

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:

Poznič, N., 2016. Vpliv togosti zemljin pri majhnih deformacijah na konstrukcije armirane z geomrežami. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Pulko, B.): 90 str.

<http://drugg.fgg.uni-lj.si/5817/>

Datum arhiviranja: 27-09-2016

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:

Poznič, N., 2016. Vpliv togosti zemljin pri majhnih deformacijah na konstrukcije armirane z geomrežami. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Pulko, B.): 90 pp.

<http://drugg.fgg.uni-lj.si/5817/>

Archiving Date: 27-09-2016

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

Kandidatka:

NINA POZNIČ

**VPLIV TOGOSTI ZEMLJIN PRI MAJHNIH
DEFORMACIJAH NA KONSTRUKCIJE ARMIRANE Z
GEOMREŽAMI**

Diplomska naloga št.: 3506/KS

**INFLUENCE OF SOIL SMALL STRAIN STIFFNESS ON
GEOGRID-REINFORCED SOIL WALLS**

Graduation thesis No.: 3506/KS

Mentor:

doc. dr. Boštjan Pulko

Ljubljana, 15. 09. 2016

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

Spodaj podpisana študentka Nina Poznič, vpisna številka 26108612, avtorica pisnega zaključnega dela študija z naslovom: Vpliv togosti zemljin pri majhnih deformacijah na konstrukcije armirane z geomrežami

IZJAVLJAM

1. *Obkrožite eno od variant a) ali b)*

- a) da je pisno zaključno delo študija rezultat mojega samostojnega dela;
- b) da je pisno zaključno delo študija rezultat lastnega dela več kandidatov in izpolnjuje pogoje, ki jih Statut UL določa za skupna zaključna dela študija ter je v zahtevanem deležu rezultat mojega samostojnega dela;

2. da je tiskana oblika pisnega zaključnega dela študija istovetna elektronski obliki pisnega zaključnega dela študija;

3. da sem pridobil/-a vsa potrebna dovoljenja za uporabo podatkov in avtorskih del v pisnem zaključnem delu študija in jih v pisnem zaključnem delu študija jasno označil/-a;

4. da sem pri pripravi pisnega zaključnega dela študija ravnal/-a v skladu z etičnimi načeli in, kjer je to potrebno, za raziskavo pridobil/-a soglasje etične komisije;

5. soglašam, da se elektronska oblika pisnega zaključnega dela študija uporabi za preverjanje podobnosti vsebine z drugimi deli s programsko opremo za preverjanje podobnosti vsebine, ki je povezana s študijskim informacijskim sistemom članice;

6. da na UL neodplačno, neizključno, prostorsko in časovno neomejeno prenašam pravico shranitve avtorskega dela v elektronski obliki, pravico reproduciranja ter pravico dajanja pisnega zaključnega dela študija na voljo javnosti na svetovnem spletu preko Repozitorija UL;

7. da dovoljujem objavo svojih osebnih podatkov, ki so navedeni v pisnem zaključnem delu študija in tej izjavi, skupaj z objavo pisnega zaključnega dela študija.

Ljubljana, 2. 9. 2016

Nina Poznič

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.121.532(043.2)
Avtor:	Nina Poznič
Mentor:	doc. dr. Boštjan Pulko
Naslov:	Vpliv togosti zemljin pri majhnih deformacijah na konstrukcije armirane z geomrežami
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	90 str., 34 tab., 68 sl., 33 en.
Ključne besede:	Armirana zemljina, geomreže, geostatika, deformacije, togost zemljine, majhne deformacije, HS model, HSSMALL model, preiskus s krožno ploščo, EVROKOD 7, Plaxis 2D, Slide 7.0

Izvleček:

Z diplomsko nalogo smo želeli prikazati vpliv dveh materialnih modelov za zemljine na obnašanje armiranih brežin nasipov. S programskim orodjem Plaxis 2D smo analizirali serijo različnih višin z geomrežami armiranih nasipov, z različnimi vgrajenimi materialnimi karakteristikami zemljin. Za modeliranje zemljin smo uporabili Hardening Soil model in Hardening Soil Small model. Omenjana modela sta nelinearno elasto-plastična konstitutivna modela z izotropnim utrjevanjem, s to razliko, da Hardening Soil Small model upošteva še togost zemljine pri majhnih deformacijah.

Med posameznimi variantami nasipa smo primerjali rezultate za horizontalne računske pomike nasipa, osne sile v armaturnih geomrežah in strižne deformacije. Primerjava je pokazala, da pri izbrani geometriji in materialnih karakteristikah ni večjega odstopanja med rezultati za Hardening Soil model in rezultati dobljenimi za Hardening Soil Small model. Za numerični izračun sta nam bila vodilo Evrokod 7 in nemška smernica EBGEO.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC	624.121.532(043.2)
Author:	Nina Poznič
Supervisor:	Assist. Prof. Boštjan Pulko, Ph.D.
Title:	Influence of soil small strain stiffness on geogrid-reinforced soil walls
Document type:	Graduation Thesis – University studies
Notes:	90 p., 34 tab., 68 fig., 33 eq.
Key words:	Reinforced soil, embankment, geogrid, geostatics, deformations, soil stiffness, small strain stiffness, HS model, HSSMALL model, plate load test, EUROCODE 7, Plaxis 2D, Slide 7.0

Abstract:

Out thesis describes the influence of two constitutive models on behavior of reinforced soil walls. Finite element numerical analyses with program Plaxis 2D was used to carry out a series of numerical simulations of different heights with geogrid reinforced embankments and different material parameters. For modeling of soil was used Hardening Soil model and Hardening Soil Small model. Both models are the nonlinear elastic-plastic constitutive models with isotropic hardening with the difference that Hardening Soil Small model also consider stiffness at very small strains.

Among the various variants of the embankment, we compared the results of the calculation for horizontal displacements, the axial force in the reinforcement geogrids and shear strains. A comparison showed, there is no significant deviation between the results obtained from Hardening Soil model and the results obtained from Hardening Soil Small model in this cases. Numerical analysis of all embankment structures were made according to the Eurocode 7 and the German guidelines EBGE0.

ZAHVALE

Iskreno hvala doc. dr. Boštjanu Pulku za čas, koristne strokovne nasvete in pomoč pri izdelavi diplomskega dela.

Hvala moji družini, ki mi je omogočila študij in mi stala ob strani.

Hvala tudi prijateljem in sošolkam za pomoč in medsebojno spodbujanje ter čas, ki smo ga skupaj preživeli in mi bo ostal v lepem spominu.

KAZALO VSEBINE:

1	UVOD	1
1.1	Splošno.....	1
1.2	Pregled vsebine.....	2
2	ARMIRANA ZEMLJINA	3
2.1	Uvod.....	3
2.2	Osnovni mehanizem armiranih zemljin	3
2.3	Strižni test	4
2.3.1	Vpliv togosti armature na obnašanje armirane zemljine	6
2.3.2	Vpliv naklona armature v armirani zemljini	7
2.4	Armaturne geomreže (ang. geogrids)	7
2.4.1	Najpomembnejši mehanski lastnosti armaturnih geomrež.....	8
2.4.2	Obstojnost geomrež	9
2.4.3	Izbira pravilnega modula geomreže.....	10
2.5	Priporočila za projektiranje in analizo armiranih zemljin po EBGeo	11
3	OPIS KONSTRUKCIJE ZA POTREBE ANALIZ S PROGRAMOM PLAXIS 2D.....	12
3.1	Teoretično ozadje materialnih modelov Hardening soil in Hardening soil small	14
3.1.1	Model z utrjevanjem - Hardening soil model (HS)	14
3.1.2	Model z utrjevanjem ob upoštevanju togosti pri majhnih deformacijah – Hardening soil small (HSSMALL)	17
3.2	Poskus s krožno ploščo.....	19
4	GEOMEHANSKI IZRAČUNI.....	24
5	PROJEKTIRANJE NA OSNOVI RAČUNSKIH ANALIZ PO EVROKODU 7	24
5.1	Kontrola mejnega stanja nosilnosti (MSN)	24
5.2	Kontrola mejnega stanja uporabnosti.....	27
5.3	Kontrola globalne stabilnosti.....	27
5.4	Analiza s programom Plaxis 2D	28
5.4.1	Računski modeli nasipov	29
5.4.2	Rezultati analize	38

5.5	Izračun stabilnosti s programom SLIDE.....	81
5.5.1	Rezultati analize v programu Slide za 9 m nasip 1	82
5.5.2	Rezultati analize v programu Slide za 9 m visok nasip 2	83
6	ZAKLJUČEK.....	85
VIRI.....		87

KAZALO TABEL:

Tabela 1: Razpon natezne trdnosti F_{\max} in pripadajoč razpon raztezka $\varepsilon_{F_{\max}}$ za posamezne tipe geomrež (Bolanča, 2012, str. 3-11).....	9
Tabela 2: Stopnje obremenjevanja krožne plošče po nemškem postopku (Žmavc, 2007, str. 229)	20
Tabela 3: Zahtevani deformacijski moduli pri gradnji cestnih in železniških nasipov za globine večje od 2m pod koto planuma (Logar, str. 10).....	21
Tabela 4: Vrednosti delnih faktorjev za projektiranje konstrukcij po Evrokodu 7-1.....	25
Tabela 5: Vrednosti delnih faktorjev vplivov (Evrokod 7, Pr.7-6).....	26
Tabela 6: Vrednosti delnih materialnih faktorjev (Evrokod 7, Pr.7-6).....	26
Tabela 7: Vrednosti delnih odpornostnih faktorjev (Evrokod 7, Pr.7-6)	26
Tabela 8: Vrednosti izvrednotenih deformacijskih modulov za nasip 2	34
Tabela 9: Karakteristične vrednosti materialnih parametrov za modela HS in HSSMALL	35
Tabela 10: Računske faze gradnje 3,6 m visokega nasipa	37
Tabela 11: Vrednosti osnih sil v geomrežah za vse obtežne kombinacije pri HS in HSSMALL modelu	40
Tabela 12: Vrednosti osnih sil v geomrežah za vse obtežne kombinacije pri HS in HSSMALL modelu	42
Tabela 13: Vrednosti osnih sil v geomrežah za vse obtežne kombinacije pri HS in HSSMALL modelu	45
Tabela 14: Primerjava vrednosti največjih horizontalnih računskih pomikov za vse analize nasipa 1 ..	47
Tabela 15: Vrednosti osnih sil v geomrežah za vse obtežne kombinacije pri HS in HSSMALL modelu	50
Tabela 16: Vrednosti osnih sil v geomrežah za vse obtežne kombinacije pri HS in HSSMALL modelu	53
Tabela 17: Vrednosti osnih sil v geomrežah za vse obtežne kombinacije pri HS in HSSMALL modelu	55
Tabela 18: Primerjava vrednosti največjih horizontalnih pomikov za vse analize nasipa 2	57
Tabela 19: Vrednosti osnih sil v geomrežah za vse obtežne kombinacije pri HS in HSSMALL modelu pri togosti geomreže $EA = 1000 \text{ kN/m}$	61
Tabela 20: Vrednosti osnih sil v geomrežah za vse obtežne kombinacije pri HS in HSSMALL modelu pri togosti geomreže $EA = 4900 \text{ kN/m}$	62
Tabela 21: Vrednosti osnih sil v geomrežah za vse obtežne kombinacije pri HS in HSSMALL modelu pri togosti geomreže $EA = 7350 \text{ kN/m}$	64
Tabela 22: Vrednosti največjih horizontalnih pomikov za različno toge geomreže	66
Tabela 23: Vrednosti osnih sil v drugi geomreži za vse obtežne kombinacije pri posamezni togosti geomreže	67
Tabela 24: Vrednosti strižnih deformacij za materialna modela HS in HSSMALL pri različnih togostih geomreže	68
Tabela 25: Karakteristične vrednosti materialnih parametrov za primer zmanjšanega strižnega kota in parametri za osnovni nasip 2	70

Tabela 26: Vrednosti osnih sil v geomrežah za vse obtežne kombinacije pri HS in HSSMALL modelu pri zmanjšani koheziji	71
Tabela 27: Karakteristične vrednosti materialnih parametrov za modela HS in HSSMALL za primer povečane referenčne strižne deformacije in parametri za osnovni nasip 2	72
Tabela 28: Vrednosti osnih sil v geomrežah za vse obtežne kombinacije pri HS in HSSMALL modelu pri večji vrednosti referenčne strižne deformacije	73
Tabela 29: Karakteristične vrednosti materialnih parametrov za modela HS in HSSMALL za primer zmanjšanih deformacijskih modulov in parametri za osnovni nasip 2	74
Tabela 30: Vrednosti osnih sil v geomrežah za vse obtežne kombinacije HS in HSSMALL modelu pri manjši vrednosti elastičnih modulov nasipnega materiala	75
Tabela 31: Vrednosti največjih horizontalnih pomikov za posamezne parametre nasipnega materiala	77
Tabela 32: Vrednosti osnih sil v drugi geomreži za vse obtežne kombinacije za posamezne parametre nasipnega materiala.....	79
Tabela 33: Vrednosti strižnih deformacij za materialna modela HS in HSSMALL pri različnih parametrih nasipnega materiala	80
Tabela 34: Projektne vrednosti materialnih karakteristik.....	82

KAZALO SLIK:

Slika 1: Delček armaturnega rebra dolžine d_L , obremenjen z obtežbo σ_v (Ashaari, 1990, str. 2-9; po Vidal, 1969).....	4
Slika 2: Direktni strižni test s prikazanimi napetostmi in inducirano silo (Ashaari, 1990, str. 2-17).....	5
Slika 3: Krivulje strižnega razmerja τ_{yx}/σ_{yy} v odvisnosti od strižnega pomika za nearmirano in armirano zemljino z različno togostjo ojačitve (Ashaari, 1990, str 2-19).....	6
Slika 4: Vertikalni pomiki vzorca v direktnem strižnem testu v odvisnosti od strižnih pomikov (Ashaari, 1990, str. 2-22).....	7
Slika 5: Tenax geomreža TT 160RW (TENAX International).....	12
Slika 6: Model nasipa z dimenzijami, kot je definiran v programu Plaxis 2D.....	13
Slika 7: Mohr-Coulombov kriterij porušitve (Plaxis manual, 2012, str. 38).....	14
Slika 8: Odvisnost napetost - deformacija pri dreniranem triosnem testu (Vermeer P.A., Schanz T., Bonnier P.G., 1999, str. 3).....	16
Slika 9: Togostni parametri HSSMALL modela za triosni test (Plaxis manual, 2012, str. 83).....	17
Slika 10: S krivulja, ki prikazuje zmanjševanje togosti z večanjem strižnih deformacij (Pulko in Robas, 2012, str. 164).....	18
Slika 11: Oprema potrebna za meritve s krožno obremenilno ploščo (http://www.howland.co.uk/Site-Investigation/Plate.html).....	20
Slika 12: Potek vertikalnih napetosti v tleh pod enakomerno obremenjeno krožno ploščo (Vees, str. A1).....	22
Slika 13: Potek napetosti σ v odvisnosti od globine z pod ploščo (Vees, str. A2).....	22
Slika 14: Osno-simetrični model simulacije preiskusa s krožno ploščo v Plaxisu.....	30
Slika 15: Vpliv indeksa plastičnosti I_p na zmanjšanje togosti (Benz, 2007, str. 23).....	31
Slika 16: Diagram posedek/obremenitev za nasip 1 - HS model.....	32
Slika 17: Diagram posedek/obremenitev za nasip 1 - HSSMALL model.....	33
Slika 18: Izolinije horizontalnih pomikov pri HS modelu za 3,6 m nasip 1.....	39
Slika 19: Izolinije horizontalnih pomikov pri HSSMALL modelu za 3,6 m nasip 1.....	39
Slika 20: Rezultati osnih sil v geomrežah glede na njeno lego v nasipu 1 za vse obtežne kombinacije.....	40
Slika 21: Izolinije strižnih deformacij za HS (levo) in HSSMALL (desno) model za deformacije v območju od -0,02% do 0,02% v nasipu 1.....	41
Slika 22: Izolinije horizontalnih pomikov pri HS modelu za 6 m nasip 1.....	41
Slika 23: Izolinije horizontalnih pomikov pri HSSMALL modelu za 6 m nasip 1.....	42
Slika 24: Rezultati osnih sil v geomrežah glede na njeno lego v nasipu 1 za vse obtežne kombinacije.....	43
Slika 25: Izolinije strižnih deformacij za HS (levo) in HSSMALL (desno) model za deformacije v območju od -0,02% do 0,02% v nasipu 1.....	43
Slika 26: Izolinije horizontalnih pomikov pri HS modelu za 9 m nasip 1.....	44
Slika 27: Izolinije horizontalnih pomikov pri HSSMALL modelu za 9 m nasip 1.....	44
Slika 28: Rezultati osnih sil v geomrežah glede na njeno lego v nasipu 1 za vse obtežne kombinacije.....	46
Slika 29: Izolinije strižnih deformacij za HS (levo) in HSSMALL (desno) model za deformacije v območju od -0,02% do 0,08% v nasipu 1.....	46
Slika 30: Primerjava vrednosti največjih horizontalnih pomikov za vse analize nasipa 1.....	47

