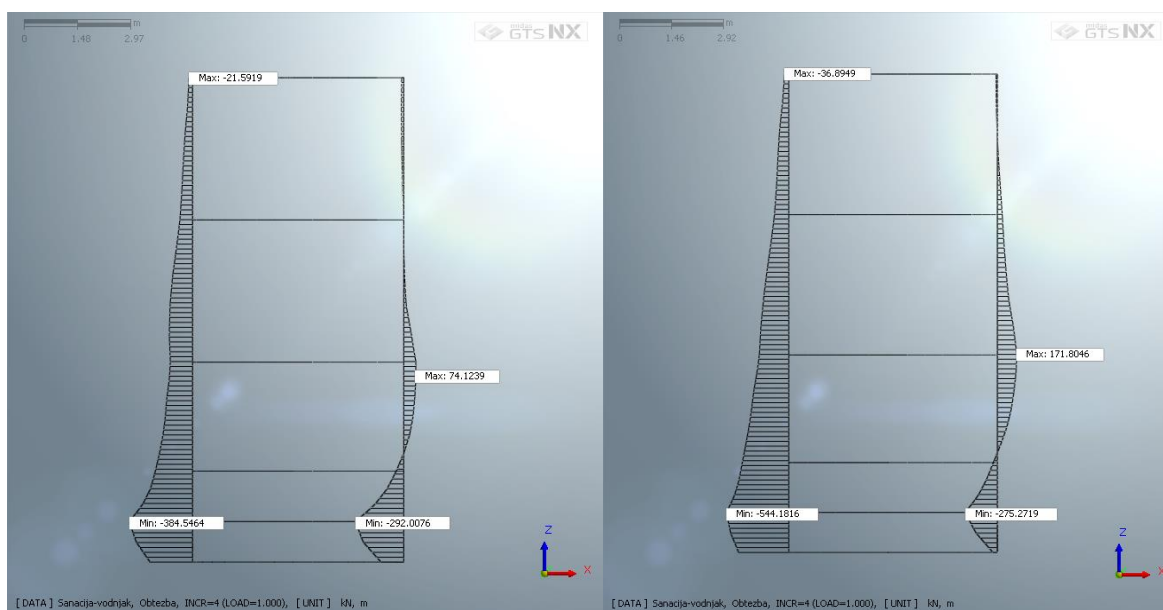


Slika 109: Strižne sile Q_{yz} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno)

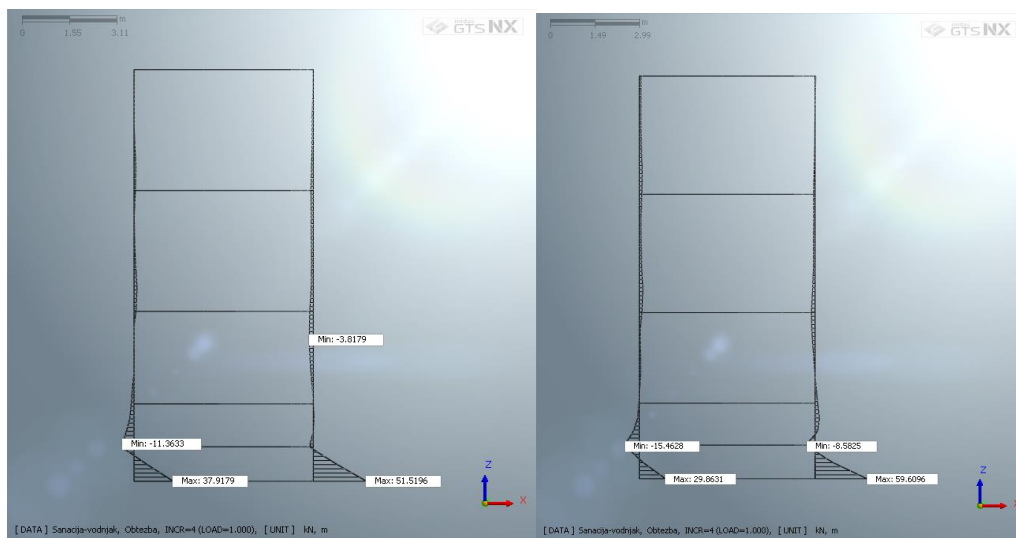
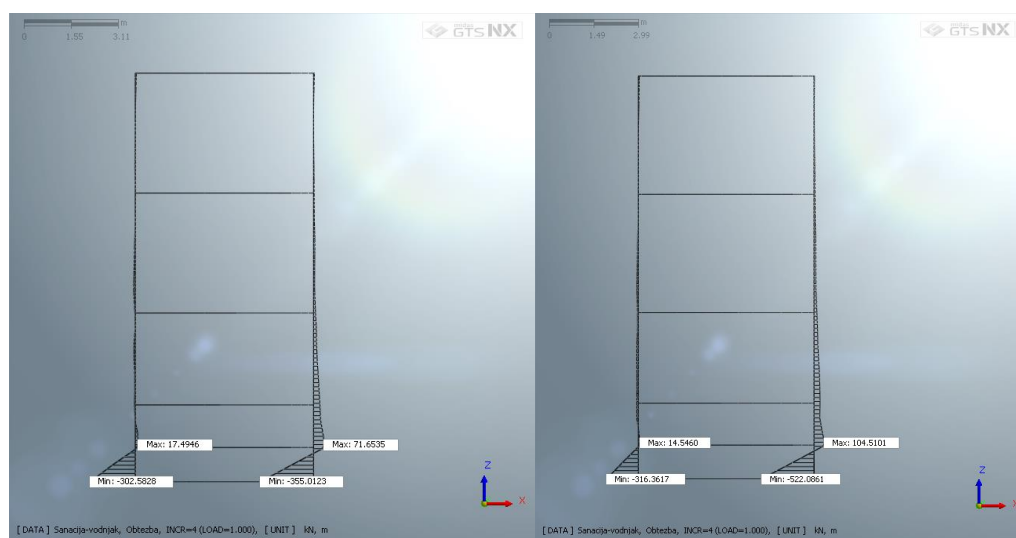
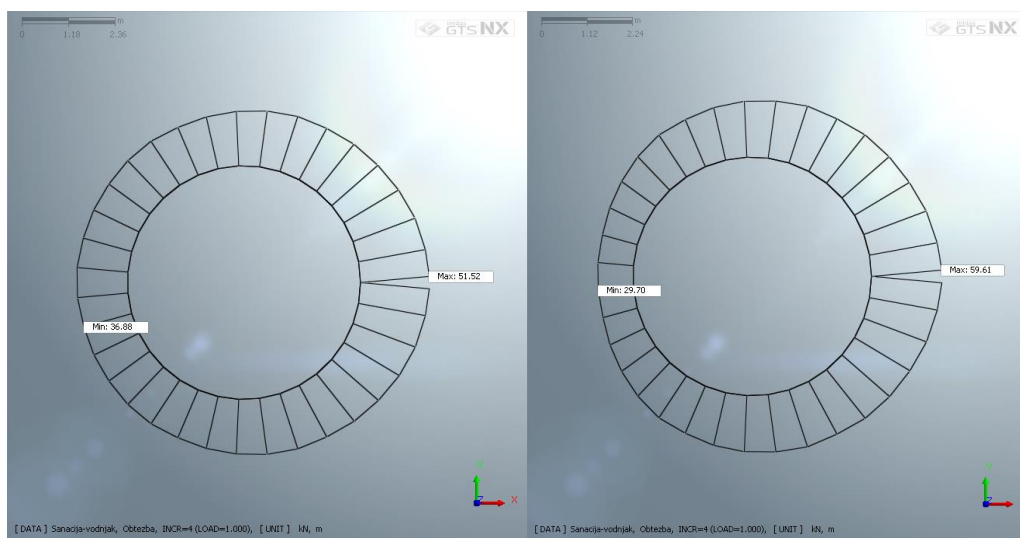
Program omogoča izris diagramov notranjih statičnih količin v AB oblogi v izbranih prerezih. Na slikah 110 do 115 so prikazane notranje statične količine v AB oblogi vodnjaka in moznika za fazo dodane obtežbe na zaledju (faza 10). Na sliki 110 so prikazane membranske sile F_{xx} v prerezu z ravnino xz globalnega koordinatnega sistema, ki poteka skozi središče vodnjaka in v prerezu z ravnino xy globalnega koordinatnega sistema na razdalji 6,75 metra od srednje ravnine temeljne plošče. Na sliki 111 so prikazane membranske sile F_{yy} v prerezu z ravnino xz skozi središče vodnjaka oziroma moznika. Upogibni momenti M_{yy} so prikazani na sliki 112, strižne sile Q_{yz} pa na sliki 113 v istem prerezu kot membranske sile F_{yy} . Na slikah 114 in 115 pa smo prikazali upogibne momente M_{yy} in prečne sile Q_{yz} v AB oblogi na mestu vpetja v temeljno ploščo.

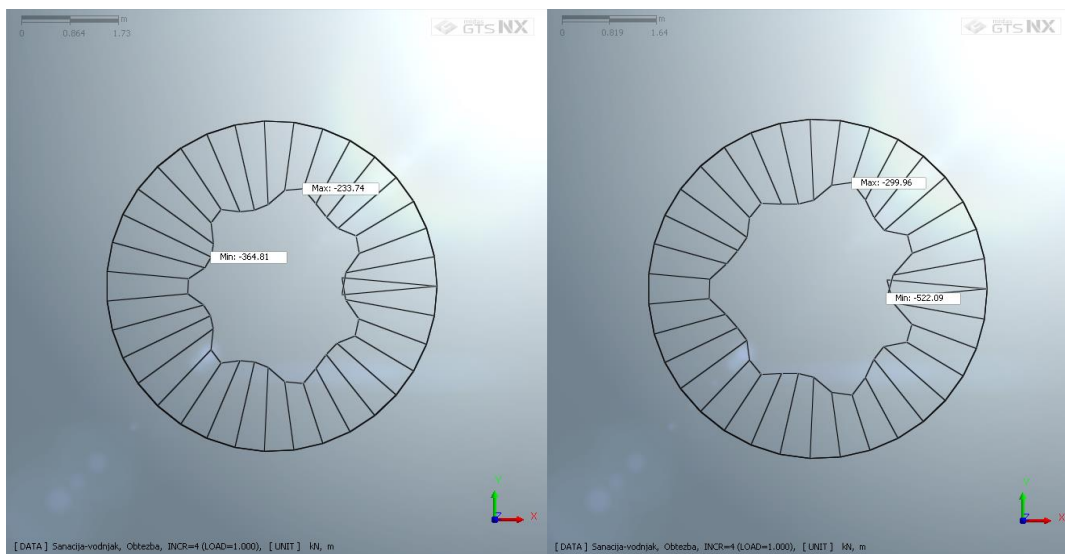


Slika 110: Membranske sile F_{xx} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno)



Slika 111: Membranske sile F_{yy} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno)

Slika 112: Upogibni momenti M_{yy} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno)Slika 113: Strižne sile Q_{yz} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno)Slika 114: Upogibni momenti M_{yy} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno) na mestu vpetja v talno ploščo

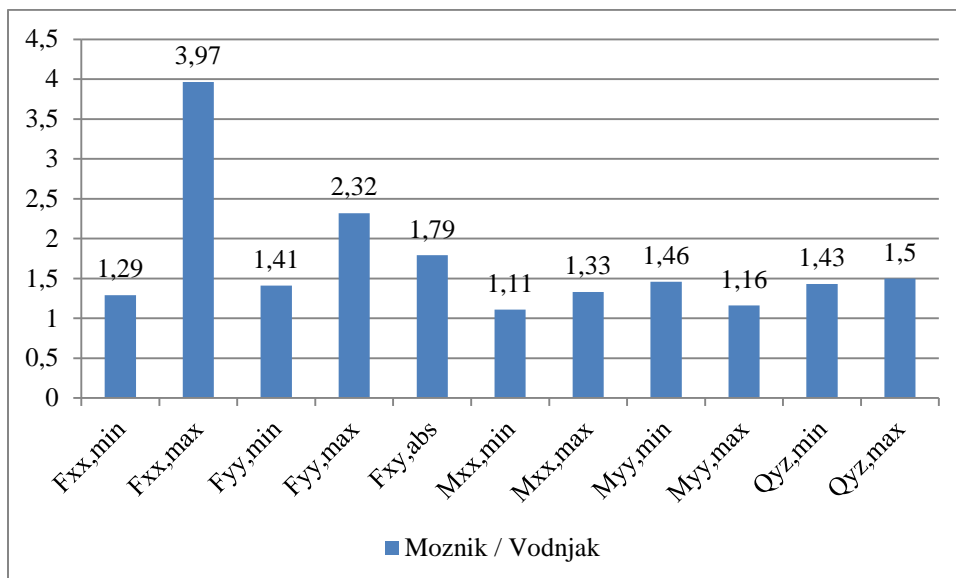


Slika 115: Strižne sile Q_{yz} v AB oblogi vodnjaka (levo) in moznika (desno) na mestu vpetja v talno ploščo

Preglednica 51 in graf 6 prikazujeta razmerje med notranjimi statičnimi količinami v AB oblogi moznika glede na notranje statične količine, ki smo jih izračunali v AB oblogi vodnjaka. Notranje statične količine so večje v AB oblogi moznika.

Preglednica 51: Primerjava med notranjimi statičnimi količinami v AB oblogi moznika in vodnjaka (faza 10)

Notranje statične količine (faza 10)	Enota	Vodnjak	Moznik	Razmerje med notranjimi statičnimi količinami moznika in vodnjaka (moznik/vodnjak)
$F_{xx,min}$	[kN/m]	-532,5	-687,9	1,29
$F_{xx,max}$		-2,9	-11,5	3,97
$F_{yy,min}$	[kN/m]	-388,5	-546,7	1,41
$F_{yy,max}$		74,2	171,8	2,32
$F_{xy,abs}$	[kN/m]	393,7	706,4	1,79
$M_{xx,min}$	[kNm/m]	-9,1	-10,1	1,11
$M_{xx,max}$		12,0	16,0	1,33
$M_{yy,min}$	[kNm/m]	-12,3	-17,9	1,46
$M_{yy,max}$		51,5	59,6	1,16
$M_{xy,abs}$	[kNm/m]	2,35	3,6	1,53
$Q_{xz,min}$	[kN/m]	-30,5	-68,3	2,24
$Q_{xz,max}$		29,4	67,2	2,29
$Q_{yz,min}$	[kNm/m]	-364,8	-522,1	1,43
$Q_{yz,max}$		73,9	111,0	1,50



Grafikon 6: Razmerje med vrednostmi notranjih statičnih količin v AB oblogi moznika glede na vrednosti v AB oblogi vodnjaka

Iz grafikona 6 vidimo, da je najmanjša razlika pri $M_{xx,min}$, ki je za 1,11x večji v AB oblogi moznika glede na vrednost v AB oblogi vodnjaka. Največja razlika pa je pri $F_{xx,min}$, ki je za 3,97x večja v AB oblogi moznika od vrednosti v AB oblogi vodnjaka.

V preglednico 52 smo zapisali ekstremne vrednosti notranjih statičnih količin AB obloge moznika s pripadajočimi vrednostmi ustreznih membranskih sil oziroma upogibnih momentov za računsko fazo z dodano obtežbo na zaledju. Vrednosti strižne sile Q_{yz} pri vpetju AB obloge v talno ploščo za prevzem strižnih sil smo odčitali na razdalji $v = 0,75$ m od srednje ravnine temeljne plošče, upogibni moment $M_{yy,max}$ pa na razdalji $v = 0,50$ m od srednje ravnine temeljne plošče debeline $h = 100$ cm. Notranje statične količine iz preglednice 52 upoštevamo pri določitvi projektne vrednosti za dimenzioniranje AB obloge. V poglavju 5.6.2 smo zapisali projektne vrednosti za dimenzioniranje AB obloge na mejno stanje nosilnosti.

Preglednica 52: Ekstremne vrednosti notranjih statičnih količin v AB oblogi moznika (faza 10)

Moznik – faza 10		$F_{xx,prp}$	$F_{yy,prp}$	$F_{xy,prp}$	$M_{xx,prp}$	$M_{yy,prp}$	$M_{xy,prp}$	$Q_{xz,prp}$	$Q_{yz,prp}$
$F_{xx,min}$ [kN/m]	-687,90	/	-479,63	-49,53	-3,29	-6,88	16,32	5,14	-0,71
$F_{xx,max}$ [kN/m]	-11,51	/	-21,26	24,32	-1,2	0,0	0,0	-8,04	6,35
$F_{yy,max}$ [kN/m]	171,81	-555,12	/	-0,17	0,0	-4,22	0,0	0,0	28,28
$F_{yy,min}$ [kN/m]	-546,71	-678,64	/	-47,11	-3,75	-16,91	-1,02	-3,38	17,4
$F_{xy,min}$ [kN/m]	-705,68	-565,24	-150,98	/	-0,36	-1,36	0,67	-5,71	7,26
$F_{xy,max}$ [kN/m]	706,37	-565,70	-150,41	/	-0,29	-1,34	-0,67	5,56	7,28
$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-10,12	-550,26	98,11	-241,67	/	-5,0	0,60	23,12	30,01
$M_{xx,max}$ [kNm/m]	15,96	-109,90	-65,21	117,75	/	56,41	-1,96	66,87	-357,64

se nadaljuje...

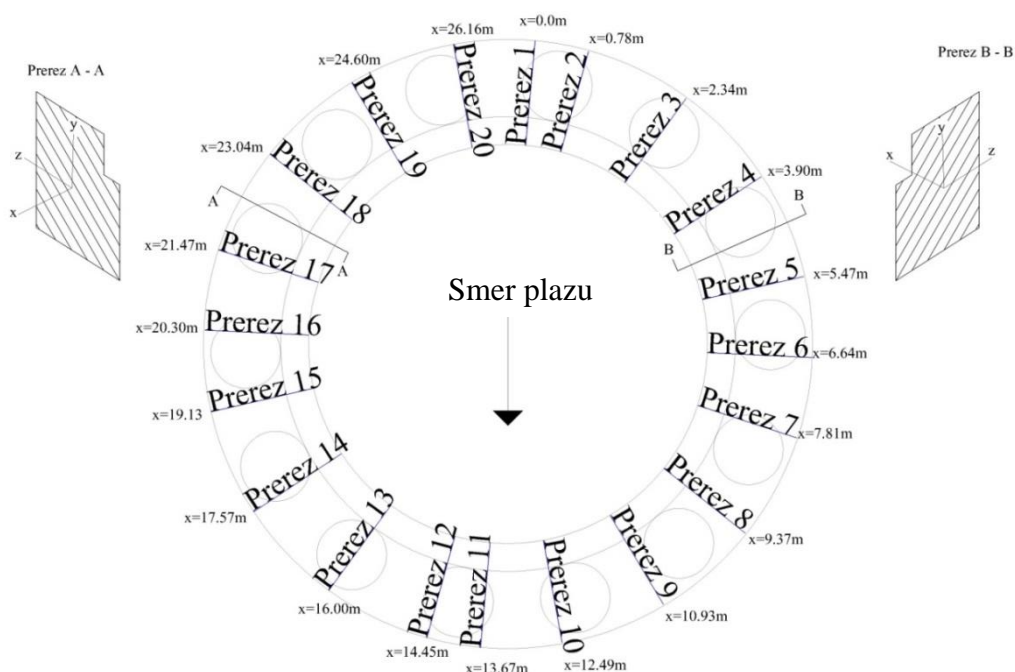
...nadaljevanje preglednice 52

$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-17,87	-603,28	-475,31	454,51	-9,45	/	-3,56	18,85	19,03
$M_{vy,max}$ (v=0,5m) [kNm/m]	24,25	-196,96	-175,00	41,41	0,9	/	-0,68	-1,05	-230,96
$M_{xy,min}$ [kNm/m]	-3,56	-603,28	-475,31	454,51	-9,43	-17,87	/	18,85	19,03
$M_{xy,max}$ [kNm/m]	3,56	-603,36	-476,19	-453,75	-9,45	-17,86	/	-18,68	18,97
$Q_{xz,min}$ [kN/m]	-68,30	-110,28	-66,17	-117,85	15,89	56,16	2,0	/	-355,60
$Q_{xz,max}$ [kN/m]	67,19	-231,75	-172,23	142,8	10,48	23,96	-0,64	/	-156,66
$Q_{yz,min}$ (v=0,75m) [kN/m]	-96,88	-257,36	-219,23	43,25	-2,04	10,19	0,0	-0,35	/
Q_{yz} [kN/m]	110,95	-339,19	-281,54	-0,6	-7,37	-10,65	0,0	0,0	/

• **Obremenitve v vezni gredi**

Z integracijo napetosti po prerezu pri 3D modelu vezne grede smo v 20 prečnih prerezih grede izračunali notranje sile za fazi 9 in 10 za primer vodnjaka in moznika. Na sliki 116 so prikazani kontrolni prerezi in koordinatni sistem za prikaz notranjih sil in upogibnih momentov v vezni gredi. V preglednicah 53 do 56 so prikazane notranje statične količine v vezni gredi za moznik in vodnjak. Maksimalne vrednosti notranjih statičnih količin so označene z rdečo, minimalne vrednosti pa z modro barvo. V vezni gredi imamo naslednje notranje statične količine:

$$\{F\} = \{F_x, F_y, F_z, M_x, M_y, M_z\} \quad (24)$$



Slika 116: Prikaz prečnih prerezov vezne grede in koordinatnega sistema za izpis notranjih statičnih količin v vezni gredi

Preglednica 53: Notranje statične količine v vezni gredi vodnjaka (faza 9)

VODNJAK – Visoka voda (faza 9)						
Prerez	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Prerez 1 (x = 0,0 m)	-46,40	12,90	1,42	-1,42	-58,80	-96,10
Prerez 2 (x = 0,78 m)	-44,30	-10,80	35,00	-51,80	-52,00	-102,00
Prerez 3 (x = 2,34 m)	-57,20	5,32	44,60	-65,80	-4,21	-123,00
Prerez 4 (x = 3,90 m)	-69,00	-4,41	47,10	-60,60	51,30	-124,00
Prerez 5 (x = 5,47)	-78,60	-13,20	22,10	-32,20	86,00	-131,00
Prerez 6 (x = 6,64 m)	-76,30	-38,30	0,00	2,66	93,50	-132,00
Prerez 7 (x = 7,81 m)	-72,00	-2,80	-15,90	25,40	72,80	-106,00
Prerez 8 (x = 9,37 m)	-58,80	8,54	-34,80	46,50	26,50	-87,80
Prerez 9 (x = 10,93 m)	-44,10	-2,87	-26,70	36,70	-25,00	-76,00
Prerez 10 (x = 12,49 m)	-31,60	-6,47	-8,60	9,92	-57,60	-70,10
Prerez 11 (x = 13,67 m)	-30,90	-10,60	-3,34	2,91	-61,80	-63,90
Prerez 12 (x = 14,45 m)	-36,30	14,40	-18,30	26,10	-55,50	-80,20
Prerez 13 (x = 16,00 m)	-46,90	-15,50	-33,60	40,00	-14,00	-82,60
Prerez 14 (x = 17,57 m)	-64,40	0,00	-32,70	46,90	41,90	-92,80
Prerez 15 (x = 19,13 m)	-76,60	-13,80	-13,70	19,30	82,30	-109,00
Prerez 16 (x = 20,30 m)	-72,20	-6,50	9,10	-14,10	91,60	-131,00
Prerez 17 (x = 21,47 m)	-80,90	-23,00	32,10	-46,00	80,10	-139,00
Prerez 18 (x = 23,04 m)	-66,70	-20,20	50,30	-71,00	39,60	-120,00
Prerez 19 (x = 24,6 m)	-56,30	38,60	36,80	-52,10	-15,60	-114,00
Prerez 20 (x = 26,16 m)	-52,50	13,90	8,25	-10,10	-62,30	-111,00

Preglednica 54: Notranje statične količine v vezni gredi vodnjaka (faza 10)

VODNJAK – Obtežba (faza 10)						
Prerez	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Prerez 1 (x = 0,0 m)	-37,30	13,20	2,90	-3,45	-83,20	-94,80
Prerez 2 (x = 0,78 m)	-36,10	-12,10	44,00	-61,90	-73,60	-102,00
Prerez 3 (x = 2,34 m)	-55,60	3,15	58,10	-81,20	-10,50	-128,00
Prerez 4 (x = 3,90 m)	-75,10	-7,82	60,20	-73,70	63,00	-132,00
Prerez 5 (x = 5,47)	-91,10	-16,20	27,20	-38,10	110,00	-141,00
Prerez 6 (x = 6,64 m)	-90,00	-40,00	-3,75	5,18	120,00	-141,00
Prerez 7 (x = 7,81 m)	-85,30	-4,58	-23,30	32,00	93,10	-113,00
Prerez 8 (x = 9,37 m)	-67,70	10,60	-48,10	58,70	31,90	-91,30
Prerez 9 (x = 10,93 m)	-47,00	-0,50	-37,40	46,40	-36,80	-76,00
Prerez 10 (x = 12,49 m)	-30,00	-5,61	-12,60	13,10	-80,40	-67,70
Prerez 11 (x = 13,67 m)	-29,20	-10,10	-5,01	4,04	-86,20	-61,50
Prerez 12 (x = 14,45 m)	-36,70	15,00	-25,30	32,50	-77,70	-78,90
Prerez 13 (x = 16,00 m)	-50,60	-13,20	-46,20	50,00	-22,10	-82,60
Prerez 14 (x = 17,57 m)	-74,60	2,94	-45,60	59,30	51,80	-96,80
Prerez 15 (x = 19,13 m)	-90,20	-15,90	-20,90	25,10	105,00	-117,00

se nadaljuje...

...nadaljevanje preglednice 54

Prerez 16 (x = 20,30 m)	-90,90	-9,73	10,10	-16,10	117,00	-140,00
Prerez 17 (x = 21,47 m)	-92,80	-25,50	39,40	-53,60	102,00	-149,00
Prerez 18 (x = 23,04 m)	-71,00	-24,50	64,40	-86,20	47,10	-127,00
Prerez 19 (x = 24,6 m)	-52,30	38,10	49,90	-67,20	-26,10	-116,00
Prerez 20 (x = 26,16 m)	-44,30	14,40	12,20	-15,00	-87,00	-111,00

Preglednica 55: Notranje statične količine v vezni gredi moznika (faza 9)

MOZNIK – Visoka voda (faza 9)						
Prerez	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Prerez 1 (x = 0,0 m)	-142,00	17,50	-14,30	5,67	182,00	-85,20
Prerez 2 (x = 0,78 m)	-130,00	27,10	-35,60	-10,90	161,00	-92,60
Prerez 3 (x = 2,34 m)	-86,50	60,40	-74,80	7,80	65,50	-136,00
Prerez 4 (x = 3,90 m)	-19,40	38,10	-64,50	14,50	-55,60	-138,00
Prerez 5 (x = 5,47 m)	29,80	21,00	-7,87	4,63	-136,00	-138,00
Prerez 6 (x = 6,64 m)	36,40	-41,10	56,60	-17,90	-154,00	-149,00
Prerez 7 (x = 7,81 m)	31,20	-15,60	75,20	-9,14	-103,00	-111,00
Prerez 8 (x = 9,37 m)	4,18	-6,26	87,80	-24,40	-6,49	-94,00
Prerez 9 (x = 10,93 m)	-23,30	-19,40	66,50	-17,00	88,90	-91,30
Prerez 10 (x = 12,49 m)	-40,70	-11,90	23,10	-5,45	150,00	-91,10
Prerez 11 (x = 13,67 m)	-38,30	-13,40	9,84	-1,24	159,00	-83,90
Prerez 12 (x = 14,45 m)	-28,80	8,32	43,60	-13,30	146,00	-92,40
Prerez 13 (x = 16,00 m)	-20,60	-34,50	74,80	-13,20	67,90	-103,00
Prerez 14 (x = 17,57 m)	1,98	-21,10	93,50	-28,10	-33,00	-104,00
Prerez 15 (x = 19,13 m)	27,60	-19,40	78,00	-14,40	-125,00	-121,00
Prerez 16 (x = 20,30 m)	39,00	14,60	21,50	3,92	-151,00	-146,00
Prerez 17 (x = 21,47 m)	16,20	16,20	-19,20	-1,57	-127,00	-142,00
Prerez 18 (x = 23,04 m)	-36,10	33,30	-75,10	15,80	-23,70	-132,00
Prerez 19 (x = 24,6 m)	-109,00	89,10	-78,30	16,40	95,40	-134,00
Prerez 20 (x = 26,16 m)	-141,00	27,10	-29,20	7,80	178,00	-93,40

Preglednica 56: Notranje statične količine v vezni gredi moznika (faza 10)

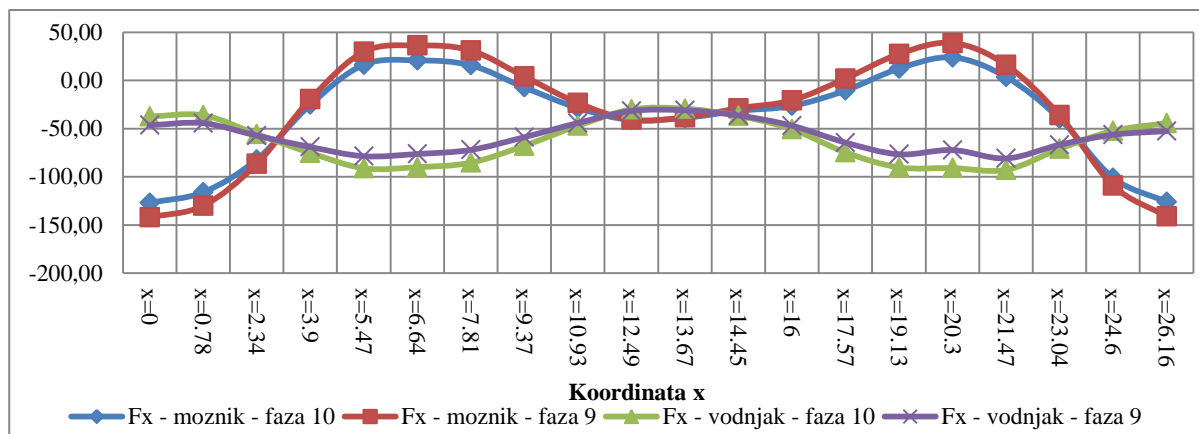
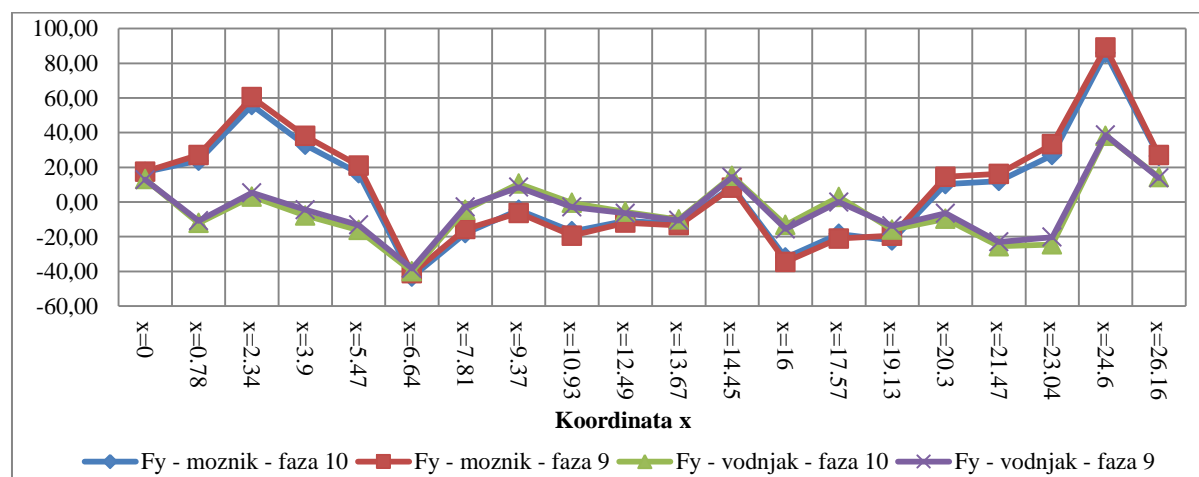
MOZNIK – Obtežba (faza 10)						
Prerez	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Prerez 1 (x = 0,0 m)	-127,00	17,30	-12,20	3,71	152,00	-84,80
Prerez 2 (x = 0,78 m)	-116,00	23,80	-24,60	-21,20	135,00	-93,30
Prerez 3 (x = 2,34 m)	-82,10	55,80	-58,90	-7,72	58,70	-140,00
Prerez 4 (x = 3,90 m)	-25,10	32,90	-50,60	1,70	-41,20	-144,00
Prerez 5 (x = 5,47 m)	16,40	16,60	-3,86	-0,74	-109,00	-147,00
Prerez 6 (x = 6,64 m)	20,90	-43,10	51,70	-15,40	-124,00	-156,00
Prerez 7 (x = 7,81 m)	15,80	-18,00	65,70	-2,88	-80,20	-117,00
Prerez 8 (x = 9,37 m)	-7,10	-4,52	72,10	-12,40	-0,92	-96,80

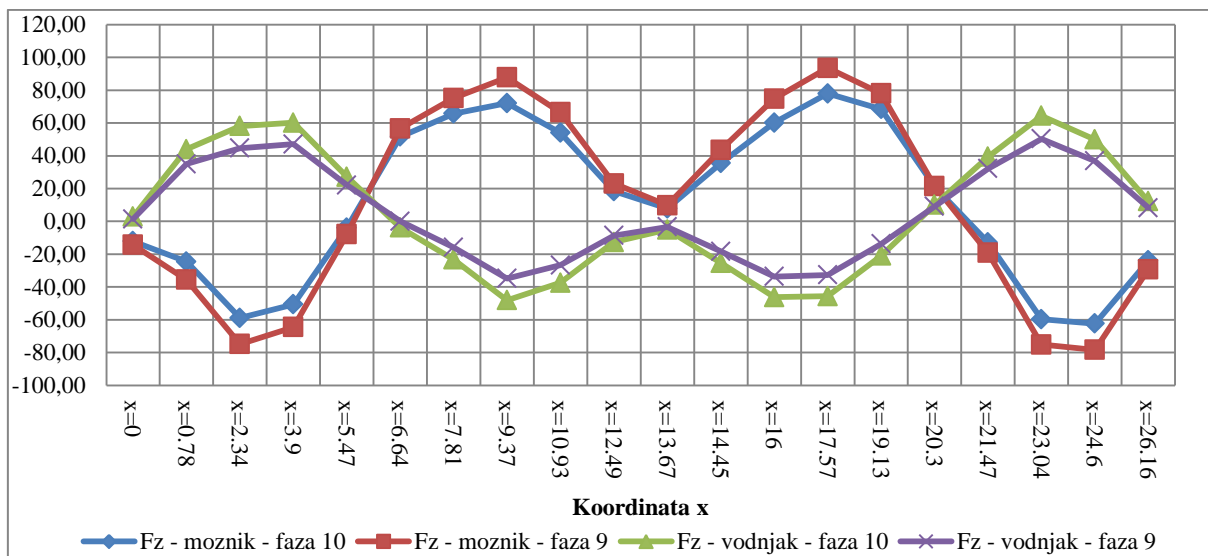
se nadaljuje...

...nadaljevanje preglednice 56

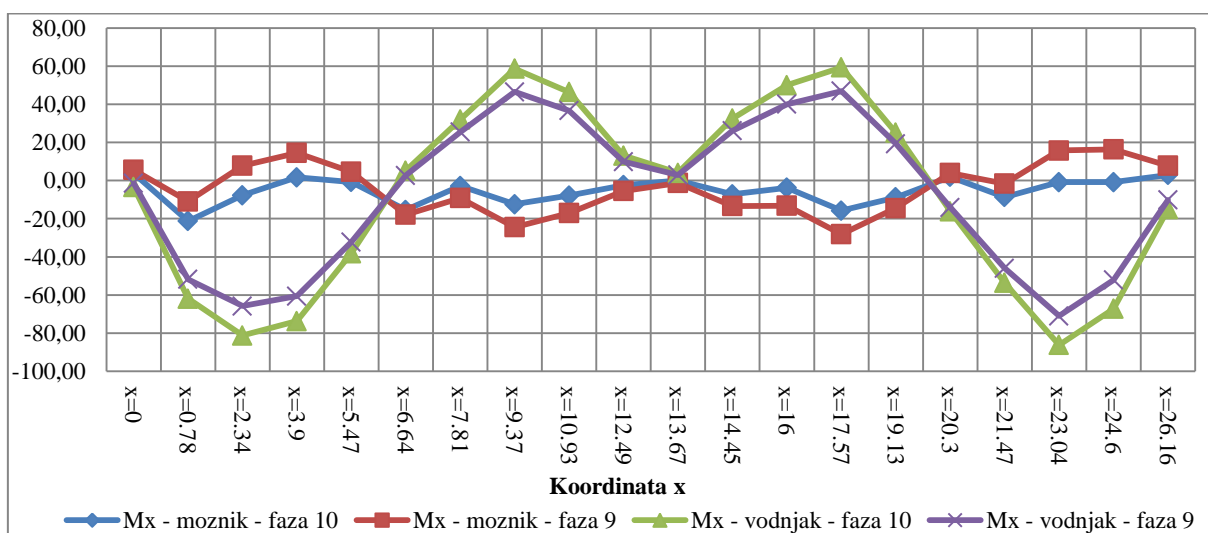
Prerez 9 (x = 10,93 m)	-28,50	-16,90	54,00	-7,84	75,20	-91,20
Prerez 10 (x = 12,49 m)	-41,10	-10,90	18,40	-2,45	124,00	-89,20
Prerez 11 (x = 13,67 m)	-38,80	-12,80	7,86	0,0	131,00	-82,20
Prerez 12 (x = 14,45 m)	-31,50	8,92	35,50	-7,19	120,00	-91,70
Prerez 13 (x = 16,00 m)	-26,40	-32,00	60,20	-3,77	58,40	-102,00
Prerez 14 (x = 17,57 m)	-10,40	-18,40	77,90	-15,80	-22,30	-107,00
Prerez 15 (x = 19,13 m)	12,40	-22,20	68,50	-8,78	-98,80	-127,00
Prerez 16 (x = 20,30 m)	24,00	10,30	21,10	1,96	-121,00	-153,00
Prerez 17 (x = 21,47 m)	3,76	12,10	-12,80	-8,60	-101,00	-151,00
Prerez 18 (x = 23,04 m)	-39,50	27,00	-59,70	-0,79	-14,20	-138,00
Prerez 19 (x = 24,6 m)	-101,00	85,90	-62,30	-0,81	83,70	-135,00
Prerez 20 (x = 26,16 m)	-126,00	26,50	-23,90	2,94	148,00	-94,20

Na grafikonih 7 do 12 so prikazane ovojnice notranjih sil za fazi 9 in 10 v vezni gredi moznika in vodnjaka. Grafikon 7 prikazuje osno silo F_x , prečne sile F_y so prikazane na grafikonu 8, F_z pa na grafikonu 9. Torzijski momenti M_x so prikazani na grafikonu 10, upogibni moment M_y na grafikonu 11 in M_z na grafikonu 12. Iz grafikonov in preglednic so razvidni ekstremi posameznih notranjih statičnih količin in vrednosti pripadajočih sil in momentov.