Slika 31: Primerjava največjih dobljenih strižnih deformacij za materialna modela HS in HSSMALL za vse tri višine nasipa 1	48
Slika 32: Izolinije horizontalnih pomikov pri HS modelu za 3,6m nasip 2	49
Slika 33: Izolinije horizontalnih pomikov pri HSSMALL modelu za 3,6m nasip 2.....	50
Slika 34: Rezultati osnih sil v geomrežah glede na njeno lego v nasipu 2 za vse obtežne kombinacije	51
Slika 35: Izolinije strižnih deformacij za HS (levo) in HSSMALL (desno) model za deformacije v območju od -0,02% do 0,02%	51
Slika 36: Izolinije horizontalnih pomikov pri HS modelu za 6m nasip 2	52
Slika 37: Izolinije horizontalnih pomikov pri HSSMALL modelu za 6m nasip 2	52
Slika 38: Rezultati osnih sil v geomrežah glede na njeno lego v nasipu 2 za vse obtežne kombinacije	53
Slika 39: Izolinije strižnih deformacij za HS (levo) in HSSMALL (desno) model za deformacije v območju od -0,02% do 0,02%	54
Slika 40: Izolinije horizontalnih pomikov pri HS modelu za 9m nasip 2	54
Slika 41: Izolinije horizontalnih pomikov pri HSSMALL modelu za 9m nasip 2	55
Slika 42: Rezultati osnih sil v geomrežah glede na njeno lego v nasipu 2 za vse obtežne kombinacije	56
Slika 43: Izolinije strižnih deformacij za HS (levo) in HSSMALL (desno) model za deformacije v območju od -0,02% do 0,02%	56
Slika 44: Primerjava vrednosti največjih horizontalnih pomikov za vse analize nasipa 2 v obliki grafikona	57
Slika 45: Primerjava največjih dobljenih strižnih deformacij za materialna modela HS in HSSMALL za vse tri višine nasipa 2.....	58
Slika 46: Izolinije horizontalnih računskih pomikov za HS (levo) in HSSMALL (desno) model pri uporabi geomrež togosti $EA = 1000 \text{ kN/m}$	60
Slika 47: Rezultati osnih sil v geomrežah glede na njeno lego v nasipu za vse obtežne kombinacije pri togosti geomreže $EA = 1000 \text{ kN/m}$	61
Slika 48: Izolinije horizontalnih računskih pomikov za HS (levo) in HSSMALL (desno) model pri uporabi geomrež togosti $EA = 4900 \text{ kN/m}$	62
Slika 50: Izolinije horizontalnih računskih pomikov za HS (levo) in HSSMALL (desno) model pri uporabi geomrež togosti $EA = 7350 \text{ kN/m}$	64
Slika 51: Rezultati osnih sil v geomrežah glede na njeno lego v nasipu za vse obtežne kombinacije pri togosti geomreže $EA = 7350 \text{ kN/m}$	65
Slika 52: Stolpčni grafikon, ki prikazuje horizontalne pomike vseh obtežnih kombinacij modelov HS in HSSMALL v odvisnosti od togosti uporabljene geomreže.....	66
Slika 53: Vrednosti osnih sil v drugi geomreži za vse kombinacije obtežb in materialna modela HS in HSSMALL glede na togost uporabljene geomreže	67
Slika 54: Grafični prikaz strižnih deformacij za HS in HSSMALL model pri različnih togostih geomreže	68
Slika 55: Graf največjih doseženih faktorjev varnosti za materialna modela HS in HSSMALL v odvisnosti od togosti geomreže	69
Slika 56: Izolinije horizontalnih računskih pomikov pri MSU za HS in HSSMALL model ob upoštevanju zmanjšane kohezije.....	70

Slika 57: Rezultati osnih sil v geomrežah glede na njeno lego v nasipu za vse obtežne kombinacije pri zmanjšani koheziji nasipa	71
Slika 58: Izolinije horizontalnih računskih pomikov mejnega stanja uporabnosti za HS (levo) in HSSMALL (desno) pri povečani referenčni strižni deformaciji	72
Slika 59: Rezultati osnih sil v geomrežah glede na njeno lego v nasipu za vse obtežne kombinacije pri večji vrednosti referenčne strižne deformacije	74
Slika 60: Izolinije horizontalnih računskih pomikov nasipa pri mejnem stanju uporabnosti za HS (levo) in HSSMALL (desno) pri zmanjšanih elastičnih modulih	75
Slika 61: Rezultati osnih sil v geomrežah glede na njeno lego v nasipu za vse obtežne kombinacije pri manjši vrednosti deformacijskih modulov nasipnega materiala	76
Slika 62: Stolpčni grafikon prikazuje horizontalne pomike vseh obtežnih kombinacij modelov HS in HSSMALL v odvisnosti od posameznih parametrov nasipnega materiala	77
Slika 63: S krivulja za osnovni (primerjalni) primer (levo) in primer povečane referenčne mejne strižne deformacije (desno), ki jo izriše program Plaxis (krivulja na sliki je modro obarvana)	78
Slika 64: Vrednosti osnih sil v drugi geomreži za vse kombinacije obtežb in materialna modela HS in HSSMALL glede na posamezni vpliv	79
Slika 65: Grafični prikaz strižnih deformacij za HS in HSSMALL model pri različnih parametrih nasipnega materiala	80
Slika 66: Model 9 m nasipa v programu Slide	81
Slika 67: Rezultati stabilnostne analize s programom SLIDE za 9 m nasip 1	83
Slika 68: Rezultati stabilnostne analize s programom SLIDE za 9 m nasip 2	84

1 UVOD

1.1 Splošno

Ko govorimo o geotehničnih konstrukcijah ojačanih z geomrežami, mislimo na armirane zemljine. Koncept v zemljino vmešanih raznih materialov z namenom izboljšanja tal se uporablja že tisočletja. Že v rimskih časih so vlakna tkanin ali vegetacije uporabljali pri gradnji cest za njihovo stabilizacijo, ter povečanje odpornosti cestnih robov, postopoma pa so prešli na njihovo uporabo pri izgradnji strmih pobočij in sten. Največji problem uporabe naravnih materialov v interakciji z zemljino je bio-razgradnja ob prisotnosti mikroorganizmov. S prihodom polimerov v sredini 20 stoletja smo dobili na razpolago veliko bolj stabilen material, kateremu tudi v težkih okoljskih razmerah napovedujejo rok trajanja celo stoletja.

Armaturne geomreže uvrščamo v eno od glavnih proizvodnih kategorij geosintetikov (geokompoziti, geotekstile, geomembrane, bentonitne membrane, geosatovja, geomreže, armaturne geomreže). Geosintetiki so sintetični ali naravni proizvodi, ki jih uporabljamo pri reševanju gradbenih problemov povezanih z zemljino, kamninami ali ostalimi geotehničnimi materiali. Najpogosteje so iz polimerov ter dodatkov, ki izboljšujejo lastnosti osnovnega materiala. V Evropski uniji so lastnosti geosintetikov opredeljene s standardi EN 13249 -13265.

Od uvedbe »moderne« uporabe armiranih zemljin (Vidal, 1966), je to področje geotehničnega projektiranja, v katerem je bil v zadnjih petdesetih letih narejen največji razvoj. Študije, ki so bile izvedene in se izvajajo, na eni strani težijo k razvoju vedno boljših materialov in tipskih rešitev detajlov, na drugi strani pa potekajo analize obnašanja armirane zemljine in težnja po iskanju celovitih rešitev. Uporaba različnih naprednih računalniških aplikacij za potrebe analiz pri geotehničnem projektiranju je vse pogostejša, saj so močna konkurenca klasičnim metodam izračuna, za katere se je večkrat izkazalo, da so dobljeni rezultati glede na meritve, precenjeni. Eden izmed bolj razširjenih računalniških programov, ki smo ga uporabili v tej diplomski nalogi je Plaxis 2D, ki analizo geotehničnih konstrukcij izvaja po metodi končnih elementov. Program omogoča simulacijo obnašanja zemljin z nelinearno elastičnima modeloma z izotropnim utrjevanjem Hardening Soil Model (Schanz, 1999) in njegovo nadgrajeno verzijo Hardening Soil Small Model (Benz, 2007), ki dodatno upošteva togost tal G_0 pri zelo majhnih deformacijah.

Med številnimi aplikacijami uporabe armaturnih geomrež, kot so ojačitev mehkih tal pri gradnji prometnic, vgradnja geomrež med nasute plasti kamenega agregata (z namenom, da preprečimo prevelike deformacije neveznih plasti in razrivanje zrn), gradnja različnih podpornih konstrukcij je tudi raba geomrež pri armiranju nasipov (Petkovšek, 2004), ki je predmet analiz v tej nalogi. Za projektiranje nasipov, armiranih z armaturnimi geomrežami, numerične metode zahtevajo izbiro najbolj ustreznega konstitutivnega modela zemljin. V nekaterih predhodnih študijah so ugotovili, da v primerih obremenjevanja (gradnja nasipa), analiza z materialnim modelom Hardening soil small ni najbolj ustrezna, saj ne poda dobrega predvidevanja obnašanja zemljin in se Hardening soil model izkaže za bolj primerne. Z nalogo želimo prikazati primerjavo izračuna nasipov varovanih z

geomrežami različnih višin in nasipnih materialov z in brez upoštevanja majhnih deformacij ter v zaključku podati mnenje in usmeritve glede izbire ustreznega materialnega modela.

1.2 Pregled vsebine

Diplomska naloga v prvem delu vsebuje nekaj teoretičnih osnov za potrebe razumevanja geomehanskega izračuna geostatične konstrukcije armirane z geomrežami, v drugem delu pa smo navedli rezultate računskih analiz ter zaključno mnenje.

Drugo poglavje diplomske naloge je namenjeno predstavitvi armiranih zemljin. Opisali smo osnovni mehanizem armiranih zemljin, interakcijo med armaturnim geosintetikom in zemljino, ter za potrebe naše naloge na kratko predstavili nemške smernice EBGEO, ki navajajo priporočila projektiranja in analize geotehničnih konstrukcij z armaturnimi geosintetiki.

V tretjem poglavju smo opisali konstrukcije, ki smo jih analizirali v programu Plaxis 2D. Za potrebe modeliranja materialnih modelov smo v tem poglavju opisali materialna modela Hardening soil in Hardening soil small ter preiskus s krožno ploščo, ki nam je bil smernica za izbiro materialnih karakteristik zemljin.

Četrto poglavje, geomehanski izračun je uvodno poglavje v računski del naloge.

Peto poglavje, projektiranje na osnovi računskih analiz po Evrokodu 7 v uvodu vsebuje ključne zahteve Evrokoda 7 po katerih je bil izveden izračun armiranih nasipov. Sledi podpoglavje izračuna s programom Plaxis 2D in izračuna s programom Slide, v katerih so predstavljene materialne karakteristike in rezultati izračunov.

Zadnje, šesto poglavje vsebuje zaključne teze, ki temeljijo na dobljenih rezultatih.

2 ARMIRANA ZEMLJINA

2.1 Uvod

Armirana zemljina je učinkovita in zanesljiva metoda za povečanje trdnosti in stabilnosti zemljine. Koncept armirane zemljine ni nov, saj človek njegova načela uporablja že stoletja. Opeke iz gline, ojačene s trstom ali posušenimi stebli in listi omlatenega žita obstajajo že iz svetopisemskih časov. V naravi opazimo načelo stabilizacije s prepletom korenin dreves, ki stabilizirajo pobočje.

Sodobno obliko armirane zemljine je uvedel francoski arhitekt Henri Vidal (1960). Na idejo je prišel, ko je opazil strmo in stabilno strukturo kombinacije borovih iglic in peska. Njegovo navdušenje je privedlo do raziskav ter eksperimentov in s časoma do praktičnega koncepta »armirana zemljina«. V armirani zemljini je zemljina ojačana z natezno odpornimi geosintetičnimi ali jeklenimi trakovi, postavljenimi v enakomernih presledkih v vodoravni in/ali navpični smeri. Koncept armirane zemljine je zgraditi homogeno kompozitno strukturo, ki izhaja iz trenja med armaturo in zrni zemljine, s katero lahko dosežemo zelo strme brežine v naklonih celo do 90° (Ashaari, 1990).

Armirana zemljina je sedaj uveljavljen koncept v gradbeniški praksi pri gradnji nasipov, podpornih konstrukcij, mostnih opornikov, jezov, obmorskih struktur in ostalih konstrukcij. V praksi se je armirana zemljina zelo dobro izkazala v smislu stabilnosti, nizke cene, enostavnosti gradnje in dobrega deformacijskega obnašanja. Osnovne komponente armirane zemljine so ojačitveni element, zemljina ter čelni element, katerega uporaba se priporoča predvsem pri gradnji armiranih brežin z naklonom večjim od 65°. Čelni elementi ne prispevajo k strižni trdnosti ali celotni togosti armirane brežine, so pa potrebni za preprečevanje erozije ter zaradi estetskih namenov. Količina armature, potrebna za armiranje zemljine je zelo majhna in običajno dosega od 0,04% do 0,08% glede na prostornino. Armaturni elementi so lahko kovinski ali nekovinski, med katere sodijo vedno bolj uporabljeni geosintetični materiali. Polimerne ojačitve imajo večjo deformabilnost kot kovinske, kar pomeni, da se konstrukcije armirane z bolj deformabilnim elementom tudi bolj deformirajo (Ashaari, 1990).

2.2 Osnovni mehanizem armiranih zemljin

Pri geostatičnem projektiranju konstrukcij varovanih z geomrežami sta dobro poznavanje mehanskih lastnosti materiala in lastnosti interakcije med zemljino in geomrežo ključnega pomena. Interakcija geomreže z zemljino je odvisna od togosti in geometrijskih lastnosti geomreže, ter mehanskih in fizikalnih lastnosti vgrajenega materiala (gostota, zrnastostne sestave, velikost delcev, oblika, orientacija...). Strižna odpornost kontakta temelji na dveh mehanizmih (Jewell et al., 1985). Prvi mehanizem deluje po načelu zaklinjenja zrn med odprtine v geomreži, ki fizično preprečujejo bočne premike zrn v granuliranih plasteh nevezanih zemljskih materialov. Drugi mehanizem armirane zemljine pa temelji na interakciji trenja med zemljino in armaturnim elementom (površino reber geomrež). Trenje ovira deformacijo zemljine in armaturnega elementa, s tem se povečuje celotna togost zemljine. Na sliki 1 je prikazan delček armaturnega rebra dolžine dL , ki je vstavljen v zemljino.

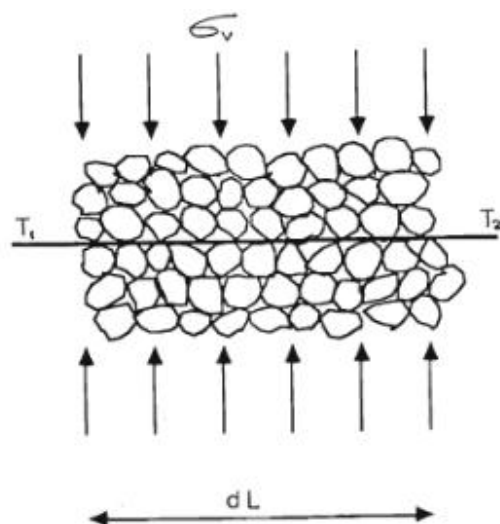
Ko na zemljino nanese obtežbo σ_v , pravokotno na ravnino armature, se na stiku med zemljino in armaturnim rebrom pojavi sila trenja, ki posledično sproži natezno silo v rebro armature. Razliko nateznih sil T_1 in T_2 , ki nastane na koncu elementa dL , dobimo z naslednjim izrazom (Ashaari, 1990):

$$dT = 2 \sigma_v w f dl \quad (1)$$

kjer w pomeni širino rebra armature in f koeficient notranjega trenja med armaturo in zemljino.