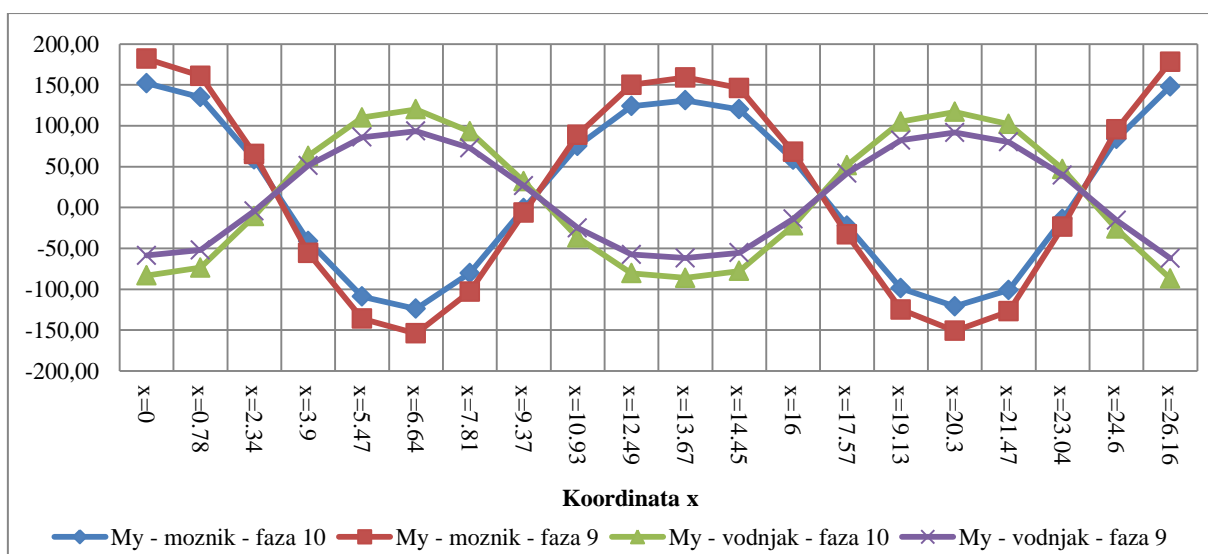
Grafikon 7: Ovojnice osnih sil F_x v vezni grediGrafikon 8: Ovojnice prečnih sil F_y v vezni gredi



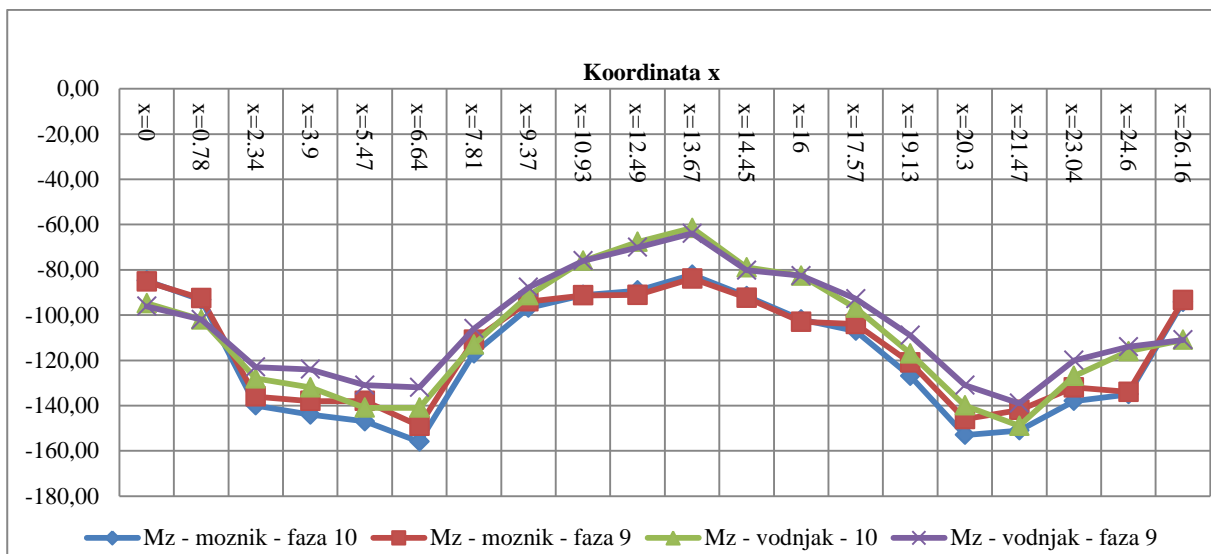
Grafikon 9: Ovojnica prečnih sil F_z v vezni gredi



Grafikon 10: Ovojnica torzijskih momentov M_x v vezni gredi



Grafikon 11: Ovojnica upogibnih momentov M_y v vezni gredi

Grafikon 12: Ovojnica upogibnih momentov M_z v vezni gredi

V preglednici 57 smo prikazali razmerje notranjih statičnih količin v vezni gredi vodnjaka v fazi 10 glede na vrednosti izračunane v fazi 9. Pri osni sili F_x in prečni sili F_y vidimo, da pride do prerazporeditve sil zaradi dodatne obtežbe na zaledju, in sicer je osna sila manjša v fazi 10 za največ 20 % in večja za največ 26 % od vrednosti v fazi 9, prečna sila F_y pa je v fazi 10 manjša za največ 83 % in večja za največ 77 %. Prečne sile F_z so v fazi dodane obtežbe večje za 1,11x do 2,04x od prečnih sil v fazi 9. Torzijski momenti M_x so v fazi dodatne obtežbe večji za 1,14x do 2,43x, prav tako je upogibni moment M_y večji v fazi dodatne obtežbe na zaledju in sicer za 1,19x do 2,49x. Na upogibni moment M_z pa obtežba nima večjega vpliva, saj so upogibni momenti v fazi dodane obtežbe večji za največ 8,0 % in manjši za 4,0 % glede na vrednosti iz faze visoke vode (faza 9).

V preglednico 58 smo zapisali razmerje notranjih statičnih količin v vezni gredi moznika med fazo 10 in fazo 9. Iz preglednice je razvidno, da so pri mozniku, v primeru dodane obtežbe na zaledju (faza 10), vrednosti F_z in M_y manjše kot v fazi 9. Upogibni moment M_z se prerazporedi podobno kot v primeru vodnjaka in sicer je v fazi 10, večji za največ 7 % in manjši za največ 2 % glede na vrednosti iz faze 9. Prerazporeditev osnih sil F_x , strižnih sil F_y in torzijskega momenta M_x je razvidna tudi iz grafov 7, 8 in 10, kjer so vrednosti v vezni gredi moznika iz faze 9 izrisane z rdečo krivuljo, iz faze 10 pa z modro krivuljo.

V preglednicah 59 in 60 primerjamo notranje statične količine v vezni gredi moznika in vodnjaka za fazo visoke vode (faza 9) in fazo dodatne obtežbe (faza 10). Največje razlike v razporeditvi notranjih statičnih količin v vezni gredi med moznikom in vodnjakom se pojavijo pri osni sili F_x , prečni sili F_z , torzijskem momentu M_x ter pri upogibnem momentu M_y , kar je razvidno iz grafov 7, 9, 10 in 11. Natančne vrednosti razmerja med notranjimi statičnimi količinami v vezni gredi moznika in vodnjaka pa lahko odčitamo iz preglednic 59 in 60.

Iz grafov 7 do 12 lahko vidimo, da so vrednosti vseh notranjih statičnih količin v vezni gredi moznika razen upogibnega momenta M_z , večje v fazi visoke vode (faza 9) od vrednosti v fazi dodatne obtežbe (faza 10). Vrednosti notranjih statičnih količin v vezni gredi vodnjaka razen osne sile pa so večje v fazi 10, torej po dodani obtežbi na zaledje glede na vrednosti iz faze visoke vode (faza 9).

Preglednica 57: Razmerje med notranjimi statičnimi količinami v vezni gredi vodnjaka med fazama 10 in 9

Faza 10 / faza 9	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Prerez 1 (x = 0,0 m)	0,80	1,02	2,04	2,43	1,41	0,99
Prerez 2 (x = 0,78 m)	0,81	1,12	1,26	1,19	1,42	1,00
Prerez 3 (x = 2,34 m)	0,97	0,59	1,30	1,23	2,49	1,04
Prerez 4 (x = 3,90 m)	1,09	1,77	1,28	1,22	1,23	1,06
Prerez 5 (x = 5,47)	1,16	1,23	1,23	1,18	1,28	1,08
Prerez 6 (x = 6,64 m)	1,18	1,04	/	1,95	1,28	1,07
Prerez 7 (x = 7,81 m)	1,18	1,64	1,47	1,26	1,28	1,07
Prerez 8 (x = 9,37 m)	1,15	1,24	1,38	1,26	1,20	1,04
Prerez 9 (x = 10,93 m)	1,07	0,17	1,40	1,26	1,47	1,00
Prerez 10 (x = 12,49 m)	0,95	0,87	1,47	1,32	1,40	0,97
Prerez 11 (x = 13,67 m)	0,94	0,95	1,50	1,39	1,39	0,96
Prerez 12 (x = 14,45 m)	1,01	1,04	1,38	1,25	1,40	0,98
Prerez 13 (x = 16,00 m)	1,08	0,85	1,38	1,25	1,58	1,00
Prerez 14 (x = 17,57 m)	1,16	/	1,39	1,26	1,24	1,04
Prerez 15 (x = 19,13 m)	1,18	1,15	1,53	1,30	1,28	1,07
Prerez 16 (x = 20,30 m)	1,26	1,50	1,11	1,14	1,28	1,07
Prerez 17 (x = 21,47 m)	1,15	1,11	1,23	1,17	1,27	1,07
Prerez 18 (x = 23,04 m)	1,06	1,21	1,28	1,21	1,19	1,06
Prerez 19 (x = 24,6 m)	0,93	0,99	1,36	1,29	1,67	1,02
Prerez 20 (x = 26,16 m)	0,84	1,04	1,48	1,49	1,40	1,00

Preglednica 58: Razmerje med notranjimi statičnimi količinami v vezni gredi moznika med fazama 10 in 9

Faza 10 / faza 9	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Prerez 1 (x = 0,0 m)	0,89	0,99	0,85	0,65	0,84	1,00
Prerez 2 (x = 0,78 m)	0,89	0,88	0,69	1,94	0,84	1,01
Prerez 3 (x = 2,34 m)	0,95	0,92	0,79	-0,99	0,90	1,03
Prerez 4 (x = 3,90 m)	1,29	0,86	0,78	0,12	0,74	1,04
Prerez 5 (x = 5,47)	0,55	0,79	0,49	-0,16	0,80	1,07
Prerez 6 (x = 6,64 m)	0,57	1,05	0,91	0,86	0,81	1,05
Prerez 7 (x = 7,81 m)	0,51	1,15	0,87	0,32	0,78	1,05
Prerez 8 (x = 9,37 m)	-1,70	0,72	0,82	0,51	0,14	1,03
Prerez 9 (x = 10,93 m)	1,22	0,87	0,81	0,46	0,85	1,00
Prerez 10 (x = 12,49 m)	1,01	0,92	0,80	0,45	0,83	0,98
Prerez 11 (x = 13,67 m)	1,01	0,96	0,80	/	0,82	0,98
Prerez 12 (x = 14,45 m)	1,09	1,07	0,81	0,54	0,82	0,99
Prerez 13 (x = 16,00 m)	1,28	0,93	0,80	0,29	0,86	0,99
Prerez 14 (x = 17,57 m)	-5,25	0,87	0,83	0,56	0,68	1,03

se nadaljuje...

...nadaljevanje preglednice 58

Prerez 15 (x = 19,13 m)	0,45	1,14	0,88	0,61	0,79	1,05
Prerez 16 (x = 20,30 m)	0,62	0,71	0,98	0,50	0,80	1,05
Prerez 17 (x = 21,47 m)	0,23	0,75	0,67	5,48	0,80	1,06
Prerez 18 (x = 23,04 m)	1,09	0,81	0,79	-0,05	0,60	1,05
Prerez 19 (x = 24,6 m)	0,93	0,96	0,80	-0,05	0,88	1,01
Prerez 20 (x = 26,16 m)	0,89	0,98	0,82	0,38	0,83	1,01

Preglednica 59: Razmerje med notranjimi statičnimi količinami v vezni gredi moznika in vodnjaka – faza 9

Moznik / Vodnjak	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Prerez 1 (x = 0,0 m)	3,06	1,36	-10,07	-3,99	-3,10	0,89
Prerez 2 (x = 0,78 m)	2,93	-2,51	-1,02	0,21	-3,10	0,91
Prerez 3 (x = 2,34 m)	1,51	11,35	-1,68	-0,12	-15,56	1,11
Prerez 4 (x = 3,90 m)	0,28	-8,64	-1,37	-0,24	-1,08	1,11
Prerez 5 (x = 5,47)	-0,38	-1,59	-0,36	-0,14	-1,58	1,05
Prerez 6 (x = 6,64 m)	-0,48	1,07	/	-6,73	-1,65	1,13
Prerez 7 (x = 7,81 m)	-0,43	5,57	-4,73	-0,36	-1,41	1,05
Prerez 8 (x = 9,37 m)	-0,07	-0,73	-2,52	-0,52	-0,24	1,07
Prerez 9 (x = 10,93 m)	0,53	6,76	-2,49	-0,46	-3,56	1,20
Prerez 10 (x = 12,49 m)	1,29	1,84	-2,69	-0,55	-2,60	1,30
Prerez 11 (x = 13,67 m)	1,24	1,26	-2,95	-0,43	-2,57	1,31
Prerez 12 (x = 14,45 m)	0,79	0,58	-2,38	-0,51	-2,63	1,15
Prerez 13 (x = 16,00 m)	0,44	2,23	-2,23	-0,33	-4,85	1,25
Prerez 14 (x = 17,57 m)	-0,03	/	-2,86	-0,60	-0,79	1,12
Prerez 15 (x = 19,13 m)	-0,36	1,41	-5,69	-0,75	-1,52	1,11
Prerez 16 (x = 20,30 m)	-0,54	-2,25	2,36	-0,28	-1,65	1,11
Prerez 17 (x = 21,47 m)	-0,20	-0,70	-0,60	0,03	-1,59	1,02
Prerez 18 (x = 23,04 m)	0,54	-1,65	-1,49	-0,22	-0,60	1,10
Prerez 19 (x = 24,6 m)	1,94	2,31	-2,13	-0,31	-6,12	1,18
Prerez 20 (x = 26,16 m)	2,69	1,95	-3,54	-0,77	-2,86	0,84

Preglednica 60: Razmerje med notranjimi statičnimi količinami v vezni gredi moznika in vodnjaka – faza 10

MOZNIK / VODNJAK	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Prerez 1 (x = 0,0 m)	3,40	1,31	-4,21	-1,08	-1,83	0,89
Prerez 2 (x = 0,78 m)	3,21	-1,97	-0,56	0,34	-1,83	0,91
Prerez 3 (x = 2,34 m)	1,48	17,71	-1,01	0,10	-5,59	1,09
Prerez 4 (x = 3,90 m)	0,33	-4,21	-0,84	-0,02	-0,65	1,09
Prerez 5 (x = 5,47)	-0,18	-1,02	-0,14	0,02	-0,99	1,04
Prerez 6 (x = 6,64 m)	-0,23	1,08	-13,79	-2,97	-1,03	1,11

se nadaljuje...

...nadaljevanje preglednice 60

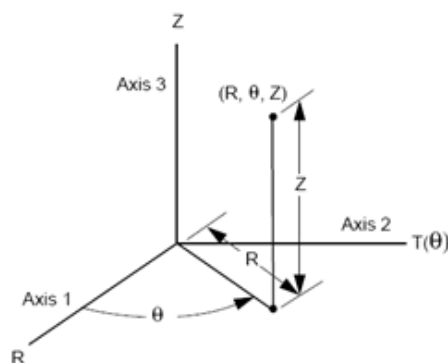
Prerez 7 (x = 7,81 m)	-0,19	3,93	-2,82	-0,09	-0,86	1,04
Prerez 8 (x = 9,37 m)	0,10	-0,43	-1,50	-0,21	-0,03	1,06
Prerez 9 (x = 10,93 m)	0,61	33,80	-1,44	-0,17	-2,04	1,20
Prerez 10 (x = 12,49 m)	1,37	1,94	-1,46	-0,19	-1,54	1,32
Prerez 11 (x = 13,67 m)	1,33	1,27	-1,57	/	-1,52	1,34
Prerez 12 (x = 14,45 m)	0,86	0,59	-1,40	-0,22	-1,54	1,16
Prerez 13 (x = 16,00 m)	0,52	2,42	-1,30	-0,08	-2,64	1,23
Prerez 14 (x = 17,57 m)	0,14	-6,26	-1,71	-0,27	-0,43	1,11
Prerez 15 (x = 19,13 m)	-0,14	1,40	-3,28	-0,35	-0,94	1,09
Prerez 16 (x = 20,30 m)	-0,26	-1,06	2,09	-0,12	-1,03	1,09
Prerez 17 (x = 21,47 m)	-0,04	-0,47	-0,32	0,16	-0,99	1,01
Prerez 18 (x = 23,04 m)	0,56	-1,10	-0,93	0,01	-0,30	1,09
Prerez 19 (x = 24,6 m)	1,93	2,25	-1,25	0,01	-3,21	1,16
Prerez 20 (x = 26,16 m)	2,84	1,84	-1,96	-0,20	-1,70	0,85

• **Obremenitve v AB talni plošči**

Talna plošča s svojo osno togostjo razpira pilote, ki jo obdajajo in pomembno vpliva na razporeditev notranjih sil v pilotih in AB oblogi. Za izpis notranjih statičnih količin v temeljni plošči smo uporabili cilindrični koordinatni sistem, z izhodiščem v središču plošče, ki je prikazan na sliki 117. V temeljni plošči imamo naslednje notranje statične količine:

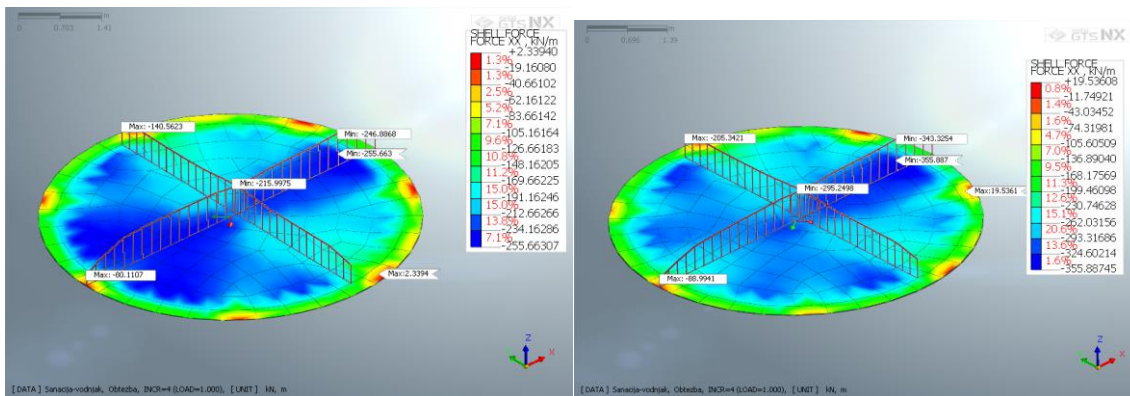
$$\{F\} = \{F_{rr}, F_{r\varphi}, F_{\varphi\varphi}, M_{rr}, M_{r\varphi}, M_{\varphi\varphi}, Q_{rz}, Q_{\varphi z}\} \quad (25)$$

Na slikah 118 do 125 so prikazane notranje statične količine zapisane z enačbo 24. Na sliki 118 smo zapisali osne sile F_{rr} , na sliki 119 membranske sile $F_{r\varphi}$, na sliki 120 upogibne momente M_{rr} , na sliki 121 vzvojnne momente $M_{r\varphi}$, na sliki 122 $M_{r\varphi}$, na sliki 123 upogibne momente $M_{\varphi\varphi}$, na sliki 124 prečne sile Q_{rz} ter na sliki 125 prečne sile $Q_{\varphi z}$.

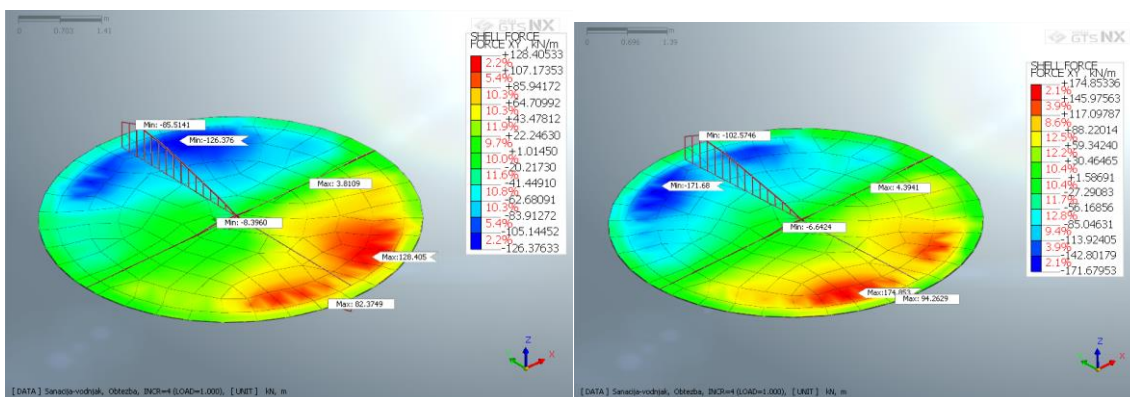


<Cylindrical Coordinate>

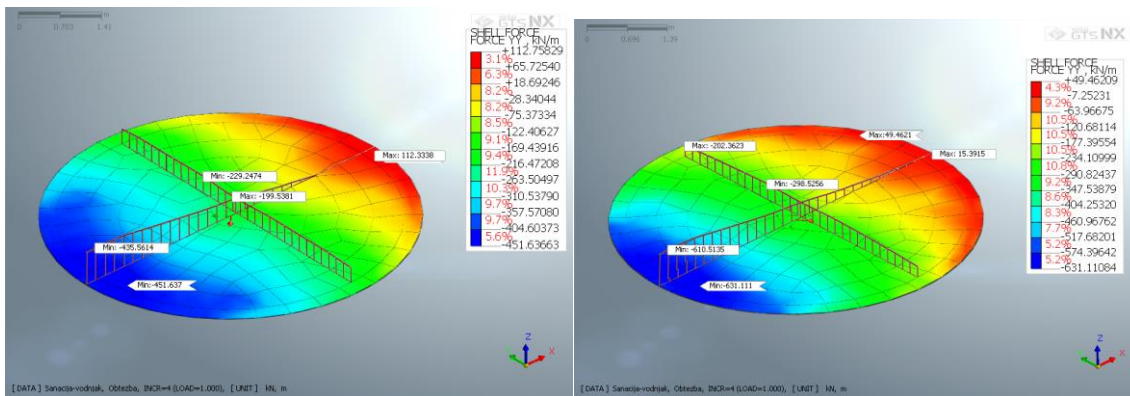
Slika 117: Cilindrični koordinatni sistem za izpis notranjih statičnih količin v talni plošči



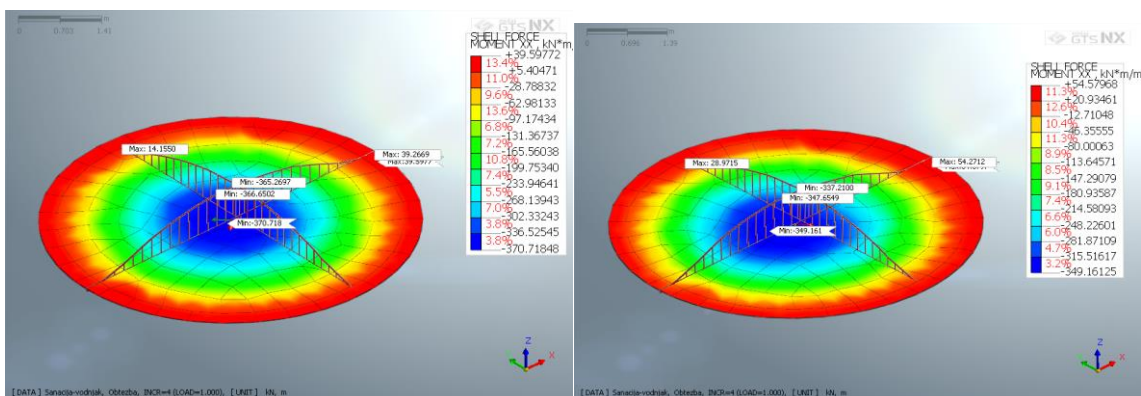
Slika 118: Osne sile F_{tr} v talni plošči vodnjaka (levo) in moznika (desno)



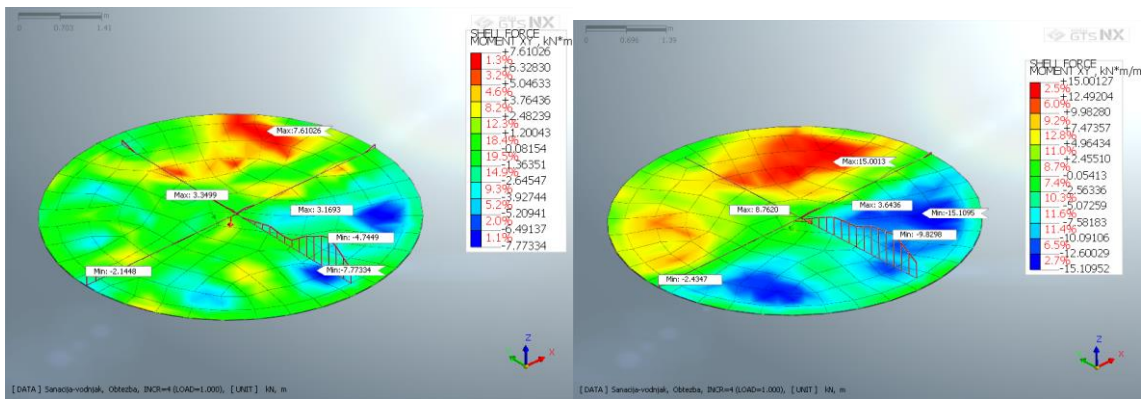
Slika 119: Strižne sile F_{rp} v talni plošči vodnjaka (levo) in moznika (desno)



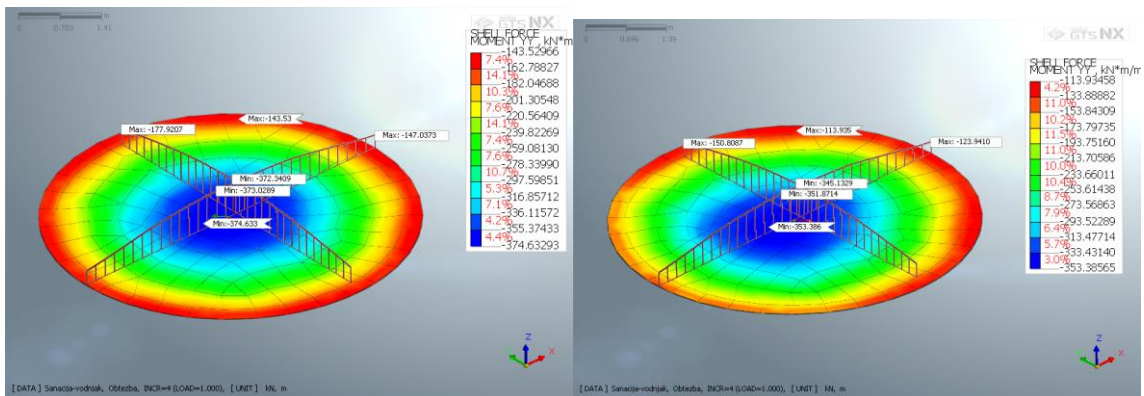
Slika 120: Osne sile F_{qp} v talni plošči vodnjaka (levo) in moznika (desno)



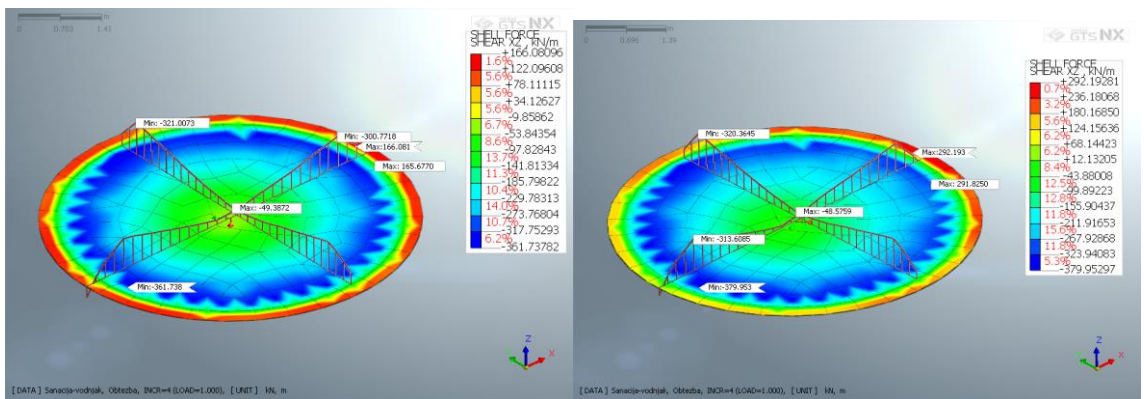
Slika 121: Upogibni moment M_{tr} v talni plošči vodnjaka (levo) in moznika (desno)



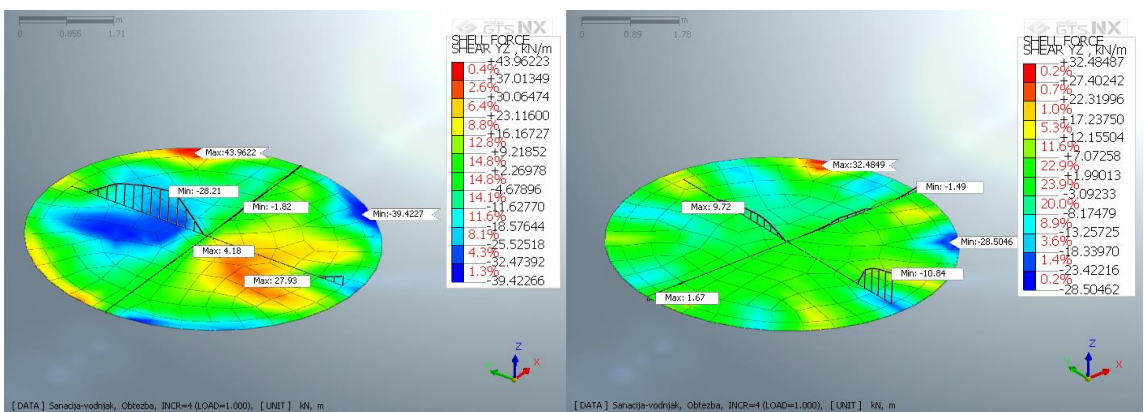
Slika 122: Vzvojni moment M_{T_p} v talni plošči vodnjaka (levo) in moznika (desno)



Slika 123: Upogibni moment M_{ϕ} v talni plošči vodnjaka (levo) in moznika (desno)



Slika 124: Prečna sila Q_{Rz} v v talni plošči vodnjaka (levo) in moznika (desno)



Slika 125: Prečna sila Q_{Qz} v v talni plošči vodnjaka (levo) in moznika (desno)

V preglednici 61 smo zapisali vrednosti notranjih statičnih količin v talni plošči, ki izhajajo iz računa z moznikom. V preglednico 62 pa smo zapisali notranje statične količine v AB talni plošči vodnjaka. Projektne vrednosti notranjih statičnih količin, ki so merodajne za dimenzioniranje talne plošče so zapisane v poglavju 5.6.4.

Preglednica 61: Vrednosti notranjih statičnih količin v talni plošči moznika – faza 10

Moznik – faza 10							
Notranje statične količine		$F_{rr, prip}$	$F_{\varphi\varphi, prip}$	$M_{xx, prip}$	$M_{\varphi\varphi, prip}$	$M_{r\varphi, prip}$	$Q_{rz, prip}$
$F_{rr, min}$ [kN/m]	-360,14	/	-7,12	35,63	-169,63	-0,45	-316,16
$F_{rr, max}$ [kN/m]	19,54	/	49,19	40,60	-134,32	-5,01	190,45
$F_{\varphi\varphi, min}$ [kN/m]	-635,24	-221,83	/	-41,83	-195,93	-1,94	-361,84
$F_{\varphi\varphi, max}$ [kN/m]	49,46	19,52	/	38,36	-128,73	1,30	187,72
$M_{rr, min}$ [kNm/m]	-349,26	-314,51	-285,64	/	-353,55	3,37	17,66
$M_{rr, max}$ [kNm/m]	54,73	-287,35	-35,30	/	-166,61	13,53	-346,99
$M_{\varphi\varphi, min}$ [kNm/m]	-353,55	-314,51	-285,64	-349,26	/	3,37	17,66
$M_{\varphi\varphi, max}$ [kNm/m]	-113,93	-176,07	3,92	43,34	/	8,94	218,86
$M_{r\varphi, min}$ [kNm/m]	-15,79	-278,67	-95,42	-69,72	-232,22	/	-217,99
$M_{r\varphi, max}$ [kNm/m]	15,92	-273,50	-102,83	-97,77	-230,64	/	-257,01
$Q_{rz, min}$ [kN/m]	-393,93	-254,54	-626,98	15,99	-207,35	-10,70	/
$Q_{rz, max}$ [kN/m]	292,19	-184,06	14,91	53,96	-123,23	2,50	/

Preglednica 62: Vrednosti notranjih statičnih količin v talni plošči vodnjaka – faza 10

Vodnjak – faza 10							
Notranje statične količine		$F_{rr, prip}$	$F_{\varphi\varphi, prip}$	$M_{xx, prip}$	$M_{\varphi\varphi, prip}$	$M_{r\varphi, prip}$	$Q_{rz, prip}$
$F_{rr, min}$ [kN/m]	-258,26	/	67,50	-5,39	-198,01	1,83	-343,29
$F_{rr, max}$ [kN/m]	2,34	/	-117,17	27,35	-164,77	0,38	88,78
$F_{\varphi\varphi, min}$ [kN/m]	-460,03	-205,12	/	-25,21	-208,72	-0,66	-330,55
$F_{\varphi\varphi, max}$ [kN/m]	112,76	-114,35	/	39,60	-147,75	-1,41	165,27
$M_{rr, min}$ [kNm/m]	-373,82	-238,37	-201,44	/	-377,35	2,32	-10,45
$M_{rr, max}$ [kNm/m]	39,60	-114,35	112,76	/	-147,75	-1,41	165,27
$M_{\varphi\varphi, min}$ [kNm/m]	-377,35	-238,37	-201,44	-373,82	/	2,32	-10,45
$M_{\varphi\varphi, max}$ [kNm/m]	-143,53	-95,33	19,64	31,45	/	6,61	120,07
$M_{r\varphi, min}$ [kNm/m]	-9,17	-201,27	-230,25	-111,49	-270,64	/	-232,68
$M_{r\varphi, max}$ [kNm/m]	8,65	-247,21	32,22	-96,50	-269,31	/	-237,01
$Q_{rz, min}$ [kN/m]	-371,16	-237,55	-443,25	25,86	-213,40	-1,37	/
$Q_{rz, max}$ [kN/m]	166,08	-114,52	111,91	38,94	-146,32	0,30	/

Upogibna momenta M_{rr} in $M_{\varphi\varphi}$ sta pri talni plošči vodnjaka večja od vrednosti v talni plošči moznika za 6%, ker pri izračunu sanacije z moznikom pride do pomikov plošče navzgor, kar zmanjša negativni upogibni moment v plošči. Negativne upogibne momente v talni plošči povzročajo tudi dvizki hribinske osnove zaradi razbremenitve ob izkopu zemljine, ker osnovni Mohr-Coulombov materialni model ne omogoča uporabe razbremenilnega elastičnega modula. Ekstremna vrednost upogibnega momenta na sredini plošče je v fazi končane gradnje moznika oziroma vodnjaka (faza 7). Na zaledni strani vodnjaka se v plošči pojavijo natezne membranske sile $F_{\varphi\varphi}$, ki so približno dvakrat večje kot pri mozniku.

Iz preglednice 63 vidimo, kako velike so razlike med notranjimi statičnimi količinami v talni plošči moznika in vodnjaka ter med različnimi fazami izračuna z vodnjakom oziroma moznikom. Pri izračunu sanacije z vodnjakom vidimo, da je v fazi obtežbe na zaledju membranska sila $F_{rr,max}$ za 2,02x večja kot v fazi visoke vode (faza 9) in $F_{\varphi\varphi,max}$ za 1,19 krat večja v fazi dodane obtežbe (faza 10) od vrednosti v fazi visoke vode (faza 9). Razlike med ostalimi notranjimi statičnimi količinami niso večje od 6,0 %. Poglejmo še razlike v fazi dodatne obtežbe na zaledju (faza 10) med izračunom z moznikom in vodnjakom. Vidimo, da je membranska sila $F_{\varphi\varphi,max}$ pri mozniku za 0,44x manjša od vrednosti izračunane pri vodnjaku. Upogibni moment $M_{rr,min}$ je manjši pri mozniku za 0,93x od vrednosti izračunane v vodnjaku, $M_{rr,max}$ pa za 0,79x. Ostale notranje količine pa so večje pri izračunu z moznikom, kjer je membranska sila $F_{rr,min}$ večja za 1,39x, $F_{rr,max}$ za 8,35x, $F_{\varphi\varphi,min}$ za 1,38x, $M_{rr,max}$ za 1,38x, $M_{r\varphi,min}$ za 1,72x, $M_{r\varphi,max}$ za 1,84x in prečna sila $Q_{rz,min}$ za 1,06x, prečna sila $Q_{rz,max}$ pa za 1,76x. Razlike med notranjimi statičnimi količinami pri izračunu z moznikom v fazi 10 glede na fazo 9 niso večje od 14,0 %.

Preglednica 63: Razmerje med ekstremnimi vrednostmi notranjih statičnih količin v talni plošči

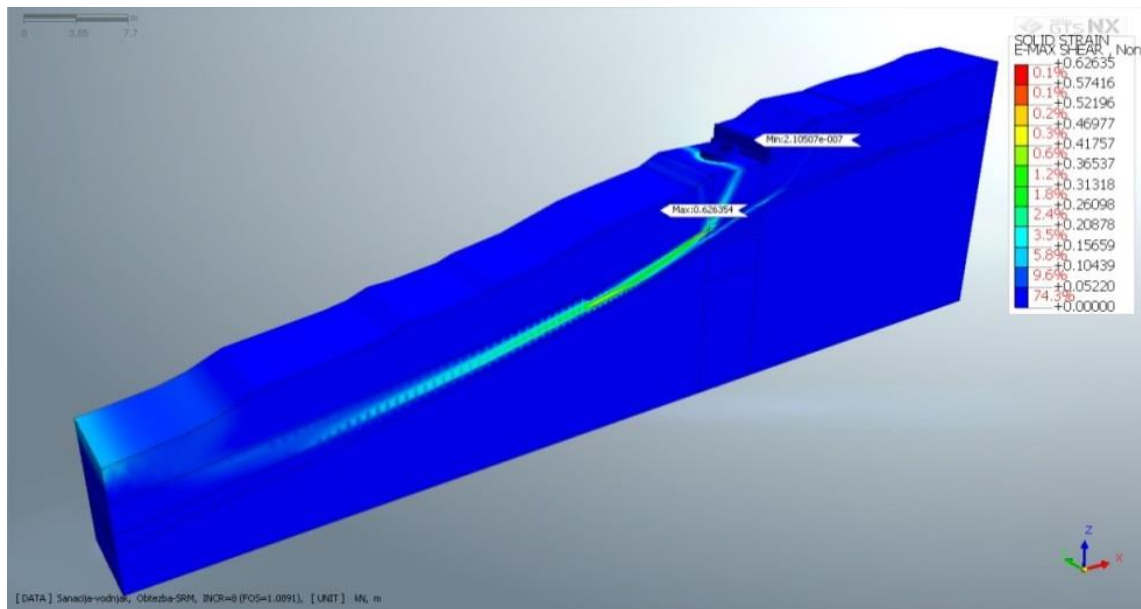
Notranje statične količine	Vodnjak (faza 10/faza 9)	Moznik (faza 10/faza9)	Faza 9 (moznik/vodnjak)	Faza 10 (moznik/vodnjak)
$F_{rr,min}$	1,02	1,04	1,37	1,39
$F_{rr,max}$	2,02	1,01	16,72	8,35
$F_{\varphi\varphi,min}$	1,03	1,03	1,38	1,38
$F_{\varphi\varphi,max}$	1,19	1,12	0,47	0,44
$M_{rr,min}$	1,00	0,99	0,94	0,93
$M_{rr,max}$	1,04	1,05	1,37	1,38
$M_{\varphi\varphi,min}$	1,00	1,00	0,94	0,94
$M_{\varphi\varphi,max}$	0,99	0,97	0,81	0,79
$M_{r\varphi,min}$	1,02	1,02	1,72	1,72
$M_{r\varphi,max}$	1,00	1,14	1,62	1,84
$Q_{rz,min}$	1,01	1,01	1,06	1,06
$Q_{rz,max}$	1,06	1,06	1,75	1,76

5.6.2.4 Analiza globalne stabilnosti sanacije – 3D model

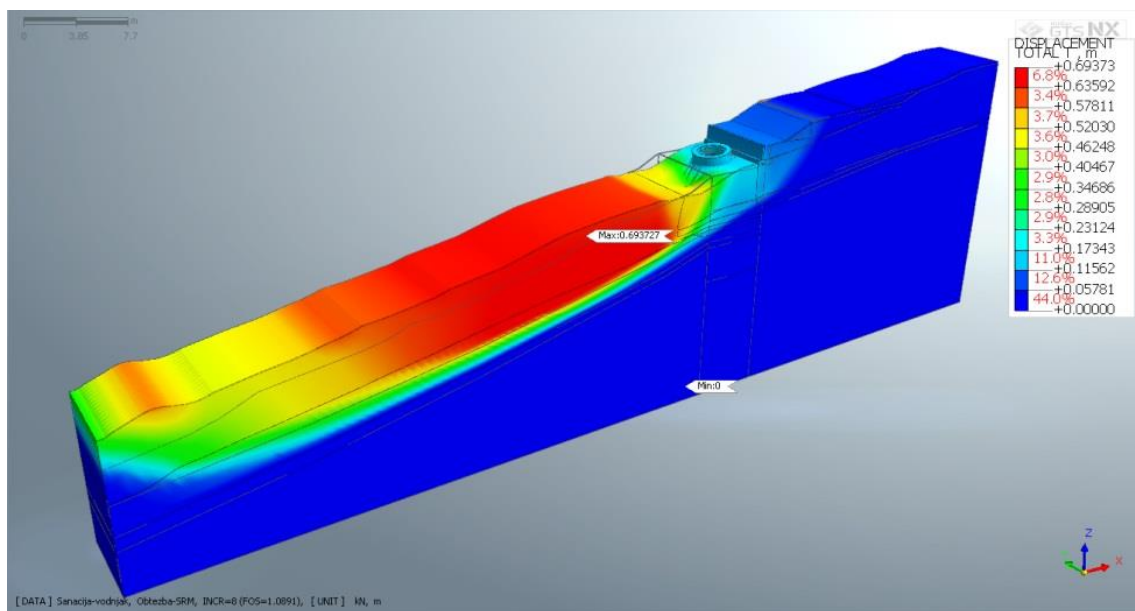
Stabilnostna analiza je izračunana z metodo redukcije trdnostnih parametrov zemljin in hribine. Na slikah 126 in 127 so prikazani rezultati stabilnostne analize pri izračunu z moznikom, in sicer so na

sliki 126 prikazane maksimalne strižne deformacije, na sliki 127 pa polje pomikov U_{xyz} . Slika 128 prikazuje maksimalne strižne deformacije, slika 129 pa polje pomikov U_{xyz} pri izračunu z vodnjakom. Kritična drsina se pojavi pod moznikom oziroma vodnjakom, podobno kot pri izračunu faktorja globalne stabilnosti z 2D analizo.

- **Moznik**

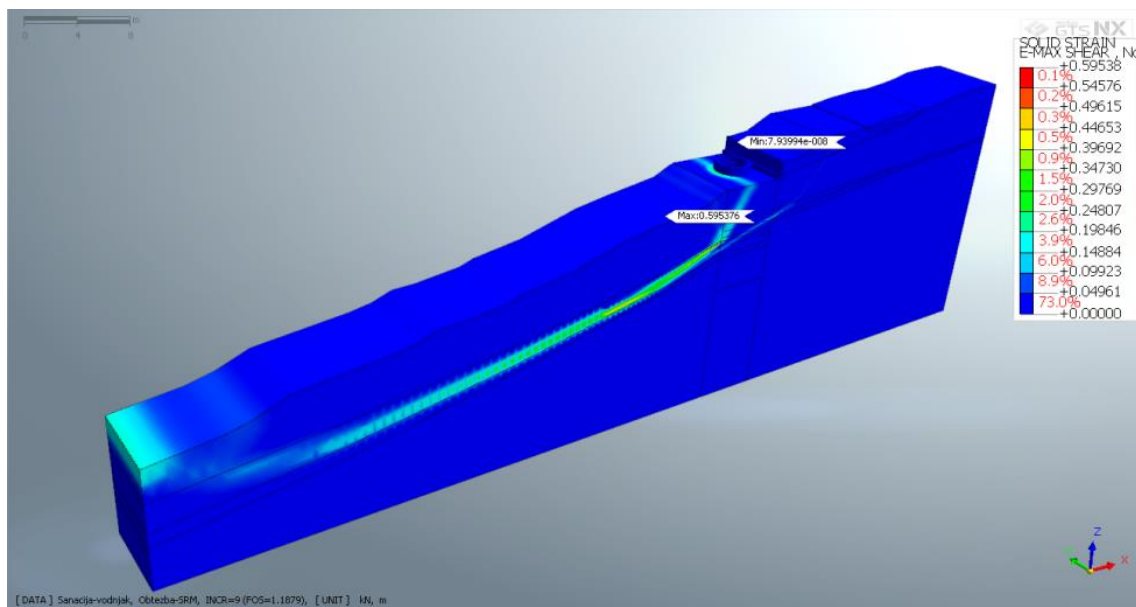


Slika 126: Maksimalne strižne deformacije pri izračunu z moznikom – $F = 1,089$

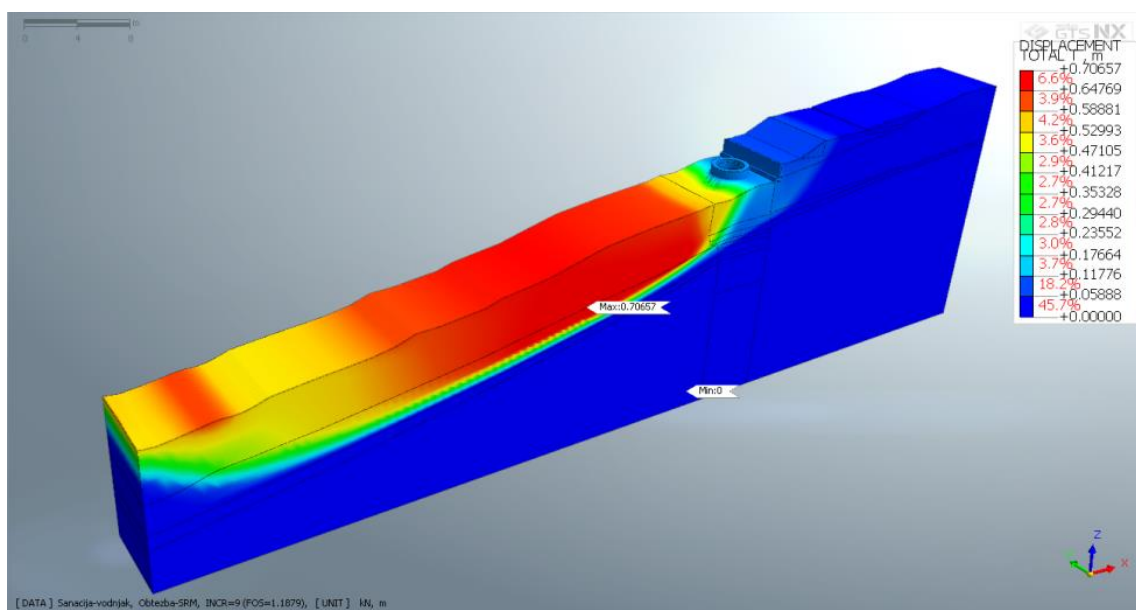


Slika 127: Polje pomikov U_{xyz} pri izračunu z moznikom – $F = 1,089$

- **Vodnjak**

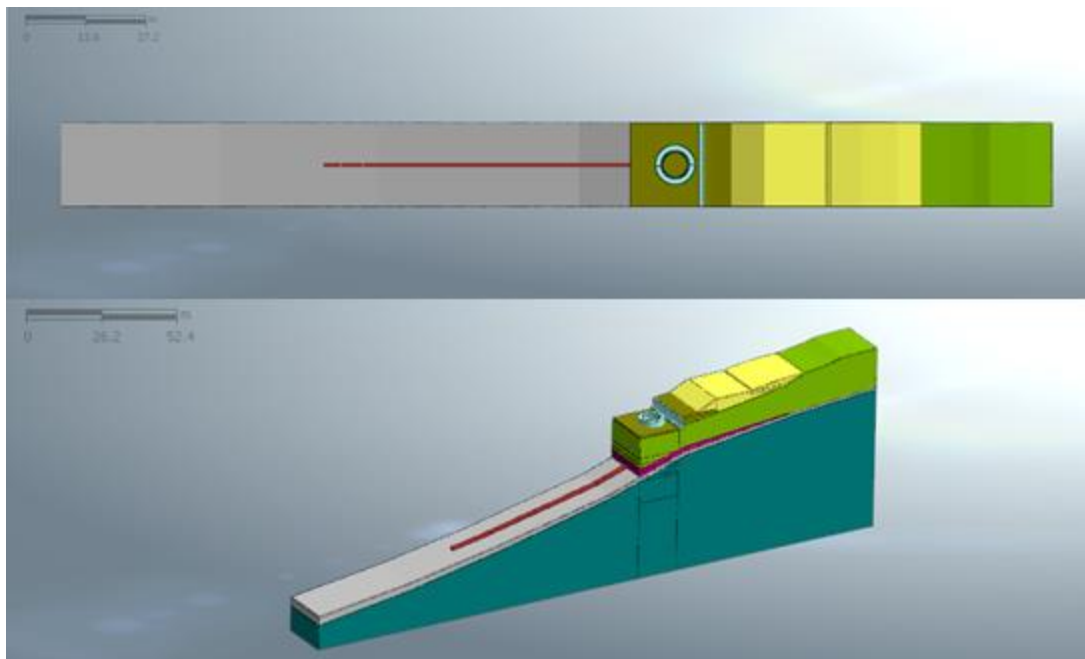


Slika 128: Maksimalne strižne deformacije pri izračunu z vodnjakom – $F = 1,188$



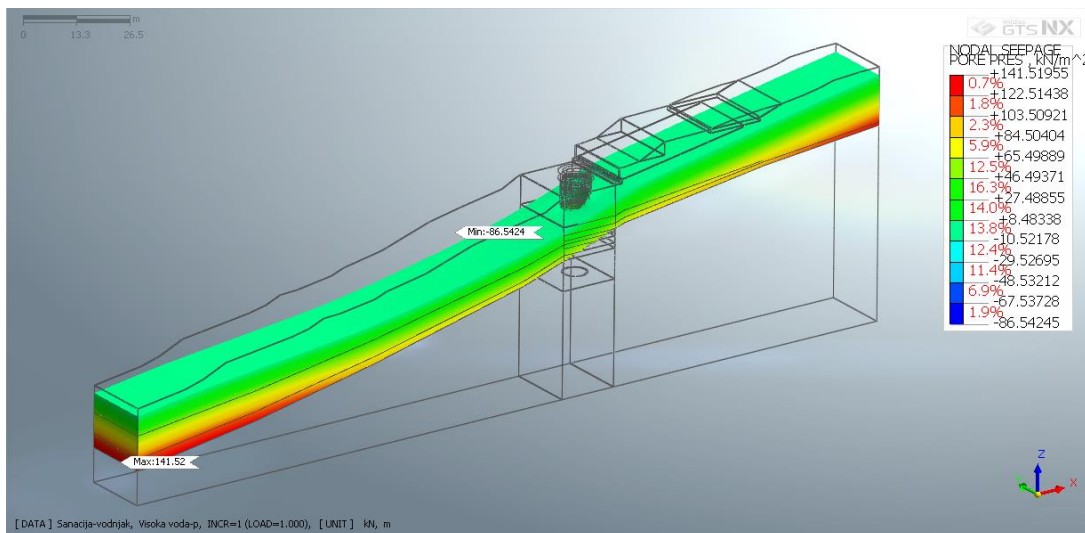
Slika 129: Polje pomikov U_{xyz} pri izračunu z vodnjakom – $F = 1,188$

Faktor varnosti pri izračunu z moznikom znaša $F_{OS} = 1,089$, pri vodnjaku pa je zaradi drenaž, ki zmanjšajo porne tlake v okolici vodnjaka in v pobočju višji, in sicer $F_{OS} = 1,188$. EC 7 zahteva, da je faktor globalne stabilnosti $F_{OS} \geq 1,25$, česar samo z izgradnjo vodnjaka ne dosežemo v področju pod predvidenimi vodnjaki. Za stabilizacijo brežine pod podporno konstrukcijo bi bilo treba zgraditi še globoko drenažo v pobočju pod vodnjakom. Za razliko od 2D modela lahko v 3D modelu modeliramo globoko linijsko drenažo. Za izračun obremenitev v elementih vodnjaka ter faktorja globalne stabilnosti v primeru globoke drenaže v pobočju pod vodnjakom smo v računski model dodali globoko drenažo, kot prikazuje slika 130, kjer rdeča linija pod vodnjakom prikazuje vozlišča, v katerih so porni tlaki $p = 0$ kPa.

Slika 130: Globoka drenaža v pobočju pod vodnjakom ($p = 0$ kPa) – 3D model

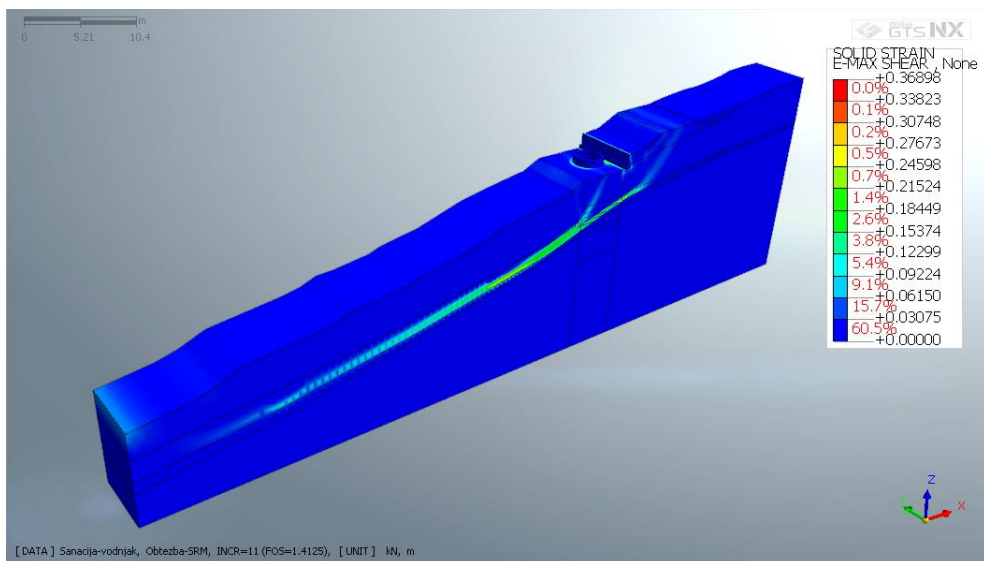
- **Vodnjak z globoko drenažo v pobočju**

Porni tlaki izračunani v primeru vodnjaka z globoko drenažo, so prikazani na sliki 131. Z drenažo zmanjšamo porne tlake na obravnavanem območju in povečamo faktor stabilnosti pobočja.

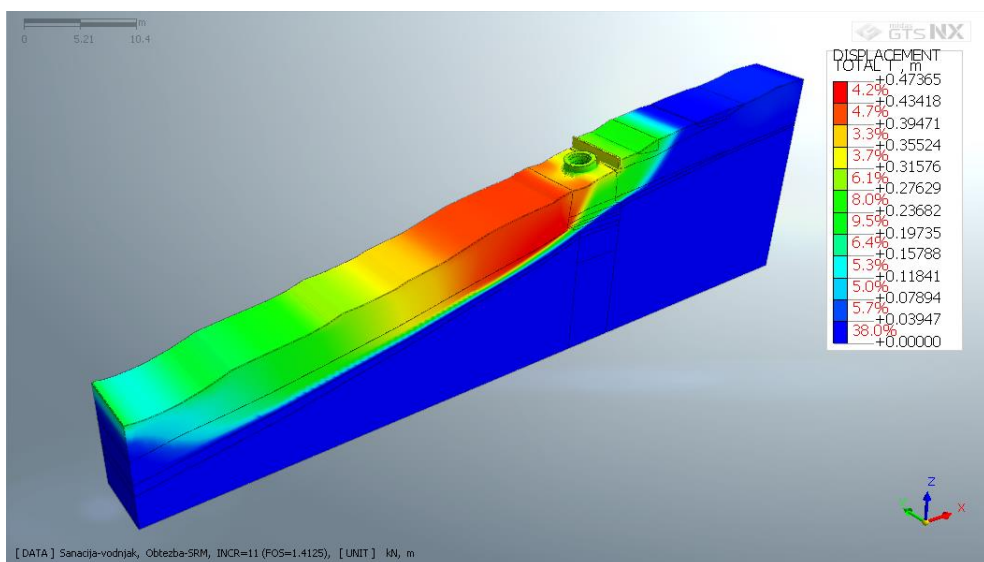


Slika 131: Porne tlaki v primeru vodnjaka z globoko drenažo – 3D model

Izračunan faktor varnosti, kjer upoštevamo dodatno drenažo v pobočju pod podporno konstrukcijo je $F_{OS} = 1,41$. Na sliki 132 so prikazane maksimalne strižne deformacije, na sliki 133 pa polje pomikov U_{xyz} . Z izvedbo globoke drenaže zadostimo pogoju iz EC 7, $F_{OS} = 1,41 \geq 1,25$. Pri 3D modelu z globoko drenažo v pobočju je treba upoštevati, da izračun velja za območje obravnavanega prostorskega modela širine 18,9 m. V kolikor bi želeli zelo natančno simulirati sanacijo plazzu, bi bilo treba v 3D modelu obravnavati širše območje, v katerega bi zajeli vse tri vodnjake s predvidenim sistemom drenaž v pobočju pod vodnjaki.



Slika 132: Maksimalne strižne deformacije pri izračunu z vodnjakom in globoko drenažo v pobočju – $F = 1,41$



Slika 133: Polje pomikov U_{xyz} pri izračunu z vodnjakom in globoko drenažo v pobočju – $F = 1,41$

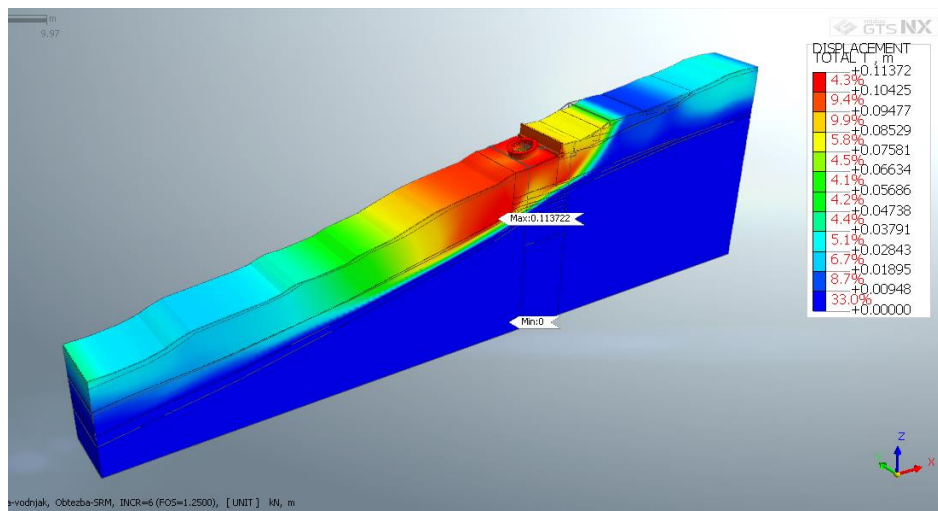
V preglednico 64 smo zapisali faktorje globalne stabilnosti za primer možnika, vodnjaka in vodnjaka z globoko drenažo v pobočju.

Preglednica 64: Primerjava faktorja varnosti proti zdrsú pobočja – 3D analiza

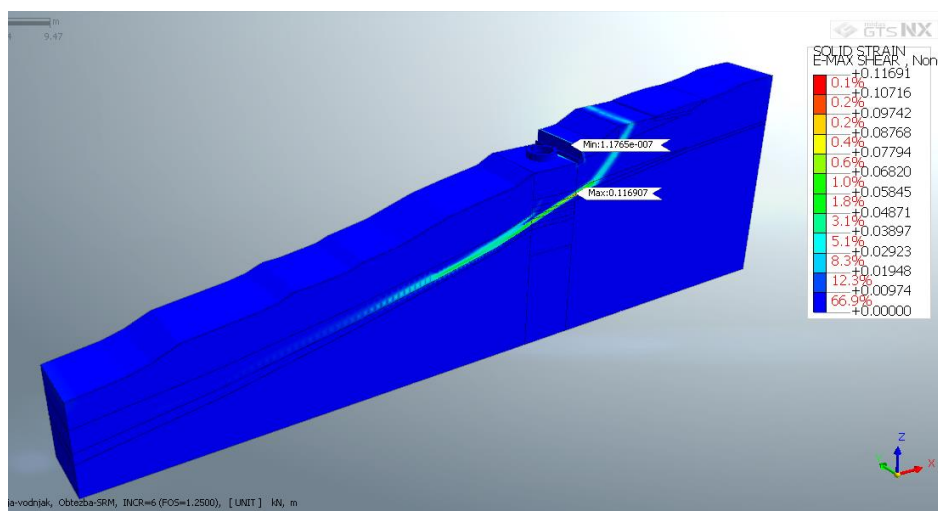
Opis	Faktor globalne stabilnosti F_{OS}
Moznik	1,089
Vodnjak	1,188
Vodnjak + globoka drenaža v pobočju	1,41

Poleg globalne stabilnosti za primer vodnjaka z globoko drenažo v pobočju smo izračunali tudi obremenitve v vodnjaku pri zmanjšanih trdnostnih karakteristikah zemljin in hribine za faktor $F = 1,25$. Na sliki 134 je prikazano polje pomikov U_{xyz} , na sliki 135 pa maksimalne strižne deformacije v

primeru reduciranih trdnostnih parametrov za $F = 1,25$. Pri določanju ekstremnih obremenitev v konstrukcijskih elementih podporne konstrukcije je treba upoštevati tudi morebitne ekstremne obremenitve, ki jih izračunamo v tem primeru. V poglavju 6.6 smo z kontrolo ekstremnih vrednosti notranjih statičnih količin za posamezne računske primere zapisali projektne vrednosti notranjih statičnih količin za dimenzioniranje armature v pilotih, vezni gredi, AB oblogi in temeljni plošči v mejnem stanju nosilnosti.



Slika 134: Polje pomikov U_{xyz} pri izračunu z vodnjakom in globoko drenažo v pobočju – $F = 1,25$



Slika 135: Maksimalne strižne deformacije pri izračunu z vodnjakom in globoko drenažo v pobočju – $F = 1,25$

5.7 Primerjava rezultatov 2D in 3D numerične analize

Primerjava rezultatov temelji na primerjavi zemeljskih pritiskov, pomikov podporne konstrukcije in pobočja ter faktorjev varnosti pobočja. Izrazito prostorske probleme pogosto ni smiselno analizirati v ravninskem deformacijskem stanju, saj rezultati niso uporabni za natančno dimenzioniranje konstrukcijskih elementov. S primerjavo rezultatov bomo pokazali prednosti in slabosti posameznega pristopa. Zagotovo lahko trdimo, da je v začetnih fazah projektiranja, priročno uporabiti 2D računski model, ker je modeliranje enostavnejše kot pri 3D analizi. Poleg hitrejšega modeliranja je čas numeričnega izračuna pri 2D analizi bistveno krajši, zaradi manjšega števila končnih elementov in s tem prostostnih stopenj in enačb za rešitev problema. Rezultati 2D analize nam pomagajo pri določitvi

togosti podporne konstrukcije, z izračunom ocenimo velikostni red premikov podporne konstrukcije in pobočja, ocenimo vpliv drenaž na globalno stabilnost in obremenitve podporne konstrukcije. Za natančen izračun obremenitev v konstrukcijskih elementih podporne konstrukcije in prostorskih deformacijskih stanj v posameznih računskih fazah pa je treba uporabiti 3D računski model.

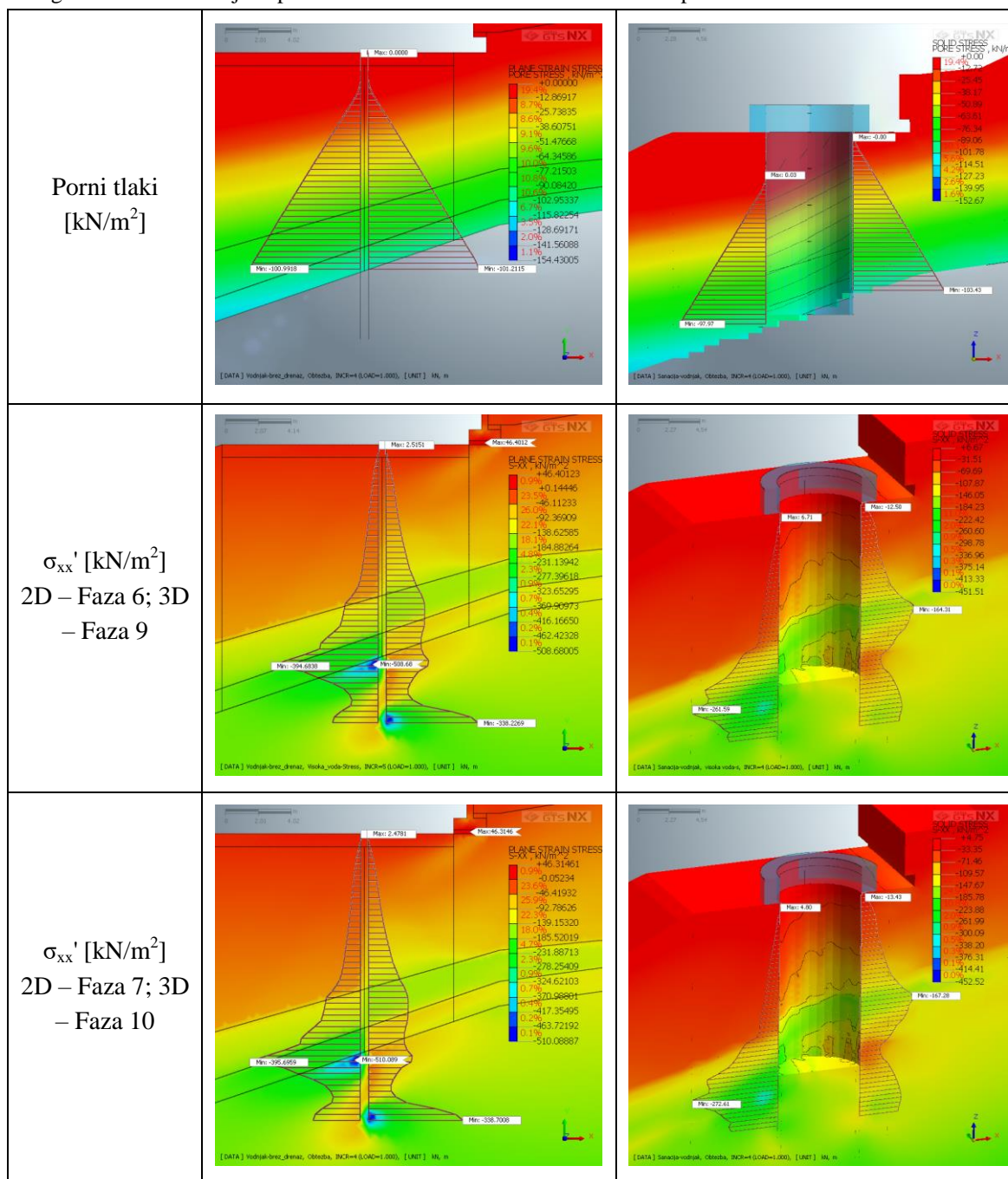
5.7.1 Primerjava pornih in zemeljskih pritiskov

V preglednici 65 in 66 so prikazani porni tlaki in efektivne horizontalne napetosti tik ob vodnjaku oziroma mozniku na zaledni in spodnji strani podporne konstrukcije za 2D in 3D izračun.

Preglednica 65: Primerjava pornih tlakov in horizontalnih efektivnih napetosti 2D in 3D analize za vodnjak

	2D	3D
Porni tlaki [kN/m ²]		
σ_{xx}' [kN/m ²] 2D – Faza 6; 3D – Faza 9		
σ_{xx}' [kN/m ²] 2D – Faza 7; 3D – Faza 10		

Preglednica 66: Primerjava pornih tlakov in horizontalnih efektivnih napetosti 2D in 3D analize za moznik



V preglednico 67 smo zapisali maksimalne vrednosti pornih tlakov in efektivnih horizontalnih napetosti tik ob vodnjaku oziroma mozniku. Porni tlaki izračunani z 2D in 3D analizo se dobro ujemajo v primeru analize z moznikom, kjer je maksimalna vrednost pornih tlakov v obeh primerih okoli 100,0 kPa. Pri izračunu z vodnjakom pa so porni tlaki pri 3D analizi na zaledni strani večji za 25,2 %, na spodnji strani pa za 40,6 % glede na vrednosti izračunane z 2D analizo. Vrednosti efektivnih horizontalnih napetosti na spodnji strani so v fazi visoke vode za 6,7 % večje pri 3D modelu kot pri 2D modelu, v fazi dodane obtežbe pa so večje za 8,6 %. Na zaledni strani so vrednosti σ_{xx}' izračunane z 2D analizo večje za 2,0 % od vrednosti izračunanih pri 3D analizi in v fazi dodane obtežbe na zaledju so vrednosti praktično enake, in sicer 186,60 kPa pri 2D modelu in 186,84 kPa pri 3D modelu.

Pri izračunu z moznikom pride do večjih razlik v vrednostih maksimalnih efektivnih napetosti med 2D in 3D analizo. Na spodnji strani moznika, v fazi visoke vode, so vrednosti efektivnih horizontalnih napetosti večje pri 2D modelu za 50,9 % glede na vrednosti dobljene pri 3D modelu in v fazi dodatne obtežbe za 45,2 %. Na zgornji, zaledni strani moznika, so vrednosti v fazi visoke vode kar za 2,06x večje pri 2D modelu od vrednosti izračunanih pri 3D modelu. V fazi dodane obtežbe na zaledju pa so vrednosti efektivnih horizontalnih napetosti večje za 2,02x od vrednosti dobljenih pri 3D analizi. Tukaj je treba upoštevati, da so maksimalne vrednosti σ_{xx}' pri 2D modelu na zaledni strani izračunane na spodnji koti linijskega modela moznika medtem, ko je pri 3D modelu maksimalna vrednost σ_{xx}' tik nad vpetjem moznika v hribino na zaledni strani, kar je posledica razlike v mehanizmu prevzema obremenitev med 2D in 3D računskim modelom podporne konstrukcije.

Iz slik v preglednicah 65 in 66 vidimo, da je velikostni red in potek efektivnih horizontalnih napetosti pri vodnjaku podoben pri 2D in 3D analizi, pri izračunu z moznikom pa pride do večjih razlik med 2D in 3D analizo tako po velikostih, kot po poteku napetosti ob mozniku, ki je bolj obremenjen kot vodnjak. Pri 3D analizi dobimo prostorsko napetostno deformacijsko stanje. V preglednici 67 so zapisani tudi faktorji med vrednostmi izračunanimi s 3D analizo glede na vrednosti iz 2D analize.