Z naslednjim pogojem zagotovimo, da ne pride do zdrsa med zemljino in armaturo:

$$\frac{dT}{2 \sigma_v} w dL < f \quad (2)$$

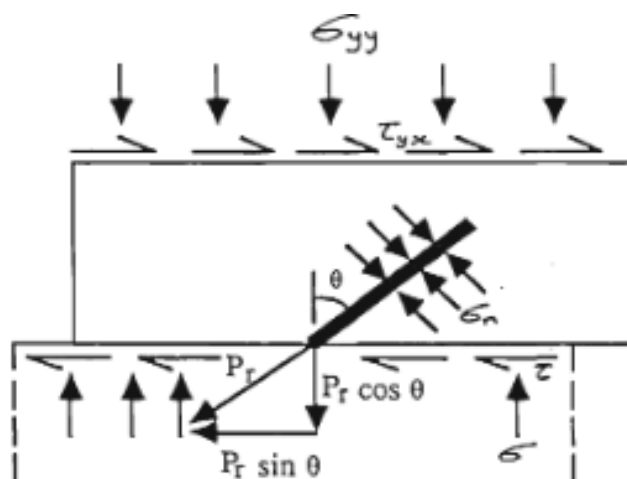


Slika 1: Delček armaturnega rebra dolžine dL , obremenjen z obtežbo σ_v (Ashaari, 1990, str. 2-9; po Vidal, 1969)

V splošnem je nastala natezna sila omejena z natezno trdnostjo armature, trdnost armirane zemljine pa je predvsem odvisna od togosti ter hrapavosti armature in od volumske spremembe v zemljini zaradi delovanja strižnih deformacij.

2.3 Strižni test

Mnogi raziskovalci (Jewell in Jones, 1981; Gray in Ohashi, 1983; Jewell in Wroth, 1987; Dyer, 1988) so izvedli direktne strižne teste za študijo mehanike armirane zemljine. Teoretični model direktnega strižnega testa je prikazan na sliki 2 in je bil razvit na načelu mejnega ravnotežja (Jewell in Jones, 1981). Vzorec armirane zemljine so najprej obremenili v normalni smeri, nato so ga strigli. Ojačitev v vzorcu zemljine, ki je glede na strižno ravnino nagnjena za kot $(90^\circ - \theta)$, je prevzela rezultanto interakcije zemljine in ojačitve (P_R) (Ashaari, 1990).



Slika 2: Direktni strižni test s prikazanimi napetostmi in inducirano silo (Ashaari, 1990, str. 2-17)

Rezultanta natezne sile v ojačitvi ima normalno komponento $P_R \cdot \cos\theta$ in tangencialno komponento $P_R \cdot \sin\theta$. Tangencialna komponenta zmanjšuje strižne napetosti, ki jih mora prevzeti zemljina in sicer iz τ_{yx} v nearmiranem stanju na τ v armiranem stanju zemljine:

$$\tau = \tau_{yx} - \frac{P_R}{A_{sr}} \sin \theta \quad (3)$$

Normalna komponenta rezultante povečuje normalno efektivno napetost vzdolž strižne ravnine iz σ_{yy} v nearmiranem stanju v σ armirano stanje (Ashaari, 1990):

$$\sigma = \sigma_{yy} + \frac{P_R}{A_{sr}} \cos \theta \quad (4)$$

A_{sr} pomeni učinkovito površino zemljine za vsako posamezno ojačitev, P_R pa je natezna sila v ojačitvi, ki jo povzroči strižna deformacija v zemljini.

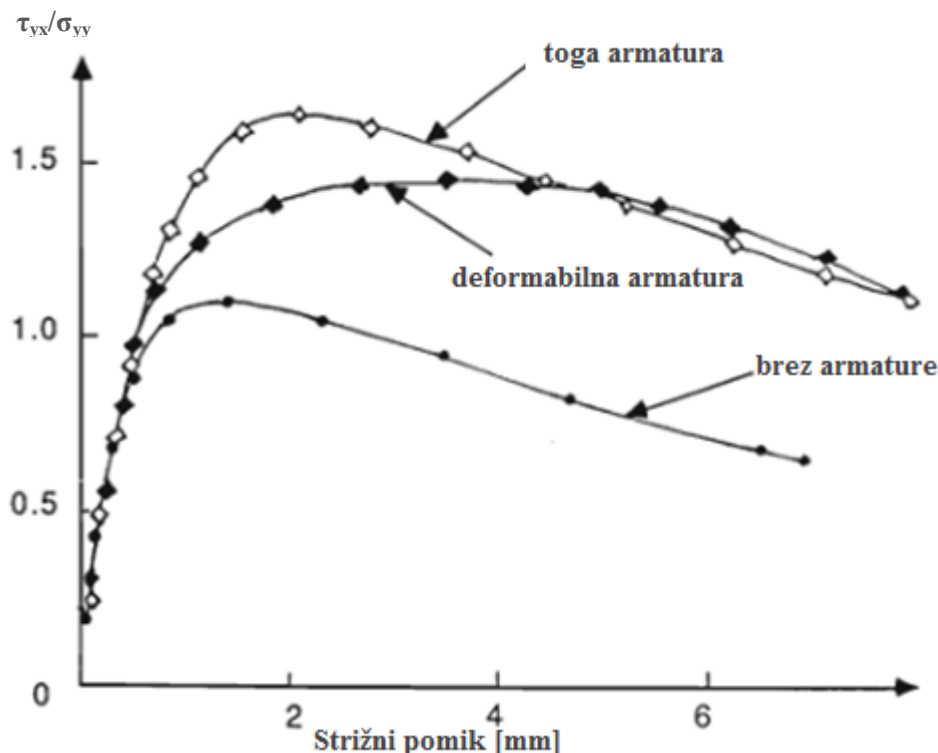
Zaradi povečanja normalne napetosti se lahko aktivira dodatna trenjska strižna odpornost. Ob upoštevanju znižanja strižne napetosti, ki jo zemljina podpira vzdolž strižne ravnine se zaradi armature totalna efektivna napetost poveča v strižno odpornost zemljine in je podana z izrazom (Ashaari, 1990):

$$\tau_{EXT} = \frac{P_R}{A_{sr}} (\cos \theta \tan \varphi + \sin \theta) \quad (5)$$

kjer je φ kot notranjega trenja zemljine.

2.3.1 Vpliv togosti armature na obnašanje armirane zemljine

Jewell in Wroth (1987) sta predstavila enak model na katerem sta raziskovala vpliv osne togosti armature na armirano zemljino. Osna togost je definirana kot produkt Youngovega modula (E) in prečnega prereza armature (A). Njuna raziskava je bila izvedena v direktnem strižnem testa. Na sliki 3 je prikazan tipičen rezultat testa: krivulja strižnega razmerja τ_{yx}/σ_{yy} v odvisnosti od strižnega pomika za posamezno togost geomreže (Ashaari, 1990).



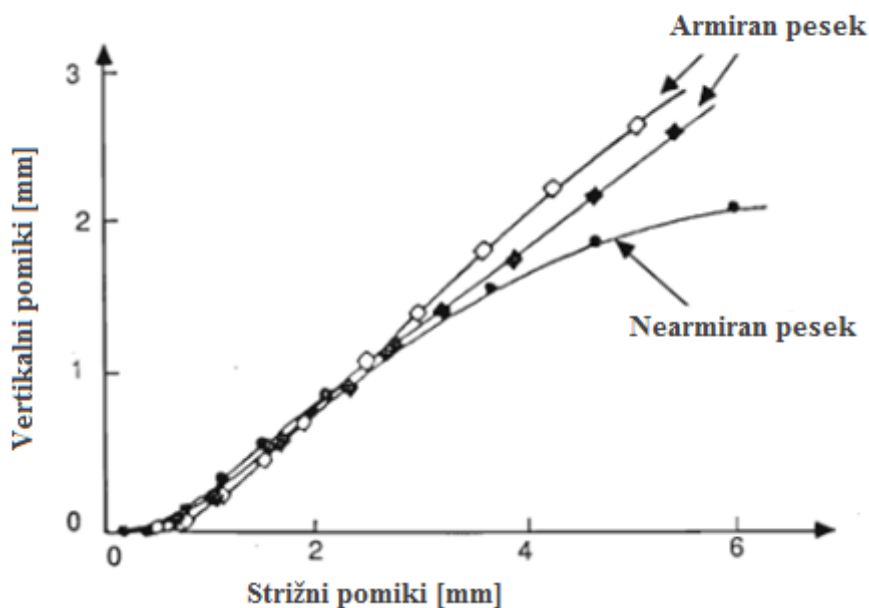
Slika 3: Krivulje strižnega razmerja τ_{yx}/σ_{yy} v odvisnosti od strižnega pomika za nearmirano in armirano zemljino z različno togostjo ojačitve (Ashaari, 1990, str 2-19).

S primerjavo krivulj za armiran in nearmiran pesek sta ugotovila, da kljub temu, da je armatura učinkovita le po obremenitvi vzorca z določeno količino mobilizirane strižne napetosti med armaturo in zemljino, ni potrebno velikega strižnega pomika za učinkovanje armature. Vzorec z zelo togo ojačitvijo doseže maksimalno trdnost pri nižjih pomikih, kot vzorec z bolj deformabilno armaturo. Hkrati je velikost največje dosežene trdnosti pri togi ojačitvi večja kot pri relativno podajnejši ojačitvi. Ingold in Miller (1983) sta kot vzrok temu navedla, da bolj deformabilne armature težijo k deformiranju z zemljino, kar pa zahteva večjo deformacijo zemljine za generiranje strižne napetosti med zemljino in armaturo (Ashaari, 1990).

Zanimive so tudi študije McGowna in sodelavcev (1978), ki so ugotavljali vpliv togosti armature na duktilnost kompozita. Preučevali so obnašanje peska armiranega z deformabilnimi vključki iz polimernega materiala in nedeformabilnimi vključki iz aluminija. Testi so pokazali, da togi vključki

pesek ojačujejo in povečujejo deformacijski modul (oziroma togost) kompozita, kar povzroča bolj krhek vzorec, medtem ko deformabilni vključki pesek ojačujejo in povečujejo duktilnost vzorca.

Jewell in Wroth (1987) sta z rentgenskim opazovanjem ugotovila, da ojačitev poveča območje deformacij in s tem pomaga pri upiranju lokalnim strigom. To se odraža v večjih vertikalnih pomikih armiranih vzorcev v primerjavi z nearmiranimi (slika 4).



Slika 4: Vertikalni pomiki vzorca v direktnem strižnem testu v odvisnosti od strižnih pomikov (Ashaari, 1990, str. 2-22)

2.3.2 Vpliv naklona armature v armirani zemljini

Teoretični modeli kažejo, da je trdnost armirane zemljine odvisna od naklona armature glede na smer strižne ravnine. Dyer in Milligan (1984) sta ugotovila, da je armatura najbolj učinkovita, če jo orientiramo tako, da bo izpostavljena čisti natezni napetosti (to je v smeri nateznih deformacij nearmirane zemljine). Armatura nameščena v kompresijsko cono je neučinkovita, razen ko je ojačitev bolj toga kot zemljina, a bo v tem primeru prevzela obremenitev tal, ne bo pa je ojačevala oziroma armirala. Pravokotno na strižno ravnino nameščena armatura deluje tako v upogibu kot v nategu, zato je v smislu armiranja manj učinkovita, kot če je izpostavljena čisti natezni obremenitvi (Ashaari, 1990).

2.4 Armaturne geomreže (ang. geogrids)

Na tržišču je danes na razpolago veliko vrst in oblik geomrež, ki jih moramo pravilno izbrati glede na namen in željen učinek. V osnovi jih ločimo glede na vrsto materiala. Lahko so kovinske ali polimerne, ki jih uvrščamo v eno izmed skupin geosintetikov. Ker v diplomski nalogi obravnavamo geotehnično konstrukcijo s polimernimi geomrežami, so v nadaljevanju omenjene le slednje. Od

ostalih geosintetikov se armaturne geomreže razlikujejo po pravilno razporejenih odprtinah (v razponu od 1 do 10 cm), ki na eni strani omogočajo prehod zemljine ali agregata skozi geomrežo in na drugi strani omejujejo njihovo učinkovitost filtracije. Geomreže so izdelane iz posebnih razredov poliolefinskih smol (polietilena ali polipropilena visoke gostote in drugi). Stiki so lahko tkani ali pleteni, toplotno varjeni ali pa so geomreže izdelane kot monolitne (ekstrudirane) plošče (izdelane z vrtnjem lukenj v pole materiala in širjenjem le-teh pri visoki temperaturi). Odvisno od proizvodnje tehnike in vrste materialov so lahko geomreže odporne na lezenje pri izpostavljenosti visokim in zmerno dolgotrajnim statičnim obremenitvam ali kratkotrajnim dinamičnim obremenitvam.

Ločimo enoosne in dvoosne geomreže. Enoosne geomreže so namenjene prenašanju napetosti v eni smeri, rebra takih geomrež so debelejša, odprtine pa dolge in ozke. Dvoosne geomreže imajo bolj kvadratno dimenzionirane odprtine in jih uporabljamo v primeru delovanja napetosti v dveh smereh. Običajno dvoosne geomreže nimajo tako velike natezne trdosti v posamezni smeri, kot jo ima enoosna geomreža v smeri uporabe, zato je v primerih delovanja napetosti v dveh smereh, možna uporaba enoosne geomreže vendar le, če sta uporabljeni dve enoosni geomreži, postavljeni v nasprotni smeri. Za ekstremne pogoje, ko se pričakuje radialna obremenitev v različnih smereh, se uporabljajo geomreže nosilne v vsaj treh smereh oziroma tako imenovane triosne geomreže.

V svojem življenjskem ciklu morajo geomreže izpolnjevati pogoje, ki temeljijo na ustreznih fizikalnih (dolžina, širina, debelina masa, velikost odprtin, procent odprtin in drugi) in mehanskih (trdnostni parametri, strižni parametri, trajnost in drugo) lastnosti ter odpornosti. V nadaljevanju sta na kratko predstavljeni najpomembnejši mehanski lastnosti armaturnih geomrež.

2.4.1 Najpomembnejši mehanski lastnosti armaturnih geomrež

Natezna trdnost:

Na natezno trdnost in togost geomrež vplivata temperatura in hitrost obremenjevanja oziroma čas trajanja obtežbe. Zato je pomembno, da so uporabljene standardne metode nateznega preizkušanja, tako da so temperature in stopnja obremenjevanja določene. Natezna trdnost geomrež v prečni in vzdolžni smeri se določa v skladu s standardom EN ISO 10319:1996 in služi kot kontrolna vrednost za ocenjevanje kakovosti. Najmanjša natezna trdnost polimerne geomreže, glede na zahteve, ki se od geomreže pričakujejo in odvisno od specifične uporabe, mora biti 20 kN/m (Bolanča, 2012).

Občutljivost geomrež na poškodbe pri montaži, je razen natezne trdnosti, odvisna tudi od delavne sposobnosti geomrež, kar označuje produkt natezne sile in raztezek, ki ustreza tej sili. Raztezek pri največji natezni sili je preverjen v skladu z EN ISO 10319. Ker so geomreže v svoji življenjski dobi trajno izpostavljene obremenitvi, je potrebno preveriti trdnost pri dolgotrajni obremenitvi. Tabela 1 prikazuje geomreže z osnovnimi uporabljenimi materiali ter razpon natezne trdnosti F_{max} in pripadajoči razpon razteзка $\epsilon_{F_{max}}$. Za specifične uporabe je mogoče narediti geomreže z bistveno višjo natezno trdnostjo (Bolanča, 2012).

Tabela 1: Razpon natezne trdnosti F_{max} in pripadajoč razpon raztezka ϵ_{Fmax} za posamezne tipe geomrež (Bolanča, 2012, str. 3-11)

Tip geomreže		Osnovni material	Razpon F_{max} [kN/m]	Razpon ϵ_{Fmax} [%]
Ekstrudirane	dvoosne enoosne	polipropilen HDPE	20 - 50 40 - 200	10 - 20 10 - 15
Varjene		poliester polipropilen	20 - 600 20 - 400	5 - 10 8 - 15
Tkane, širina odprtin > 5mm, z zaščitnim slojem polivinila		poliester polivinil alkohol aromatični poliamid	30-600 30 - 600 20 - 600	10 - 20 5 - 10 3 - 5

Lezenje

Lezenje opisuje obnašanje geomreže, to je sprememba raztezka pri konstantnem delovanju sile v daljšem časovnem obdobju. Geomreže, katerih glavna surovina je polietilen (PE) ali polipropilen (PP), nimajo sposobnosti, da obdržijo mehanske lastnosti v daljšem časovnem obdobju (10^6 ur). Do plastičnega tečenja pride, ko sila doseže 30 – 35% svoje maksimalne vrednosti. Pri računanju armature za nasipe, kjer uporabimo tovrstne armaturene geomreže, se priporoča varnostni faktor lezenja med 3,5 in 4,5 (Bolanča, 2012).