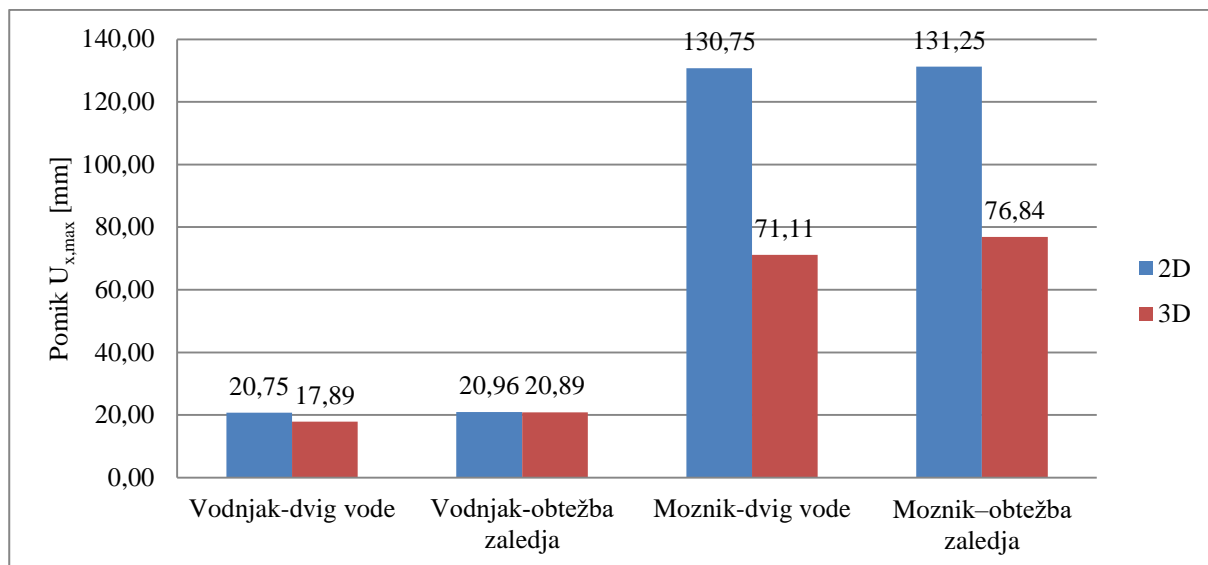
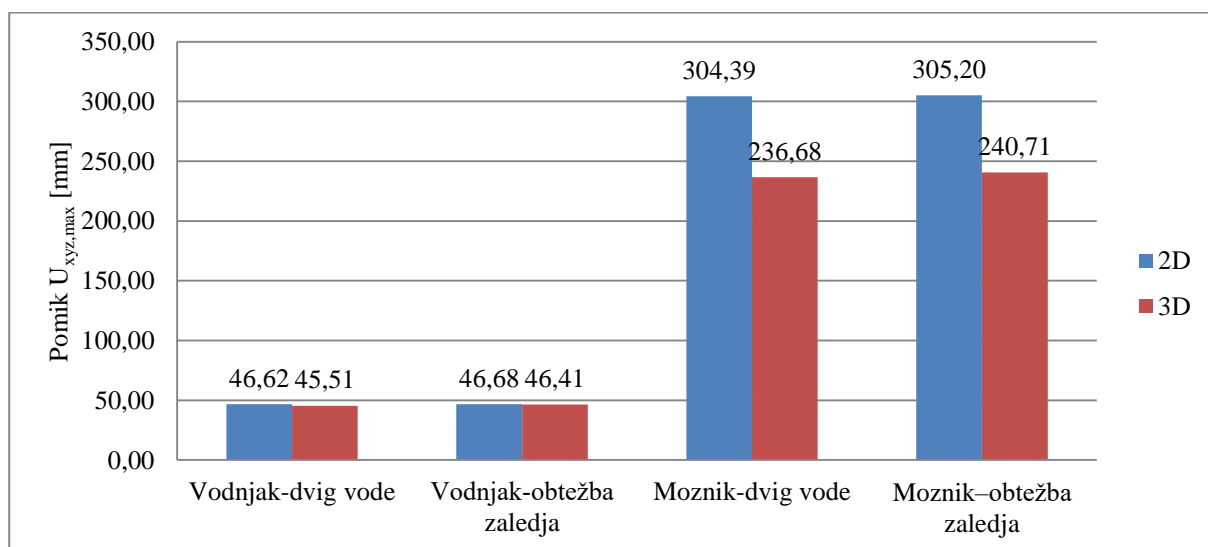
Vpliv dodatne obtežbe na zaledju na efektivne horizontalne napetosti je manjši pri 2D izračunu kot pri 3D izračunu. Pri 2D modelu so napetosti σ_{xx}' na spodnjem delu v primeru dodane obtežbe (faza 10) večje za 2,6 %, na zaledni strani pa za 1,4 % glede na vrednosti izračunane v fazi visoke vode (faza 9). Pri 3D modelu so napetosti σ_{xx}' spodaj za 4,2 % in zgoraj za 1,8 % večje v fazi dodane obtežbe na zaledju glede na vrednosti izračunane v fazi visoke vode.

Preglednica 67: Primerjava vrednosti pornih tlakov in efektivnih horizontalnih napetosti na vodnjak in moznik – 2D in 3D analiza

	2D		3D		3D / 2D		
	Spodaj	Zgoraj	Spodaj	Zgoraj	Spodaj	Zgoraj	
Porni tlaki – visoka voda	39,43	38,90	55,48	48,70	1,41	1,25	VODNJAK
σ_{xx}' – visoka voda	187,14	186,45	199,72	182,80	1,07	0,98	
σ_{xx}' – obtežba na zaledju	187,40	186,60	203,60	186,84	1,09	1,00	
Porni tlaki – visoka voda	100,99	101,21	97,97	103,43	0,97	1,02	MOZNIK
σ_{xx}' – visoka voda	394,68	338,23	261,59	164,31	0,66	0,49	
σ_{xx}' – obtežba na zaledju	395,70	338,70	272,61	167,28	0,69	0,49	

5.7.2 Primerjava pomikov

Na grafikonu 13 smo primerjali maksimalne horizontalne pomike vodnjaka in moznika izračunane z 2D in 3D analizo. Na grafikonu 14 pa smo primerjali maksimalne pomike pobočja izračunane z 2D in 3D analizo.

Grafikon 13: Primerjava horizontalnih pomikov $U_{x,max}$ AB vodnjaka in moznika iz 2D in 3D analize

Grafikon 14: Primerjava maksimalnih pomikov pobočja iz 2D in 3D analize

Pomiki na vrhu vodnjaka in maksimalni pomiki pobočja izračunani z 2D in 3D analizo se dobro ujemajo pri izračunu z vodnjakom. Maksimalni horizontalni pomik vodnjaka, izračunan z 2D analizo za fazo visoke vode je za 1,16x večji od pomika vodnjaka izračunanega s 3D analizo. V fazi dodatne obtežbe na zaledju je maksimalni horizontalni pomik vodnjaka iz 2D analize od maksimalnega horizontalnega pomika vodnjaka izračunanega s 3D analizo večji le za 3,4 %. Maksimalni pomik pobočja je pri izračunu z vodnjakom, v fazi visoke vode pri 2D modelu večji za 2,4 % in v fazi dodatne obtežbe na zaledju za 5,8 % od maksimalnega pomika pobočja izračunanega s 3D analizo.

Maksimalni horizontalni pomiki moznika so v fazi visoke vode pri 2D modelu večji za 1,84x od maksimalnega horizontalnega pomika moznika izračunanega s 3D analizo in 1,71x večji pri 2D analizi glede na 3D analizo v fazi dodane obtežbe na zaledje. Maksimalen pomik pobočja je pri 2D modelu večji od maksimalnega pomika pobočja izračunanega s 3D modelom za 1,29x v fazi visoke vode in za 1,27x v fazi dodane obtežbe na zaledje.

Vpliv dodatne obtežbe na zaledju na pomike pobočja in vodnjaka oziroma moznika je večji pri 3D analizi, kjer je maksimalni horizontalni pomik moznika, zaradi dodane obtežbe na zaledje večji za 8,1 % in maksimalni horizontalni pomik vodnjaka za 16,8 % glede na vrednosti izračunane v fazi visoke vode. Pri 2D analizi je pomik moznika v fazi dodane obtežbe večji le za 3,8 %, pomik vodnjaka pa za 1,0 % glede na vrednosti izračunane v fazi visoke vode.

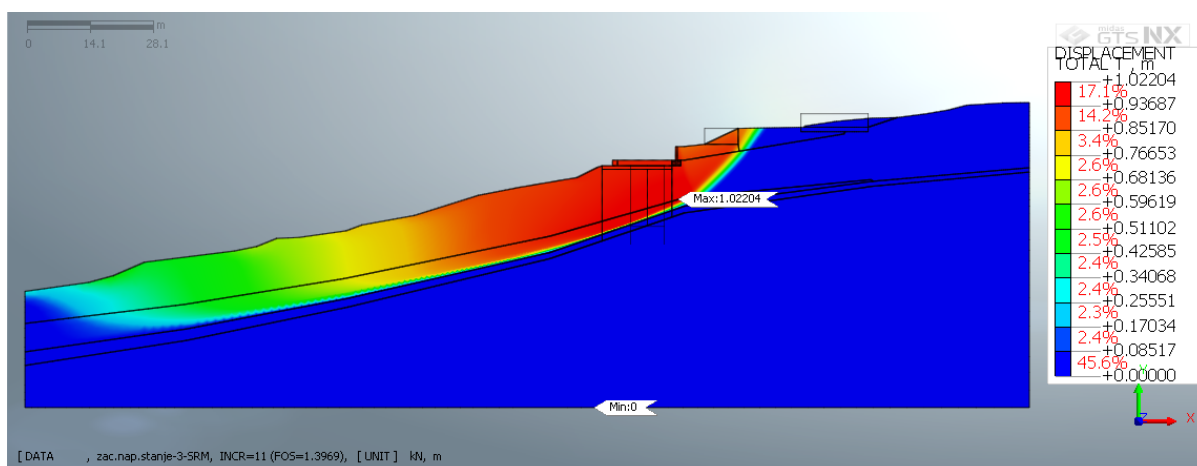
Iz grafikonov 13 in 14 je razvidno, da je razlika v velikostih maksimalnih horizontalnih pomikov podporne konstrukcije in maksimalnih pomikov pobočja med 2D in 3D analizo večja pri izračunih z moznikom, kot pri izračunih z vodnjakom. V našem primeru opazimo, da so razlike v velikostih pomikov med 2D in 3D analizo večje v primeru manj stabilnega pobočja. Podobno smo opazili v prejšnjem poglavju 5.5.1, kjer so razlike v efektivnih horizontalnih napetostih tudi večje pri izračunu z moznikom.

5.7.3 Primerjava notranjih statičnih količin v podporni konstrukciji

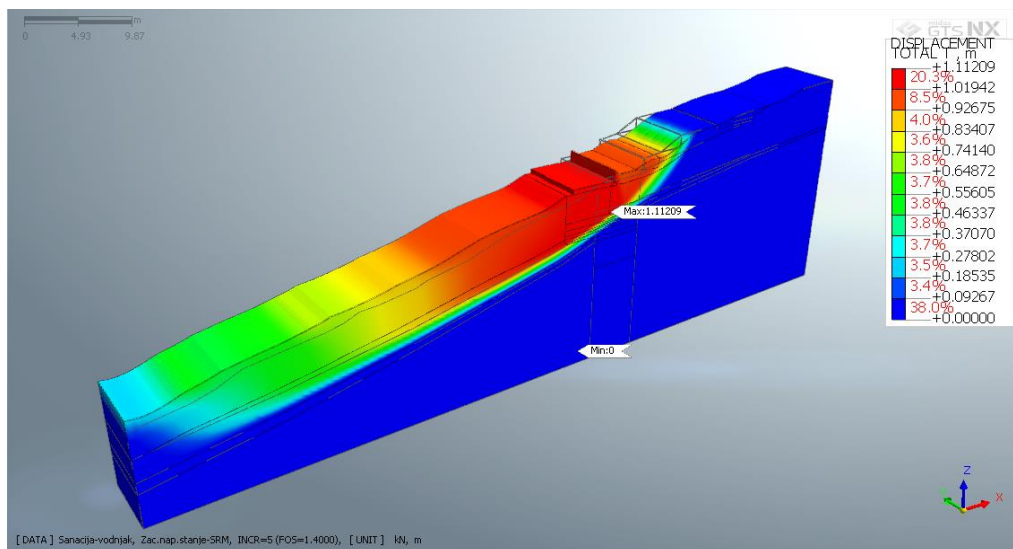
Pri 3D analizi je podporna konstrukcija modelirana v prostoru, kjer smo pilote modelirali z linijskimi, talno ploščo s ploskovnimi, AB oblogo in vezno gredo pa s prostorskimi končnimi elementi. Pri 2D analizi pa smo podporno konstrukcijo v celoti modelirali z linijskimi končnimi elementi in pripadajočimi geometrijskimi lastnostmi prečnega prereza konstrukcije. Pri 3D analizi izračunamo notranje statične količine posebej za pilote, talno ploščo, AB oblogo in vezno gredo, medtem ko pri 2D analizi izračunamo notranje statične količine v prečnih prerezih podporne konstrukcije. Primerjava notranjih statičnih količin v podporni konstrukciji zaradi razlik med 2D in 3D računskim modelom ni smiselna.

5.7.4 Primerjava faktorjev varnosti pobočja

Pri primerjavi faktorjev globalne stabilnosti pogledimo še faktorja globalne stabilnosti izračunana za začetno napetostno stanje pri 2D in 3D analizi. Na sliki 131 je prikazano polje pomikov U_{xy} izračunano z 2D analizo. Faktor varnosti proti porušitvi v začetni računski fazi pri nizkem nivoju vode je $F_{OS,2D} = 1,3969 \approx 1,40$. Polje pomikov U_{xyz} iz 3D stabilnostne analize je prikazano na sliki 132. Faktor globalne stabilnosti za začetno napetostno stanje izračunan s 3D analizo pa je $F_{OS,3D} = 1,40$.



Slika 136: Polje pomikov U_{xy} iz 2D analize – $F = 1,397 \approx 1,40$

Slika 137: Polje pomikov U_{xyz} iz 3D analize – $F = 1,40$

V preglednico 68 smo zapisali izračunane faktorje globalne stabilnosti za 2D in 3D analizo, začetno napetostno stanje, fazo dviga nivoja podzemne vode, fazo dodane obtežbe na zaledje in še za primer, ko v pobočju poleg vodnjaka upoštevamo še globoko drenažo.

Preglednica 68: Primerjava faktorjev globalne stabilnosti – 2D in 3D analiza

Opis	3D numerični model	2D numerični model
Začetno stanje – nizek vodostaj	1,40	1,397 \approx 1,40
Moznik	1,089	1,051
Vodnjak	1,188	1,169
Vodnjak + drenaža v pobočju	1,413	1,658

Faktorja varnosti izračunana na začetnem napetostnem stanju sta enaka $F_{OS_2D} = F_{OS_3D} = 1,40$. Iz preglednice 67 je razvidno, da pride do razlik v vrednostih faktorjev globalne stabilnosti med 2D in 3D analizo pri izračunu z moznikom, kjer je pri 3D analizi faktor globalne stabilnosti večji za 1,6 % in pri izračunu z vodnjakom, kjer je faktor globalne stabilnosti večji za 3,6 % glede na faktor izračunan z 2D analizo. Največja razlika v vrednosti faktorja globalne stabilnosti med 2D in 3D analizo je v primeru, ko upoštevamo globoko drenažo v pobočju pod vodnjakom. Faktor globalne stabilnosti je pri 3D modelu manjši za 14,8 % od faktorja izračunanega z 2D analizo. Faktor globalne stabilnosti izračunan z 2D analizo je nepravilen, saj je pri 2D modelu drenaža pod vodnjaki modelirana na celotnem pasu širine 18,9 m. Pri 3D analizi pa nam je omogočeno modeliranje linijskih drenaž in s tem izračun pornih tlakov, prečno na smer drenaže. Izračunan faktor globalne stabilnosti pobočja je v tem primeru bližje dejanskemu faktorju, ki bi nastopil v primeru izvedbe globoke drenaže v pobočju pod vodnjaki, kot smo predpostavili v računskem modelu. Kot smo že omenili v poglavju 5.4.2.3 pa bi bilo treba za natančnejšo simulacijo sanacije plazu modelirati celotno območje plazu, ki bi zajelo vse tri vodnjake in predviden obseg izvedbe globokih drenaž.

5.8 Notranje statične količine za dimenzioniranje vodnjaka

Pri dejanski izvedbi sanacije plazu Šmihel izberemo sanacijo z vodnjaki in globoko drenažo v pobočju pod vodnjaki, s čimer računsko zagotovimo faktor varnosti po EC 7, $F_{OS} \geq 1,25$. Pri dimenzioniranju konstrukcijskih elementov pa smo se odločili, da projektne vrednosti notranjih statičnih količin konstrukcijskih elementov določimo tudi iz izračuna moznika in vodnjaka brez globoke drenaže v pobočju pod vodnjakom, kjer je faktor varnosti proti zdrsni pobočja pod vodnjaki $F < 1,25$. Tako so konstrukcijski elementi podporne konstrukcije primerno dimenzionirani tudi v primeru slabšega delovanja oziroma odpovedi drenažnega sistema.

Projektne vrednosti notranjih statičnih količin v konstrukcijskih elementih moznika oziroma vodnjaka smo določili v Excelu, kamor smo uvozili izračunane vrednosti notranjih statičnih količin posameznih konstrukcijskih elementov vodnjaka. Delne varnostne faktorje smo upoštevali po projektnem pristopu 1. Upoštevali smo vrednosti izračunane v modelu z vodnjakom in moznikom ter vrednosti, ki smo jih izračunali z redukcijo trdnostnih parametrov zemljin in hribine za faktor $F_{OS} = 1,08$ v primeru izračuna z moznikom, $F_{OS} = 1,18$ pri izračunu z vodnjakom ter $F_{OS} = 1,25$ pri modelu z vodnjakom in globoko drenažo. Projektne vrednosti za dimenzioniranje konstrukcijskih sklopov izračunamo z enačbo 26.

$$S_d = \max \{1,35 \times S_{MSU} \text{ (faza 7,9)}; 1,35 \times S_{MSN,komb.1} \text{ (faza 10)}; S_{MSN,komb.2}\}, \quad (26)$$

kjer je S_d projektna vrednost, S_{MSU} , $S_{MSN,komb.1}$, $S_{MSN,komb.2}$ pa vrednosti dobljene v posameznem izračunu za mejno stanje uporabnosti in nosilnosti.

V preglednicah 69 do 72 je v skrajnem desnem stolpcu zapisana računsko faza iz katere izhajajo projektne obremenitve konstrukcijskega elementa.

5.8.1 Piloti

Projektne vrednosti notranjih statičnih količin za dimenzioniranje na mejno stanje nosilnosti smo določili v Excel-u, kjer smo poiskali maksimume in minimume posameznih notranjih sil ter upogibnih in torzijskih momentov s pripadajočimi notranjimi statičnimi količinami. Projektne vrednosti za dimenzioniranje pilota so prikazane v preglednici 69. Maksimalna osna sila F_x in maksimalna prečna sila F_y sta izračunani v primeru moznika za fazo dodane obtežbe na zaledju. Ostale ekstremne vrednosti notranjih statičnih količin so izračunane pri mozniku, z redukcijo trdnostnih parametrov za $F = 1,089$.

Preglednica 69: Projektne vrednosti notranjih statičnih količin v pilotih

Notranja statična količina	$F_{x,prip}$	$F_{y,prip}$	$F_{z,prip}$	$M_{y,prip}$	$M_{z,prip}$	Računska faza
$F_{Edx,max}$ [kN]	1739,46	-18,53	79,64	130,20	-478,84	MOZNIK Faza 10
$F_{Edx,min}$ [kN]	-2263,00	480,65	-4,71	35,72	425,55	MOZNIK $F = 1,089$
$F_{Edy,max}$ [kN]	1462,65	554,04	-223,50	30,31	-146,15	MOZNIK Faza 10

se nadaljuje...

...nadaljevanje preglednice 69

$F_{Edy,min}$ [kN]	-1120,40	-250,00	-17,00	-17,92	-290,40	MOZNIK F = 1,089
$F_{Edz,max}$ [kN]	843,50	-60,40	420,00	275,70	126,00	MOZNIK F = 1,089
$F_{z,min}$ [kN]	841,60	-60,80	-420,00	275,70	126,10	MOZNIK F = 1,089
$M_{y,max}$ [kNm]	1404,90	348,40	-325,70	462,30	-309,10	MOZNIK F = 1,089
$M_{y,min}$ [kNm]	1405,20	349,60	325,61	-461,40	-309,80	MOZNIK F = 1,089
$M_{z,max}$ [kNm]	-2262,97	480,70	-4,70	35,70	425,60	MOZNIK F = 1,089
$M_{z,min}$ [kNm]	1642,60	497,65	194,00	-226,53	-607,99	MOZNIK F = 1,089

5.8.2 AB obloga

V preglednico 70 smo zapisali projektne vrednosti za določitev potrebne armature v kritično obremenjenih prerezih. Vrednosti v oklepajih pri strižni sili Q_{yz} predstavljajo minimalno strižno silo na stiku AB obloge s talno ploščo, ki jo odčitamo na višini $v = 0,75$ m od srednje ravnine talne plošče. Upogibni moment na mestu vpetja v AB talno ploščo pa odčitamo na $v = 0,50$ m od srednje ravnine talne plošče. Projektne vrednosti notranjih statičnih količin za dimenzioniranje AB vezne grede izhajajo iz izračuna moznika v fazi 9 in 10, izračuna vodnjaka v fazi 10 ter izračuna z redukcijo trdnostnih parametrov pri vodnjaku z globinsko drenažo ($F = 1,25$), pri mozniku ($F = 1,08$) in pri vodnjaku ($F = 1,18$).

Preglednica 70: Projektne vrednosti notranjih statičnih količin v AB oblogi

Notranja statična količina	$F_{xx,prp}$	$F_{yy,prp}$	$F_{xy,prp}$	$M_{xx,prp}$	$M_{yy,prp}$	$M_{xy,prp}$	$Q_{xz,prp}$	$Q_{yz,prp}$	Računska faza
$F_{xx,min}$ [kN/m]	-928,60	-647,51	-66,87	-4,44	-9,29	-0,96	22,03	6,94	MOZNIK Faza 10
$F_{xx,max}$ [kN/m]	18,55	-37,10	3,60	-0,98	0,75	-0,16	-0,99	10,44	VODNJAK F = 1,25
$F_{yy,min}$ [kN/m]	-838,69	-740,92	-70,03	-0,41	-21,34	-1,10	-12,43	16,47	MOZNIK F = 1,08
$F_{yy,max}$ [kN/m]	-726,83	233,98	-0,22	0,77	-3,18	0,00	0,00	35,86	MOZNIK Faza 9
$F_{xy,min}$ [kN/m]	-650,38	-333,45	-1015,06	-1,11	0,00	1,40	17,16	3,51	MOZNIK F = 1,08
$F_{xy,max}$ [kN/m]	-650,51	-332,72	1015,67	-1,04	0,00	-1,39	-17,37	3,45	MOZNIK F = 1,08
$M_{xx,min}$ [kNm/m]	-742,85	132,45	-325,35	-13,66	-6,75	0,81	31,21	40,50	MOZNIK Faza 10
$M_{xx,max}$ [kNm/m]	-148,32	-88,03	158,96	21,55	76,15 (34,92)	-2,65	90,24	-482,81 (-132,41)	MOZNIK Faza 10
$M_{yy,min}$ [kNm/m]	-807,62	-696,79	-572,60	-9,35	-26,89	4,12	-11,16	56,35	MOZNIK F = 1,08
$M_{yy,max}$ [kNm/m]	-112,83	-319,86	44,86	4,67	34,92	-0,39	-2,27	-221,48 (-132,41)	VODNJAK Faza 10
$M_{xy,min}$ [kNm/m]	-737,64	-651,39	705,96	-11,31	-25,76	-5,77	19,76	26,19	MOZNIK F = 1,08

se nadaljuje...

...nadaljevanje preglednice 70

$M_{xy,max}$ [kNm/m]	-737,95	-652,48	-705,39	-11,26	25,73	5,77	-19,00	26,20	MOZNIK F = 1,08
$Q_{xz,min}$ [kN/m]	-188,32	13,92	-141,80	20,20	64,00 (34,92)	2,98	-104,66	-450,88 (-132,41)	MOZNIK F = 1,08
$Q_{xz,max}$ [kN/m]	-353,78	-126,31	183,35	14,06	23,65	-1,17	103,53	-197,77 (-132,41)	MOZNIK F = 1,08
$Q_{yz,min}$ [kN/m]	-688,76	-637,49	-276,42	-4,04	-9,88	-1,33	-18,20	-132,41	VODNJAK F = 1,18
$Q_{yz,max}$ [kN/m]	-347,44	-295,96	58,39	-2,75	13,76	0,00	-0,47	149,78	MOZNIK Faza 10

5.8.3 Vezna greda

V preglednico 71 smo zapisali projektne vrednosti notranjih statičnih količin za dimenzioniranje armature v AB vezni gredi. Vrednosti projektnih obremenitev so izračunane za moznik v fazi 7, 9 in 10, vodnjak v fazi 10 ter z redukcijo trdnostnih parametrov za faktor $F = 1,25$ pri vodnjaku z globoko drenažo v pobočju.

Preglednica 71: Projektne vrednosti notranjih statičnih količin v vezni gredi

Prerez	Notranja statična količina	$F_{x,prip}$	$F_{y,prip}$	$F_{z,prip}$	$M_{x,prip}$	$M_{y,prip}$	$M_{z,prip}$	Računska faza
Prerez 1	$F_{x,min}$ [kN]	-191,70	23,63	-19,31	7,65	245,70	-115,02	MOZNIK Faza 9
Prerez 16	$F_{x,max}$ [kN]	59,90	17,70	21,80	3,51	-154,00	-130,00	MOZNIK F = 1,08
Prerez 6	$F_{y,min}$ [kN]	28,22	-58,19	69,80	-20,79	-167,40	-210,60	MOZNIK Faza 10
Prerez 19	$F_{y,max}$ [kN]	-147,15	120,29	-105,71	22,14	128,79	-180,90	MOZNIK Faza 9
Prerez 19	$F_{z,min}$ [kN]	-147,15	120,29	-105,71	22,14	128,79	-180,90	MOZNIK Faza 9
Prerez 14	$F_{z,max}$ [kN]	2,67	-28,49	126,23	-37,94	-44,55	-140,40	MOZNIK Faza 9
Prerez 18	$M_{x,min}$ [kNm]	-95,85	-33,08	86,94	-116,37	63,59	-171,45	VODNJAK Faza 10
Prerez 3	$M_{x,max}$ [kNm]	-24,10	2,80	-91,00	110,00	20,40	-123,00	VODNJAK F = 1,25
Prerez 6	$M_{y,min}$ [kNm]	49,14	-55,49	76,41	-24,17	-207,90	-201,15	MOZNIK Faza 7
Prerez 1	$M_{y,max}$ [kNm]	-191,70	23,63	-19,31	7,65	245,70	-115,02	MOZNIK Faza 7)
Prerez 6	$M_{z,min}$ [kNm]	28,22	-58,19	69,80	-20,79	-167,40	-210,60	MOZNIK Faza 10
Prerez 11	$M_{z,max}$ [kNm]	43,90	-10,50	-5,50	6,50	128,00	-52,60	VODNJAK F = 1,25

5.8.4 Talna plošča

V preglednici 72 so zapisane projektne vrednosti obremenitev v talni plošči. V preglednici so v skrajnem desnem stolpcu zapisane računske faze v katerih smo izračunali ekstremne vrednosti obremenitev v talni plošči. Vidimo, da obremenitve izhajajo iz izračuna z moznikom, redukcijo

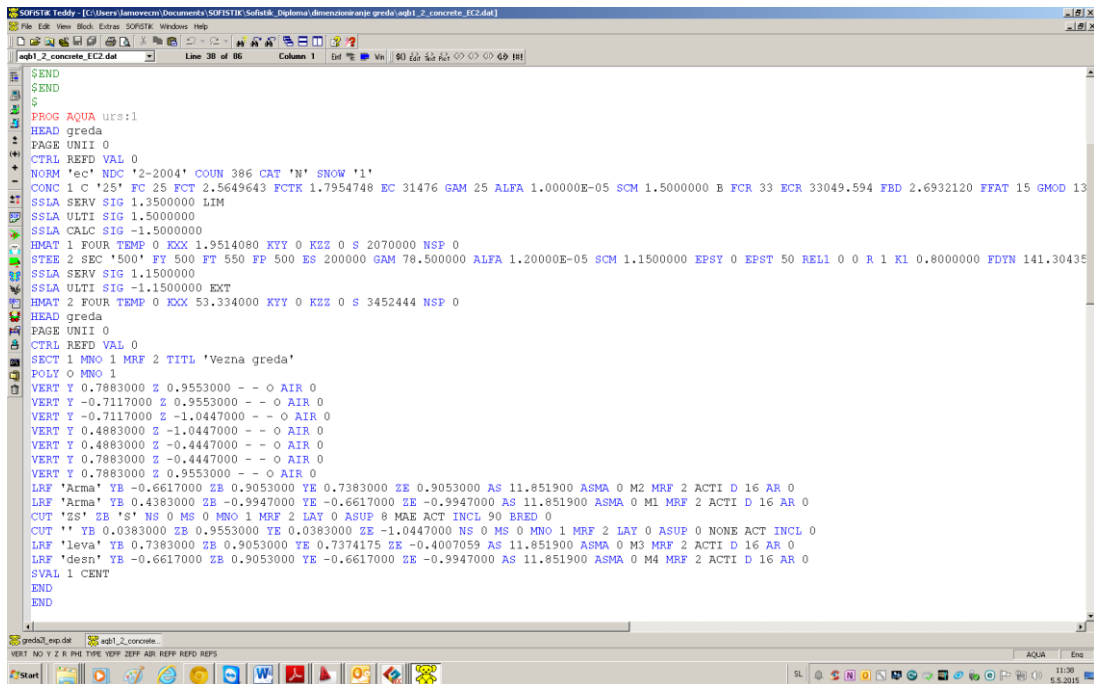
trdnostnih parametrov materialov za faktor $F = 1,08$ ter vodnjaka po končani izgradnji podporne konstrukcije (faza 7).

Preglednica 72: Projektne vrednosti notranjih statičnih količin v talni plošči

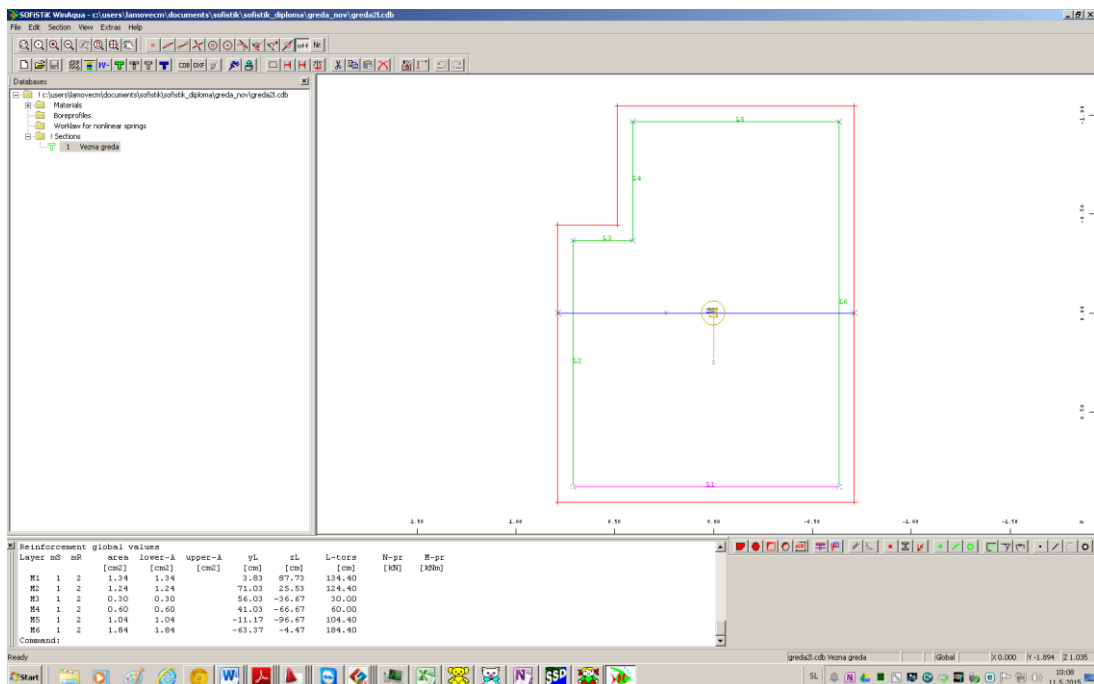
Notranja statična količina	$F_{rr, prip}$	$F_{\phi\phi, prip}$	$F_{r\phi, prip}$	$M_{rr, prip}$	$M_{\phi\phi, prip}$	$M_{r\phi, max}$	$Q_{rz, prip}$	$Q_{\phi z, prip}$	Računska faza
$F_{rr, min}$ [kN/m]	-486,19	-9,61	37,80	48,10	-229,00	-0,60	-426,82	20,00	MOZNIK Faza 10
$F_{rr, max}$ [kN/m]	46,73	-701,78	0,60	22,01	-122,92	4,82	8,03	-2,50	MOZNIK F = 1,08
$F_{\phi\phi, min}$ [kN/m]	-299,46	-857,57	-11,32	-56,48	-264,51	-2,62	-488,48	-0,73	MOZNIK Faza 10
$F_{\phi\phi, max}$ [kN/m]	-154,38	152,22	7,25	53,46	-199,47	-1,90	223,12	-0,95	VODNJAK Faza 10
$F_{r\phi, min}$ [kN/m]	-367,39	-562,10	-240,00	-3,94	-268,87	9,53	-459,68	-28,89	VODNJAK Faza 7
$F_{r\phi, max}$ [kN/m]	-378,24	-530,60	238,53	-17,70	-263,22	-6,20	-448,34	31,31	MOZNIK F = 1,08
$M_{rr, min}$ [kNm/m]	-307,26	-253,35	23,44	-511,99	-516,08	2,48	-24,07	-0,54	VODNJAK Faza 7
$M_{rr, max}$ [kNm/m]	-379,12	-97,43	13,04	83,19	-132,82	-21,09	-342,78	-31,69	MOZNIK F = 1,08
$M_{\phi\phi, min}$ [kNm/m]	-307,26	-253,35	23,40	-511,99	-516,08	2,48	-24,07	-0,55	VODNJAK Faza 7
$M_{\phi\phi, max}$ [kNm/m]	-239,87	-227,56	-16,17	51,96	-85,05	-0,95	243,03	-26,42	MOZNIK F = 1,08
$M_{r\phi, min}$ [kNm/m]	-370,17	-229,06	68,69	-130,19	-244,68	-28,72	-185,06	22,70	MOZNIK F = 1,08
$M_{r\phi, max}$ [kNm/m]	-374,58	-167,31	-50,19	-30,48	-199,53	27,93	-209,24	-5,21	MOZNIK F = 1,08
$Q_{rz, min}$ [kN/m]	-343,63	-846,43	-82,94	21,58	-279,93	-14,45	-531,81	-2,97	MOZNIK Faza 10
$Q_{rz, max}$ [kN/m]	-257,67	-84,24	-44,07	69,93	-104,99	-5,08	424,58	-0,69	MOZNIK F = 1,08
$Q_{\phi z, max}$ [kN/m]	-177,37	-786,31	24,67	27,45	-151,93	-13,10	70,95	-97,55	MOZNIK F = 1,08
$Q_{\phi z, min}$ [kN/m]	-178,11	-790,43	-23,80	29,50	-158,11	15,35	73,42	103,62	MOZNIK F = 1,08

5.9 Dimenzioniranje

Za dimenzioniranje pilotov in vezne grede smo uporabili program Sofistik, modul Teddy, kjer smo določili potrebno vzdolžno in strižno armaturo betonskega prereza pilota ter potrebno vzdolžno armaturo vezne grede. Z enostavnim vnosom v urejevalnik kode podamo geometrijske in materialne lastnosti prereza ter pripadajoče obremenitve na katere želimo dimenzionirati prerez. Prereze je možno uvažati tudi preko .dxf datotek, kjer s programom WinAqua določimo mesto in prečni prerez armature. Program nato poišče ravnotežje sil v prerezu in izpiše rezultate s pripadajočimi deformacijskimi ravninami in napetostmi v armiranobetonskem prerezu. Delovno okno programa Teddy je prikazano na sliki 138, na sliki 139 pa vidimo prerez vezne grede v programu WinAqua.

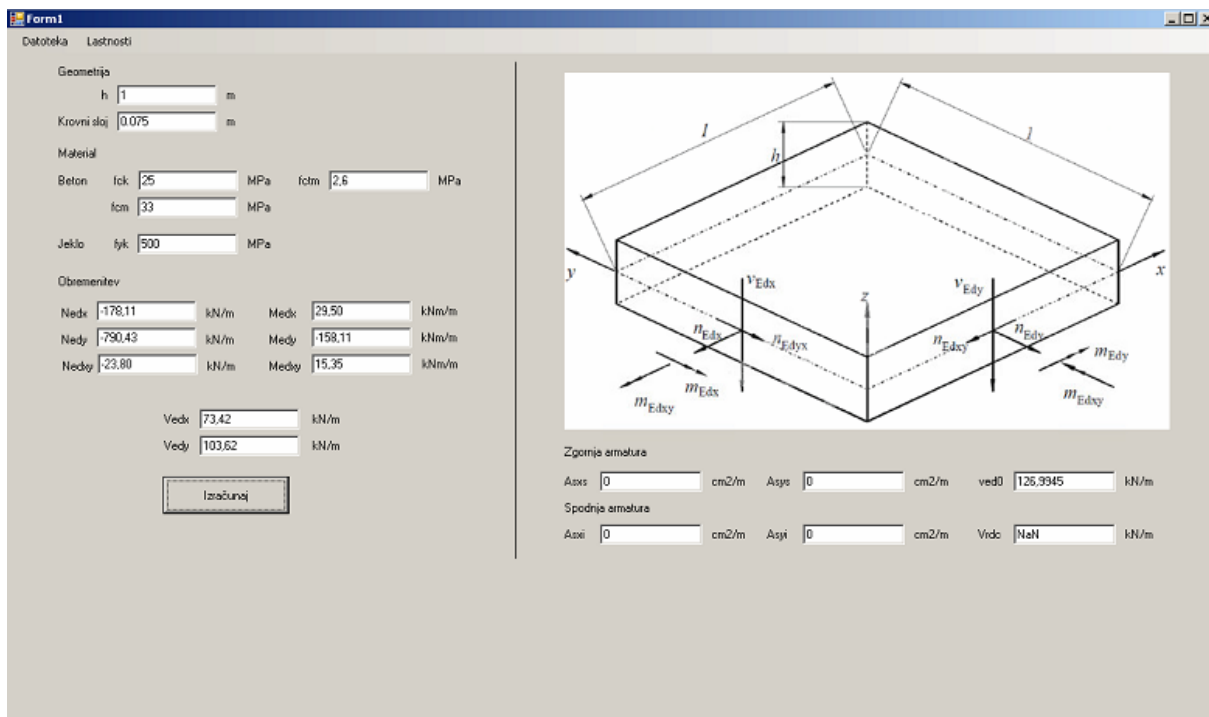


Slika 138: Delovno okno programa Sofistik – Teddy



Slika 139: Prevez vezne grede v programu Sofistik – WinAqua

Za dimenzioniranje AB obloge in talne plošče smo uporabili program, ki je bil izdelan v sklopu diplomskega dela, Dimenzioniranje armiranobetonskih lupinastih elementov, Gašperja Tisovca. Program omogoča dimenzioniranje lupin po določilih standarda SIST EN 1992-2 in SIST EN 1991-1-1. Program izračuna potreben prevez ortogonalne armature lupinastega elementa glede na podano obremenitev prereza ter na podane materialne in geometrijske lastnosti. Na sliki 140 je prikazano pogovorno okno za dimenzioniranje armiranobetonskih lupinastih elementov.