Za geomreže, ki so iz drugih materialov (poliester (PET), polivinil alkohol (PVA), aromatični poliamid (AR)), pride do plastičnega tečenja zaradi nateznih napetosti, ko natezna sila doseže okoli 70% svoje pretržne vrednosti. Te geomreže se priporočajo za armiranje tal pod pogojem, da se uporabi varnostni faktor lezenja med 1,2 in 2,5 (Bolanča, 2012).

2.4.2 Obstočnost geomrež

Obstočnost geomrež oziroma njihova odpornost na okolje je zajeta s standardom SIST EN 12225:2001, ki podrobno zajema naslednje vplive:

- biološko odpornost,
- odpornost proti vremenskim vplivom,
- kemično odpornost,
- temperaturno odpornost.

Najpogosteje so geomreže v kontaktu z zemljino in podtalno vodo, ki sta lahko zelo agresivni substanci. V študijah odpornosti geomrež na kemične dejavnike se je izkazalo, da so geomreže narejene iz HDPE (polietilen visoke gostote) zelo odporne na širok spekter kemikalij in inertne za vodne raztopine baznih kislin in soli, ki se običajno pojavijo v tleh. Zaradi svoje obstojnosti v različnih kemijskih pogojih se geomreže iz HDPE uporabljajo v številnih primerih, kjer so prisotne nevarne ali agresivne kemikalije, kot so podlage za nevarna odlagališča plinovodov, stiki geomrež s hidratacijo cementa brez nevarnosti degradacije in ostalo. Odpornost geomrež je potrebno preučiti v primeru, ko je več kot 14 dni izpostavljena vremenskim vplivom. To je obdobje v katerem ne pride do zmanjšanja

natezne trdnosti zaradi neposredne izpostavljenosti geomreže vremenskim razmeram in velja za Evropo. Geomreže dolgoročno ohranijo svoje lastnosti tudi v neonesnaženem okolju in ko znaša pH vode med 4 in 9 (Bolanča, 2012).

Zahteve glede obstojnosti geomrež se zajame z zmanjšanjem največjih dovoljenih nateznih trdnosti, ki jih mora prenesti geomreža za naslednje vrednosti (Bolanča, 2012):

- biološka odpornost - največ 5%
- odpornost proti vremenskim vplivom - največ 5%
- kemično odpornost - največ 5%
 - kislina tla $\text{pH} < 4$ - dodatni dokazi
 - normalna tla in voda $4 < \text{pH} < 9$ - največ 5%
 - alkalna tla $\text{pH} > 9$ - dodatni dokazi

Temperaturni učinek direktno vpliva na naravo polimera in njegovo strukturo. Temperature med -20°C in $+40^{\circ}\text{C}$ nimajo bistvenega vpliva na zmanjšanje nosilnosti geomrež. Velja pa tudi, da je vpliv obtežbe na nosilnost geomrež precej večji od vpliva temperature (Bolanča, 2012).

2.4.3 Izbira pravilnega modula geomreže

Pri izbiri geomreže je pomembno, da ocenimo in opredelimo njene značilnosti, ki so ključnega pomena pri načrtovanju geostatične konstrukcije varovane z geomrežo. Na splošno lahko te značilnosti povzamemo v: module geomreže, odpornost stičišč vzdolžnega in prečnega rebra geomreže, smer trdnosti geomreže, odpornost na poškodbe pri zbijanju zemljine ter interakcija geomreže z zemljino (Tenax International, 2010).

Največja natezna trdnost geomreže je vrednost, ki se običajno izmeri za identifikacijo in primerjavo izdelkov, vendar je podrejenega pomena pri dimenzioniranju. Razlogov za to je več, kot sta na primer:

- Pri največji natezni trdnosti armatura pogosto razvije vrednost deformacij, ki niso skladne s stabilnostjo konstrukcije. Če bi se odločili za projektiranje geomrež pri največji natezni trdnosti, bi v praksi to pomenilo, da dopuščamo 10 % deformiranje geomreže. Na dolžini geomreže 10 m pomeni, da dopuščamo deformacijo 1 m, kar je v realnosti seveda nedopustno.
- Neugodno je tudi obnašanje geomreže pri lezenju ob projektiranju z največjo natezno trdnostjo (Tenax International, 2010).

V praksi se pri projektiranju armirane zemljine uporablja parameter, ki določa učinkovitost proizvoda, to je modul pri manjših deformacijah, običajno pri 2 % deformacije. Pri tej omejitvi deformacij do lezenja ne pride tudi pri dolgotrajnih vplivih. Za analizo geotehnične konstrukcije smo tudi mi upoštevali omenjena priporočila in projektirali s togostnimi karakteristikami geomreže pri 2 % deformaciji, saj je to ustrezna in varna vrednost za projektiranje.

2.5 Priporočila za projektiranje in analizo armiranih zemljin po EBGeo

EBGeo je nemška smernica za projektiranje in statično analizo geotehničnih konstrukcij z armaturnimi geosintetiki. Dokument obsega priporočila in zahteve glede materialov in analize, ter možne načine uporabe geosintetikov od sistemov za temeljenje, ukrepov za izboljšanja zemljin, cestnih in železniških inženirskih projektov, podporne konstrukcije in komunalno inženirstvo.

Med pomembne statične kontrole, ki jih smernica narekuje sodijo:

- Kontrola proti zdrsu
- Kontrola proti prevrnitvi
- Kontrola nosilnosti temeljnih tal
- Lokalna kontrola armirane zemljine
- Kontrola pomikov

Na smernice EBGeo smo se v diplomski nalogi sklicevali v fazi iskanja geometrije in postavitve geosintetika ter pri definiranju projektne odpornosti geosintetika, zato omenimo le ta priporočila.

Po priporočilih EBGeo znaša armirana dolžina 70% višine konstrukcije (H) in običajna navpična razdalja med armaturnimi plastmi med 0,3 in 0,6 metra, saj so se te vrednosti izkazale za zanesljive pri normalnih zemeljskih pogojih in za približno horizontalen teren.

Projektna natezna nosilnost armaturnih geosintetikov (R_d) je definirana kot karakteristična (R_k) nosilnost geosintetika, reducirana s produktom varnostnih faktorjev za posamezne vplive (A_i) in delnim varnostnim faktorjem za nosilnost (γ_M).

$$R_d = \frac{R_k}{A_1 A_2 A_3 A_4 A_5 \gamma_M} \quad (6)$$

Vrednosti delnih faktorjev za armaturne geosintetike:

$A_1 = 2,5$	Vpliv lezenja
$A_2 = 1,2$	Vpliv poškodb med vgradnjo in transportom
$A_3 = 1,0$	Vpliv obdelave površine
$A_4 = 1,0$	Vpliv staranja
$A_5 = 1,0$	Vpliv dinamični izpostavljenosti
$\gamma_M = 1,4$	Delni faktor za nosilnost deformabilnih armaturnih elementov

EBGeo priporoča uporabo delnih faktorjev, ki jih navaja proizvajalec konkretnega proizvoda.

3 OPIS KONSTRUKCIJE ZA POTREBE ANALIZ S PROGRAMOM PLAXIS 2D

V diplomski nalogi smo računске analize in rezultate zaradi večje preglednosti in lažjega razumevanja poteka dela delili na dva sklopa.

Prvi sklop obsega analizo serij različnih primerov armiranih nasipnih brežin: treh različnih višin v kombinaciji z dvema različnima nasipnima materialoma, kar je pomenilo 6 različnih variant armiranega nasipa. V vseh šestih variantah smo izbrali enake karakteristike temeljnih tal pod nasipom, uporabili enako geomrežo in čelo nasipa. Za vsako višino nasipa ($H = 3,6\text{ m}$, 6 m in 9 m) smo v prvi varianti izbrali materialne karakteristike nekoherentnega (kamninskega) materiala in v drugi varianti koherentnega (zemljinskega) materiala.

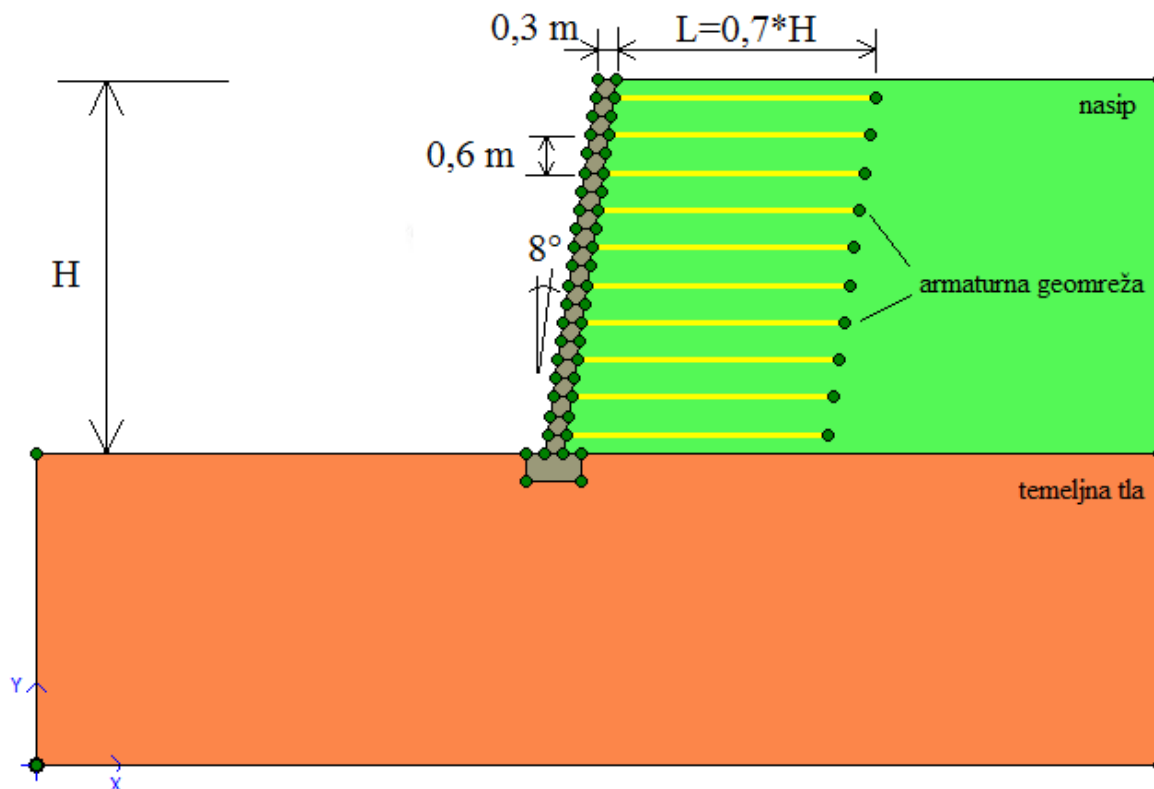
Temeljna tla pod nasipom in modularnimi bloki so v vseh primerih dokaj nepodajna. Za armaturo smo izbrali enosno geomrežo proizvajalca Tenex (slika 5). Vertikalni razmik med posameznimi sloji geomrež je v vseh primerih konstantno $0,6\text{ m}$. Dolžina ojačitve (globina območja armiranja zemljine) L , je 70% višine nasipne brežine H ($L = 0,7 * H$), kar je po nemških smernicah za armaturne geosintetike (EBGEO), priporočena minimalna globina armiranja zemljine v primeru horizontalnih temeljnih tal. Za 9 m nasip se je izkazalo, da smo v nekaterih slojih morali te dolžine nekoliko podaljšati, vendar več o tem v poglavju računski modeli nasipov.

TENAX TT RW



Slika 5: Tenax geomreža TT 160RW (TENAX International)

Za čelo brežine nasipa smo izbrali ločene modularne betonske bloke širine $0,3\text{ m}$ in višine $0,3\text{ m}$, ter upoštevali nagnjenost čela za 8° glede na vertikalo. Izbrani modularni betonski bloki nudijo proti-erozijsko zaščito in tvorijo čelno fasado, ne povečujejo pa stabilnosti in ne nosijo upogibno. Modularne betonske bloke smo temeljili na pasovnem temelju širine $0,6\text{ m}$ in višine $0,5\text{ m}$. Model konstrukcije z dimenzijami je prikazan na sliki 6.



Slika 6: Model nasipa z dimenzijami, kot je definiran v programu Plaxis 2D

Namen diplomske naloge je primerjalni izračun različnih nasipov armiranih z geomrežami brez upoštevanja majhnih deformacij in z upoštevanjem majhnih deformacij. Izbrano konstrukcijo smo analizirali s programskim orodjem Plaxis 2D po metodi končnih elementov z upoštevanjem nelinearnih zvez med napetostmi in deformacijami. Za vseh šest variant konstrukcije smo za modeliranje zemljine v Plaxisu enkrat uporabili Hardening soil (HS) model in drugič Hardening small soil (HSSMALL) model in tako dobili vsega skupaj 12 analiz za prvi sklop primerov.

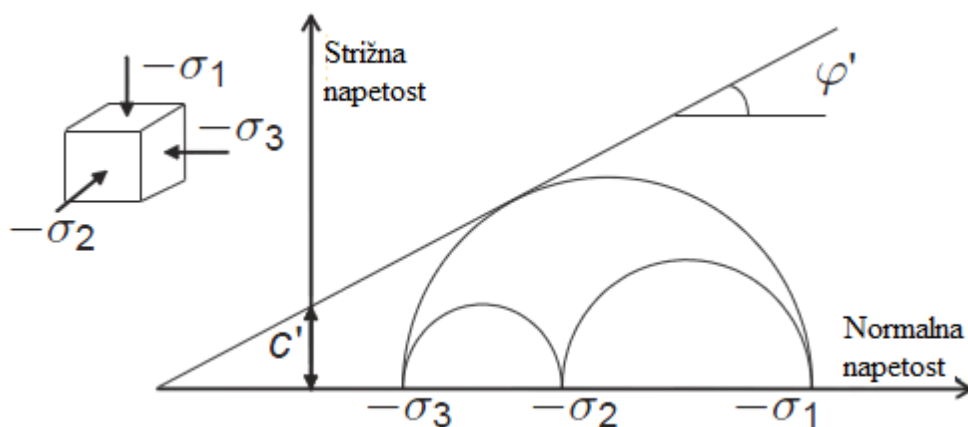
Drugi sklop primerov temelji na 9 m nasipu iz koherentnega materiala, zato smo ta sklop vmestili v podpoglavje nasipa 2 (4.2.2.2.4 Dodatni primeri s spreminjanjem materialnih karakteristik nasipnega materiala in geomrež). To poglavje smo obravnavali povsem ločeno od prvega sklopa in nam je pomemben zgolj za podkrepitev trditev in vključitve vpliva posameznih parametrov na materialna modela Hardening soil in Hardening soil small.

V nadaljevanju tega poglavja je v prvem delu (poglavje 3.1) predstavljeno osnovno teoretično ozadje materialnih modelov Hardening soil in Hardening soil small. V drugem delu tega poglavja je

predstavljeno teoretično ozadje preiskusa s krožno ploščo po nemškem postopku, katerega zahteve so nam bile izhodišče za izbiro materialnih karakteristik zemljin za primerjalne izračune.

3.1 Teoretično ozadje materialnih modelov Hardening soil in Hardening soil small

Mehansko obnašanje zemljin se lahko v Plaxis 2D modelira z različnimi stopnjami točnosti. Hookov linearen zakon izotropne elastičnosti si lahko predstavljamo kot najpreprostejšega, saj vključuje le dva vhodna parametra. To sta Youngov modul E in Poissonovo število ν . Primeren je za modeliranje v elastičnem območju zemljin, kamnin ter konstrukcij. Nekoliko primernejši model je Mohr-Coulombov linearno elastičen - idealno plastičen model, ki poleg elastičnih vpelje tudi parametre plastičnosti (strižni kot φ , kohezijo c in kot razmikanja ψ). Plastične deformacije se pojavijo, ko je doseženo mejno stanje (slika 7), kot ga določa Mohr-Coulombova porušna ovojnica.



Slika 7: Mohr-Coulombov kriterij porušitve (Plaxis manual, 2012, str. 38)

Plaxis 2D omogoča uporabo še drugih modelov, ki jih ne bomo omenjali, saj sta za potrebe te diplomske naloge pomembna le konstitutivna nelinearno elasto-plastična modela z utrjevanjem brez upoštevanja majhnih deformacij (Hardening Soil) in z upoštevanjem majhnih deformacij (Hardening Soil Small), ki sta predstavljena v nadaljevanju.

Parametre ki jih potrebujemo za preproste elastoplastične modele lahko določimo na podlagi standardnih triosnih oziroma edometriških in strižnih preiskav, medtem ko je za parametre zahtevnejših materialnih modelov potrebno izvesti serijo triosnih preiskav.

3.1.1 Model z utrjevanjem - Hardening soil model (HS)

Nelinearno elasto-plastičen konstitutivni model z utrjevanjem zemljine predstavlja napreden model za simulacijo obnašanja zemljine. Stanje zemljine se podobno kot Mohr – Coulombov model opiše s strižnim kotom φ , kohezijo c in kotom razmikanja ψ . Togost tal je definirana bolj natančno s tremi različnimi togostmi:

- E_{50} triosni obremenilni elastični modul (definiran je pri 50% mejne strižne napetosti),
- E_{ur} triosni razbremenilni elastični modul pri razbremenjevanju in ponovnem obremenjevanju (običajno se upošteva $E_{ur} = 3 \cdot E_{50}$),
- E_{oed} edometriški obremenilni modul, kjer je priporočena privzeta vrednost $E_{oed} = E_{50}$. Vendar pri zelo togih ali malo togih zemljinah to običajno ne drži.

V nasprotju z Mohr – Coulombovim modelom, model z utrjevanjem zemljine upošteva, da se vse togosti povečujejo s tlakom, zato se vse tri vrednosti nanašajo na referenčno napetost (Plaxis manual, 2012).

Razlikujemo med dvema glavnima tipoma utrjevanj: strižno ter kompresijsko (tlačno) utrjevanje. Strižno utrjevanje se uporablja za modeliranje nepovratnih plastičnih deformacij zaradi primarne deviatorične obtežbe. Kompresijsko utrjevanje pa za modeliranje nepovratnih plastičnih deformacij zaradi primarne kompresije v edometriškem in izotropnem obremenjevanju.

Pri primarni deviatorični obremenitvi se zemljini togost zmanjšuje in hkrati se razvijejo nepovratne plastične deformacije. V posebnem primeru dreniranega triosnega testa lahko opazimo odnos med osno deformacijo in deviatorično napetostjo, ki je dobro aproksimiran s hiperbolo. Takšen odnos je prvi formuliral Kondner (1963) in je bil kasneje uporabljen v znanem hiperboličnem modelu Duncana in Changa (1970).

3.1.1.1 Hiperbolična zveza pri standardnem triosnem dreniranem testu

Osnovna ideja pri HS modelu je hiperbolično razmerje med vertikalno deformacijo ε_1 in deviatorično napetostjo q pri triosni obremenitvi v dreniranih pogojih. Krivulje, ki jih pri tem dobimo (slika 8) se opiše z enačbo (Konder in Zelansko, 1963):

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2 E_{50} q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} (\sigma_1 - \sigma_3) \text{ pri } q = (\sigma_1 - \sigma_3) < q_f \quad (7)$$

Triosni primarni obremenilni elastični modul E_{50} je definiran z naslednjo enačbo:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma_3' \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (8)$$

E_{50}^{ref} je referenčen modul togosti, ki ustreza referenčnemu tlaku p^{ref} . V Plaxisu je privzeta vrednost $p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$. Dejanska togost je odvisna od glavne efektivne napetosti σ_3' in je za tlak negativna. Napetostno odvisna togost je po eksponentnem zakonu definirana s parametrom m , za katerega Soos (1990) priporoča vrednosti v območju $0,5 < m < 1$.

Končna deviatorična napetost q_f in asimptotična napetost q_a sta definirani kot:

$$q_f = \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} (\sigma_3 + c \cot \varphi) \text{ in } q_a = \frac{q_f}{R_f} \geq q_f \quad (9)$$

Izraz za končno deviatorično napetost izhaja iz Mohr – Coulombovega porušnega kriterija, ki ga definirata kohezija c in strižni kot φ . Mohr – Coulombov porušni kriterij je dosežen pri $q = q_f$. Ta meja predstavlja začetek plastičnega tečenja.

Porušitveni koeficient R_f mora biti manjši od 1, zato je v Plaxisu temu primerno privzet $R_f = 0.9$.

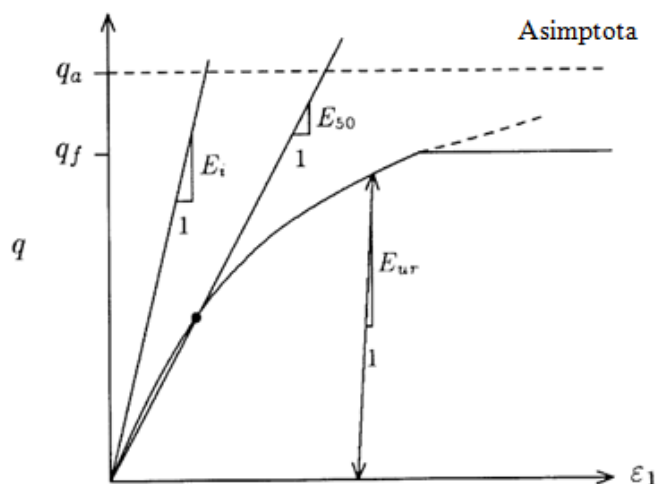
Za razbremenitev in ponovno obremenitev se uporablja togostni modul E_{ur} :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (10)$$

Referenčni Youngov modul E_{ur}^{ref} za razbremenitev in ponovno obremenitev ustreza referenčnemu tlaku p^{ref} . V mnogih primerih velja zveza $E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref}$, kar je privzeta nastavitev tudi v Plaxisu. Pri razbremenitvi in ponovni obremenitvi je napetostno deformacijska pot modelirana elastično (slika 8). Za dreniran triosni test, ko je $\sigma_2 = \sigma_3 = \text{konstanta}$, je elastični modul E_{ur} konstanten in pripiše elastično deformacijo elastični napetosti:

$$\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad (11)$$

$$\varepsilon_2^e = \varepsilon_3^e = v_{ur} \frac{q}{E_{ur}} \quad (12)$$

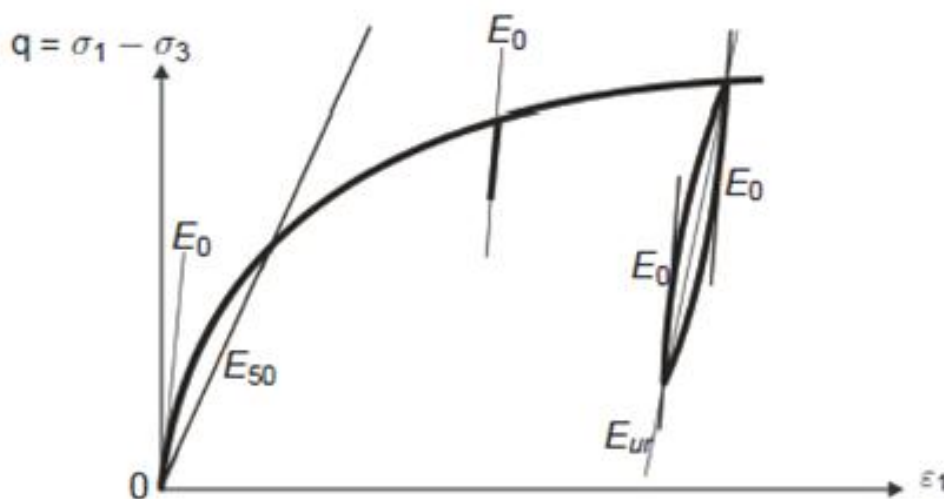


Slika 8: Odvisnost napetost - deformacija pri dreniranem triosnem testu (Vermeer P.A., Schanz T., Bonnier P.G., 1999, str. 3)

3.1.2 Model z utrjevanjem ob upoštevanju togosti pri majhnih deformacijah – Hardening soil small (HSSMALL)

Nelinearno elastični model z izotropnim utrjevanjem zemljine ob upoštevanju togosti pri majhnih deformacijah (Hardening soil small model) je nadgradnja modela z utrjevanjem (Hardening soil model), ki upošteva nelinearno spreminjanje togosti z deformacijo. HSSMALL model v celoti temelji na modelu HS in tako uporablja enake osnovne materialne parametre (slika 9), poleg katerih za določitev zveze med strižnim modulom in strižno deformacijo uvaja še dva dodatna parametra:

- G_0^{ref} začetna referenčna vrednost strižnega modula pri zelo majhnih deformacijah in
- $\gamma_{0.7}$ mejna referenčna strižna deformacija.



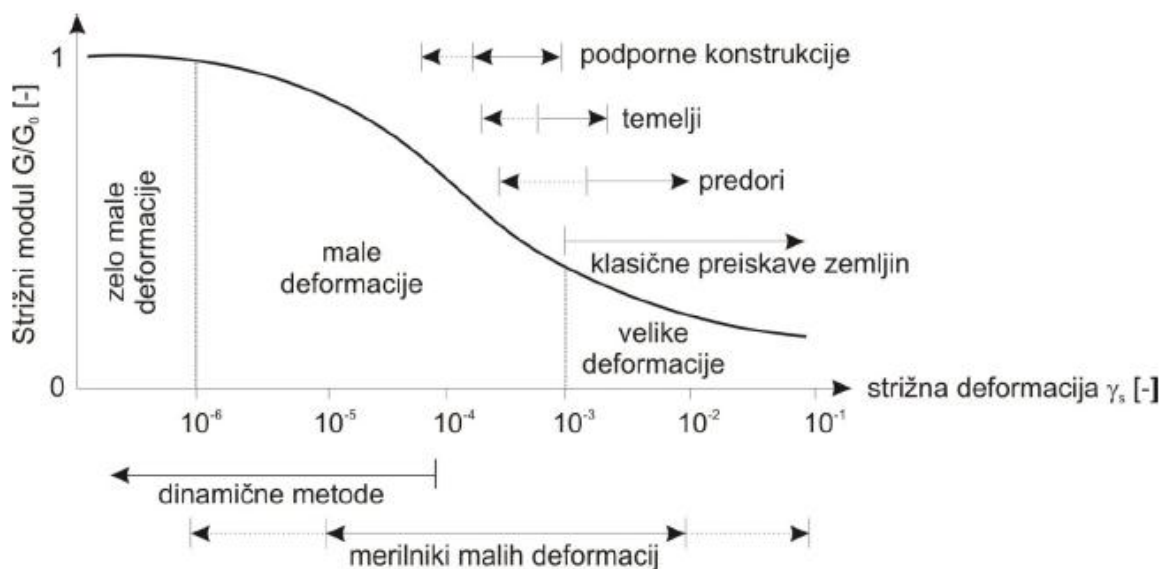
Slika 9: Togostni parametri HSSMALL modela za triosni test (Plaxis manual, 2012, str. 83)

3.1.2.1 Togost zemljin pri majhnih deformacijah

Eden največjih problemov v geotehničnem inženirstvu v drugi polovici 20. stoletja je bila očitna razlika med vrednostjo togosti zemljine določene v laboratoriju in dobljene z merjenjem deformacij na terenu. Te razlike so se do sedaj uskladile prek razumevanja značilnosti togosti zemljin in zelo pomembnega vpliva nelinearnosti, kar je eden glavnih dosežkov raziskav geotehničnega inženirstva v zadnjih tridesetih letih.

Togost pri majhnih in zelo majhnih deformacijah je še posebej pomembna pri napovedovanju obnašanja zemljin. Začetni strižni modul zemljine G_0 (v literaturi tudi G_{max}) je pomemben parameter za projektiranje različnih geotehničnih konstrukcij. Povezan je s strižno deformacijo do območja 10^{-6} (Atkinson in Sallfors, 1991), kar predstavlja mejo elastičnosti za večino geotehničnih materialov kot so: gline, peski, gramoz, melj in kamnine, tako za drenirane kot nedrenirane pogoje. Zelo majhne deformacije so običajno povezane z odzivom zemljine na dinamično obtežbo, prav tako pa igrajo pomembno vlogo pri odzivu tal na statično obremenitev.

Slika 10 prikazuje odnos med koeficientom redukcije strižnega modula (G/G_0) in strižnimi deformacijami v logaritemskem merilu. V območju zelo majhnih deformacij do 10^{-6} , lahko privzamemo da je strižna togost konstantna, ob naraščanju deformacij pa se nelinearno zmanjšuje. Najmanjša možna izmerjena strižna deformacija v običajnem testiranju zemljine (edometerski ali triosni testi) je približno 10^{-3} . Po definiciji Atkinsona se deformacije do meje 10^{-3} imenujejo male deformacije, nad to mejo pa velike oziroma večje deformacije (Benz et al., 2007).



Slika 10: S krivulja, ki prikazuje zmanjševanje togosti z večanjem strižnih deformacij (Pulko in Robas, 2012, str. 164)

Santos in Gomes Correia (2001) sta raziskovala zmanjšanje strižnega modula, ki temelji na ključnem parametru ki sta ga sama definirala in poimenovala mejna referenčna vrednost strižne deformacije $\gamma_{0.7}$. Ta parameter je definiran kot strižna deformacija pri zmanjšanju togosti za faktor $G/G_0 = 0,7$, pri katerem je G_0 strižni deformacijski modul zelo majhnih deformacij, G pa sekantni strižni modul. Njun pristop je bil karakterizirati nelinearno sekantno togost zemljine in zato sta potrebna dva parametra: G_0 , ki definira togost zemljine pri zelo majhnih deformacijah in referenčno mejo strižne deformacije $\gamma_{0.7}$, ki označuje stopnjo nelinearnosti na ravni srednjih deformacij. S točkama $(G_0, 0)$ in $(G_{0.7}, \gamma_{0.7})$, ki se nahajata na S krivulji, lahko zadovoljivo ekstrapoliramo celotno degradacijsko krivuljo, na primer z zvezo Hardin-Drnevich (1972):

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|} \quad (13)$$

kjer je mejna referenčna strižna deformacija γ_r ovrednotena kot razmerje med strižno trdnostjo (največjo strižno napetostjo) τ_{max} in togostjo zemljine pri majhnih deformacijah G_0 .

Oziroma z modificirano Hardin in Drnevich zvezo, ki sta jo Santos in Correia (2001) spremenila z uporabo referenčne strižne deformacije $\gamma_a = \gamma_{0.7}$ ter konstante $a = 0.385$ in je privzeta enačba v programu Plaxis:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + a \left(\frac{\gamma}{\gamma_a} \right)} \quad (14)$$

Parametri, ki vplivajo na togost pri majhnih deformacijah

Najpomembnejši parametri, ki vplivajo na togost pri majhnih deformacijah so: velikost deformacije, napetostno stanje in poroznost, ter indeks plastičnosti za kohezivne zemljine. Ostali parametri, ki relativno malo vplivajo na togost pri majhnih deformacijah so še: faktor prekonsolidacije, diageneza, zgodovina obremenjevanja, strižni kot nekoherentnih zemljin in drugi.

Določitev togosti zemljin pri majhnih deformacijah

Za določitev togosti zemljin pri majhnih deformacijah G_0 so potrebni laboratorijski ali terenski testi. Najpogostejši laboratorijski testi za posredno določitev G_0 so triosni testi, resonančne preiskave ali dinamični testi, pogoste terenske preiskave za posredno določitev G_0 so down-hole test, cross-hole test, seizmični dilatometer, SCPT - seizmični konusni penetrometer ter SWSA - spektralna analiza površinskih valov. Večina omenjenih testov so indirektno oziroma posredne metode za določitev G_0 . To pomeni, da s testom izmerimo količino, ki jo nato prek analitične ali empirične zveze povežemo z G_0 .

3.2 Poskus s krožno ploščo

Poskus s krožno ploščo je terenska preiskava namenjena meritvi deformacijskih modulov, ki omogočajo izrednotenje nosilnosti tal in kontrolo stisljivosti ter zgoščenosti vgrajenega materiala. Odvisno od namena uporabe, so se uveljavili različni postopki meritev deformacijskih modulov, kot so dinamični postopek s padajočo utežjo ter švicarski in nemški statični postopek. Ker v Sloveniji preverjamo nosilnost tal pretežno po nemškem postopku, smo zahteve za določitev deformacijskih modulov E_{v1} in E_{v2} pri gradnji nasipov uporabili pri izdelavi diplomske naloge. Materialane parametre nasipnih materialov pa določili s simulacijo poskusa s krožno ploščo s programom Plaxis.