Slika 140: Pogovorno okno programa za dimenzioniranje lupinastih elementov

Strižno nosilnost betonskega prereza in potrebno strižno armaturo v AB oblogi, vezni gredi in talni plošči smo izračunali v Excelu po določitih iz standarda SIST EN 1992-1-1.

5.9.1 Krovni sloj

Potrebno je paziti na debelino krovnega sloja pri izvedbi konstrukcijskih elementov vodnjaka, kjer je potrebno upoštevati navodila iz SIST EN 1992-1-1 : 2005 poglavje 4.4.1.3 točka (4), ki določa povečanje debeline krovne plasti za $k_1 = 45$ mm, v primeru betoniranja na podložni beton in $k_2 = 75$ mm, če betoniramo direktno na zemljinu. Glede na pogoje okolja v skladu z EN 206-1 spadajo konstrukcijski elementi v razred izpostavljenosti XC2. Pri določevanju krovnega sloja pri pilotih povečam debelino za k_2 pri ostalih elementih za k_1 . Za določitev debeline krovnega sloja uporabimo enačbo 27.

Minimalna potrebna debelina krovnega sloja:

$$c_{\min} = \max \{c_{\min,b}; c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad (27)$$

Za pilote velja:

$$c_{\min} = \max \{\Phi = 25 \text{ mm}; 25 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} + k_2 = 25 \text{ mm} + 75 \text{ mm} = 100 \text{ mm}$$

Za AB oblogo velja:

$$c_{\min} = \max \{\Phi = 10 \text{ mm}; 25 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} + k_1 = 70 \text{ mm}$$

Za temeljno ploščo velja:

$$c_{\min} = \max\{\Phi = 16 \text{ mm}; 25 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} + k_1 = 25 \text{ mm} + 45 \text{ mm} = 70 \text{ mm}$$

Za vezno gredo velja:

$$c_{\min} = \max\{\Phi = 20 \text{ mm}; 25 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} + k_1 = 25 \text{ mm} + 45 \text{ mm} = 70 \text{ mm}$$

5.9.2 Dimenzioniranje pilota

V prilogi A je izpis rezultatov dimenzioniranja pilota premera $d = 100 \text{ cm}$. Potreben prerez vzdolžne armature v mejnem stanju nosilnosti je:

$$A_{s,\text{potr.}} = 73,59 \text{ cm}^2$$

Razpoke želimo omejiti na $w \leq 0,4 \text{ mm}$ zato v pilote vgradimo 20 palic $\Phi 25$. V tem primeru računsko širina razpoke znaša $w = 0,34 \text{ mm} \leq 0,40 \text{ mm}$. Dejanska površina vgrajene vzdolžne armature znaša:

$$A_{s,\text{dej}} = 98,17 \text{ cm}^2$$

Maksimalna potrebna strižna armatura znaša:

$$A_{s,w,\text{potr.}} = 13,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Na mestu strižno najbolj obremenjenega pilota je potrebno namestiti strižno armaturo v obliki spirale, $\Phi 12 / 8 \text{ cm}$.

5.9.3 Dimenzioniranje AB obloge

Minimalno potrebno natezno armaturo v AB oblogi določimo z enačbo 28.

$$A_{s,\text{min}} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d \quad (28)$$

$$\begin{aligned} A_{s,\text{min}} &= 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \frac{0,26}{50} 100 * 22,5 = 3,31 \text{ cm}^2 \geq 0,0013 b_t d \\ &= 0,0013 * 100 * 22,5 = 2,93 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Minimalna potrebna armatura v AB oblogi znaša $3,31 \text{ cm}^2/\text{m}$. Maksimalen izračunan prečni prerez ortogonalne armature je prikazan na sliki 141.

Zgornja armatura					
Asxs	4,235507	cm2/m	Asys	8,039764	cm2/m
			ved0	17,5153	kN/m
Spodnja armatura					
Asxi	4,152133	cm2/m	Asyi	7,637265	cm2/m
			Vrdc	124,7893	kN/m

Slika 141: Maksimalna izračunana ortogonalna armatura v AB oblogi

V kolikor v AB oblogo na obe strani prereza namestimo dve mreži Q503, strižno armiranje prereza AB obloge ni potrebno. V nasprotnem primeru, ko je vzdolžna armatura $A_{s,vzd} < 10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$, je potrebno v AB oblogo v območju ekstremnih strižnih obremenitev, namestiti strižno armaturo $A_{sw}/s = 12,02 \text{ cm}^2/\text{m}$. Ekstremne strižne obremenitve prereza AB obloge lahko prevzamemo tudi s povečanjem prečnega prereza AB obloge v območju, kjer je to potrebno. Za izvedbo je enostavneje povečati betonski prerez, kot pa namestiti strižno armaturo. Rezultati dimenzioniranja potrebnega prečnega prereza vzdolžne in strižne armature so zapisani v prilogi B.

5.9.4 Dimenzioniranje vezne grede

Minimalna natezna armatura v gredi znaša:

Upogib okoli y – osi:

$$\begin{aligned} A_{s,\min} &= 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \frac{0,26}{50} 120 * 193 = 31,31 \text{ cm}^2 \geq 0,0013 b_t d \\ &= 0,0013 * 120 * 193 = 30,11 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Upogib okoli z – osi:

$$\begin{aligned} A_{s,\min} &= 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \frac{0,26}{50} 160 * 143 = 30,93 \text{ cm}^2 \geq 0,0013 b_t d \\ &= 0,0013 * 160 * 143 = 29,74 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

V vezno gredo smo namestili minimalno potrebno vzdolžno armaturo, ki je prikazana v prilogi C. Betonski prerez vezne grede je sposoben prevzeti strižne in torzijske obremenitve, moramo pa v gredo namestiti minimalno strižno armaturo. V vertikalni smeri izberemo štiristrižna stremena ($n = 4$) $\Phi 10 / 30 \text{ cm}$. V horizontalni smeri pa v vezno gredo namestimo prav tako štiristrižna stremena $\Phi 10 / 25 \text{ cm}$. Rezultati dimenzioniranja AB vezne grede so prikazani v prilogi C.

5.9.5 Dimenzioniranje talne plošče

$$\begin{aligned} A_{s,\min} &= 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \frac{0,26}{50} 100 * 92,2 = 12,5 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 0,0013 b_t d \\ &= 0,0013 * 100 * 92,5 = 12,03 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Zaradi relativno majhnih statičnih obremenitev v talni plošči, v njo namestimo minimalno potrebno spodnjo in zgornjo armaturo, ki znaša $12,5 \text{ cm}^2/\text{m}$. Izberemo armaturne mreže Q636, ki jih namestimo po dve skupaj na zgornjo in spodnjo stran talne plošče. Zaradi lažje izvedbe in podpiranja zgornje in spodnje armature v srednjo ravnino plošče namestim še Q636 tako, da razmik med zgornjo in spodnjo armaturo držijo dve vrsti distančnikov. Ekstremne strižne sile, ki smo jih izračunali v talni plošči moramo prevzeti s strižno armaturo ali pa povečamo betonski prerez talne plošče. V primeru strižnega armiranja namestimo poševno armaturo ($\alpha = 45^\circ$), izberemo pa štiristrižna stremena ($n = 4$),

$\Phi 10 / 25$ cm na širini 1,0 m betonskega prereza talne plošče. Rezultati dimenzioniranja armature v talni plošči so prikazani v prilogi D.

Dimenzioniranje konstrukcijskih elementov podporne konstrukcije je v konkretnem primeru izvedeno za ekstremne vrednosti posameznih notranjih statičnih količin v konstrukcijskih elementih. Rezultati služijo kot osnova za izris podrobnih armaturnih načrtov in predstavljajo maksimalne vrednosti potrebnega prečnega prereza armature v posameznem konstrukcijskem elementu. Iz ekonomskega vidika je smiselno armaturo optimizirati tako, da v območjih z manjšimi obremenitvami namestimo manj armature oziroma namestimo minimalno vzdolžno in strižno armaturo. V ta namen bi morali izdelati še tehnične skice razporeditve armature, ki jih posredujemo konstruktorju armaturnih načrtov.

6 ZAKLJUČEK

V diplomskem delu smo obravnavali sanacijo plazu Šmihel. Na osnovi terenskih in laboratorijskih preiskav smo določili geološko sestavo tal, hidrološke značilnosti obravnavanega območja ter fizikalne in trdnostne parametre posameznih zemeljskih slojev in hribinske osnove. Predhodno zbrani in analizirani podatki iz omenjenih preiskav so omogočili, da izdelamo numerični model sanacije, v katerem izračunamo obremenitve v armiranobetonskem vodnjaku in faktorje globalne stabilnosti predvidenega obsega sanacije.

Za izračun sanacije smo izdelali 2D in 3D numerični model, kjer smo upoštevali različne možnosti dreniranja podzemne vode. Analizirali smo moznik, ki nudi le funkcijo stabilizacije zemljin in ne omogoča dreniranja vode iz okoliške zemljine. Podobno smo analizirali vodnjak, ki uspešno drenira vodo iz okolice. S primerjavo rezultatov izračuna sanacije z moznikom in vodnjakom smo analizirali vpliv drenaž in obtežbe na pomike podpore konstrukcije in pobočja, obremenitve podpore konstrukcije ter faktor varnosti proti zdrsni pobočja za primer 2D in 3D analize. Z numeričnimi analizami smo ugotovili, da z izgradnjo vodnjakov ne zadostimo pogoju globalne stabilnosti pobočja po določitih iz standarda Evrokod 7. Za sanacijo celotnega pobočja smo predvideli in modelirali še globoko drenažo v področju pod vodnjaki, s čimer zagotovimo globalno stabilnost pobočja v skladu z zahtevami Evrokoda 7 ($F_{OS} = 1,41 > 1,25$). Izračuni so pokazali, da je treba za celovito sanacijo območje plazenja dobro drenirati, vendar je izgradnja vodnjakov nujna, saj poleg dreniranja terena preprečijo večje premike na območju stanovanjskih objektov in cerkve, do katerih bi prišlo, če bi izgradili le drenažni sistem brez vodnjakov.

Primerjava 2D in 3D računskih analiz je pokazala, da je prednost 2D analize hiter izračun sanacije na osnovi katerega smo določili potrebno togost podpore konstrukcije ter ocenili faktor globalne stabilnosti sanacije z AB vodnjaki. Z 2D modelom izrazito prostorskih problemov ni mogoče modelirati. Za natančnejši izračun vodnjaka z globoko drenažo v pobočju ter določitev notranjih statičnih količin v posameznih konstrukcijskih elementih podpore konstrukcije je treba uporabiti 3D model. 3D modeliranje je zahtevnejše, izračun pa daljši kot pri 2D analizi.

Z rezultati iz 3D analize smo določili projektne vrednosti obremenitev v pilotih, vezni gredi, AB oblogi in talni plošči. Kritično obremenjene prereze konstrukcijskih elementov vodnjaka smo dimenzionirali v skladu s SIST EN 1992-1-1, kjer smo določili maksimalne prečne prereze vzdolžne in strižne armature za posamezni konstrukcijski element AB vodnjaka.

VIRI

Geoinženiring. 2001. Geotehnično poročilo o rezultatih raziskav in pogojih sanacije plazų v Šmihelu nad Ozeljanom. Ljubljana, Geoinženiring: 20 str.

Geoinženiring. 2004. Projektna naloga za izdelavo projektne dokumentacije (PGD – PZI) armirano betonske sidrane podporne konstrukcije za sanacijo plazų Šmihel nad Ozeljanom v občini Nova Gorica. Ljubljana, Geoinženiring: 18 str.

Geoinženiring. 2010. 18. poročilo o meritvah premikov in nivojev vode v vrtinah V-1 do V-12 na plazų Šmihel nad Ozeljanom, občina Nova Gorica do 24.09.2010. Ljubljana, Geoinženiring: 8 str.

Projekt. 2006. Nova Gorica, Lokacijski načrt za vplivno območje plazų Šmihel v mestni občini Nova Gorica. Nova Gorica, Projekt: 34 str.

Komac, M., Ribičič, M. 2005. Zemljevid verjetnosti pojavljanja plazų v Sloveniji 1:250.000.
http://pxweb.stat.si/pxweb/Dialog/varval.asp?ma=0156102S&ti=&path=../Database/Okolje/01_ozemlje_podnebje/10_01561_podnebni_kazalniki/&lang=2 (Pridobljeno 21. 11. 2013.)

Majes, B. 2005. Izvajanje postopne sanacije velikih plazų v Sloveniji = Carrying out gradual repair of large landslides in Slovenia. V: MACUH, Borut (ur.). Zbornik referatov. Ljubljana: Slovensko geotehniško društvo: str. 17-38.
<http://www.sloged.si/wp-content/uploads/zborniki%20sukljetrovih%20dnevov/6/2.pdf> (Pridobljeno 15. 1. 2014.)

Majes, B., Robas, A., Žigman, F., Petkovšek, A. 2004. Macesnikov plaz včeraj, danes in jutri = Macesnik landslide yesterday, today and tomorrow. V: Logar, J. (ur.), Gaberc, A. M. (ur.). Razprave četrtega posvetovanja slovenskih geotehnikov, Rogaška Slatina 04, Rogaška Slatina, 9. do 11. junij 2004. Maribor: Slovensko geotehniško društvo: str. 323-338.
<http://www.sloged.si/wp-content/uploads/Razprave%204.%20posvetovanja/6tema%205.pdf> (Pridobljeno 15. 1. 2014.)

Ministrstvo republike Slovenije za okolje in prostor. 2007. Geološka podlaga.
http://www.geopedia.si/#T153_L342_x499072_y112072_s9_b4 (Pridobljeno 29. 1. 2014.)

SI-STAT. 2015. Statistični urad Republike Slovenije.
http://pxweb.stat.si/pxweb/Dialog/varval.asp?ma=0156102S&ti=&path=../Database/Okolje/01_ozemlje_podnebje/10_01561_podnebni_kazalniki/&lang=2 (Pridobljeno 16. 1. 2014.)

NAVFAC. 1982.
<http://docs.trb.org/00929164.pdf> (Pridobljeno 18. 1. 2014.)

Meyerhof, G. 1956. Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. J Soils Mechanics and Foundation Division ASCE, 82(SM1).
<http://www.geotechdata.info/geotest/standard-penetration-test.html> (Pridobljeno 26. 1. 2014.)

Hess D. L. 1983. Evaluation of deep compaction of cohesionless soils using standard penetration test. <https://archive.org/stream/evaluationofdeep00hess#page/n91/mode/2up> (Pridobljeno 4. 2. 2014.)

Skempton A.W. 1986. Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. <https://www.scribd.com/doc/63787020/SPTN60-skempton> (Pridobljeno 4. 2. 2014.)

AB mozniki – vodnjaki pri sanaciji plazov. 2015. <http://www3.fgg.uni-lj.si/oddelki-in-katedre/oddelek-za-gradbenistvo/kmtal-katedra-za-mehaniko-tal-z-laboratorijem/strokovno-delo/known-how/ab-mozniki-vodnjaki-pri-sanaciji-plazov/> (Pridobljeno 5. 3. 2014.)

Logar J., Pulko B., Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.). 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Geotehnično projektiranje - Evrokod 7. Inženirska zbornica Slovenije, Ljubljana: 130 str.

Koler Povh, T. 2011. Navodila za oblikovanje zaključnih izdelkov študijev na FGG in navajanje virov. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 34 str.

Fifer Bizjak, K. 2014. Aplikativna geologija. Laboratorijske preiskave hribine. Ljubljana, Naravoslovnotehniška fakulteta: 51 str.

Seongswan B. 2014. MIDAS GTS NX Analysis Reference. http://www.midasgtsnx.com/inc/inc_download_Stg.asp?idx=&bid=76&strURL=http://www.mediafire.com/download/vxptbt7wwpprh6b/GTSNX_2014_v2.1_Analysis_Reference.zip&id= (Pridobljeno 5. 4. 2015.)

Seongswan B. 2014. Midas GTS NX User Manual. http://www.midasgtsnx.com/inc/inc_download_Stg.asp?idx=&bid=76&strURL=http://www.mediafire.com/download/9zo9i0uj942af6o/GTSNX_2014_v2.1_User_Manual.zip&id= (Pridobljeno 5. 4. 2015.)

Tisovec, G. 2012. Dimenzioniranje armiranobetonskih lupinastih elementov. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba G. Tisovec): 112 f. http://drugg.fgg.uni-lj.si/3911/1/GRU3245_Tisovec.pdf (Pridobljeno 20. 12. 2015.)

Sofistik AG. 2007. AQB - Design of Cross Sections and of Prestressed Concrete and Composite Cross Sections Version 13.26. Oberschleissheim, Sofistik AG: 309 str.

Sofistik AG. 2007. AQUA - Materials nad Cross Sections Version 15.34. Oberschleissheim, Sofistik AG: 307 str.

Evrokod 7, Geotehnično projektiranje - 1. del: Splošna pravila. SIST EN 1997-1:2005.

Evrokod 7, Geotehnično projektiranje - 2. del: Preiskovanje in preskušanje tal. SIST EN 1997-2:2007.

SIST EN ISO 22476-3:2005 - Geotehnično preiskovanje in preskušanje – Preskušanje na terenu – 3. del: Standardni penetracijski preskus (ISO 22476-3:2005).

SIST EN 1992-1-1:2005 - Evrokod 2, Projektiranje betonskih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SEZNAM PRILOG

PRILOGA A: Dimenzioniranje pilota v programu Sofistik – Teddy

PRILOGA B: Dimenzioniranje AB obloge

- B1 Dimenzioniranje AB obloge – $F_{xx,min}$
- B2 Dimenzioniranje AB obloge – $F_{xx,max}$
- B3 Dimenzioniranje AB obloge – $F_{yy,min}$
- B4 Dimenzioniranje AB obloge – $F_{yy,max}$
- B5 Dimenzioniranje AB obloge – $F_{xy,min}$
- B6 Dimenzioniranje AB obloge – $M_{xx,min}$
- B7 Dimenzioniranje AB obloge – $M_{xx,max}$
- B8 Dimenzioniranje AB obloge – $M_{yy,min}$
- B9 Dimenzioniranje AB obloge – $M_{yy,max}$
- B10 Dimenzioniranje AB obloge – $M_{xy,min}$
- B11 Dimenzioniranje AB obloge – $Q_{xy,min}$
- B12 Dimenzioniranje AB obloge – $Q_{xy,max}$
- B13 Dimenzioniranje AB obloge – $Q_{yz,min}$
- B14 Dimenzioniranje AB obloge – $Q_{yz,max}$
- B15 Izračun strižne armature v AB oblogi – $V_{Ed} = 149,78 \text{ kN}$ ($A_{s,vzd} = 3.5 \text{ cm}^2$)
- B16 Izračun strižne armature v AB oblogi – $V_{Ed} = 104,66 \text{ kN}$ ($A_{s,vzd} = 3.5 \text{ cm}^2$)
- B17 Izračun strižne armature v AB oblogi – $V_{Ed} = 90,24 \text{ kN}$ ($A_{s,vzd} = 3.5 \text{ cm}^2$)
- B18 Izračun strižne armature v AB oblogi – $V_{Ed} = 149,78 \text{ kN}$ ($A_{s,vzd} = 10 \text{ cm}^2$)

PRILOGA C: Dimenzioniranje vezne grede


- C1 Dimenzioniranje AB vezne grede v programu Sofistik – Teddy
- C2 Dimenzioniranje vezne grede na strižno obremenitev – smer z
- C3 Dimenzioniranje vezne grede na strižno obremenitev – smer y

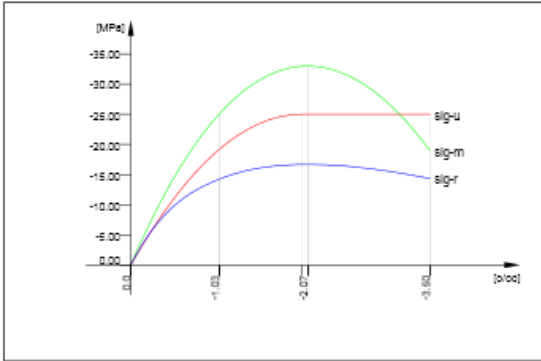
PRILOGA D: Dimenzioniranje talne plošče

- D1 Dimenzioniranje talne plošče – $F_{rr,min}$
- D2 Dimenzioniranje talne plošče – $F_{rr,max}$
- D3 Dimenzioniranje talne plošče – $F_{\varphi\varphi,min}$

- D4** Dimenzioniranje talne plošče – $F_{\varphi\varphi,\max}$
- D5** Dimenzioniranje talne plošče – $F_{r\varphi,\min}$
- D6** Dimenzioniranje talne plošče – $F_{r\varphi,\max}$
- D7** Dimenzioniranje talne plošče – $M_{rr,\min}$
- D8** Dimenzioniranje talne plošče – $M_{rr,\max}$
- D9** Dimenzioniranje talne plošče – $M_{\varphi\varphi,\max}$
- D10** Dimenzioniranje talne plošče – $M_{r\varphi,\min}$
- D11** Dimenzioniranje talne plošče – $M_{r\varphi,\max}$
- D12** Dimenzioniranje talne plošče – $Q_{rz,\min}$
- D13** Dimenzioniranje talne plošče – $Q_{rz,\max}$
- D14** Dimenzioniranje talne plošče – $Q_{\varphi z,\min}$
- D15** Dimenzioniranje talne plošče – $Q_{\varphi z,\max}$
- D16** Dimenzioniranje strižne armature v talni plošči

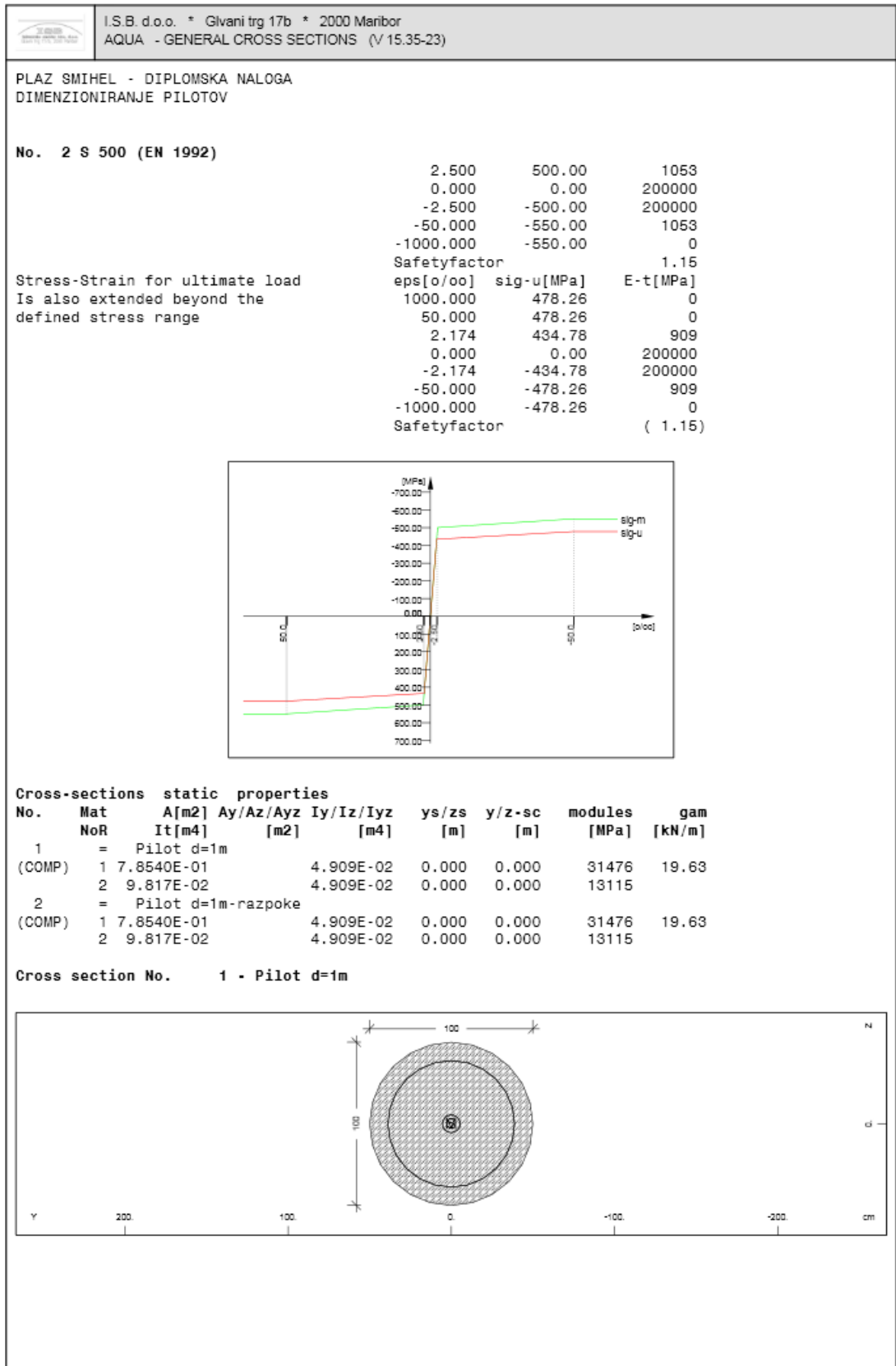
PRILOGA A: Dimenzioniranje pilota v programu Sofistik – Teddy

	I.S.B. d.o.o. * Glvani trg 17b * 2000 Maribor AQUA - GENERAL CROSS SECTIONS (V 15.35-23)		
PLAZ SMIHEL - DIPLOMSKA NALOGA DIMENZIONIRANJE PILOTOV			
Default design code is EuroCode 2 Concrete with country code 0 (Europe) Snow load zone : 1			
No. 1 C 25/30 (EN 1992)			
Youngs-modulus E	31476 [MPa]	Safetyfactor	1.50 [-]
Poisson-Ratio mu	0.20 [-]	Strength fc	25.00 [MPa]
Shear-modulus G	13115 [MPa]	Nomin. strength fcn	25.00 [MPa]
Compression modulus	17487 [MPa]	Tens. strength fctm	2.56 [MPa]
Weight	25.0 [kN/m3]	5 % t.strength fctk	1.80 [MPa]
Weight buoyancy	25.0 [kN/m3]	95 % t.strength fctk	3.33 [MPa]
Temp.elongat.coeff.	1.00E-05 [1/°K]	Bond strength fbd	2.69 [MPa]
		Service strength	33.00 [MPa]
		Fatigue strength	15.00 [MPa]
Stress-Strain for serviceability	eps[o/oo]	sig-m[MPa]	E-t[MPa]
Is only valid within the defined stress range	0.000	0.00	33050
	-1.035	-25.04	15658
	-2.069	-33.00	0
	-3.500	-18.95	-19203
		Safetyfactor	1.35
Stress-Strain for ultimate load	eps[o/oo]	sig-u[MPa]	E-t[MPa]
Is only valid within the defined stress range	0.000	0.00	25000
	-2.000	-25.00	0
	-3.500	-25.00	0
		Safetyfactor	1.50
Stress-Strain of calc. mean values	eps[o/oo]	sig-r[MPa]	E-t[MPa]
Is only valid within the defined stress range	0.000	0.00	27541
	-1.035	-14.23	5688
	-2.069	-16.67	0
	-3.500	-14.32	-2802
		Safetyfactor	(1.50)




No. 2 S 500 (EN 1992)			
Youngs-modulus E	200000 [MPa]	Safetyfactor	1.15 [-]
Poisson-Ratio mu	0.30 [-]	Yield stress fy	500.00 [MPa]
Shear-modulus G	76923 [MPa]	Compr.yield val. fyc	500.00 [MPa]
Compression modulus	166667 [MPa]	Tens. strength ft	550.00 [MPa]
Weight	78.5 [kN/m3]	Compr. strength fc	550.00 [MPa]
Weight buoyancy	78.5 [kN/m3]	Ultim. plast. strain	50.00 [o/oo]
Temp.elongat.coeff.	1.20E-05 [1/°K]	relative bond coeff.	1.00 [-]
max. thickness	32.00 [mm]	EC2 bondcoeff. K1	0.80 [-]
		Hardening modulus	0.00 [MPa]
		Proportional limit	500.00 [MPa]
		Dynamic stress range	141.30 [MPa]
Stress-Strain for serviceability	eps[o/oo]	sig-m[MPa]	E-t[MPa]
Is also extended beyond the defined stress range	1000.000	550.00	0
	50.000	550.00	0


SOFISTIK AG - www.sofistik.com



I.S.B. d.o.o. * Glavni trg 17b * 2000 Maribor AQUA - GENERAL CROSS SECTIONS (V 15.35-23)	
PLAZ SMIHEL - DIPLOMSKA NALOGA DIMENZIONIRANJE PILOTOV	
Static properties of cross section	
Mat	A[m2] Ay/Az/Ayz Iy/Iz/Iyz ys/zs y/z-sc modules gam
NoR	It[m4] [m2] [m4] [cm] [cm] [MPa] [kN/m]
1	7.8540E-01 4.909E-02 0.00 0.00 31476 19.63
2	9.817E-02 4.909E-02 0.00 0.00 13115
Additional static properties of cross section	
Alfa-T	ymin zmin hymin AK MB Tau-T Tau-Vy
	ymax zmax hzmin AB Tau-B Tau-Vz
[1/°K]	[cm] [cm] [cm] [m2] [1/m3] [1/m2]
1.0E-05	-50.00 -50.00 7.854E-01 2 5.093E+00 1.698E+00
	50.00 50.00 1.698E+00
Circular/annular cross section	
Ra	Ri Ras Ris Asa Asi
[cm]	[cm] [cm] [cm] [cm2] [cm2]
50.00	38.75 1.00
Additional Design Data	
M	periphery-0/-I deff t-min t-max SMP thet-p thet-y thet-z thet-yz
	[m2/m] [m2/m] [cm] [cm] [cm] [o/o] [tm2/m] [tm2/m] [tm2/m] [tm2/m]
	3.142 50.00 50.00 0.0
Reinforcement global values	
Layer mS mR	area lower-A upper-A yL zL L-tors N-pr M-pr
	[cm2] [cm2] [cm2] [cm] [cm] [cm] [kN] [kNm]
M0 1 2	1.00 1.00 0.00 0.00 243.47
Cross section No. 2 - Pilot d=1m-razpoke	
Static properties of cross section	
Mat	A[m2] Ay/Az/Ayz Iy/Iz/Iyz ys/zs y/z-sc modules gam
NoR	It[m4] [m2] [m4] [cm] [cm] [MPa] [kN/m]
1	7.8540E-01 4.909E-02 0.00 0.00 31476 19.63
2	9.817E-02 4.909E-02 0.00 0.00 13115
Additional static properties of cross section	
Alfa-T	ymin zmin hymin AK MB Tau-T Tau-Vy
	ymax zmax hzmin AB Tau-B Tau-Vz
[1/°K]	[cm] [cm] [cm] [m2] [1/m3] [1/m2]
1.0E-05	-50.00 -50.00 7.854E-01 2 5.093E+00 1.698E+00
	50.00 50.00 1.698E+00
Circular/annular cross section	
Ra	Ri Ras Ris Asa Asi
[cm]	[cm] [cm] [cm] [cm2] [cm2]
50.00	38.75 98.17

 I.S.B. d.o.o. * Glvani trg 17b * 2000 Maribor AQUA - GENERAL CROSS SECTIONS (V 15.35-23)										
PLAZ SMIHEL - DIPLOMSKA NALOGA DIMENZIONIRANJE PILOTOV										
Additional Design Data										
M	periphery-0/-I	deff	t-min	t-max	SMP	thet-p	thet-y	thet-z	thet-yz	
	[m2/m]	[cm]	[cm]	[cm]	[o/o]	[tm2/m]	[tm2/m]	[tm2/m]	[tm2/m]	
	3.142		50.00	50.00	0.0					
Reinforcement global values										
Layer	mS	mR	area	lower-A	upper-A	yL	zL	L-tors	N-pr	M-pr
			[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm]	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]
M0	1	2	98.17	98.17		0.00	0.00	243.47		

I.S.B. d.o.o. * Glvani trg 17b * 2000 Maribor										
aqb - DESIGN OF CROSS-SECTIONS (V 13.26-23)										
DIMENZIONIRANJE PILOTA										
Required Reinforcements										
Beam	x[m]	NoS	LC	Ni [kN]	Myi/Mzi [kNm]	e1/yn [o/oo / mm]	e2/zn	nue C/S	rel tra	As L [cm2]
2	0.000	1	0	-7494.7	118.30 1409.53	-3.50 -171	1.13 2046	1.50 1.15	3.31	15.71 0
						e= 0.03	-0.02 =>	0.73		
				Material	1	-3.50	-16.67	min		
						1.72	0.00	max		
				Reinforcem.	2	-2.91	-435.45	min		
						1.13	225.81	max		
3	0.000	1	0	1462.6	30.31 -146.17	-2.19 -437	25.00 -2109	1.50 1.15	1.00	39.93 0
						e= 0.00	-0.09 =>	0.41		
				Material	1	-2.19	-16.67	min		
						28.45	0.00	max		
				Reinforcem.	2	1.25	250.78	min		
						25.00	455.53	max		
4	0.000	1	0	-5612.5	-89.77 -1454.73	-3.50 44	2.22 -697	1.50 1.15	5.01	15.71 0
						e= -0.02	0.01 =>	0.70		
				Material	1	-3.50	-16.67	min		
						2.95	0.00	max		
				Reinforcem.	2	-2.77	-435.33	min		
						2.22	434.83	max		
5	0.000	1	0	843.5	275.75 126.12	-3.34 951	25.00 -434	1.50 1.15	1.00	34.42 0
						e= 0.04	-0.41 =>	0.44		
				Material	1	-3.34	-16.67	min		
						28.59	0.00	max		
				Reinforcem.	2	0.26	51.23	min		
						25.00	455.53	max		
6	0.000	1	0	1405.0	462.17 -309.91	-3.50 -653	19.32 -438	1.50 1.15	1.00	62.40 0
						e= 0.07	-0.36 =>	0.47		
				Material	1	-3.50	-16.67	min		
						22.21	0.00	max		
				Reinforcem.	2	-0.61	-121.54	min		
						19.32	450.37	max		
7	0.000	1	0	1642.6	-226.48 -607.95	-3.50 -379	18.02 1019	1.50 1.15	1.00	73.59 0
						e= -0.03	0.15 =>	0.48		
				Material	1	-3.50	-16.67	min		
						20.75	0.00	max		
				Reinforcem.	2	-0.77	-154.30	min		
						18.02	449.19	max		
8	0.000	1	0	1203.6	130.99 -424.10	-3.50 -394	21.70 -1276	1.50 1.15	1.00	50.86 0
						e= 0.02	-0.13 =>	0.46		
				Material	1	-3.50	-16.67	min		
						24.90	0.00	max		
				Reinforcem.	2	-0.31	-61.01	min		
						21.70	452.54	max		
9	0.000	1	0	1288.5	96.45 -354.72	-3.50 -403	24.48 -1482	1.50 1.15	1.00	48.05 0
						e= 0.01	-0.12 =>	0.44		
				Material	1	-3.50	-16.67	min		
						28.03	0.00	max		
				Reinforcem.	2	0.05	9.37	min		
						24.48	455.06	max		

 I.S.B. d.o.o. * Glavni trg 17b * 2000 Maribor AQB - DESIGN OF CROSS-SECTIONS (V 13.26-23)	
DIMENZIONIRANJE PILOTA	
Shear Design	
=====	
Design for shear Eurocode EC2 (2004)	
Minimum shear factor or tan of inclination of compressive struts 0.40 / 2.50	
MNo	f-cd tau-rd sigIIQ sigIIIT sigIIQ+ fyd
	[MPa] [MPa] [MPa] [MPa] [MPa] [MPa]
1	16.67 0.12 9.00 6.30 9.00
2	434.78
Tolerance for exceeding maximum shear or principal compression stress 0.0200	
Required Stirrup Reinforcements	
Beam	x[m] NoS LC S Z Tv z bs K tau-V tau-T sigII cot As-v bet
	[kN/m] [m] [m] [-] [MPa] [cm ² /m] [°]
1	0.000 1 0 0 177.23 0.461 0.809 0.22 0.00 -0.64 2.50 1.63
2	0.000 1 0 0 658.33 0.730 0.702 0.94 0.00 -2.72 2.50 6.06
3	0.000 1 0 0 1471.4 0.406 0.851 1.73 0.00 -5.01 2.50 13.54
4	0.000 1 0 0 -357.2 0.702 0.708 -0.50 0.00 0.00 0.00 0.00
5	0.000 1 0 0 973.87 0.436 0.827 1.18 0.00 -3.41 2.50 8.96
6	0.000 1 0 0 1010.3 0.473 0.802 1.26 0.00 -3.65 2.50 9.29
7	0.000 1 0 0 1111.6 0.481 0.797 1.39 0.00 -4.04 2.50 10.23
8	0.000 1 0 0 888.79 0.460 0.810 1.10 0.00 -3.18 2.50 8.18
9	0.000 1 0 0 136.36 0.444 0.821 0.17 0.00 -0.48 2.50 1.25
Maximum Degree of Utilization	
	N Vy Vz Mt My Mz Mb Mt2 Total lamda
	sig-c sig-t tau sig-* tend. As-l As-v crack sigdyn tau-*
Cross sect.	1 0.000 0.000 0.557 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 1.000 0.000
Pilot d=1m	0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 1.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000