Nemški postopek

Praviloma se uporablja obremenilna plošča s premerom $D = 300 \text{ mm}$ (700 cm^2), izjemoma tudi s premerom $D = 160 \text{ mm}$ (200 cm^2) za drobnozrnate zemljine. Ploščo postavljeno na ustrezno pripravljeno podlago postopno obremenjujemo. Za vsako bremensko stopnjo na merilnih napravah odčitamo celoten posedek obremenilne plošče, nato iz pridobljenih rezultatov določimo ustrezni modul. Celotna potrebna oprema za meritve s krožno obremenilno ploščo je prikazana na sliki 11 (Žmavc, 2007).



Slika 11: Oprema potrebna za meritve s krožno obremenilno ploščo (<http://www.howland.co.uk/Site-Investigation/Plate.html>)

Priporočene vrednosti obremenjevanja krožne plošče v posamezni stopnji so navedene v tabeli 2, vendar jih v praksi izbiramo tako, da največji posedek ne bo večji od 1 mm do 1,5 mm (izjemoma do 2 mm).

Tabela 2: Stopnje obremenjevanja krožne plošče po nemškem postopku (Žmavc, 2007, str. 229)

Vrsta materiala	Stopnja obremenjevanja [kPa]
Zemljina	20 - 30
Mešani material	30 - 40
Prodec	50 - 60
Drobljenec	60 - 70
S cementom vezani material	80

Praviloma vsak material obremenimo s sedmimi bremenskimi stopnjami Δp do največje obremenitve p_{max} . Rezultate dobljenih posedkov iz posamezne stopnje nanašamo v diagram krivulje posedek/obremenitev. Za izvednotenje deformacijskega modula E_{v1} , je merodajno območje enakomernega posedanja (pogosto je to območje med 2. in 5. stopnjo obremenitve).

Deformacijski modul E_{v1} izvednotimo po enačbi:

$$E_{v1} = 0,75 \frac{\Delta p'}{\Delta s'} D \text{ [kPa]} \quad (15)$$

Vrednost deformacijskega modula E_{v2} dobimo tako, da krožno obremenilno ploščo obremenjeno za določitev E_{v1} (to je p_{max}), popolnoma razbremenimo in nato ponovno obremenimo. Praviloma jo razbremenimo v 3. stopnjah: pri prvi stopnji jo razbremenimo na polovico največje obremenitve, pri

drugi stopnji jo razbremenimo na polovico preostale obremenitve, v tretji stopnji jo popolnoma razbremenimo. Obremenitev za določitev vrednosti modula E_{v2} , poteka enako kot za vrednost modula E_{v1} , vendar obremenjujemo le do 6. stopnje (Žmavc, 2007).

Deformacijski modul E_{v2} iz vrednotimo za prirastek obtežbe med 1. in 6. bremensko stopnjo pri ponovni obremenitvi, po enačbi:

$$E_{v2} = 0,75 \frac{\Delta p''}{\Delta s''} D \text{ [kPa]} \quad (16)$$

V enačbah (15) in (16) z eno črtico (') označujemo vrednosti pri primarni obremenitvi, oznaka z dvema črticama (") je oznaka za sekundarno obremenitev oziroma za ponovno obremenitev po razbremenitvi. Deformacijska modula lahko razumemo kot modula elastičnosti. Bolj kot je zemljina deformabilna, nižja je vrednost deformacijskega modula (manjša je togost). Na osnovi deformacijskih modulov E_{v1} in E_{v2} ter razmerja E_{v2}/E_{v1} , se ocenjuje stanje podlage in njena nosilnost. Vrednosti deformacijskega modula E_{v2} in razmerje deformacijskih modulov E_{v2}/E_{v1} , morajo ustrezati zahtevam pri gradnji cestnih in železniških nasipov (Žmavc, 2007). Zahteve so navedene v tabeli 3.

Tabela 3: Zahtevani deformacijski moduli pri gradnji cestnih in železniških nasipov za globine večje od 2m pod koto planuma (Logar, str. 10)

Vrsta materiala	Statični deformacijski modul	
	E_{v2} [Mpa]	E_{v2}/E_{v1}
Zemljina	≥ 15	$\leq 2,2$
Izboljšana zemljina	≥ 20	$\leq 2,2$
Kemično stabilizirana zemljina	≥ 30	$\leq 2,2$
Kamnina	≥ 60	$\leq 3,0$

Enačbi (15) in (16) izhajata iz Boussinesqove teorije za homogen, elastičen, izotropen material:

$$E = f \frac{\Delta p}{\Delta s} D \text{ [kPa]}$$

Kjer pomeni:

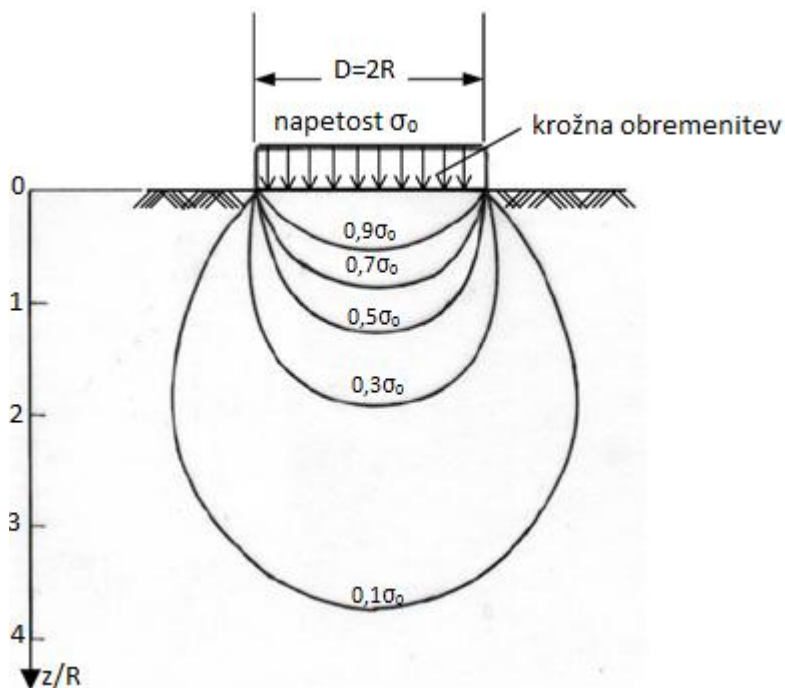
Δp - razlika med dvema privzetima stopnjama vertikalne obremenitve

Δs - razlika med posedkoma krožne plošče pri spremembi obremenitve za Δp

D - premer krožne plošče

f - faktor razdelitve napetosti, odvisen od Poissonovega števila

Napetosti v tleh pod krožno ploščo, lahko po teoriji Boussinesqa opišemo približno, z napetostnimi krivuljami, ki so prikazane na sliki 12 (Vees, 2004).

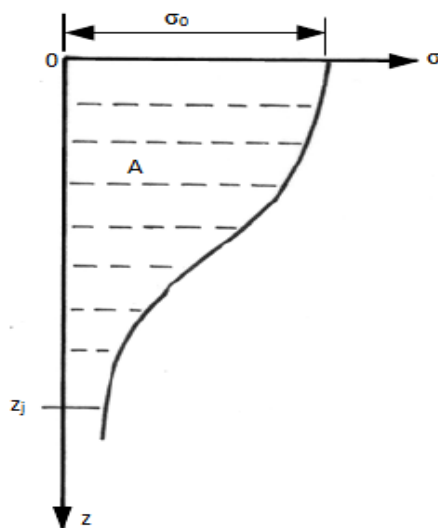


Slika 12: Potek vertikalnih napetosti v tleh pod enakomerno obremenjeno krožno ploščo (Vees, str. A1)

Pomik s toge plošče zaradi obtežbe aproksimiramo s pomikom karakteristične točke na plošči, ki se nahaja na radiju $0,845 * R$, kjer je R radij krožne obremenilne plošče. Z upoštevanjem krivulje vertikalnih napetosti σ v odvisnosti od globine z (slika 13) in deformacijskega modula E_v , izvednotimo pomik (Vees, 2004):

$$s = \frac{1}{E_v} * \int_0^{z_j} \sigma dz = \frac{1}{E_v} * A \quad (17)$$

kjer je A površina napetosti (glej sliko 13).



Slika 13: Potek napetosti σ v odvisnosti od globine z pod ploščo (Vees, str. A2)

Schultze in Horn sta za enačbo (17) podala rešitev:

$$s = (1 - \mu^2) * \frac{\pi * \sigma_0 * R}{2 * E_v} \quad (18)$$

Oziroma:

$$E_v = (1 - \mu^2) * \frac{\pi * \sigma_0 * R}{2 * s} \quad (19)$$

kjer je μ Poissonovo število.

Vrednost Poissonovega števila za nekoherentne zemljine je v območju od 0,20 do 0,45. Enačba (19) je za vrednost $\mu = 0,25$:

$$E_v = 1,5 * \frac{\sigma_0 * R}{s} \quad (20)$$

Za prirastek napetosti $\Delta\sigma$ ter pripadajoč prirastek deformacije Δs se vrednost deformacijskega modula izrazi v obliki:

$$E_v = 1,5 * R * \frac{\Delta\sigma}{\Delta s} \quad (21)$$

In z upoštevanjem $D = 2 * R$, se izrazi v obliki:

$$E_v = 0,75 * D * \frac{\Delta\sigma}{\Delta s} \quad (22)$$

4 GEOMEHANSKI IZRAČUNI

V programu Plaxis 2D po metodi končnih elementov smo analizirali serijo primerov nasipnih brežin z višino 3,6 m, 6 m in 9 m, ter različnimi materialnimi karakteristikami. Za modeliranje nasipnih materialov smo uporabili HS in HSSMALL model, ki sta bila glavna parametra primerjav med posameznimi nasipi. Geotehnično projektiranje temelji na Evrokodu 7, ki med drugimi zahteva tudi preverjanje stabilnosti konstrukcije. Za analizo stabilnosti smo uporabili računalniški program SLIDE 7.0, s katerim smo analizo izvedli na dveh modelih.

5 PROJEKTIRANJE NA OSNOVI RAČUNSKIH ANALIZ PO EVROKODU 7

Za geotehnično projektiranje je krovni standard Evrokod 7, ki ga sestavljata dva dokumenta:

- **Evrokod 7 - 1:** SIST EN 1997 - 1: 2005 - Evrokod 7: Geotehnično projektiranje - 1. Del: Splošna pravila
- **Evrokod 7 - 2:** SIST EN 1997 - 1: 2007 - Evrokod 7: Geotehnično projektiranje - 2. Del: Preiskovanje in preizkušanje tal

Za uporabo v Sloveniji je SIST izdal tudi nacionalni dodatek k Evrokodu 7 - 1 pod oznako: SIST EN 1997 - 1: 2005/A101:2006 - Evrokod 7: Geotehnično projektiranje - 1. Del: Splošna pravila – Nacionalni dodatek (Beg in Pogačnik (Ur.), 2009).

V diplomski nalogi smo upoštevali zahteve iz Evrokoda 7-1, ki se uporabljajo pri geotehničnem projektiranju stavb in gradbenih inženirskih objektov. Za vsako geotehnično projektno stanje je po zahtevi Evrokod 7 potrebno preveriti, da ne presega relevantnega mejnega stanja nosilnosti (MSN) ali uporabnosti (MSU), ki sta definirana v SIST EN 1990.

5.1 Kontrola mejnega stanja nosilnosti (MSN)

Evrokod 7 zahteva preverjanje naslednjih mejnih stanj nosilnosti:

- EQU: izguba statičnega ravnotežja konstrukcije ali tal kot togega telesa, pri čemer trdnosti materialov konstrukcije in tal niso pomembne pri zagotavljanju odpornosti,
- STR: notranja odpoved ali pretirana deformacija konstrukcije ali konstrukcijskih elementov vključno s temelji, piloti, kletnimi stenami itd., kjer je za zagotavljanje odpornosti pomembna trdnost materialov v konstrukciji,
- GEO: odpoved ali pretirana deformacija tal, pri čemer je za zagotavljanje odpornosti pomembna trdnost zemljine ali kamnine,
- UPL: izguba ravnotežja konstrukcije ali tal zaradi dviga kot posledica vodnega pritiska (vzgon) ali drugih navpičnih virov
- HYD: hidravlični lom tal, notranja erozija in tvorba podzemnih poti vode v tleh kot posledica hidravličnih gradientov (Beg in Pogačnik (Ur.), 2009).

Za vsak prerez konstrukcije in za stik med zemljino in konstrukcijo je potrebno preveriti, da projektne vrednosti učinkov vplivov E_d nikoli ne presežejo projektne nosilnosti oziroma projektne vrednosti odpornosti. Veljati mora:

$$E_d \leq R_d \quad (23)$$

Kar pomeni, da mora biti projektna vrednost učinka vplivov (E_d) manjša ali enaka projektne vrednosti odpornosti (R_d) za vsako analizirano mejno stanje posebej.

Za preverjanje mejnih stanj nosilnosti STR IN GEO, Evrokod 7 predlaga tri različne projektne pristope (PP1, PP2 in PP3). Znotraj projektne pristopa PP1 je potrebno preveriti dve kombinaciji delnih faktorjev. Priporočene vrednosti delnih faktorjev za posamezen projektne pristop so prikazane v tabeli 4.

Tabela 4: Vrednosti delnih faktorjev za projektiranje konstrukcij po Evrokodu 7-1

Projektne pristop		Vplivi / učinki vplivov iz konstrukcije	Odpornost tal iz tal
PP1	Kombinacija 1	$\gamma_G = 1.35; \gamma_Q = 1.50$	$\gamma_\phi = \gamma_c = \gamma_{cu} = 1.00; \gamma_R = 1.00$
	Kombinacija 2	$\gamma_G = 1.00; \gamma_Q = 1.30$	$\gamma_\phi = \gamma_c = 1.25; \gamma_{cu} = 1.40; \gamma_R = 1.00$
PP2		$\gamma_G = 1.35; \gamma_Q = 1.50$	$\gamma_\phi = \gamma_c = \gamma_{cu} = 1.00;$ $\gamma_{R,e} = \gamma_{R,v} = 1.40; \gamma_{R,ti} = 1.10$
PP3		$\gamma_G = 1.35; \gamma_Q = 1.50$	$\gamma_\phi = \gamma_c = 1.25; \gamma_{cu} = 1.40; \gamma_R = 1.00$

Kombinacija 1 projektne pristopa 1 omogoča varno projektiranje neugodnih odstopanj od karakterističnih vrednosti vplivov. Uporabljeni delni faktorji izhajajo iz tal in konstrukcije. Za ugodne stalne vplive je priporočena vrednost delnega faktorja $\gamma_{G,inf} = 1,00$, za neugodne stalne vplive $\gamma_G = 1,35$ in za neugodne spremenljive vplive $\gamma_Q = 1,50$. Odpornost tal se računa z upoštevanjem delnih faktorjev z vrednostjo 1,00 tako za strižne karakteristike kot tudi za odpornost tal (Beg in Pogačnik (Ur.), 2009).

Kombinacija 2 projektne pristopa 1 omogoča varno projektiranje neugodnih odstopanj od karakterističnih vrednosti trdnostnih parametrov tal in upošteva možnost nezanesljivosti uporabljenega računskega modela. Stalni in spremenljivi vplivi izvirajo iz konstrukcije. Za stalne vplive je priporočena vrednost delnega faktorja $\gamma_G = 1,00$ in za spremenljive vplive $\gamma_Q = 1,30$. Priporočene vrednosti delnih faktorjev strižnih karakteristik zemljine so $\gamma_\phi = \gamma_c = 1.25$ in $\gamma_{cu} = 1.40$. Delne faktorje uporabimo že na samem začetku konstrukcije, da je račun izveden s projektne vrednostmi vplivov in strižnih trdnosti (Beg in Pogačnik (Ur.), 2009).

Za preverjanje mejnih stanj skladno s projektnim pristopom 1 je potrebno uporabljati naslednje nize delnih faktorjev (Beg in Pogačnik (Ur.), 2009):

- Kombinacija 1: A1 za vplive
M1 za materialne lastnosti
R1 za odpornost
- Kombinacija 2: A2 za vplive
M2 za materialne lastnosti
R1 za odpornost

V Sloveniji je z nacionalnim dodatkom EN 1997-1 predpisan projektni pristop 2 za geotehnično projektiranje in projektni pristop 3 za preverjanje globalne stabilnosti. Uporaba projektnega pristopa PP2 pri uporabi sodobnih programov za analizo geotehničnih konstrukcij po metodi končnih elementov ni možna, zato smo za izračun konstrukcije upoštevali le delne faktorje po projektnem pristopu PP1.

V tabelah 5, 6 in 7 so prikazane vrednosti delnih faktorjev za vplive, materiale in določanje projektnih odporov.