Total System	0.000 0.000 0.557 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 1.000 0.000
	0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 1.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000

I.S.B. d.o.o. * Glvani trg 17b * 2000 Maribor	
AQB - DESIGN OF CROSS-SECTIONS (V 13.26-23)	
KONTROLA RAZPOK	
Default design code is EuroCode 2 Concrete with country code 0 (Europe)	
Snow load zone : 1	
Materials	
No. 1 C 25/30 (EN 1992)	
No. 2 S 500 (EN 1992)	
Reinforcement will be accounted for sectional values as defined in AQUA	
Reinforcements saved as design case LCR 1	
Calculatoric Forces And Moments	
Beam	x[m] N[kN] Vz[kN] Vy[kN] Mt[kNm] My[kNm] Mz[kNm] Mb[kNm2]
1	0.000 1203.6 -136.60 385.13 0.00 131.00 -424.13
Parameters for nonlinear stresses	
Iteration for all forces and moments	
Material of sections uses Serviceability strain-stress law with individual safety factors	
Material of reinforcements uses Serviceability strain-stress law without safety factors	
MNo.	temp lev. Material-safety [-] max.compr stress [MPa] at strain [o/oo] max.tens stress [MPa] at strain [o/oo] tension-stiffening [MPa]
1	0 1.350 -24.44 -2.20 0.00 0.00
2	0 1.000 -550.00 -50.00 550.00 50.00
Interaction thin walled normal- and shearstress via Prandtl flow rule	
Nonlinear Stresses	
Beam	x[m] NoS LC e-o [o/oo] ky/kz [1/km] x [m] zn/yn [m] Ni/Vi [kN] Myi/Mzi [kNm] Ey/Ez/G-EFF [MPa]
1	0.000 2 0 0.752 0.654 0.161 -1.15 1203.6 131.01 4081
	-2.117 -0.355 -424.15 4081
	----- D[mm] w[mm] sig[MPa] srr[MPa] As-eff[cm2]
	T-zone h= 0.500 25.0 0.34 322.05 136.45 49.09
	---- Check for crack width passed with given reinforcements
Parameters for nonlinear stress / Crackwidth EC2	
MNo	design width [mm] bond [mm] load [-] h-max [m]
2	0.400 0.400 0.80 0.50 0.800
Check for crack width passed with given reinforcements	
Maximum Degree of Utilization	
	N sig-c Vy sig-t Vz tau Mt sig-* My tend. Mz As-l Mb As-v Mt2 Total crack sigdyn lamda tau-*
Cross sect.	2 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000
Pilot d=1m-razpoke	0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.856 0.000 0.000
Total System	0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.856 0.000 0.000

SOFISTIK AG - www.sofistik.com

PRILOGA B1: Dimenzioniranje AB obloge ($F_{xx,min}$)

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

Beton f_{ck} MPa f_{ctm} MPa

f_{cm} MPa

Jeklo f_{yk} MPa

Obremenitev

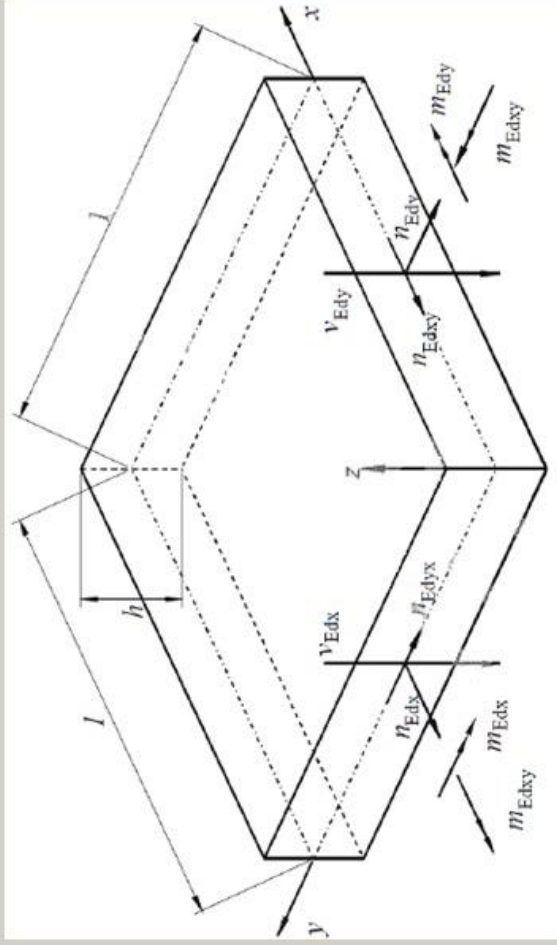
N_{edx} kN/m M_{edx} kNm/m

N_{edy} kN/m M_{edy} kNm/m

N_{edxy} kN/m M_{edxy} kNm/m

V_{edx} kN/m

V_{edy} kN/m



Zgornja armatura

A_{sys} cm²/m A_{sys} cm²/m

ved0 kN/m

Spodnja armatura

A_{si} cm²/m A_{si} cm²/m

V_{rdc} kN/m

PRILOGA B2: Dimenzioniranje AB obloge ($F_{xx,max}$)

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

Beton f_{ck} MPa f_{ctm} MPa

f_{cm} MPa

Jeklo f_{yk} MPa

Obremenitev

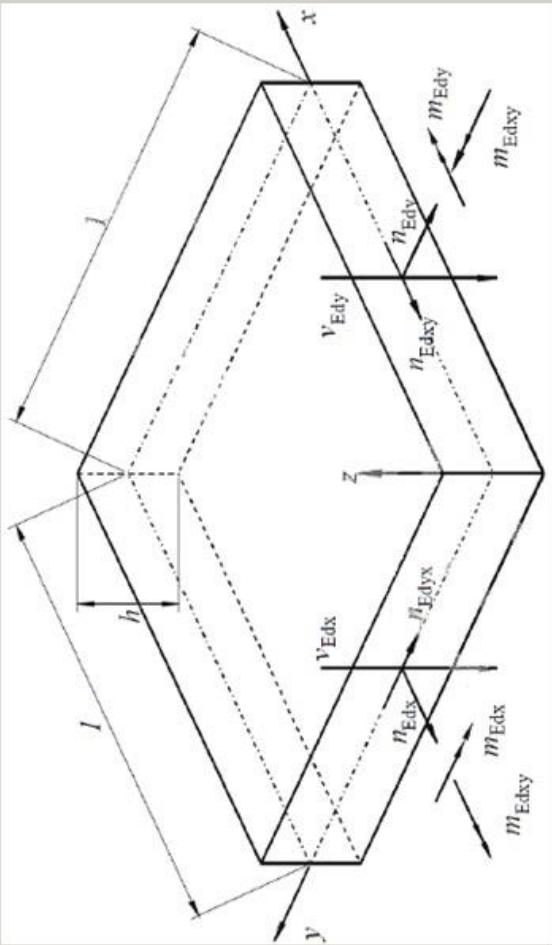
Nedx kN/m M_{edx} kNm/m

Nedy kN/m M_{edy} kNm/m

Nedxy kN/m M_{edxy} kNm/m

Vedx kN/m

Vedy kN/m



Zgornja armatura

Asxs cm²/m Asys cm²/m ved0 kN/m

Spodnja armatura

Asxi cm²/m Asyi cm²/m Vrdc kN/m

PRILOGA B3: Dimenzioniranje AB obloge ($F_{yy,min}$)

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

Beton fck MPa fctm MPa

fcm MPa

Jeklo fyk MPa

Obremenitev

Nedx kN/m Medx kNm/m

Nedy kN/m Medy kNm/m

Nedxy kN/m Medxy kNm/m

Vedx kN/m

Vedy kN/m

Zgornja armatura

Asxs cm²/m Asys cm²/m ved0 kN/m

Spodnja armatura

Asxi cm²/m Asyi cm²/m Vrdc kN/m

PRILOGA B4: Dimenzioniranje AB obloge ($F_{yy,max}$)

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

Beton f_{ok} MPa f_{ctm} MPa

f_{cm} MPa

Jeklo f_{yk} MPa

Obremenitev

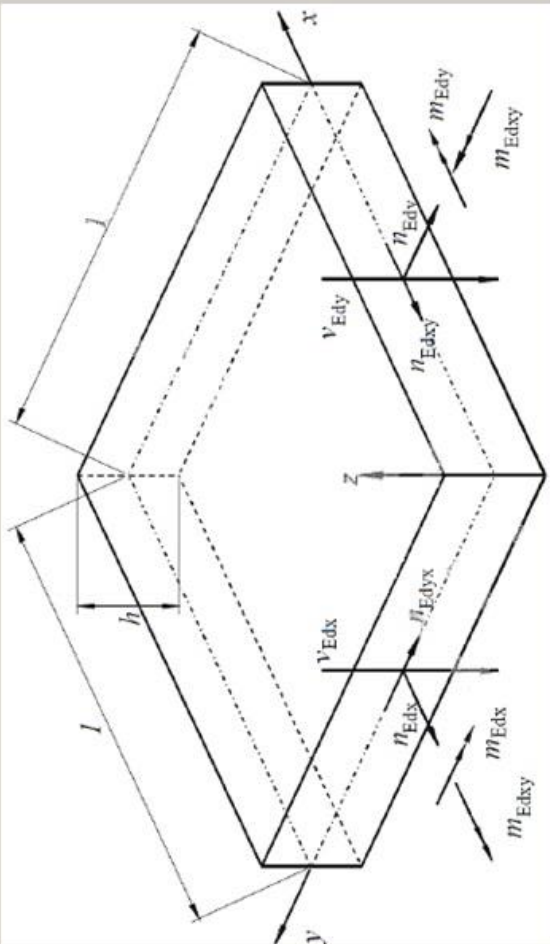
Nedx kN/m M_{edx} kNm/m

Nedy kN/m M_{edy} kNm/m

Nedxy kN/m M_{edxy} kNm/m

Vedx kN/m

Vedy kN/m



Zgornja armatura

Asxs cm²/m A_{sys} cm²/m v_{ed0} kN/m

Spodnja armatura

Asxi cm²/m A_{sji} cm²/m V_{dc} kN/m

PRILOGA B5: Dimenzioniranje AB obloge ($F_{xy,min}$)

Geometrija

h m

Krovni slaj m

Material

Beton fck MPa fctm MPa

fcm MPa

Jeklo fyk MPa

Obremenitev

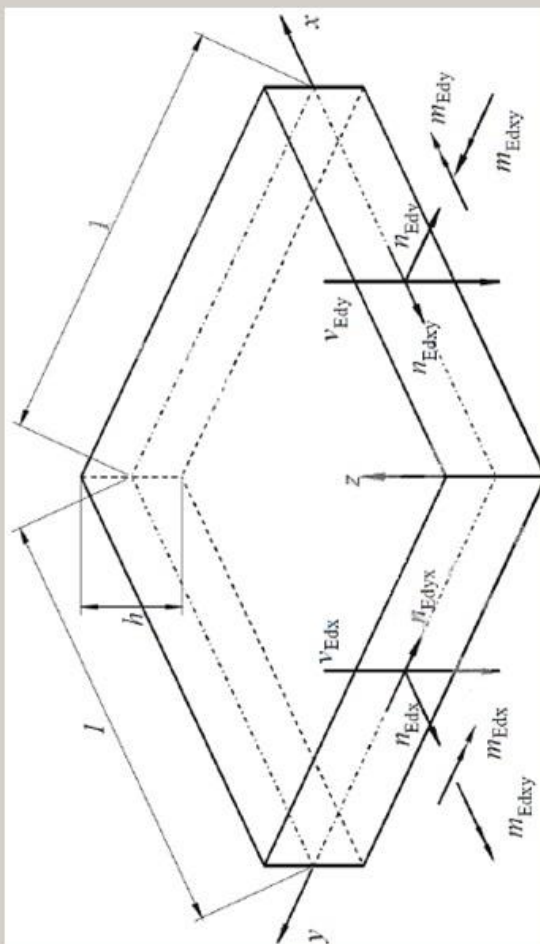
Nedk kN/m Medk kNm/m

Nedy kN/m Medy kNm/m

Nedxy kN/m Medxy kNm/m

Vedk kN/m

Vedy kN/m



Zgornja armatura

Asxs cm²/m Asys cm²/m ved0 kN/m

Spodnja armatura

Asxi cm²/m Asyi cm²/m Vrdc kN/m

PRILOGA B6: Dimenzioniranje AB obloge ($M_{xx,min}$)

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

Beton fck MPa fctm MPa

fcm MPa

Jeklo fyk MPa

Obremenitev

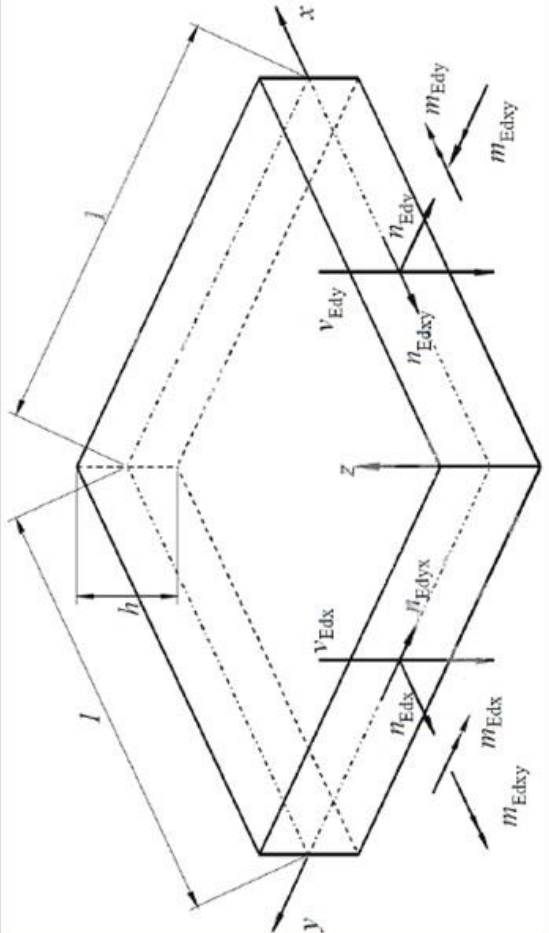
Nedk kN/m Medk kNm/m

Nedy kN/m Medy kNm/m

Nedxy kN/m Medxy kNm/m

Vedk kN/m

Vedy kN/m



Zgornja armatura

Asxs cm²/m Asys cm²/m ved0 kN/m

Spodnja armatura

Asxi cm²/m Asyi cm²/m Vrdc kN/m

PRILOGA B7: Dimenzioniranje AB obloge ($M_{xx,max}$)

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

Beton f_{ck} MPa f_{ctm} MPa

f_{cm} MPa

Jeklo f_{yk} MPa

Obremenitev

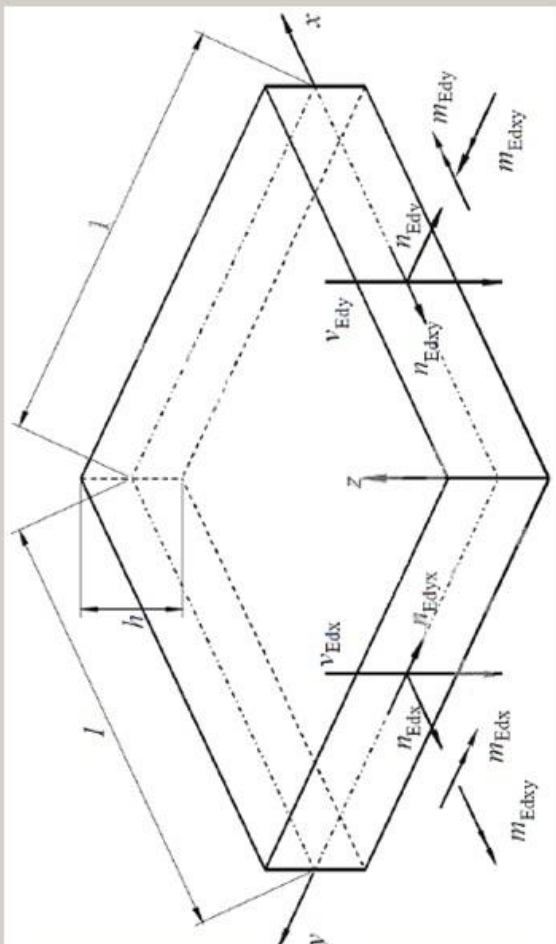
Nedx kN/m M_{edx} kNm/m

Nedy kN/m M_{edy} kNm/m

Nedxy kN/m M_{edxy} kNm/m

Vedx kN/m

Vedy kN/m



Zgornja armatura

Asxs cm²/m Asys cm²/m ved0 kN/m

Spodnja armatura

Asxi cm²/m Asyi cm²/m Vrdc kN/m

PRILOGA B8: Dimenzioniranje AB obloge ($M_{yy,min}$)

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

Beton f_{ok} MPa f_{ctm} MPa

Jeklo f_{yk} MPa

Obremenitev

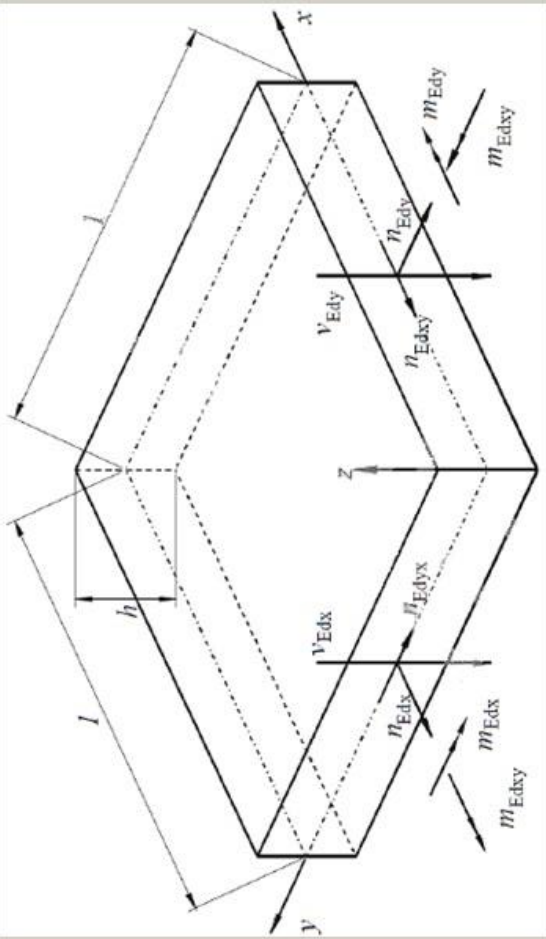
Ned_x kN/m Med_x kNm/m

Ned_y kN/m Med_y kNm/m

Ned_{xy} kN/m Med_{xy} kNm/m

Ved_x kN/m

Ved_y kN/m



Zgornja armatura

Asxs cm²/m Asys cm²/m

Spodnja armatura

Asxi cm²/m Asyi cm²/m

ved0 kN/m

Vrdc kN/m

PRILOGA B9: Dimenzioniranje AB obloge $M_{yy,max}$

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

Beton f_{ck} MPa f_{ctm} MPa

f_{cm} MPa

Jeklo f_{yk} MPa

Obremenitev

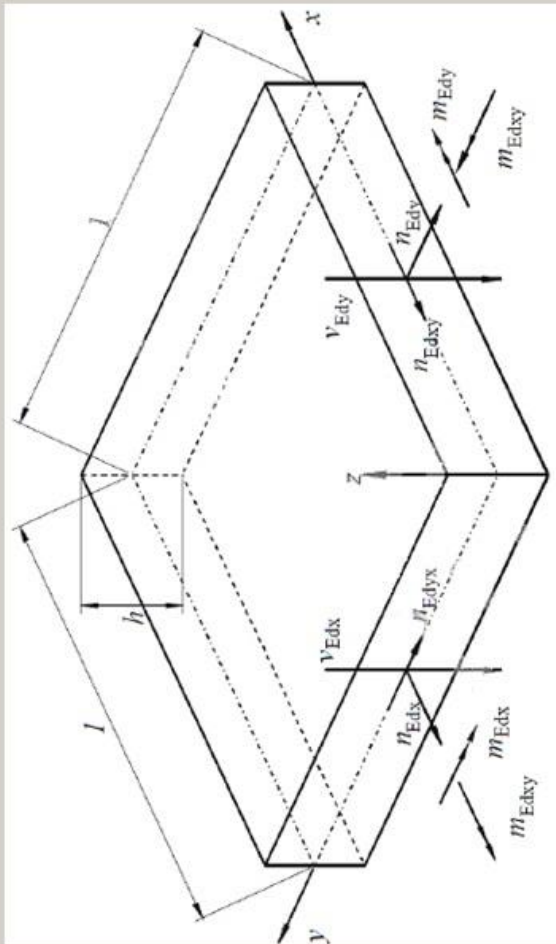
Nedx kN/m M_{edx} kNm/m

Nedy kN/m M_{edy} kNm/m

Nedxy kN/m M_{edxy} kNm/m

Vedx kN/m

Vedy kN/m



Zgornja armatura

Asxs cm²/m A_{sys} cm²/m v_{ed0} kN/m

Spodnja armatura

Asxt cm²/m A_{syt} cm²/m v_{rdc} kN/m

PRILOGA B10: Dimenzioniranje AB obloge ($M_{xy,min}$)

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

Beton fck MPa fctm MPa

fcm MPa

Jeklo fyk MPa

Obremenitev

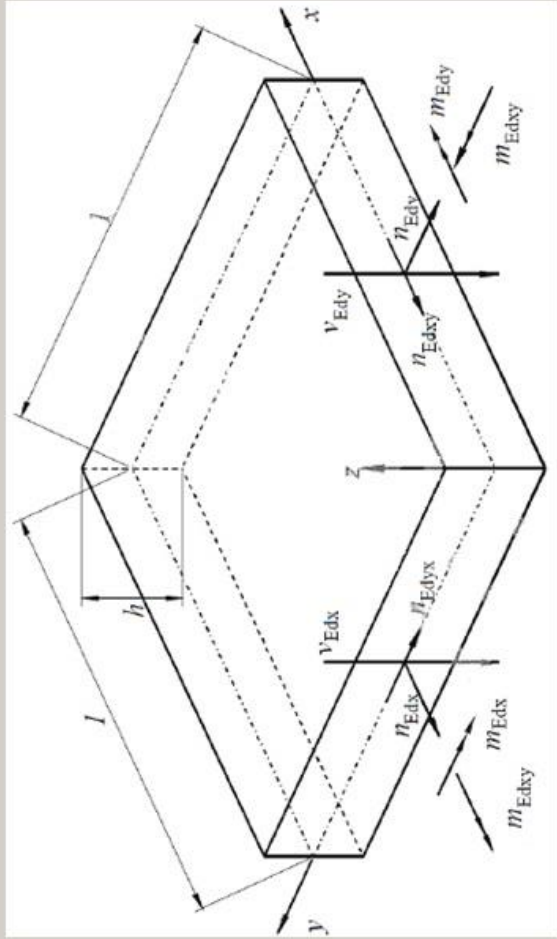
Nedcx kN/m Medcx kNm/m

Nedcy kN/m Medcy kNm/m

Nedxy kN/m Medxy kNm/m

Vedcx kN/m

Vedcy kN/m



Zgornja armatura

Asxs cm²/m Asys cm²/m ved0 kN/m

Spodnja armatura

Asxi cm²/m Asyi cm²/m Vidx kN/m

PRILOGA B11: Dimenzioniranje AB obloge ($Q_{xz,min}$)

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

Belon f_{ok} MPa f_{ctm} MPa

f_{cm} MPa

Jeklo f_{yk} MPa

Obrnenitev

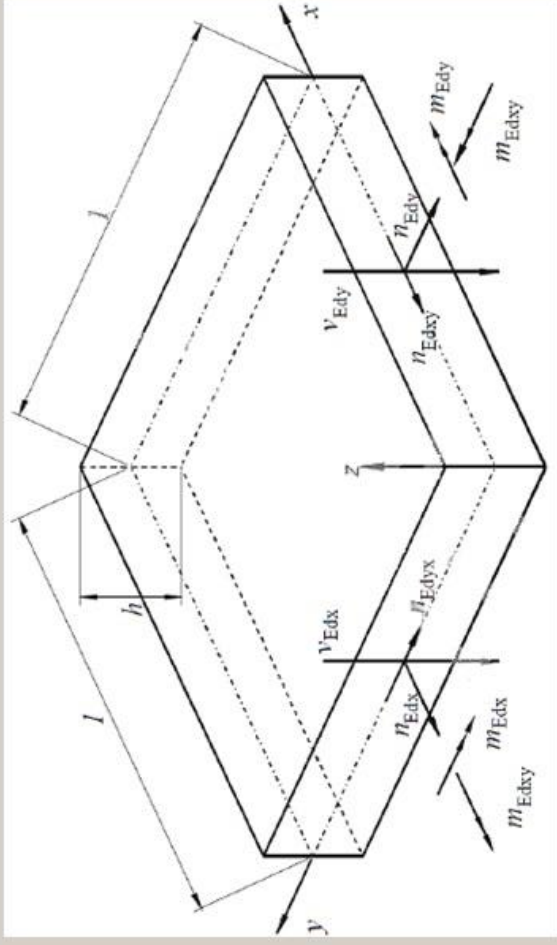
Ned_x kN/m Med_x kNm/m

Ned_y kN/m Med_y kNm/m

Ned_{xy} kN/m Med_{xy} kNm/m

Ved_x kN/m

Ved_y kN/m



Zgornja armatura

A_{sxs} cm²/m A_{sys} cm²/m ved₀ kN/m

Spodnja armatura

A_{sxi} cm²/m A_{sji} cm²/m V_{idc} kN/m

PRILOGA B12: Dimenzioniranje AB obloge ($Q_{xz,max}$)

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

Beton f_{ck} MPa f_{ctm} MPa

f_{cm} MPa

Jeklo f_{yk} MPa

Obremenitev

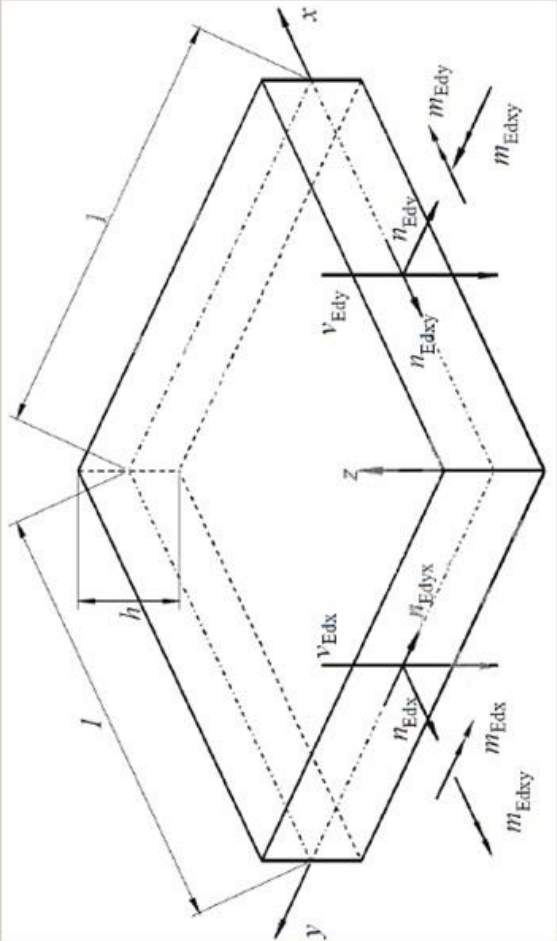
N_{edx} kN/m M_{edx} kNm/m

N_{edy} kN/m M_{edy} kNm/m

N_{edxy} kN/m M_{edxy} kNm/m

V_{edx} kN/m

V_{edy} kN/m



Zgornja armatura

Asxs cm²/m Asys cm²/m ved0 kN/m

Spodnja armatura

Asxi cm²/m Asyi cm²/m V_{rdc} kN/m

PRILOGA B13: Dimenzioniranje AB obloge ($Q_{yz,min}$)

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

Beton f_{ck} MPa f_{ctm} MPa

f_{cm} MPa

Jeklo f_{yk} MPa

Obremenitev

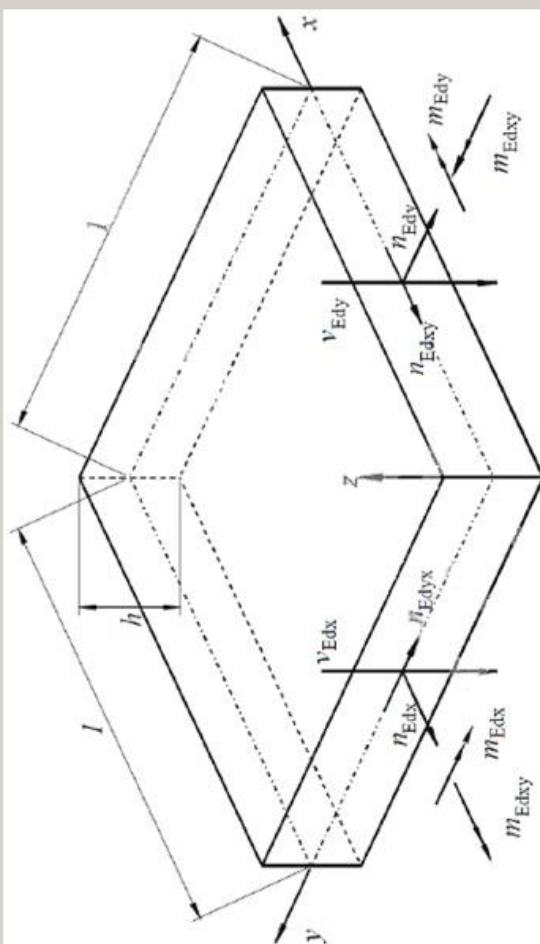
Ned_x kN/m Med_x kNm/m

Ned_y kN/m Med_y kNm/m

Ned_{xy} kN/m Med_{xy} kNm/m

Ved_x kN/m

Ved_y kN/m



Zgornja armatura

Asxs cm²/m Asys cm²/m ved0 kN/m

Spodnja armatura

Asxi cm²/m Asyi cm²/m Vrdc kN/m

PRILOGA B14: Dimenzioniranje na ($Q_{yz,max}$)

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

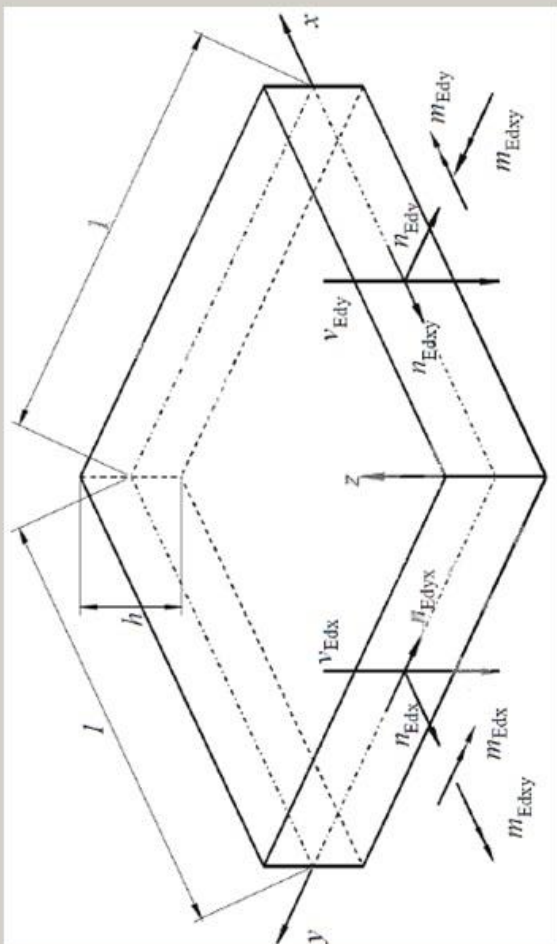
Beton MPa MPa MPa
 f_{ck} f_{ctm} f_{ctm}

Jeklo MPa
 f_{yk}

Obremenitev

Nedx kN/m kNm/m
 Nedy kN/m kNm/m
 Nedxy kN/m kNm/m

Vedx kN/m
 Vedy kN/m



Zgornja armatura

A_{sxs} cm²/m A_{sys} cm²/m ved0 kN/m
 Spodnja armatura
 A_{sxi} cm²/m A_{syi} cm²/m V_{idc} kN/m

PRILOGA B15: Izračun strižne armature v AB oblogi – $V_{Ed} = 149,78 \text{ kN}$ ($A_{s,vzd} = 3.5 \text{ cm}^2$)

RAČUN STRIŽNE ARMATURE V AB OBLOGI $h = 0,3 \text{ m}$

C25/30

C,Rdc= 0.12	fck= 25 Mpa	
k= 1.942809042 <=2	d= 225 mm	
k1= 0.15	bw= 1000 mm	
rol= 0.001555556	sigcp= 0.9865 MPa	<0,2fcd
ni_min= 0.473896196	As= 3.5 cm2	
z= 202.5 mm	Ac= 2250 cm2	
theta= 0.785398163 rad	45°	
alfa= 0.785398163 rad	45°	

VRd,c= 115784.5817 N	139921.019 N
-----------------------------	---------------------

VRd,c= 115.7846 kN	<= 139.921019
---------------------------	-------------------------

ni_1= 0.54
 fcd= 16.66666667 kN/cm2

VRd,max= 1822500 N	ctg(theta)= 1	ctg(alfa)= 1
VRd,max= 1822.5 kN	tan(theta)= 1	sin(alfa)= 0.707107

VEd= 149.78 kN

Asw/s= 0.120233238 cm2/cm

dod_As= 0 cm2
al= 0 cm

ro,w,min 0.0008
As,min/s 0.08 cm2/cm= 8 cm2/m

PRILOGA B16: Izračun strižne armature v AB oblogi – $V_{Ed} = 104,66 \text{ kN}$ ($A_{s,vzd} = 3.5 \text{ cm}^2$)

RAČUN STRIŽNE ARMATURE V AB OBLOGI $h = 0.3 \text{ m}$

C25/30

C,Rdc= 0.12	fck= 25 Mpa
k= 1.942809 <=2	d= 225 mm
k1= 0.15	bw= 1000 mm
rol= 0.001556	sigcp= 0.837 MPa <0,2fcd
ni_min= 0.473896	As= 3.5 cm2
z= 202.5 mm	Ac= 2250 cm2
theta= 0.785398 rad	45°
alfa= 0.785398 rad	45°

VRd,c= 110739 N	134875.4 N
------------------------	-------------------

VRd,c= 110.739 kN	<= 134.8754
--------------------------	-----------------------

ni_1= 0.54
 fcd= 16.66667 kN/cm2

VRd,max= 1822500 N	ctg(theta)= 1	ctg(alfa)= 1
VRd,max= 1822.5 kN	tan(theta)= 1	sin(alfa)= 0.707107

VEd= 104.66 kN

PRILOGA B17: Izračun strižne armature v AB oblogi – $V_{Ed} = 90,24 \text{ kN}$ ($A_{s,vzd} = 3.5 \text{ cm}^2$)

RAČUN STRIŽNE ARMATURE V AB OBLOGI $h = 0.3 \text{ m}$

C25/30

C,Rdc= 0.12	fck= 25 Mpa
k= 1.942809 <=2	d= 225 mm
k1= 0.15	bw= 1000 mm
roI= 0.001556	sigcp= 0.659 MPa <0,2fcd
ni_min= 0.473896	As= 3.5 cm2
z= 202.5 mm	Ac= 2250 cm2
theta= 0.785398 rad	45°
alfa= 0.785398 rad	45°

VRd,c= 104731.5 N	128867.9 N
--------------------------	-------------------

VRd,c= 104.7315 kN	<= 128.8679
---------------------------	-----------------------

ni_1= 0.54
 fcd= 16.66667 kN/cm2

VRd,max= 1822500 N	ctg(theta)= 1	ctg(alfa)= 1
VRd,max= 1822.5 kN	tan(theta)= 1	sin(alfa)= 0.707107

VEd= 90.24 kN

PRILOGA B18: Izračun strižne armature v AB oblogi – $V_{Ed} = 149,78 \text{ kN}$ ($A_{s,vzd} = 10 \text{ cm}^2$)

RAČUN STRIŽNE ARMATURE V AB OBLOGI $h = 0.3 \text{ m}$

C25/30

C,Rdc= 0.12	fck= 25 Mpa
k= 1.942809042 <=2	d= 225 mm
k1= 0.15	bw= 1000 mm
rol= 0.004444444	sigcp= 0.9865 MPa <0,2fcd
ni_min= 0.473896196	As= 10 cm2
z= 202.5 mm	Ac= 2250 cm2
theta= 0.785398163 rad	45°
alfa= 0.785398163 rad	45°

VRd,c= 150346.6099 N	139921.019 N
-----------------------------	---------------------


VRd,c= 150.3466 kN	<= 139.921019
---------------------------	-------------------------

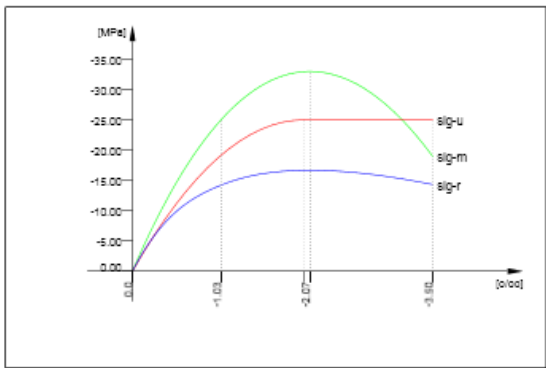
ni_1= 0.54
 fcd= 16.66666667 kN/cm2

VRd,max= 1822500 N	ctg(theta)= 1	ctg(alfa)= 1
VRd,max= 1822.5 kN	tan(theta)= 1	sin(alfa)= 0.707107

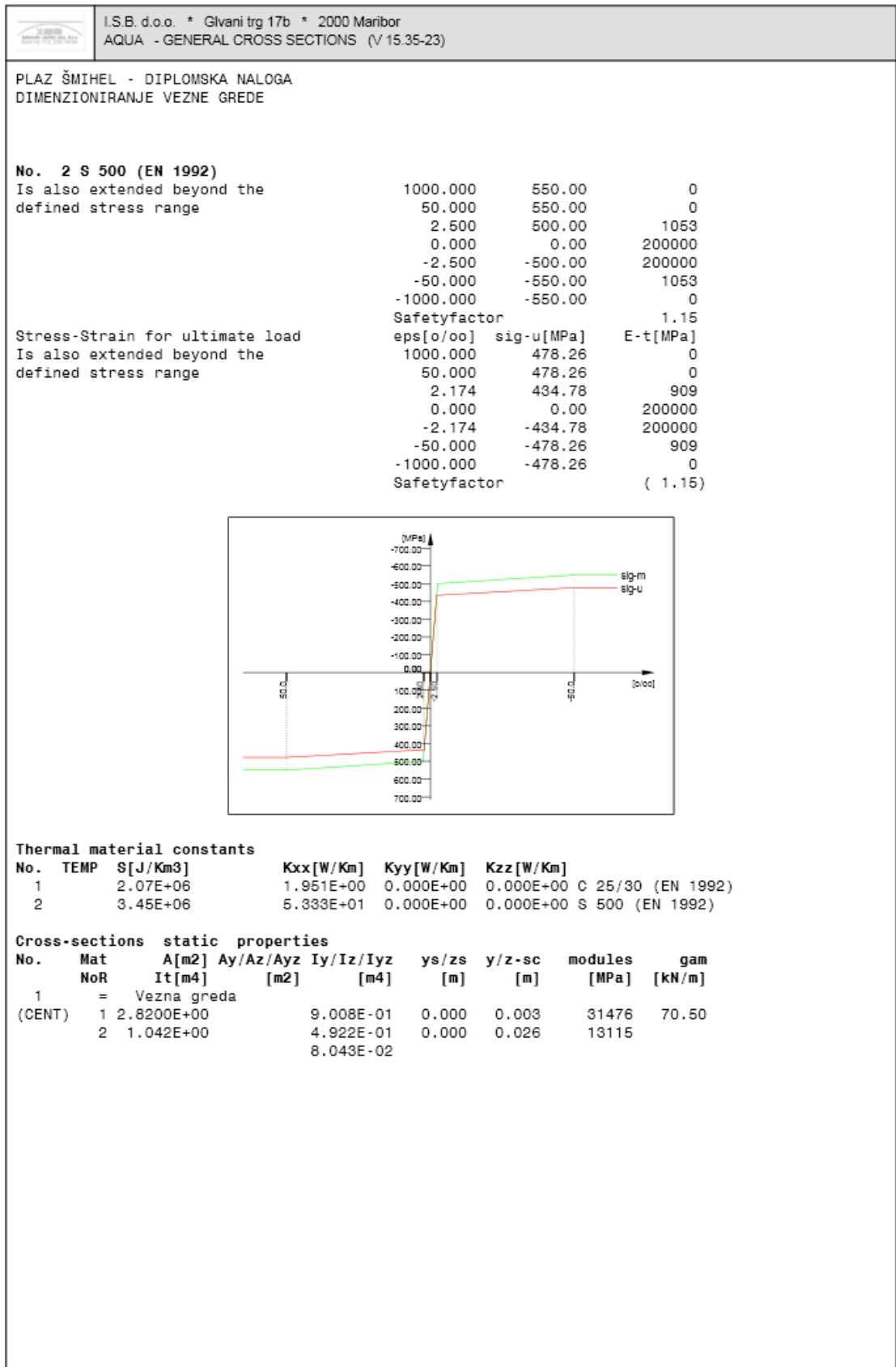
VEd= 149.78 kN

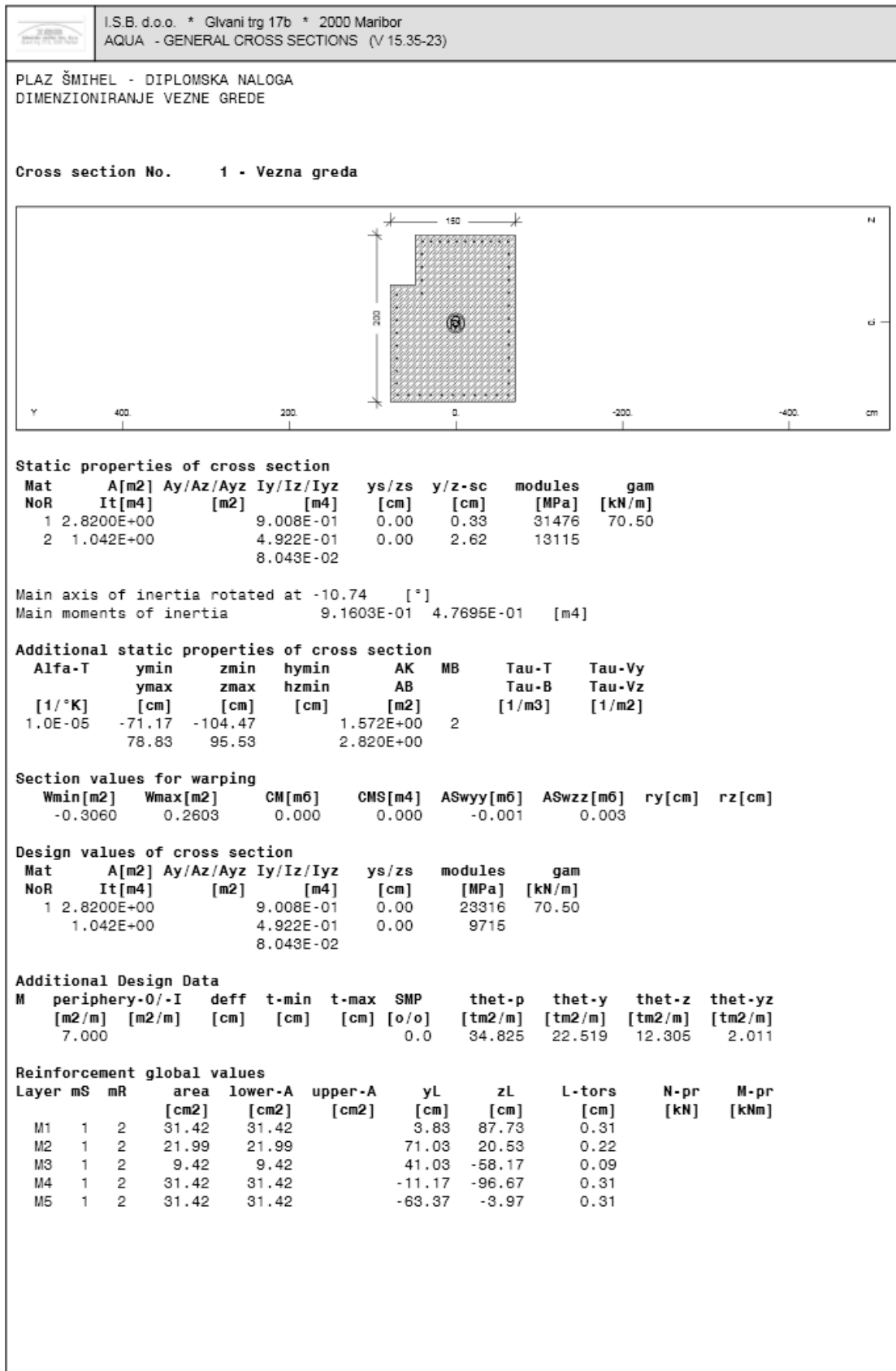
PRILOGA C1: Dimenzioniranje AB vezne grede v programu Sofistik – Teddy

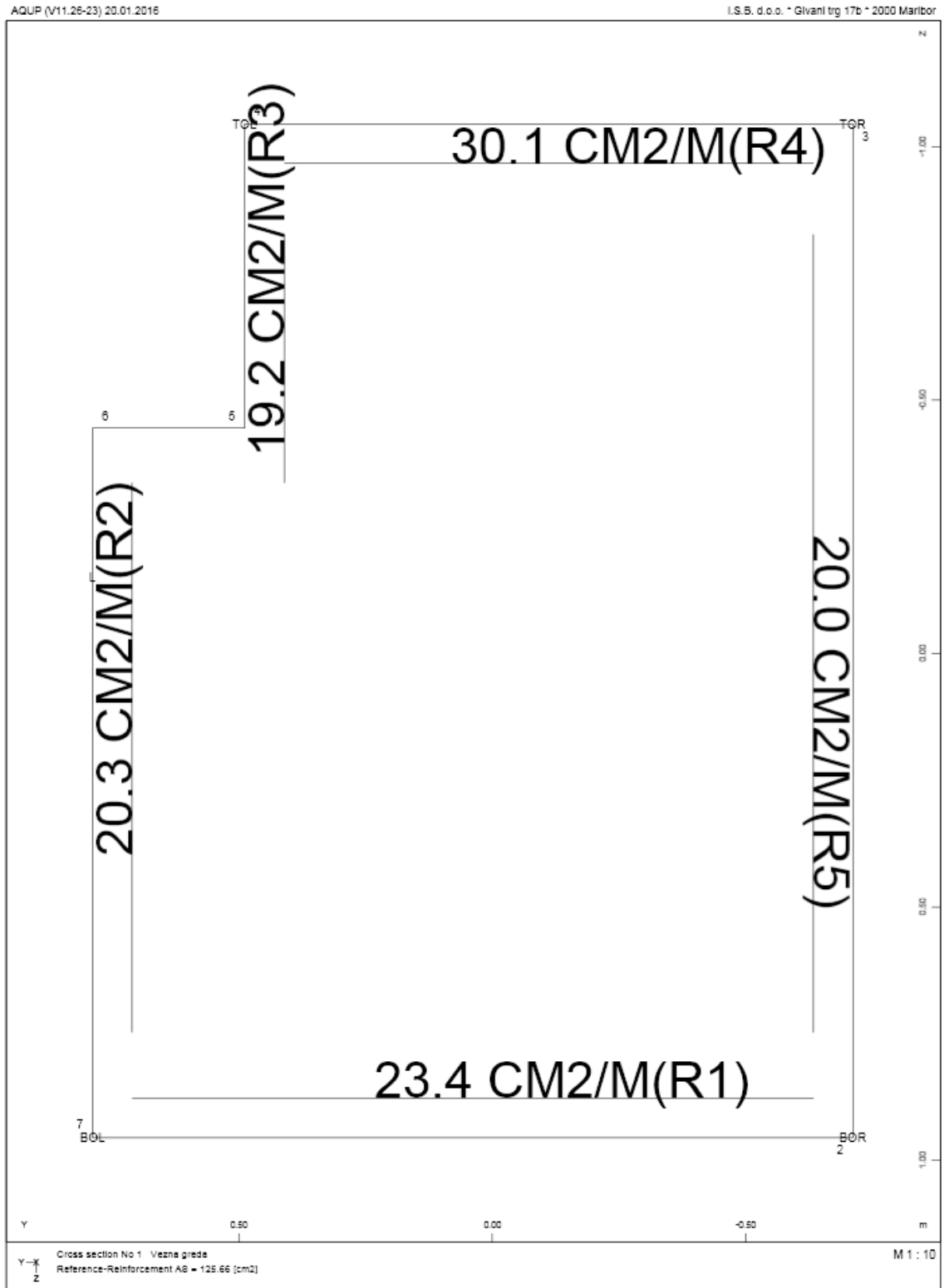
		I.S.B. d.o.o. * Glvani trg 17b * 2000 Maribor AQUA - GENERAL CROSS SECTIONS (V 15.35-23)			
PLAZ ŠMIHEL - DIPLOMSKA NALOGA DIMENZIONIRANJE VEZNE GREDE					
Default design code is EuroCode 2 Concrete with country code 386 (Slovenija) Class(Tab.7.1N): N Snow load zone : 1					
No. 1 C 25/30 (EN 1992)					
Youngs-modulus	E	31476 [MPa]	Safetyfactor	1.50 [-]	
Poisson-Ratio	mu	0.20 [-]	Strength	fc	25.00 [MPa]
Shear-modulus	G	13115 [MPa]	Nomin. strength	fcn	25.00 [MPa]
Compression modulus		17487 [MPa]	Tens. strength	fctm	2.56 [MPa]
Weight		25.0 [kN/m3]	5 % t.strength	fctk	1.80 [MPa]
Weight buoyancy		25.0 [kN/m3]	95 % t.strength	fctk	3.33 [MPa]
Temp.elongat.coeff.		1.00E-05 [1/°K]	Bond strength	fdb	2.69 [MPa]
			Service strength		33.00 [MPa]
			Fatigue strength		15.00 [MPa]
Stress-Strain for serviceability		eps[0/00]	sig-m[MPa]	E-t[MPa]	
Is only valid within the defined stress range		0.000	0.00	33050	
		-1.035	-25.04	15658	
		-2.069	-33.00	0	
		-3.500	-18.95	-19203	
			Safetyfactor		1.35
Stress-Strain for ultimate load		eps[0/00]	sig-u[MPa]	E-t[MPa]	
Is only valid within the defined stress range		0.000	0.00	25000	
		-2.000	-25.00	0	
		-3.500	-25.00	0	
			Safetyfactor		1.50
Stress-Strain of calc. mean values		eps[0/00]	sig-r[MPa]	E-t[MPa]	
Is only valid within the defined stress range		0.000	0.00	27541	
		-1.035	-14.23	5688	
		-2.069	-16.67	0	
		-3.500	-14.32	-2802	
			Safetyfactor		(1.50)



No. 2 S 500 (EN 1992)					
Youngs-modulus	E	200000 [MPa]	Safetyfactor	1.15 [-]	
Poisson-Ratio	mu	0.30 [-]	Yield stress	fy	500.00 [MPa]
Shear-modulus	G	76923 [MPa]	Compr.yield val.	fyc	500.00 [MPa]
Compression modulus		166667 [MPa]	Tens. strength	ft	550.00 [MPa]
Weight		78.5 [kN/m3]	Compr. strength	fc	550.00 [MPa]
Weight buoyancy		78.5 [kN/m3]	Ultim. plast. strain		50.00 [0/00]
Temp.elongat.coeff.		1.20E-05 [1/°K]	relative bond coeff.		1.00 [-]
max. thickness		32.00 [mm]	EC2 bondcoeff. K1		0.80 [-]
			Hardening modulus		0.00 [MPa]
			Proportional limit		500.00 [MPa]
			Dynamic stress range		141.30 [MPa]
Stress-Strain for serviceability		eps[0/00]	sig-m[MPa]	E-t[MPa]	







Graphics of Cross Sections

I.S.B. d.o.o. * Glvani trg 17b * 2000 Maribor										
AQB - DESIGN OF CROSS-SECTIONS (V 13.26.23)										
DIMENZIONIRANJE VEZNE GREDE										
Default design code is EuroCode 2 Concrete with country code 386 (Slovenija)										
Class(Tab.7.1N): N										
Snow load zone : 1										
Materials										
No. 1 C 25/30 (EN 1992)										
No. 2 S 500 (EN 1992)										
All moments will be smoothed out between face and support										
Reinforcement will be accounted for sectional values as defined in AQUA										
Reinforcements saved as design case LCR 1										
Calculatoric Forces And Moments										
Beam	x[m]	N[kN]	Vz[kN]	Mt[kNm]	My[kNm]	Mb[kNm2]				
			Vy[kN]	Mt2[kNm]	Mz[kNm]					
1	0.000	-191.7	-23.63	7.65	-115.02					
			-19.31		245.70					
2	0.000	59.9	-17.70	3.51	-130.00					
			21.80		-154.00					
3	0.000	28.2	58.19	-20.79	-210.60					
			69.80		-167.40					
4	0.000	-147.1	-120.29	22.14	-180.90					
			-105.71		128.79					
5	0.000	2.7	28.49	-37.94	-140.40					
			126.23		-44.55					
6	0.000	-95.8	33.08	-116.37	-171.45					
			86.94		63.59					
7	0.000	-24.1	-2.80	110.00	-123.00					
			-91.00		20.40					
8	0.000	49.1	55.49	-24.17	-201.15					
			76.41		-207.90					
9	0.000	-191.7	-23.63	7.65	-115.02					
			-19.31		245.70					
10	0.000	43.9	10.50	6.50	-52.60					
			-5.50		128.00					
Ultimate Load Design										
=====										
Design for ultimate loads EuroCode 2 Concrete										
Biaxial bending										
Safety factors	SC-1 SC-2 SC-S SS-1 SS-2 PIIa									
	1.50 1.50 1.50 1.15 1.10 7									
Strain limits	C1 C2 S1 S2 Z1 Z2									
	-3.50 -2.00 3.00 25.00 -3.50 18.00									
parameters for reinforcements										
Minimum reinforcements	compression min. reinforcem. maximum-									
Bending. Compress.	e/d N/Npl requ. section reinforc.									
0.13 [o/o]	0.30 [o/o] 3.50 0.0010 0.00 0.10 8.00									
Tensile forces in the longitudinal reinforcements due to shear are NOT accounted for.										
Material of sections uses Ultimate Limit strain-stress law with individual safety factors										
Material of reinforcements uses Ultimate Limit strain-stress law with individual safety factors										
MNo.	temp lev.	Material-safety	max.compr stress	at strain	max.tens stress	at strain	tension-stiffening			
			[MPa]	[o/oo]	[MPa]	[o/oo]	[MPa]			
1	0	1.500	-16.67	-2.00	0.00	0.00				
2	0	1.150	-478.26	-50.00	478.26	50.00				
Required Reinforcements										
Beam	x[m]	NoS	LC	Ni	Myi/Mzi	e1/yn	e2/zn	nue	rel	As L
				[kN]	[kNm]	[o/oo / mm]	C/S <td>tra <td> <td>[cm2]</td> </td></td>	tra <td> <td>[cm2]</td> </td>	<td>[cm2]</td>	[cm2]
1	0.000	1	0	-4936.8	-2962.50	-3.50	8.92	1.50	9.99	31.42 1
					6327.03	423	5035	1.15		21.99 2
						e= -0.49	0.30 =>	1.41		9.42 3
										27.62 4
										27.62 5

I.S.B. d.o.o. * Glvani trg 17b * 2000 Maribor										
aqb - DESIGN OF CROSS-SECTIONS (V 13.26-23)										
DIMENZIONIRANJE VEZNE GREDE										
Required Reinforcements										
Beam	x[m]	NoS	LC	Ni [kN]	Myi/Mzi [kNm]	e1/yn [o/oo / mm]	e2/zn	nue C/S	rel tra	As L [cm2]
1	0.000	1	0	Material	1	-3.50	-16.67	min		
				Reinforcem.	2	-2.84	-435.39	min		
						8.92	440.91	max		
2	0.000	1	0	1023.4	-2220.11	-3.50	16.24	1.50	9.99	29.15 1
					-2629.68	-604	3028	1.15		21.99 2
					e= -0.50	0.53	=>	1.35		9.42 3
										31.42 4
										31.42 5
				Material	1	-3.50	-16.67	min		
				Reinforcem.	2	-2.40	-434.99	min		
						16.24	447.57	max		
3	0.000	1	0	448.8	-3349.87	-3.50	10.47	1.50	9.99	31.27 1
					-2663.59	-674	1312	1.15		21.99 2
					e= -0.50	0.65	=>	1.48		9.42 3
										31.42 4
										31.27 5
				Material	1	-3.50	-16.67	min		
				Reinforcem.	2	-2.72	-435.28	min		
						10.47	442.32	max		
4	0.000	1	0	-5798.0	-7127.59	-3.50	6.37	1.50	9.99	31.42 1
					5074.62	544	574	1.15		21.99 2
					e= -0.53	0.61	=>	1.72		9.42 3
										31.42 4
										31.42 5
				Material	1	-3.50	-16.67	min		
				Reinforcem.	2	-3.04	-435.57	min		
						6.37	438.60	max		
5	0.000	1	0	82.9	-4356.93	-3.50	14.69	1.50	9.99	31.42 1
					-1381.37	-2018	776	1.15		19.66 2
					e= -0.42	0.82	=>	1.46		8.43 3
										28.09 4
										31.42 5
				Material	1	-3.50	-16.67	min		
				Reinforcem.	2	-2.67	-435.23	min		
						14.69	446.16	max		
6	0.000	1	0	-3905.2	-6985.44	-3.50	10.07	1.50	9.99	31.42 1
					2590.86	1630	620	1.15		21.99 2
					e= -0.55	0.77	=>	1.68		8.14 3
										27.14 4
										27.14 5
										0.01 T
				Material	1	-3.50	-16.67	min		
				Reinforcem.	2	-2.91	-435.45	min		
						10.07	441.96	max		
7	0.000	1	0	-1065.6	-5439.16	-3.50	22.82	1.50	9.99	31.42 1
					902.10	7693	759	1.15		21.99 2
					e= -0.53	0.87	=>	1.54		8.15 3
										27.16 4
										27.16 5
										0.01 T
				Material	1	-3.50	-16.67	min		
				Reinforcem.	2	-2.41	-434.99	min		
						22.82	453.55	max		

I.S.B. d.o.o. * Glvani trg 17b * 2000 Maribor											
AGB - DESIGN OF CROSS-SECTIONS (V 13.26-23)											
DIMENZIONIRANJE VEZNE GREDE											
Required Reinforcements											
Beam	x[m]	NoS	LC	Ni [kN]	Myi/Mzi [kNm]	e1/yn [o/oo / mm]	e2/zn	nue	rel	As L [cm2]	
8	0.000	1	0	653.1	-2671.22	-3.50	13.08	1.50	9.99	29.87	1
					-2760.36	-607	2119	1.15		21.99	2
						e= -0.50	0.58 =>	1.41		9.42	3
										31.42	4
										31.42	5
				Material	1	-3.50	-16.67	min			
						14.09	0.00	max			
				Reinforcem.	2	-2.57	-435.14	min			
						13.08	444.70	max			
9	0.000	1	0	-4936.8	-2962.50	-3.50	8.92	1.50	9.99	31.42	1
					6327.03	423	5035	1.15		21.99	2
						e= -0.49	0.30 =>	1.41		9.42	3
										27.62	4
										27.62	5
				Material	1	-3.50	-16.67	min			
						9.58	0.00	max			
				Reinforcem.	2	-2.84	-435.39	min			
						8.92	440.91	max			
10	0.000	1	0	1055.2	-1265.37	-3.03	25.00	1.50	9.99	31.42	1
					3077.04	650	9999	1.15		21.99	2
						e= -0.50	0.29 =>	1.35		9.42	3
										27.72	4
										27.72	5
				Material	1	-3.03	-16.67	min			
						26.53	0.00	max			
				Reinforcem.	2	-1.51	-301.08	min			
						25.00	455.53	max			
Maximum Degree of Utilization											
		N	Vy	Vz	Mt	My	Mz	Mb	Mt2	Total	lamda
		sig-c	sig-t	tau	sig-*	tend.	As-l	As-v	crack	sigdyn	tau-*
Cross sect.	1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.075	0.000
Vezna greda		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.075	0.000	0.000	0.000	0.000

SOFISTIK-AG - www.sofistik.com

I.S.B. d.o.o. * Glvani trg 17b * 2000 Maribor										
AQB - DESIGN OF CROSS-SECTIONS (V 13.26-23)										
RAZPOKE										
Default design code is EuroCode 2 Concrete with country code 386 (Slovenija)										
Class(Tab.7.1N): N										
Snow load zone : 1										
Materials										
No. 1 C 25/30 (EN 1992)										
No. 2 S 500 (EN 1992)										
Reinforcement will be accounted for sectional values as defined in AQUA										
Reinforcements saved as design case LCR 1										
Calulatoric Forces And Moments										
Beam	x[m]	N[kN]	Vz[kN]	Mt[kNm]	My[kNm]					
			Vy[kN]	Mt2[kNm]	Mz[kNm]	Mb[kNm2]				
1	0.000	-191.7	-23.63	7.65	-115.02					
			-19.31		245.70					
2	0.000	59.9	-17.70	3.51	-130.00					
			21.80		-154.00					
3	0.000	28.2	58.19	-20.79	-210.60					
			69.80		-167.40					
4	0.000	-147.1	-120.29	22.14	-180.90					
			-105.71		128.79					
5	0.000	2.7	28.49	-37.94	-140.40					
			126.23		-44.55					
6	0.000	-95.8	33.08	-116.37	-171.45					
			86.94		63.59					
7	0.000	-24.1	-2.80	110.00	-123.00					
			-91.00		20.40					
8	0.000	49.1	55.49	-24.17	-201.15					
			76.41		-207.90					
9	0.000	-191.7	-23.63	7.65	-115.02					
			-19.31		245.70					
10	0.000	43.9	10.50	6.50	-52.60					
			-5.50		128.00					
Parameters for nonlinear stresses										
Iteration for all forces and moments										
Material of sections uses Serviceability strain-stress law with individual safety factors										
Material of reinforcements uses Serviceability strain-stress law without safety factors										
MNo.	temp lev.	Material-safety	max.compr stress	at strain	max.tens stress	at strain	tension-stiffening			
			[MPa]	[o/oo]	[MPa]	[o/oo]	[MPa]			
1	0	1.350	-24.44	-2.20	0.00	0.00				
2	0	1.000	-550.00	-50.00	550.00	50.00				
Interaction thin walled normal- and shearstress via Prandtl flow rule										
Nonlinear Stresses										
Beam	x[m]	NoS	LC	e-o	ky/kz	x	zn/yn	Ni/Vi	Myi/Mzi	Ey/Ez/G-EFF
				[o/oo]	[1/km]	[m]	[m]	[kN]	[kNm]	[MPa]
1	0.000	1	0	0.035	-0.008	0.486	4.430	-191.7	-114.91	7040
					0.090		0.383		245.69	5401
					1.000	fact	Mt-i		7.65	3310
							plast.fact.	sig[MPa]	tau[MPa]	eps[o/oo]
								min	-1.07	-0.044
								max	0.00	0.107
								min	-7.29	-0.036
								max	19.86	0.099
								D[mm]	w[mm]	sig[MPa]
								ssr[MPa]	As-eff[cm2]	
								T-zone h= 0.636	20.0	0.05
								19.86	157.14	57.31
								---- Check for crack width passed with given reinforcements		
								Reinforcem.R 1	20.0	31.42
								Reinforcem.R 2	20.0	21.99
								Reinforcem.R 3	20.0	9.42
								Reinforcem.R 4	20.0	31.42
								Reinforcem.R 5	20.0	31.42

I.S.B. d.o.o. * Glvani trg 17b * 2000 Maribor AGB - DESIGN OF CROSS-SECTIONS (V 13.26-23)												
RAZPOKE												
Beam	x[m]	NoS	LC	e-o [o/oo]	ky/kz [1/km]	x [m]	zn/yn [m]	Ni/Vi [kN]	Myi/Mzi [kNm]	Ey/Ez/G-EFF [MPa]		
2	0.000	1	0	0.076	-0.043	0.413	1.785	60.2	-129.71	5903		
				-0.129			-0.594		-153.99	2948		
				1.000	fact		Mt-i		3.51	2015		
				----- plast.fact.			sig[MPa]	tau[MPa]	eps[o/oo]	sII[MPa]	sAs	
				Material	1	min	-1.35			-0.056		
						max	0.00			0.197		
				Reinforcem.	2	min	-8.52			-0.043		
						max	36.42			0.182		
				----- D[mm] w[mm]			sig[MPa]	ssr[MPa]	As-eff[cm2]			
				T-zone h=	0.800	20.0	0.09	36.42	260.89	58.24		
				---- Check for crack width passed with given reinforcements								
				Reinforcem.R	1	20.0				31.42		
				Reinforcem.R	2	20.0				21.99		
				Reinforcem.R	3	20.0				9.42		
				Reinforcem.R	4	20.0				31.42		
				Reinforcem.R	5	20.0				31.42		
3	0.000	1	0	0.082	-0.070	0.514	1.158	28.3	-210.60	4104		
				-0.121			-0.672		-167.43	3284		
				1.000	fact		Mt-i		-20.79	1988		
				----- plast.fact.			sig[MPa]	tau[MPa]	eps[o/oo]	sII[MPa]	sAs	
				Material	1	min	-1.73			-0.072		
						max	0.00			0.214		
				Reinforcem.	2	min	-11.43			-0.057		
						max	39.89			0.199		
				----- D[mm] w[mm]			sig[MPa]	ssr[MPa]	As-eff[cm2]			
				T-zone h=	0.800	20.0	0.09	39.89	226.57	56.29		
				---- Check for crack width passed with given reinforcements								
				Reinforcem.R	1	20.0				31.42		
				Reinforcem.R	2	20.0				21.99		
				Reinforcem.R	3	20.0				9.42		
				Reinforcem.R	4	20.0				31.42		
				Reinforcem.R	5	20.0				31.42		
4	0.000	1	0	0.019	-0.032	0.812	0.605	-146.9	-180.67	5904		
				0.033			0.577		128.82	7173		
				1.000	fact		Mt-i		22.14	3750		
				----- plast.fact.			sig[MPa]	tau[MPa]	eps[o/oo]	sII[MPa]	sAs	
				Material	1	min	-0.91			-0.037		
						max	0.00			0.076		
				Reinforcem.	2	min	-6.46			-0.032		
						max	14.21			0.071		
				----- D[mm] w[mm]			sig[MPa]	ssr[MPa]	As-eff[cm2]			
				T-zone h=	0.800	20.0	0.02	14.21	117.91	45.83		
				---- Check for crack width passed with given reinforcements								
				Reinforcem.R	1	20.0				31.42		
				Reinforcem.R	2	20.0				21.99		
				Reinforcem.R	3	20.0				9.42		
				Reinforcem.R	4	20.0				31.42		
				Reinforcem.R	5	20.0				31.42		
5	0.000	1	0	0.035	-0.050	0.538	0.703	2.7	-140.38	3165		
				-0.024			-1.45		-44.49	4299		
				1.000	fact		Mt-i		-37.94	2146		
				----- plast.fact.			sig[MPa]	tau[MPa]	eps[o/oo]	sII[MPa]	sAs	
				Material	1	min	-0.73			-0.030		
						max	0.00			0.100		
				Reinforcem.	2	min	-4.86			-0.024		
						max	18.87			0.094		
				----- D[mm] w[mm]			sig[MPa]	ssr[MPa]	As-eff[cm2]			
				T-zone h=	0.800	20.0	0.04	18.87	207.90	49.23		
				---- Check for crack width passed with given reinforcements								

I.S.B. d.o.o. * Glvani trg 17b * 2000 Maribor												
AQB - DESIGN OF CROSS-SECTIONS (V 13.26-23)												
RAZPOKE												
Beam	x[m]	NoS	LC	e-o	ky/kz	x	zn/yn	Ni/Vi	Myi/Mzi	Ey/Ez/G-EFF		
				[o/oo]	[1/km]	[m]	[m]	[kN]	[kNm]	[MPa]		
5	0.000	1	0	Reinforcem.R 1	20.0					31.42		
				Reinforcem.R 2	20.0					21.99		
				Reinforcem.R 3	20.0					9.42		
				Reinforcem.R 4	20.0					31.42		
				Reinforcem.R 5	20.0					31.42		
Beam	x[m]	NoS	LC	e-o	ky/kz	x	zn/yn	Ni/Vi	Myi/Mzi	Ey/Ez/G-EFF		
				[o/oo]	[1/km]	[m]	[m]	[kN]	[kNm]	[MPa]		
6	0.000	1	0	0.020	-0.038	0.672	0.532	-95.6	-171.29	5000		
				0.014		1.426			63.53	9041		
				1.000	fact	Mt-i			-116.37	3956		
				----- plast.fact.				sig[MPa]	tau[MPa]	eps[o/oo]	sII[MPa]	sAs
				Material	1	min		-0.66		-0.027		
						max		0.00		0.070		
				Reinforcem.	2	min		-4.64		-0.023		
						max		13.19		0.066		
				----- D[mm]		w[mm]		sig[MPa]	ssr[MPa]	As-eff[cm2]		
				T-zone h= 0.800		20.0	0.02	13.19	155.61	47.70		
				---- Check for crack width passed with given reinforcements								
				Reinforcem.R 1	20.0					31.42		
				Reinforcem.R 2	20.0					21.99		
				Reinforcem.R 3	20.0					9.42		
				Reinforcem.R 4	20.0					31.42		
				Reinforcem.R 5	20.0					31.42		
Beam	x[m]	NoS	LC	e-o	ky/kz	x	zn/yn	Ni/Vi	Myi/Mzi	Ey/Ez/G-EFF		
				[o/oo]	[1/km]	[m]	[m]	[kN]	[kNm]	[MPa]		
7	0.000	1	0	0.023	-0.037	0.422	0.609	-23.9	-122.86	3622		
				0.004		6.140			20.38	1945		
				1.000	fact	Mt-i			110.00	1308		
				----- plast.fact.				sig[MPa]	tau[MPa]	eps[o/oo]	sII[MPa]	sAs
				Material	1	min		-0.38		-0.016		
						max		0.00		0.064		
				Reinforcem.	2	min		-2.52		-0.013		
						max		12.17		0.061		
				----- D[mm]		w[mm]		sig[MPa]	ssr[MPa]	As-eff[cm2]		
				T-zone h= 0.800		20.0	0.03	12.17	219.14	52.09		
				---- Check for crack width passed with given reinforcements								
				Reinforcem.R 1	20.0					31.42		
				Reinforcem.R 2	20.0					21.99		
				Reinforcem.R 3	20.0					9.42		
				Reinforcem.R 4	20.0					31.42		
				Reinforcem.R 5	20.0					31.42		
Beam	x[m]	NoS	LC	e-o	ky/kz	x	zn/yn	Ni/Vi	Myi/Mzi	Ey/Ez/G-EFF		
				[o/oo]	[1/km]	[m]	[m]	[kN]	[kNm]	[MPa]		
8	0.000	1	0	0.097	-0.065	0.456	1.506	49.5	-200.85	5137		
				-0.162		-0.603			-207.92	3111		
				1.000	fact	Mt-i			-24.17	2033		
				----- plast.fact.				sig[MPa]	tau[MPa]	eps[o/oo]	sII[MPa]	sAs
				Material	1	min		-1.90		-0.079		
						max		0.00		0.254		
				Reinforcem.	2	min		-12.35		-0.062		
						max		46.78		0.234		
				----- D[mm]		w[mm]		sig[MPa]	ssr[MPa]	As-eff[cm2]		
				T-zone h= 0.800		20.0	0.11	46.78	243.13	58.21		
				---- Check for crack width passed with given reinforcements								
				Reinforcem.R 1	20.0					31.42		
				Reinforcem.R 2	20.0					21.99		
				Reinforcem.R 3	20.0					9.42		
				Reinforcem.R 4	20.0					31.42		
				Reinforcem.R 5	20.0					31.42		
Beam	x[m]	NoS	LC	e-o	ky/kz	x	zn/yn	Ni/Vi	Myi/Mzi	Ey/Ez/G-EFF		
				[o/oo]	[1/km]	[m]	[m]	[kN]	[kNm]	[MPa]		
9	0.000	1	0	0.035	-0.008	0.486	4.430	-191.7	-114.91	7040		
				0.090		0.383			245.69	5401		
				1.000	fact	Mt-i			7.65	3310		

I.S.B. d.o.o. * Glvani trg 17b * 2000 Maribor	
AQB - DESIGN OF CROSS-SECTIONS (V 13.26-23)	
RAZPOKE	
Beam	x[m] NoS LC e-o ky/kz x zn/yn Ni/Vi Myi/Mzi Ey/Ez/G-EFF
	[o/oo] [1/km] [m] [m] [kN] [kNm] [MPa]
	----- plast.fact. sig[MPa] tau[MPa] eps[o/oo] sII[MPa] sAs
Material	1 min -1.07 -0.044
	max 0.00 0.107
Reinforcem.	2 min -7.29 -0.036
	max 19.86 0.099
	----- D[mm] w[mm] sig[MPa] ssr[MPa] As-eff[cm2]
T-zone h=	0.636 20.0 0.05 19.86 157.14 57.31
---- Check for crack width passed with given reinforcements	
Reinforcem.R	1 20.0 31.42
Reinforcem.R	2 20.0 21.99
Reinforcem.R	3 20.0 9.42
Reinforcem.R	4 20.0 31.42
Reinforcem.R	5 20.0 31.42
Beam	x[m] NoS LC e-o ky/kz x zn/yn Ni/Vi Myi/Mzi Ey/Ez/G-EFF
	[o/oo] [1/km] [m] [m] [kN] [kNm] [MPa]
10	0.000 1 0 0.051 -0.005 0.277 10.43 43.7 -52.62 3762
	0.091 0.562 128.05 2811
	1.000 fact Mt-i 6.50 1736
	----- plast.fact. sig[MPa] tau[MPa] eps[o/oo] sII[MPa] sAs
Material	1 min -0.62 -0.025
	max 0.00 0.121
Reinforcem.	2 min -3.57 -0.018
	max 22.74 0.114
	----- D[mm] w[mm] sig[MPa] ssr[MPa] As-eff[cm2]
T-zone h=	0.684 20.0 0.06 22.74 275.53 61.30
---- Check for crack width passed with given reinforcements	
Reinforcem.R	1 20.0 31.42
Reinforcem.R	2 20.0 21.99
Reinforcem.R	3 20.0 9.42
Reinforcem.R	4 20.0 31.42
Reinforcem.R	5 20.0 31.42
Parameters for nonlinear stress / Crackwidth EC2 / 386	
MNo	design width bond load h-max
	[mm] [mm] [-] [-] [m]
2	0.200 0.200 0.80 0.50 0.800
Check for crack width passed with given reinforcements	
Maximum Degree of Utilization	
	N Vy Vz Mt My Mz Mb Mt2 Total lamda
	sig-c sig-t tau sig-* tend. As-l As-v crack sigdyn tau-*
Cross sect.	1 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000
Vezna greda	0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.547 0.000 0.000
crack = utilisation crack width	

SOFISTIK AG - www.sofistik.com

PRILOGA C2: Dimenzioniranje vezne grede na strižno obremenitev – smer z

RAČUN STRIŽNE ARMATURE - VEZNA GREDA - SMER Z

C25/30

C,Rdc= 0.12	fck= 25 Mpa
k= 1.322329186 <=2	d= 1925 mm
k1= 0.15	bw= 1200 mm
rol= 0.001302083	sigcp= 0 MPa <0,2fcd
ni_min= 0.266101562	As= 30 cm2
z= 1732.5 mm	Ac= 23040 cm2
theta= 0.785398163 rad	45°
alfa= 1.570796327 rad	90°

VRd,c= 543240.832 N	614694.608 N
----------------------------	--------------

VRd,c= 543.2408 kN	<= 614.694608
---------------------------	-------------------------

ni_1= 0.54
 fcd= 16.66666667 kN/cm2

VRd,max= 9355500 N	ctg(theta)= 1	ctg(alfa)= 6.13E-17
VRd,max= 9355.5 kN	tan(theta)= 1	sin(alfa)= 1

VEd,z= 120.3 kN

ro,w,min	0.0008
As,min/s	0.096 cm2/cm= 9.6 cm2/m

PRILOGA C3: Dimenzioniranje vezne grede na strižno obremenitev – smer y

RAČUN STRIŽNE ARMATURE - VEZNA GREDA - SMER Y

C25/30

C,Rdc= 0.12	fck= 25 Mpa
k= 1.374634325 <=2	d= 1425 mm
k1= 0.15	bw= 1400 mm
rol= 0.001503759	sigcp= 0 MPa <0,2fcd
ni_min= 0.282045273	As= 30 cm2
z= 1282.5 mm	Ac= 19950 cm2
theta= 0.785398163 rad	45°
alfa= 1.570796327 rad	90°

VRd,c= 511702.3968 N	562680.319 N
-----------------------------	---------------------

VRd,c= 511.7024 kN	<= 562.680319
---------------------------	-------------------------

ni_1= 0.54
 fcd= 16.66666667 kN/cm2

VRd,max= 8079750 N	ctg(theta)= 1	ctg(alfa)= 6.13E-17
VRd,max= 8079.75 kN	tan(theta)= 1	sin(alfa)= 1

VEd,y= 126.23 kN

ro,w,min	0.0008
As,min/s	0.112 cm2/cm= 11.2 cm2/m

PRILOGA D1: Dimenzioniranje talne plošče ($F_{rr,min}$)

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

Beton f_{ck} MPa f_{ctm} MPa

f_{cm} MPa

Jeklo f_{yk} MPa

Obremenitev

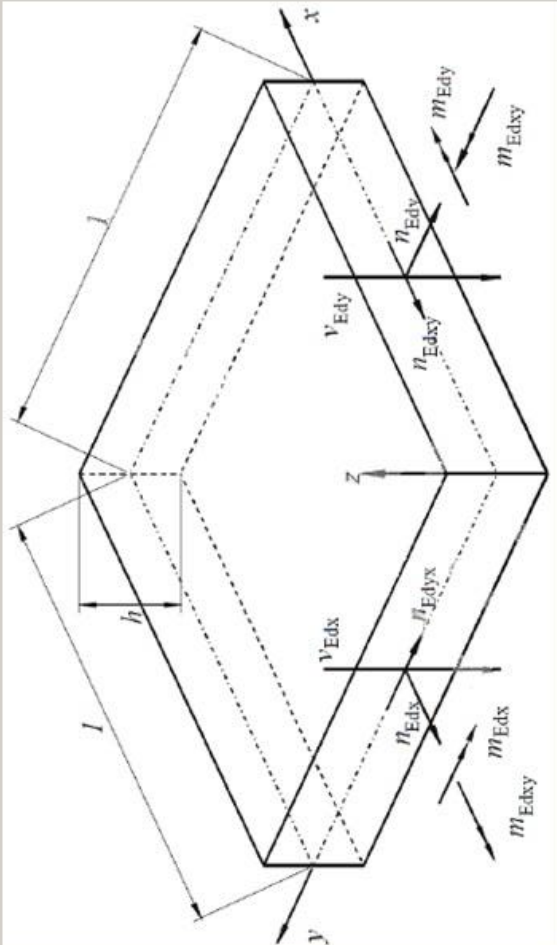
Ned_x kN/m M_{edx} kNm/m

Ned_y kN/m M_{edy} kNm/m

Ned_{xy} kN/m M_{edxy} kNm/m

Ved_x kN/m

Ved_y kN/m



Zgornja armatura

As_{xs} cm²/m A_{sys} v_{ed0} kN/m

Spodnja armatura

As_{xi} cm²/m A_{syi} cm²/m v_{idc} kN/m

PRILOGA D2: Dimenzioniranje talne plošče ($F_{rr,max}$)

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

Beton f_{ck} MPa f_{ctm} MPa

f_{cm} MPa

Jeklo f_{yk} MPa

Obremenitev

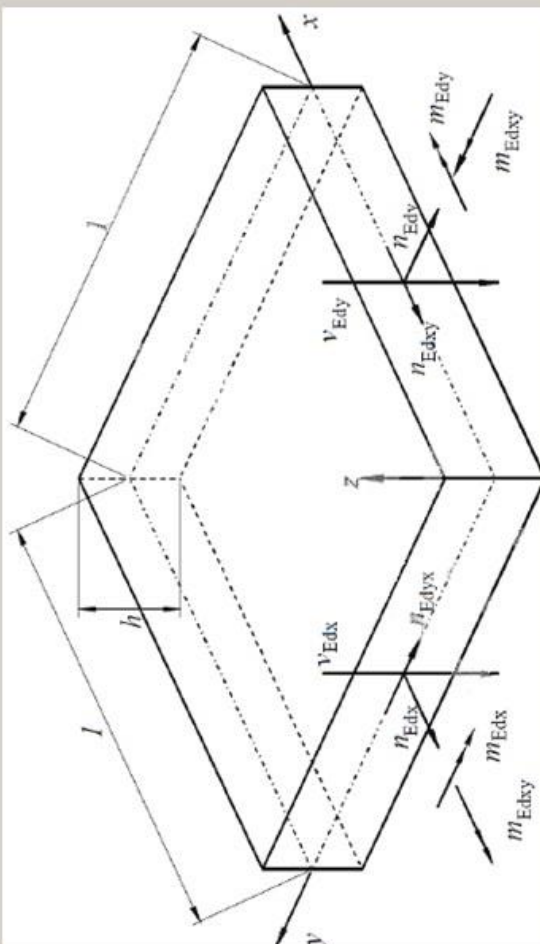
Nedx kN/m M_{edx} kNm/m

Nedy kN/m M_{edy} kNm/m

Nedxy kN/m M_{edxy} kNm/m

Vedx kN/m

Vedy kN/m



Zgornja armatura

Asxs cm²/m A_{sxs} cm²/m $ved0$ kN/m

Spodnja armatura

Asxi cm²/m A_{sxi} cm²/m V_{rdc} kN/m

PRILOGA D3: Dimenzioniranje talne plošče ($F_{\phi\phi, \min}$)

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

Beton MPa MPa MPa

Jeklo MPa

Obremenitev

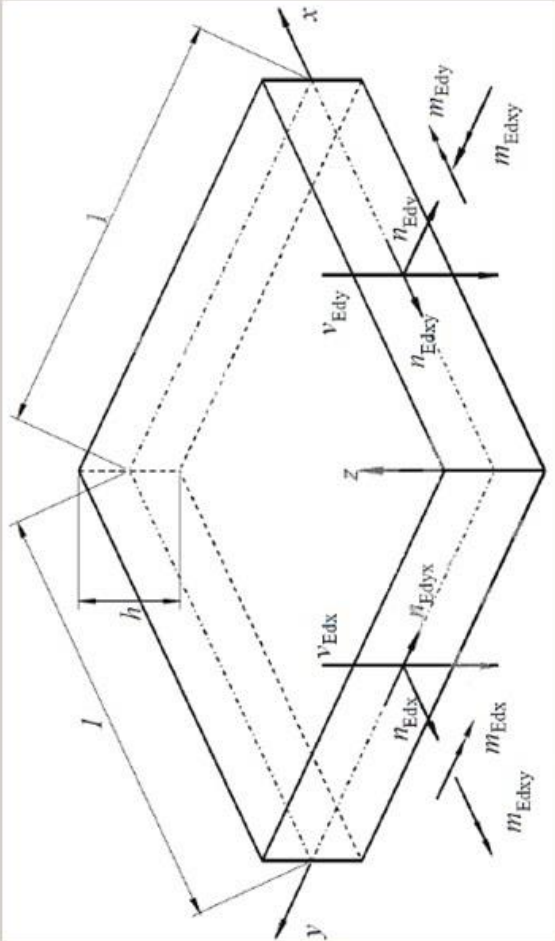
Nedx kN/m kNm/m

Nedy kN/m kNm/m

Nedxy kN/m kNm/m

Vedx kN/m

Vedy kN/m



Zgornja armatura

Asxs cm²/m Asys cm²/m ved0 kN/m

Spodnja armatura

Asxi cm²/m Asyi cm²/m Vrdc kN/m

PRILOGA D4: Dimenzioniranje talne plošče ($F_{\varphi\varphi, \max}$)

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

Beton f_{ck} MPa f_{ctm} MPa

f_{cm} MPa

Jeklo f_{yk} MPa

Obremenitev

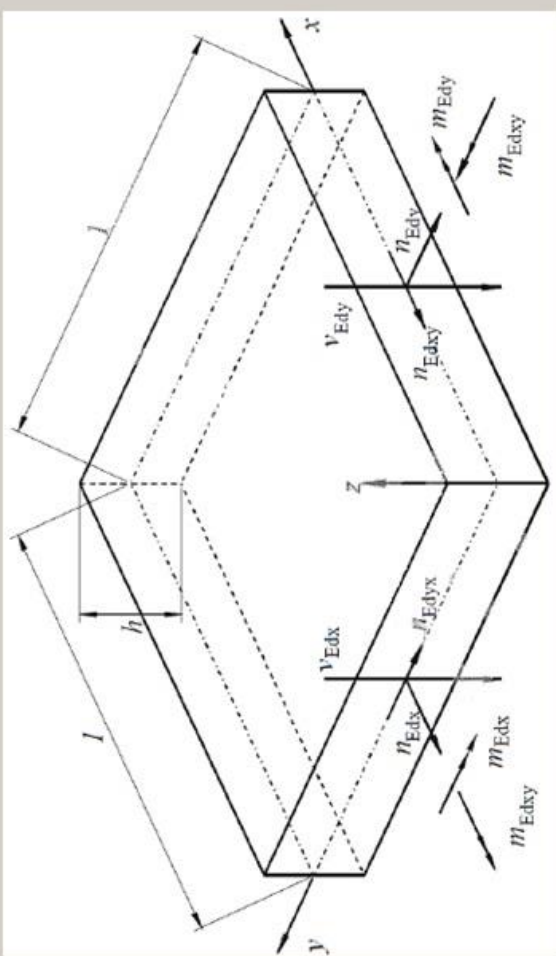
Nedx kN/m Medx kNm/m

Nedy kN/m Medy kNm/m

Nedxy kN/m Medxy kNm/m

Vedx kN/m

Vedy kN/m



Zgornja armatura

Asxs cm²/m Asys cm²/m ved0 kN/m

Spodnja armatura

Asxi cm²/m Asyi cm²/m Vrdc kN/m

PRILOGA D5: Dimenzioniranje talne plošče ($F_{r0,min}$)

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

Beton f_{ck} MPa f_{ctm} MPa

f_{cm} MPa

Jeklo f_{yk} MPa

Obremenitev

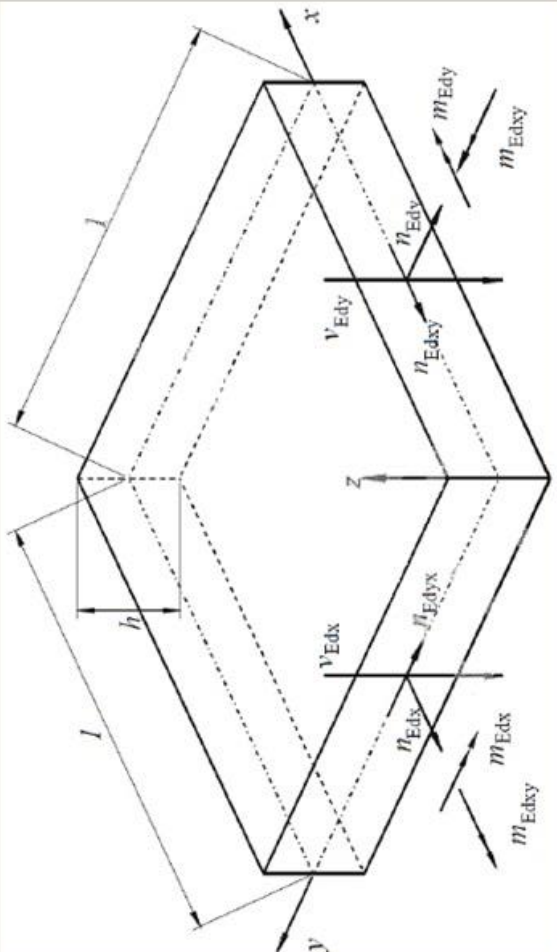
Nedx kN/m M_{edx} kNm/m

Nedy kN/m M_{edy} kNm/m

Nedxy kN/m M_{edxy} kNm/m

Vedx kN/m

Vedy kN/m



Zgornja armatura

Asxs cm²/m A_{sys} cm²/m v_{ed0} kN/m

Spodnja armatura

Asxi cm²/m A_{syi} cm²/m v_{r0c} kN/m

PRILOGA D6: Dimenzioniranje talne plošče ($F_{r\phi, \max}$)

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

Beton f_{ck} MPa f_{ctm} MPa

f_{cm} MPa

Jeklo f_{yk} MPa

Obremenitev

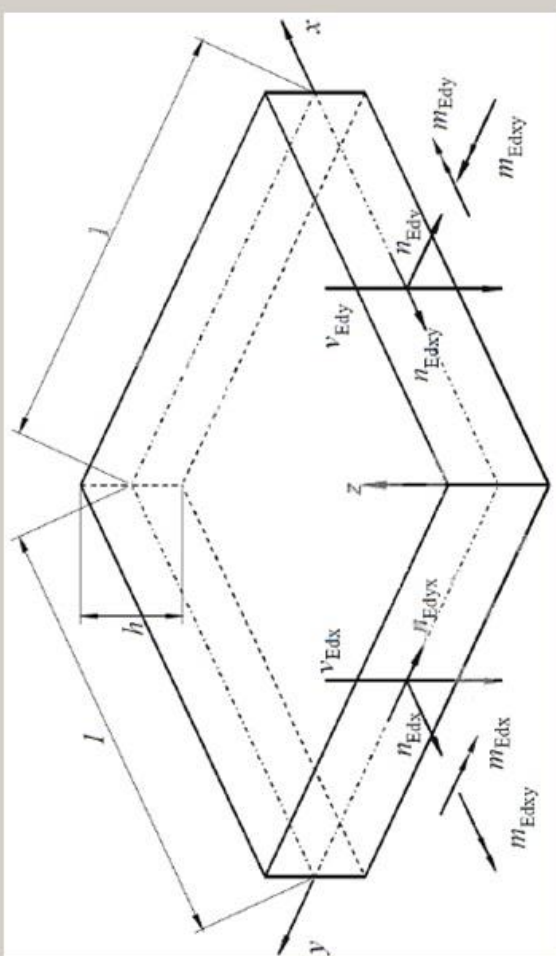
Nedx kN/m M_{edx} kNm/m

Nedy kN/m M_{edy} kNm/m

Nedxy kN/m M_{edxy} kNm/m

Vedx kN/m

Vedy kN/m



Zgornja armatura

Asxs cm²/m A_{sys} cm²/m v_{ed0} kN/m

Spodnja armatura

Asxi cm²/m A_{sji} cm²/m V_{dc} kN/m

PRILOGA D7: Dimenzioniranje talne plošče ($M_{rr,min}$)

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

Beton MPa MPa
 f_{ck} f_{ctm}

Jeklo MPa MPa
 f_{yk}

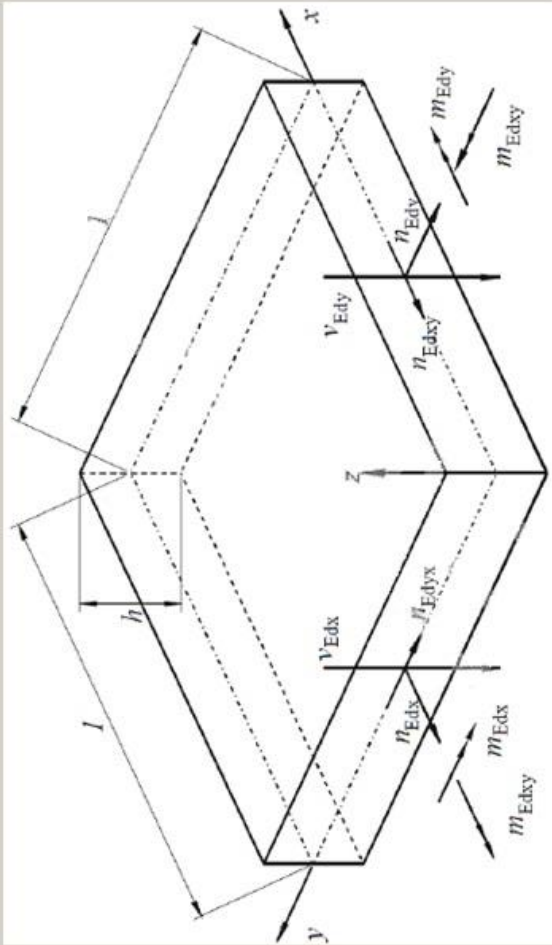
Obremenitev

Nedx kN/m kNm/m
 Medx

Nedy kN/m kNm/m
 Medy

Nedzy kN/m kNm/m
 Medzy

Vedx kN/m
 Vedy kN/m



Zgornja armatura

A_{sxs} cm²/m A_{sys} cm²/m ved0 kN/m
 Spodnja armatura
 A_{sxi} cm²/m A_{syi} cm²/m V_{rdc} kN/m

PRILOGA D8: Dimenzioniranje talne plošče ($M_{rr,max}$)

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

Beton f_{ok} MPa f_{ctm} MPa

f_{cm} MPa

Jeklo f_{yk} MPa

Obremenitev

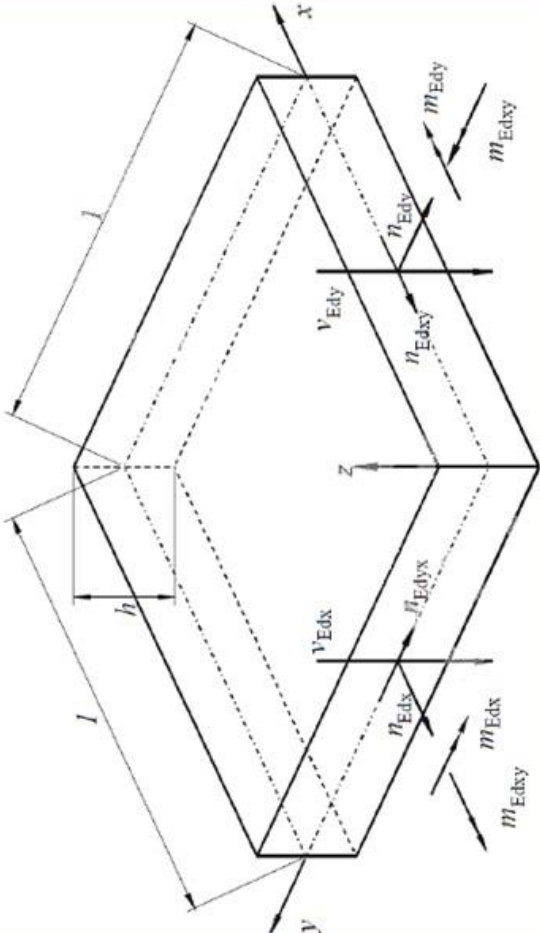
Nedx kN/m M_{edx} kNm/m

Nedy kN/m M_{edy} kNm/m

Nedxy kN/m M_{edxy} kNm/m

Vedx kN/m

Vedy kN/m



Zgornja armatura

Asxs cm²/m Asys cm²/m

Spodnja armatura

Asxt cm²/m Asyt cm²/m

ved0 kN/m

Vrdc kN/m

PRILOGA D9: Dimenzioniranje talne plošče ($M_{\phi\phi, \max}$)

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

Beton f_{ck} MPa f_{ctm} MPa

f_{cm} MPa

Jeklo f_{yk} MPa

Obremenitev

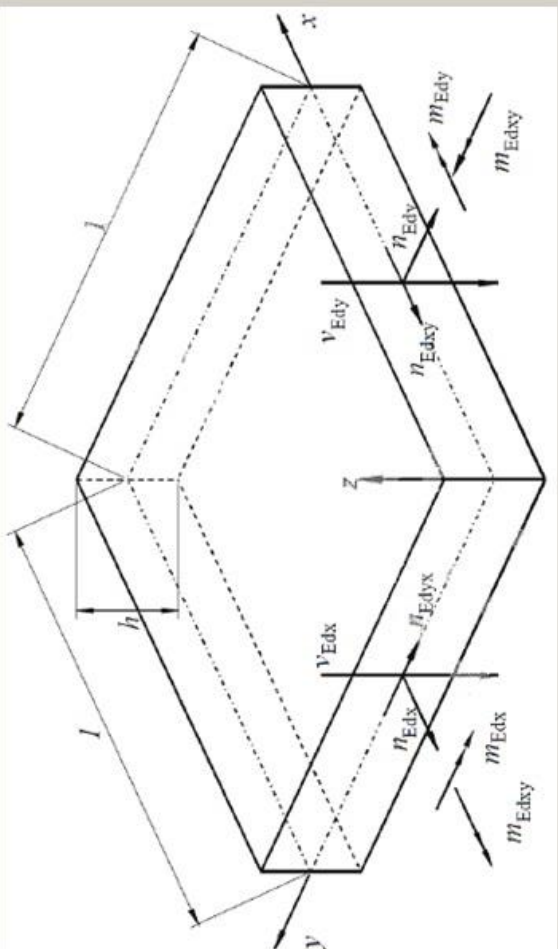
N_{edx} kN/m M_{edx} kNm/m

N_{edy} kN/m M_{edy} kNm/m

N_{edxy} kN/m M_{edxy} kNm/m

V_{edx} kN/m

V_{edy} kN/m



Zgornja armatura

Asxs cm²/m Asys cm²/m ved0 kN/m

Spodnja armatura

Asxi cm²/m Asyi cm²/m V_{idc} kN/m

PRILOGA D10: Dimenzioniranje talne plošče ($M_{r\phi, \min}$)

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

Beton f_{ck} MPa f_{ctm} MPa

f_{cm} MPa

Jeklo f_{yk} MPa

Obremenitev

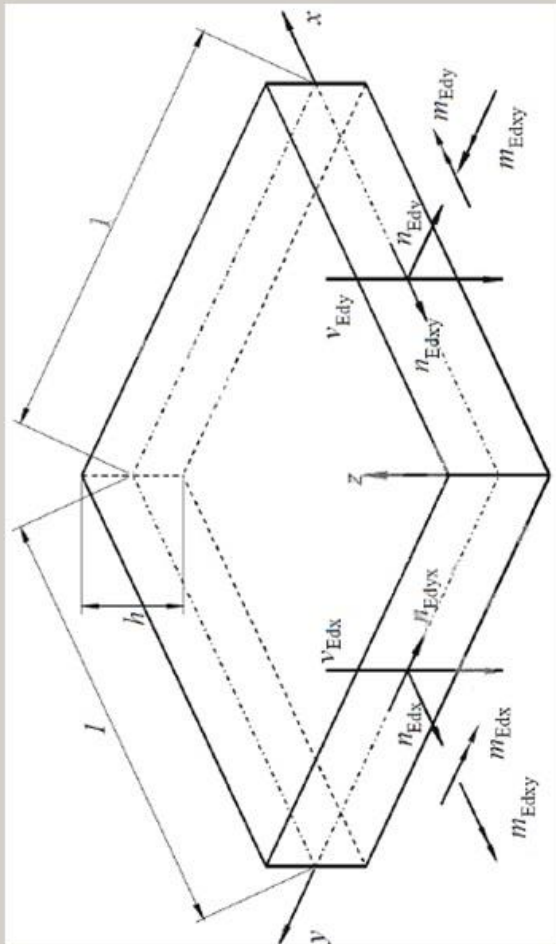
Nedx kN/m M_{edx} kNm/m

Nedy kN/m M_{edy} kNm/m

Nedxy kN/m M_{edxy} kNm/m

Vedx kN/m

Vedy kN/m



Zgornja armatura

Asxs cm²/m Asys cm²/m ved0 kN/m

Spodnja armatura

Asxi cm²/m Asyi cm²/m Vrdc kN/m

PRILOGA D11: Dimenzioniranje talne plošče ($M_{r\phi, max}$)

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

Beton f_{ck} MPa f_{ctm} MPa

f_{cm} MPa

Jeklo f_{yk} MPa

Obremenitev

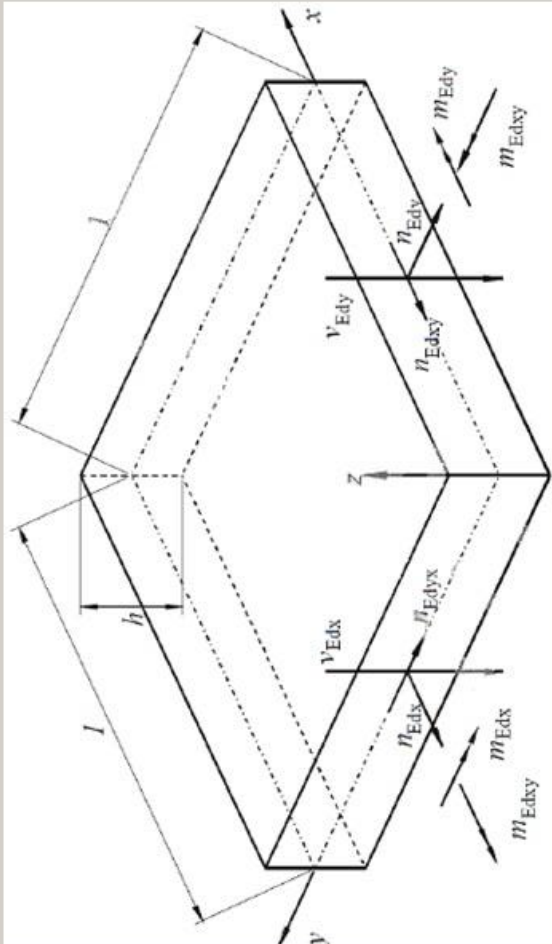
Ned_x kN/m M_{edx} kNm/m

Ned_y kN/m M_{edy} kNm/m

Ned_{xy} kN/m M_{edxy} kNm/m

Ved_x kN/m

Ved_y kN/m



Zgornja armatura

As_{xs} cm²/m A_{sys} v_{ed0} kN/m

Spodnja armatura

As_{xi} cm²/m A_{syi} v_{idc} kN/m

PRILOGA D12: Dimenzioniranje talne plošče ($Q_{rz,min}$)

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

Beton MPa f_{ctm} MPa

MPa f_{cm}

Jeklo MPa f_{yk}

Obremenitev

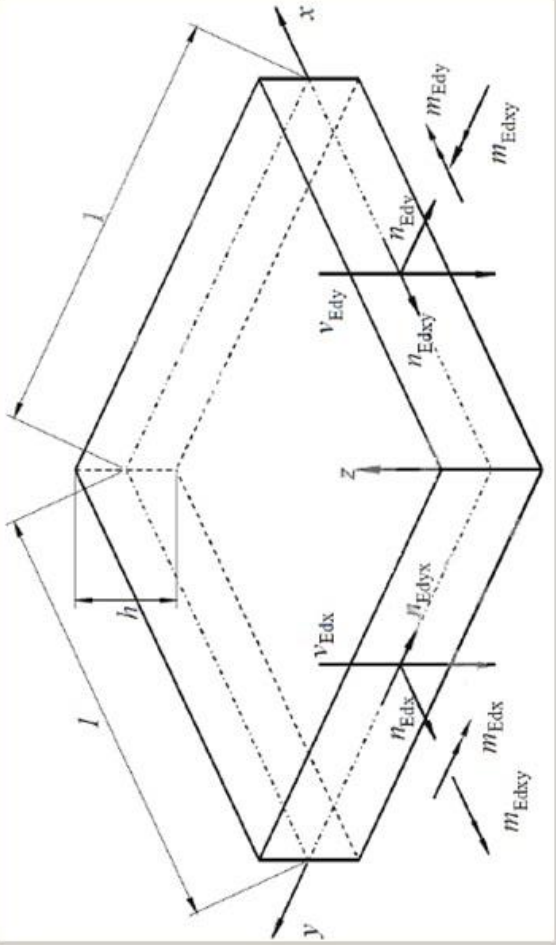
Nedx kN/m M_{edx} kNm/m

Nedy kN/m M_{edy} kNm/m

Nedzy kN/m M_{edzy} kNm/m

Vedx kN/m

Vedy kN/m



Zgornja armatura

Asxs cm²/m Asys cm²/m

Spodnja armatura

Asxi cm²/m Asyi cm²/m

ved0 kN/m

Vrde kN/m

PRILOGA D13: Dimenzioniranje talne plošče ($Q_{rz,max}$)

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

Belon f_{ck} MPa f_{ctm} MPa

f_{cm} MPa

Jeklo f_{yk} MPa

Obremenitev

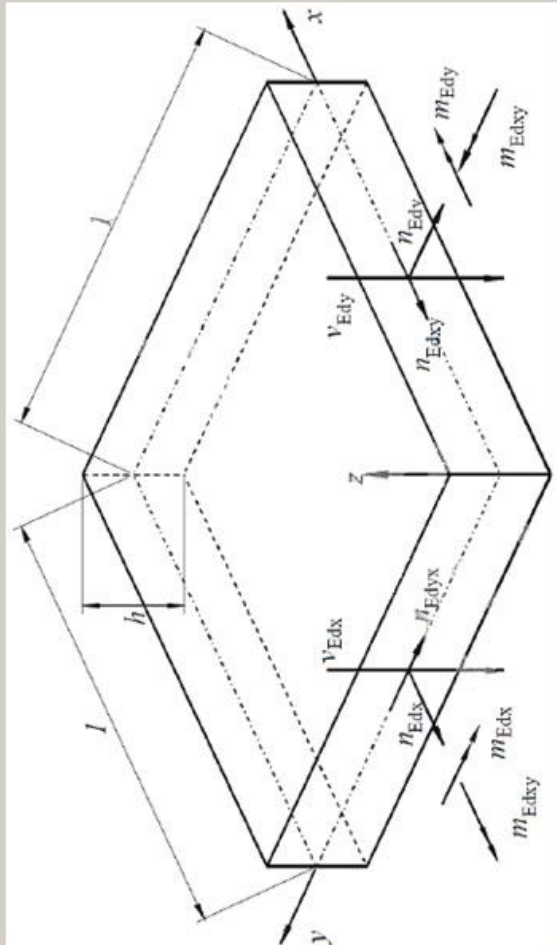
N_{edx} kN/m Medx kNm/m

N_{edy} kN/m Medy kNm/m

N_{edxy} kN/m Medxy kNm/m

V_{edx} kN/m

V_{edy} kN/m



Zgornja armatura

As_{xs} cm²/m A_{sys} cm²/m ved₀ kN/m

Spodnja armatura

As_{xi} cm²/m A_{syi} cm²/m Vr_{dc} kN/m

PRILOGA D14: Dimenzioniranje talne plošče ($Q_{\phi z, \min}$)

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

Beton f_{ck} MPa f_{ctm} MPa

f_{cm} MPa

Jeklo f_{yk} MPa

Obremenitev

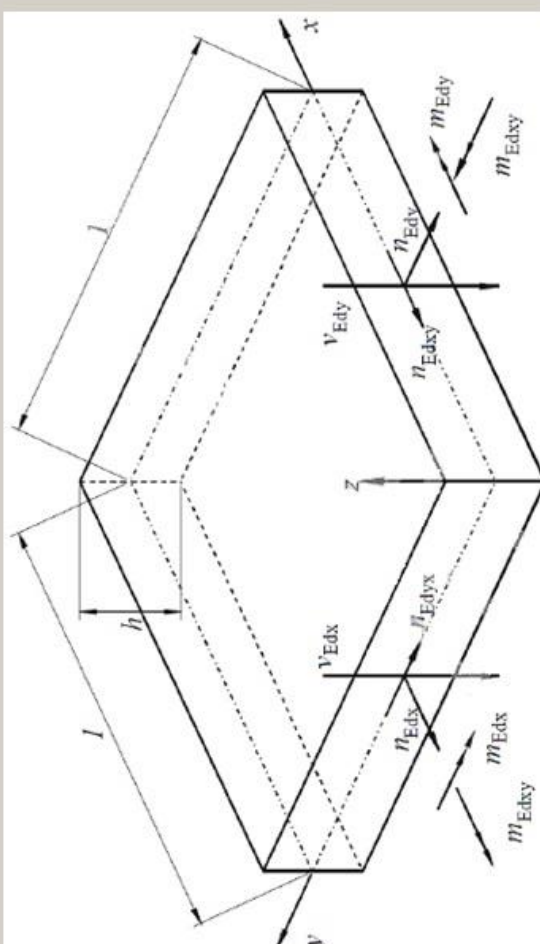
Ned_x kN/m M_{edx} kNm/m

Ned_y kN/m M_{edy} kNm/m

Ned_{xy} kN/m M_{edxy} kNm/m

Ved_x kN/m V_{edx} kN/m

Ved_y kN/m V_{edy} kN/m



Zgornja armatura

As_{xs} cm²/m A_{sxs} cm²/m v_{ed0} kN/m

Spodnja armatura

As_{yi} cm²/m A_{sxi} cm²/m v_{rdc} kN/m

PRILOGA D15: Dimenzioniranje talne plošče ($Q_{\varphi z, \max}$)

Geometrija

h m

Krovni sloj m

Material

Beton fck MPa fctm MPa

fcm MPa

Jeklo fyk MPa

Obremenitev

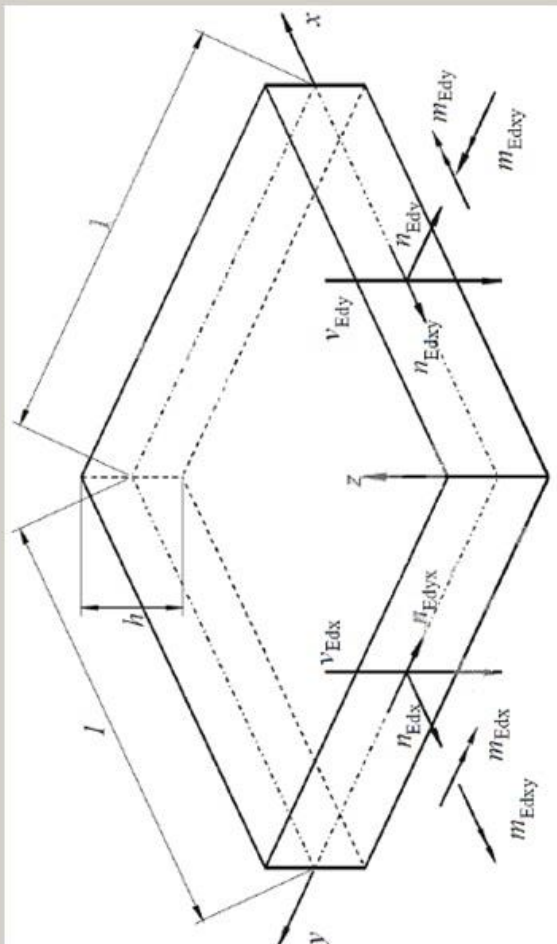
Nedx kN/m Medx kNm/m

Nedy kN/m Medy kNm/m

Nedxy kN/m Medxy kNm/m

Vedx kN/m

Vedy kN/m



Zgornja armatura

Asxs cm²/m Asys cm²/m ved0 kN/m

Spodnja armatura

Asxi cm²/m Asyi cm²/m Vrdc kN/m

PRILOGA D16: Dimenzioniranje strižne armature v talni plošči

RAČUN STRIŽNE ARMATURE V TALNI PLOŠČI

C,Rdc= 0.12	fck= 25	Mpa	
k= 1.464990555 <=2	d= 925	mm	
k1= 0.15	bw= 1000	mm	
rol= 0.001351351	sigcp= 0	MPa	<0,2fcd
ni_min= 0.310306081	As= 12.5	cm2	
z= 832.5	Ac= 9250	cm2	
theta= 0.785398163 rad	45°		
alfa= 0.785398163 rad	45°		

VRd,c= 244002.2886 N	287033.124 N
-----------------------------	---------------------

VRd,c= 244.0023 kN	<=	287.033124
---------------------------	--------------	-------------------

ni_1= 0.54
 fcd= 16.66666667 kN/cm2

VRd,max= 7492500 N	ctg(theta)= 1	ctg(alfa)= 1
VRd,max= 7492.5 kN	tan(theta)= 1	sin(alfa)= 0.707107

VEd= 531.81 kN

Asw/s= 0.103840795 cm2/cm

dod_As= 0 cm2
al= 0 cm

ro,w,min 0.0008	
As,min/s 0.08 cm2/cm=	8 cm2/m