Tabela 5: Vrednosti delnih faktorjev vplivov (Evrokod 7, Pr.7-6)

Vplivi		Simbol	Oznaka	
			A1	A2
Trajni	neugodni	γ_G	1.35	1.00
	ugodni		1.00	1.00
Spremenljivi	neugodni	γ_Q	1.50	1.30
	ugodni		0.00	0.00

Tabela 6: Vrednosti delnih materialnih faktorjev (Evrokod 7, Pr.7-6)

Zemljine	Simbol	Oznaka	
		M1	M2
$\tan\varphi$	γ_φ	1.00	1.25
efektivna kohezija c'	γ_c	1.00	1.25
nedrenirana strižna trdnost c_u	γ_{cu}	1.00	1.40
enoosna tlačna trdnost q_u	γ_{qu}	1.00	1.40
prostorninska teža tal g	γ_g	1.00	1.00

Tabela 7: Vrednosti delnih odpornostnih faktorjev (Evrokod 7, Pr.7-6)

Podporne konstrukcije	Simbol	Oznaka		
		R1	R2	R3
nosilnost	$\gamma_{R,v}$	1.00	1.40	1.00
zdrs	$\gamma_{R,h}$	1.00	1.10	1.00
odpor	$\gamma_{R,e}$	1.00	1.40	1.00

5.2 Kontrola mejnega stanja uporabnosti

Kontrola mejnega stanja uporabnosti (MSU) mora zagotoviti, da bodo posedki, zasuki, premiki, razpoke ter relativni posedki konstrukcij in tal znotraj dopustnih vrednosti. Z enačbo (24) zagotovimo, da projektna vrednost učinka vplivov E_d (na primer pomik, zasuk ...) ne preseže mejne vrednosti učinka vpiva C_d (na primer mejni pomik, zasuk ...):

$$E_d \leq C_d \quad (24)$$

Mejna vrednost učinka C_d , je vrednost, ki povzroči mejno stanje uporabnosti (naprimer nesprejemljive razpoke v konstrukciji) in jo določimo med projektiranjem konstrukcije. Pri preverjanju mejnega stanja uporabnosti so delni faktorji praviloma enaki 1,0 (Beg in Pogačnik (Ur.), 2009).

5.3 Kontrola globalne stabilnosti

Kontrolo globalne stabilnosti in možnost večjih premikov tal je potrebno preveriti za vse gradbene konstrukcije in inženirske objekte, da se izognemo naslednjim mejnim stanjem:

- izguba globalne stabilnosti tal in bližnjih konstrukcij,
- prekomerni premiki tal zaradi strižnih deformacij, posedkov, vibracij ali dviga tal,
- poškodbe ali zmanjšana uporabnost bližnjih konstrukcij, cest in infrastrukture zaradi premikov tal (Beg in Pogačnik (Ur.), 2009).

V Sloveniji kontrolo globalno stabilnosti preverjamo po projektnem pristopu PP3 v skladu z SIST EN 1997-1. Projektni pristop 3 predlaga uporabo naslednjih delnih faktorjev za preverjanje globalne stabilnosti:

$$\gamma_G = 1,0$$

$$\gamma_Q = 1,3$$

$$\gamma_\varphi = \gamma_c = 1,25$$

$$\gamma_{cu} = 1,4$$

$$\gamma_{Re} = 1,0$$

Iz karakterističnih vrednosti materialnih lastnosti dobimo projektne vrednosti po zapisanih enačbah:

$$\tan \varphi_d = \frac{\tan \varphi_k}{\gamma_\varphi} \quad (25)$$

$$c_d = \frac{c_k}{\gamma_c} \quad (26)$$

$$c_{u;d} = \frac{c_{u;k}}{\gamma_{cu}} \quad (27)$$

V splošnem je globalna stabilnost zagotovljena, če je minimalni izračunani faktor varnosti $\geq 1,0$. Za izračun globalne stabilnosti se uporablja računalniške aplikacije, ki delujejo po metodi končnih elementov ali metodi mejnega ravnovesja (Beg in Pogačnik (Ur.), 2009).

5.4 Analiza s programom Plaxis 2D

V Plaxisu smo za vsak nasip najprej izvedli račun mejnega stanja uporabnosti (MSU) in pri tem upoštevali karakteristične materialne vrednosti parametrov za zemljine. Geomreže in elemente konstrukcije smo definirani z linearno elastičnim modelom z ustrežno togostjo. Kontrolo mejnega stanja nosilnosti (MSN) po projektnem pristopu 1 smo izvedli z upoštevanjem delnih faktorjev po kombinaciji 1 (A1 + M1 + R1) in kombinaciji 2 (A2 + M2 + R1).

Pri kombinaciji 1 se ugodne stalne vplive pomnoži s faktorjem $\gamma_G = 1,00$, zato v programu Plaxis na tem mestu stalne obtežbe nismo faktorirali. Dobljene končne vrednosti učinkov vplivov (osne sile v geomreži) smo pomnožili s faktorjem $\gamma_G = 1,35$ (A1, tabela 5). Vrednosti delnih materialnih faktorjev (M1, tabela 6) in delnih odpornostnih faktorjev (R1, tabela 7) so enake 1,00.

Podobno naredimo kontrolo varnosti za drugo kombinacijo delnih faktorjev. Z enačbama (28) in (29) se upošteva redukcija karakterističnih strižnih trdnosti na projektne vrednosti.

$$\varphi'_d = \varphi'_k / \gamma_c = \varphi'_k / 1,25 \quad (28)$$

$$c'_d = c'_k / \gamma_c = c'_k / 1,25 \quad (29)$$

V Programu Plaxis se redukcija izvede s postopkom imenovanim »c-φ« redukcija (*Calulation type: Safety*). To je opcija, ki avtomatično reducira strižne trdnosti zemljin s poljubnim materialnim faktorjem. »Umetno« znižanje trdnostnih karakteristik, privede do neuravnoteženosti napetosti/sil v modelu. Program to reši z vzpostavitvijo ravnotežnega stanja pri zmanjšani trdnosti in posledično se računski premiki oziroma deformacije povečajo.

Ideja »redukcije« temelji na inkrementnem zmanjševanju trdnostnih karakteristik, vse do porušitve (numerične odpovedi računskega modela). Pri največji doseženi vrednosti ΣM_{sf} dobimo porušni mehanizem konstrukcije. Tako lahko faktor redukcije smatramo kot faktor varnosti.

$$\Sigma M_{sf} = \frac{\tan(\varphi'_{input})}{\tan(\varphi'_{reducirano})} = \frac{c'_{input}}{c'_{reducirano}} \quad (30)$$

V Plaxisu smo redukcijo materialnih karakteristik izvedli do računske varnosti $\Sigma M_{sf} = 1,25$, kar je minimalna zahtevana vrednost po Evrokodu 7.

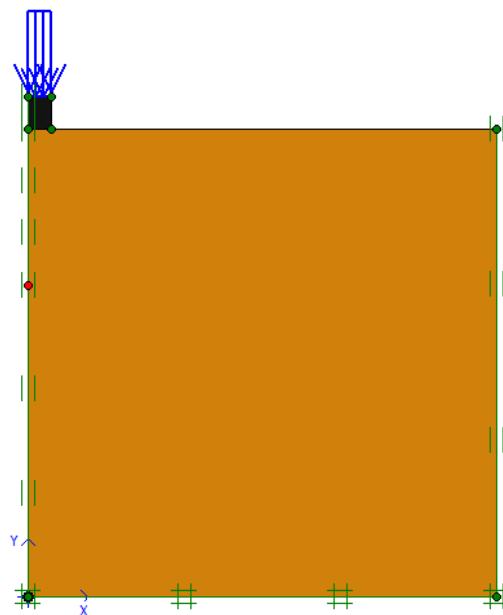
5.4.1 Računski modeli nasipov

Analizirali smo nasipe višin $3,6m$, $6m$ in $9m$ z nagnjenim čelom brežine nasipa za 8° glede na vertikalo. Brežino nasipa smo proti-erozijsko varovali z betonskimi bloki (modelirano z linearno elastičnim materialom). Kontakte med posameznimi betonskimi bloki smo modelirali s kontaktnim elementom (interface element), s katerim reduciramo togost in trdnost na kontaktu. V vseh primerih smo temeljna tla pod armiranim nasipom modelirali z enim relativno nepodajnim slojem zemljine, za modeliranje katerega smo izbrali Mohr - Colombov materialni model. Geomreže smo v program vnesli z elastičnimi geogrid elementi in pri tem podali togost geomreže. Število geomrež in število vmesnih slojev zemljine med geomrežami se glede na višino nasipa spreminja. Nasipni material smo modelirali s Hardening soil in Hardening soil small modelom.

5.4.1.1 Materialne karakteristike zemljin

Materialne karakteristike nasipnega materiala in temeljnih tal smo izbirali sami, ker na razpolago nismo imeli laboratorijskih ali terenskih meritev. Za izbiro nasipnega materiala smo v eni varianti izbrali nekoherenten (kamninski) material in v drugi varianti koherenten (zemljinski) material. Za oba nasipna materiala smo v Plaxis 2D naredili simulacijo preiskusa s krožno ploščo in s tem ugotavljali primernost izbranega materiala oziroma izbranih materialnih karakteristik za vgradnjo v nasip.

Za simulacijo preiskusa smo v Plaxisu izbrali osno - simetrični model, prikazan na sliki 14. Za krožno jekleno ploščo s premerom 30 cm smo za modul elastičnosti upoštevali velikostni rang modula značilnega za jeklo ($E = 210000\text{ MPa}$) in ob tem smo lastno težo plošče zanemarili. Na ploščo smo nato po korakih nanašali bremenske stopnje v skladu s priporočenimi stopnjami obremenjevanja krožne plošče po nemškem postopku (tabela 2) in sicer smo v vsaki bremenski stopnji obtežbo povečevali za 40 MPa . Po sedmih stopnjah obremenjevanja smo v skladu z določili DIN 18134, ploščo postopno razbremenili in ponovno obremenili. Po računski analizi v Plaxisu smo v Excelu izrisali diagram krivulje dobljenih posedekov v odvisnosti od bremenske stopnje. Rezultati preiskusa oziroma dobljen diagram posedek/obremenitev so nam omogočili izračun deformacijskih modulov E_{v1} in E_{v2} .



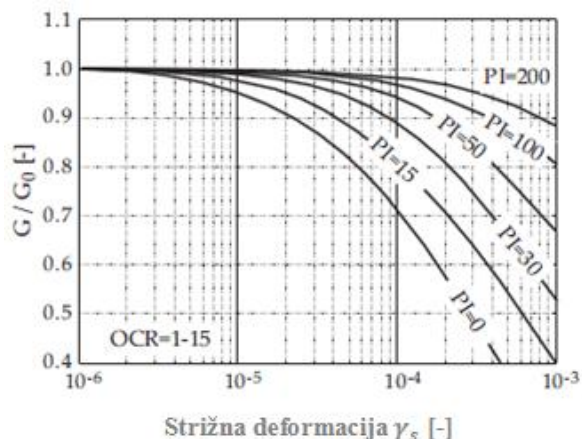
Slika 14: Osno-simetrični model simulacije preiskusa s krožno ploščo v Plaxisu

Simulacijo preiskusa s krožno ploščo smo za izbrane karakteristike naredili za oba nasipna materiala ob upoštevanju karakteristik HS modela in HSSMALL modela. Materiala vgrajena v nasip smo v nadaljevanju označili z »nasip 1« za nekoherenten (kamninski) material in »nasip 2« za koherenten (zemljinski) material.

HSSMALL model je dodatno definiran še z vrednostjo referenčnega strižnega modula G_0^{ref} pri zelo majhnih deformacijah in vrednostjo mejne referenčne strižne deformacije $\gamma_{0,7}^{ref}$. Za izvednotenje obeh parametrov smo v literaturi izbirali med številnimi analitičnimi korelacijskimi zvezami (Benz, 2006) in metodami določevanja. Za izračun G_0^{ref} , smo upoštevali korelacijsko zvezo, ki sta jo predlagala Hardin in Black (1969):

$$G_0^{ref} = 33 \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \text{ za } p_{ref} = 100 \text{ kPa} \quad (31)$$

Na sliki 15 je prikazan graf vrednost G/G_0 v odvisnosti od referenčne strižne deformacije in indeksa plastičnosti po Vučetić in Dobryu (1991). Na podlagi indeksa plastičnosti I_p smo ocenili približno vrednost referenčne strižne deformacije $\gamma_{0,7}^{ref}$ (Benz, 2007).



Slika 15: Vpliv indeksa plastičnosti I_p na zmanjšanje togosti (Benz, 2007, str. 23)

5.4.1.1.1 Materialne karakteristike nasipa 1

Karakteristične vrednosti izbranih materialnih lastnosti nasipa 1 so naslednje:

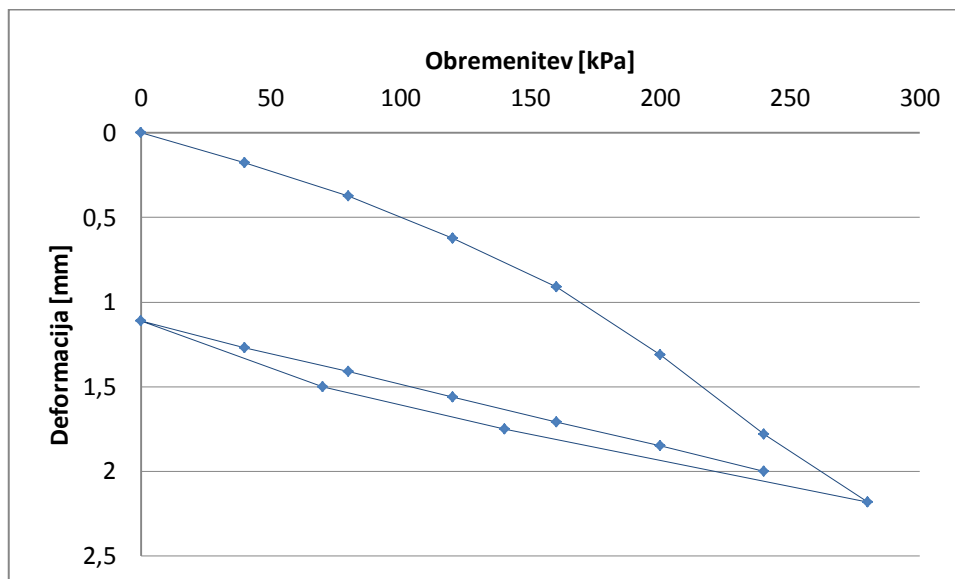
- strižni kot: $\varphi = 38^\circ$
- kohezija: $c = 5,0 \text{ kPa}$
- specifična teža: $\gamma = 22,0 \text{ kN/m}^3$
- modul stisljivosti: $E_{oed} = 40,0 \text{ MPa}$

Izbrani togostni parametri nasipnega materiala za definiranje HS in HSSMALL modela so:

- triosni obremenilni elastični modul: $E_{50}^{ref} = 40000 \text{ kN/m}^2$
- edometrski obremenilni modul: $E_{oed}^{ref} = 40000 \text{ kN/m}^2$
- triosni razbremenilni elastični modul: $E_u^{ref} = 95000 \text{ kN/m}^2$

- Izračun deformacijskih modulov E_{v1} in E_{v2} za Hardening soil model:

Za izbrane materialne parametre nasipa 1 smo iz simulacije preiskusa s krožno ploščo za materialni model HS izrisali diagram posedek/obremenitev, prikazan na sliki 16:



Slika 16: Diagram posedek/obremenitev za nasip 1 - HS model

Deformacijski modul E_{v1} smo iz vrednotili za prirastek obtežbe med 2. in 5. bremensko stopnjo ter pripadajočo spremembo posedka tal in dobili:

$$E_{v1} = 0,75 \frac{\Delta p'}{\Delta s'} D = 28862 \text{ kN/m}^2$$

Deformacijski modul E_{v2} smo iz vrednotili za prirastek obtežbe med 1. in 6. bremensko stopnjo pri ponovni obremenitvi ter pripadajočo spremembo posedka tal in dobili:

$$E_{v2} = 0,75 \frac{\Delta p''}{\Delta s''} D = 61644 \text{ kN/m}^2$$

Vrednost razmerja deformacijskih modulov E_{v2}/E_{v1} je:

$$E_{v2}/E_{v1} = 61644/28862 = 2,14$$

- Izračun deformacijskih modulov E_{v1} in E_{v2} za Hardening soil small model:

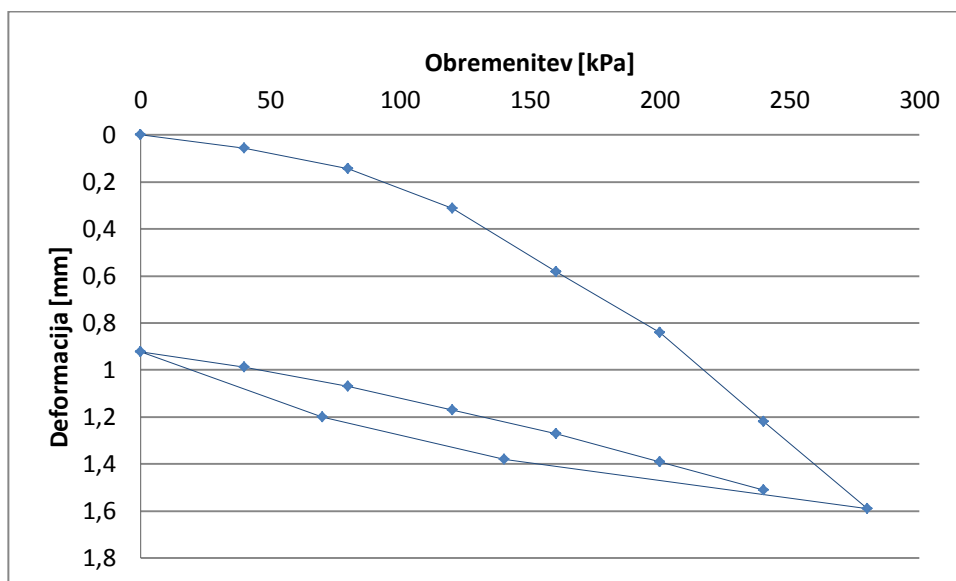
Ustreznost izbranih materialnih karakterističnih parametrov nasipa 1 smo preverili še za HSSMALL model, pri katerem smo morali podati še dodatna parametra. Za vrednost strižnega modula pri zelo majhnih deformacijah smo podali:

$$G_0^{ref} = 33 \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} = 166000 \text{ kN/m}^2$$

Strižna deformacija, ki jo Vučetić in Dobry predlagata za čiste peske in jo v Plaxisu upoštevamo tudi mi, je:

$$\gamma_{0.7}^{ref} = 10^{-4}$$

Iz rezultatov izračuna simulacije preiskusa s krožno ploščo ob upoštevanju vseh parametrov za HSSMALL model, smo lahko izrisali diagram posedek/obremenitev, prikazan na sliki 17:



Slika 17: Diagram posedek/obremenitev za nasip 1 - HSSMALL model

Podobno kot pri prejšnjem primeru smo tudi za HSSMALL model iz vrednotili deformacijski modul E_{v1} za prirastek obtežbe med 2. in 5. bremensko stopnjo ter pripadajočo spremembo posedka tal in dobili:

$$E_{v1} = 0,75 \frac{\Delta p'}{\Delta S'} D = 38716 \text{ kN/m}^2$$

Deformacijski modul E_{v2} smo iz vrednotili za prirastek obtežbe med 1. in 6. bremensko stopnjo pri ponovni obremenitvi ter pripadajočo spremembo posedka tal:

$$E_{v2} = 0,75 \frac{\Delta p''}{\Delta S''} D = 86072 \text{ kN/m}^2$$

Vrednost razmerja deformacijskih modulov E_{v2}/E_{v1} je:

$$E_{v2}/E_{v1} = 86072/38716 = 2,22$$

Opazimo, da pri analizi z upoštevanjem majhnih deformacij v posameznem koraku dobimo v povprečju za 30% manjše posedke, kot pri analizi brez upoštevanja majhnih deformacij. Vrednosti obeh deformacijskih modulov E_{v1} in E_{v2} sta pri HSSMALL modelu višji, kot pri HS modelu. Dobljeni deformacijski moduli in razmerje deformacijskih modulov za HS model in za HSSMALL model ustrezajo zgostitvenim kriterijem za gradnjo cestnih in železniških nasipov za kamninske materiale. To pomeni, da smo izbrali ustrezne karakteristike materiala za nasip 1.

5.4.1.1.2 Materialne karakteristike nasipa 2

Vrednosti izbranih karakterističnih materialnih lastnosti nasipa 2 so naslednje:

- strižni kot: $\varphi = 32^\circ$
- kohezija: $c = 15,0 \text{ kPa}$
- specifična teža: $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$
- modul stisljivosti: $E_{oed} = 20,0 \text{ MPa}$

Izbrani togostni parametri nasipnega materiala za definiranje HS in HSSMALL modela so:

- triosni obremenilni elastični modul: $E_{50}^{ref} = 20000 \text{ kN/m}^2$
- edometriški obremenilni modul: $E_{oed}^{ref} = 20000 \text{ kN/m}^2$
- triosni razbremenilni elastični modul: $E_u^{ref} = 52000 \text{ kN/m}^2$

Vrednost strižnega modula pri zelo majhnih deformacijah smo ponovno iz vrednotili po enačbi Hardin in Blacka:

$$G_0^{ref} = 33 \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} = 96100 \text{ kN/m}^2$$

Strižno deformacijo smo odčitali iz Pl diagrama (slika 15) na podlagi izbranega indeksa plastičnosti.

$$\gamma_{0,7}^{ref} = 1,3 * 10^{-4}$$

Kontrolo ustreznosti izbranih materialnih karakteristik nasipa 2 smo izvedli na enak način kot pri nasipu 1. Deformacijske module smo iz vrednotili za oba materialna modela (HS in HSSMALL model), in jih zapisali v tabelo 8:

Tabela 8: Vrednosti iz vrednotenih deformacijskih modulov za nasip 2

MATERIALNI MODEL	$E_{v1} \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$E_{v2} \text{ [kN/m}^2\text{]}$	E_{v2}/E_{v1}
Hardening soil	8411	15151	1,81
Hardening soil small	10903	23077	2,12

Opazili smo, da so podobno kot v primeru nasipa 1, pri upoštevanju majhnih deformacij dobljeni pomiki za približno 30% manjši kot brez upoštevanja. Posledično sta deformacijska modula E_{v1} in E_{v2} za HSSMALL model višja, kot pri HS modelu. Vsi dobljeni deformacijski moduli so znotraj predpisanih zahtev za gradnjo cestnih in železniških nasipov za zemljine.

5.4.1.1.3 Materialne karakteristike temeljnih tal

V vseh analiziranih primerih smo pri izbiri materialnih karakteristik upoštevali, da so temeljna tla pod nasipom razmeroma nepodajna in dobro nosilna. Za definiranje temeljnih tal v Plaxisu smo uporabili Mohr-Colombov materialni model.

Karakteristične vrednosti materialnih lastnosti temeljnih tal, ki smo jih upoštevali pri modeliranju so naslednje:

- strižni kot: $\varphi = 36^\circ$
- kohezija: $c = 20,0 \text{ kPa}$
- specifična teža: $\gamma = 21,0 \text{ kN/m}^3$
- modul stisljivosti: $E_{oed} = 60,0 \text{ MPa}$

Za večjo preglednost osnovnih karakterističnih vrednosti materialnih parametrov, ki jih potrebujemo za definiranje materialnih modelov, so ponovno navedeni v tabeli 9.

Tabela 9: Karakteristične vrednosti materialnih parametrov za modela HS in HSMALL

Zemljina	γ kN/m ³	$E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$ kN/m ²	E_u^{ref} kN/m ²	c kN/m ²	φ	Ψ	ν_{ur}	K_0	G_0^{ref} MPa	$\gamma_{0.7}^{ref}$ -
Nasip 1	22	40000	95000	5	38	8	0,2	0,38	166	1×10^{-4}
Nasip 2	19	20000	52000	15	32	2	0,2	0,47	96,1	$1,3 \times 10^{-4}$
Temeljna tla	21	-	60000	20	36	6	0,2	0,53	-	-

5.4.1.2 Materialne karakteristike konstrukcijskih elementov

Konstrukcijski elementi za potrebe modeliranja konstrukcije v Plaxisu so: betonski modularni bloki, betonski temelj pod bloki in geomreža.

- Betonske bloke in temelj pod njimi smo v Plaxisu modelirali z linearno elastičnim modelom, ki je zahteval naslednje materialne karakteristike:

- specifična teža: $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$
- elastični modul temelja: $E = 31000 \text{ MPa}$
- elastični modul blokov: $E = 3,1 \cdot 10^4 \text{ kPa}$

Elastični modul za betonske bloke smo v Plaxisu zmanjšali na $3,1 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$. S tem smo želeli zmanjšati možnost, da bi čelna konstrukcija nosila v upogibu.

- Za analize smo privzeli geomrežo z oznako TT 160RW proizvajalca Tenax. Gre za enoosno armaturno geomrežo iz zelo gostega polietilena (HDPE), ki jo proizvajalec predlaga za vgrajevanje v podporne zemeljske konstrukcije, zaradi zelo visokih nateznih modulov, visoke

trdnosti stičišč reber in nenazadnje visoke odpornosti proti poškodbam pri vgradnji. Za definiranje togosti geomreže v Plaxisu smo upoštevali natezno trdnost geomreže pri 2% deformaciji.

- natezna trdnost geomreže pri 2% deformaciji: $F_{2\%} = 49 \text{ kN/m}$
- togost geomreže: $EA = 2450 \text{ kN/m}$

Opomba: Materialne karakteristike za dodatne primere, ki smo jih spreminjali na 9 m koherentnem nasipu smo podali za vsak primer posebej znotraj poglavja 4.2.2.2.4 (Dodatni primeri s spreminjanjem materialnih karakteristik nasipnega materiala in geomrež) in jih na tem mestu ne navajamo.

5.4.1.3 Računsko modeliranje gradbenih faz nasipa

NASIP VIŠINE 3,6m:

Nasipno brežino stabiliziramo s polaganjem armaturnih geomrež horizontalno v nasipni material. Nad ravno površino temeljnih tal smo v prvi fazi nanesti sloj nasipnega materiala debeline 30 cm in v drugi fazi nanj položili plast geomreže. Faze gradnje nasipa smo nadaljevali z izmeničnim vgrajevanjem 60 cm debelih slojev materiala in polaganjem plasti geomrež. Zadnja faza je sloj materiala debeline 30 cm. Vzporedno smo v fazi nanašanja plasti nasipnega materiala polagali tudi betonske bloke. Nasip smo varovali s skupno šestimi geomrežami, dolžine 2,52 m. Računske faze za ta nasip so prikazane v tabeli 10.

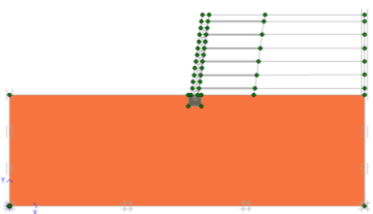
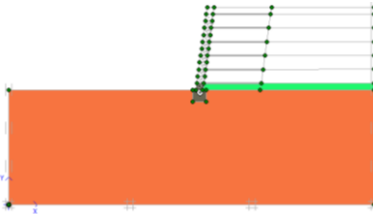
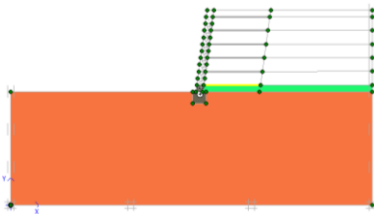
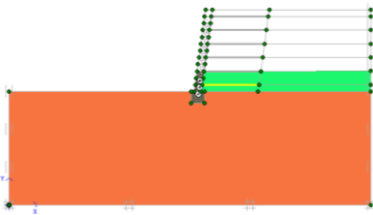
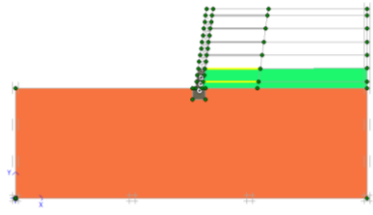
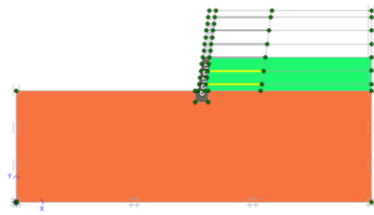
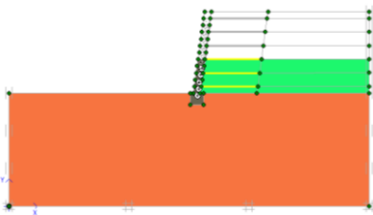
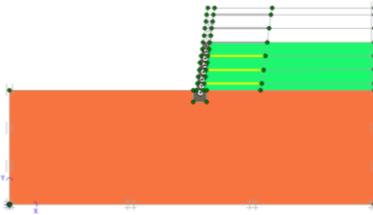
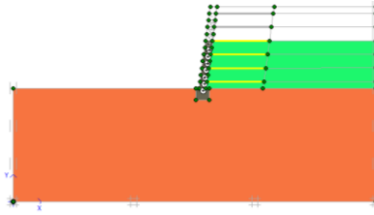
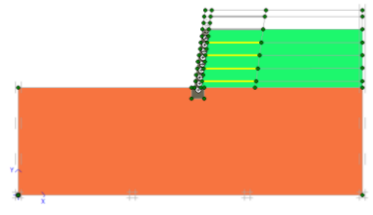
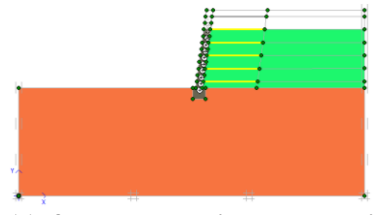
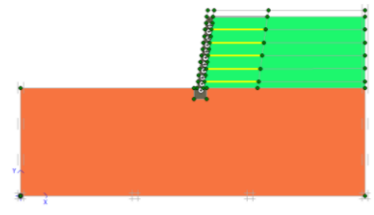
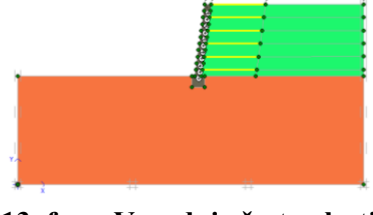
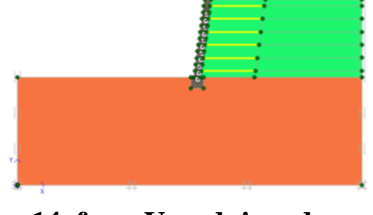
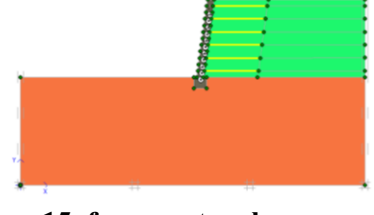
NASIP VIŠINE 6m:

Definiranje faz gradnje v Plaxisu je podoben kot pri nasipu višine 3,6 m, z razliko v številu plasti in številu geomrež. V tem primeru smo nasip varovali z desetimi armaturnimi geomrežami dolžine 4,2 m.

NASIP VIŠINE 9m:

Podobno kot v nižjih nasipih smo v Plaxisu definirali faze gradnje nasipa v katerega smo vgradili 15 geomrež. Najmanjša priporočena dolžina geomreže po EBGE0 za ta nasip je 6,3 m. Pri analizi se je izkazalo da ta dolžina geomreže ni zadostna za celotno višino nasipa, zato smo 6 geomrež pri vrhu nasipa podaljšali na dolžino 8 m.

Tabela 10: Računske faze gradnje 3,6 m visokega nasipa

 <p>1.faza: Začetno stanje</p>	 <p>2. faza: Vgradnja prve plasti zemljine</p>	 <p>3. faza: Vgradnja prve plasti geomreže</p>
 <p>4. faza: Vgradnja druge plasti zemljine</p>	 <p>5. faza: Vgradnja druge plasti geomreže</p>	 <p>6. faza: Vgradnja tretje plasti zemljine</p>
 <p>7. faza: Vgradnja tretje plasti geomreže</p>	 <p>8. faza: Vgradnja četrte plasti zemljine</p>	 <p>9. faza: Vgradnja četrte plasti geomreže</p>
 <p>10. faza: Vgradnja pete plasti zemljine</p>	 <p>11. faza: Vgradnja pete plasti geomreže</p>	 <p>12. faza: Vgradnja šeste plasti zemljine</p>
 <p>13. faza: Vgradnja šeste plasti geomreže</p>	 <p>14. faza: Vgradnja sedme plasti zemljine</p>	 <p>15. faza: postopek »c-φ« redukcije s faktorjem F = 1,25, ki sledi iz 14. faze)</p>

5.4.2 Rezultati analize

V tem poglavju smo rezultate računskih analiz v osnovi razdelili glede na vgrajen nasipni material (nasip 1 in nasip 2). Znotraj posameznega nasipnega materiala smo rezultate analize nizali glede na višino nasipa in vsak nasip obravnavali za oba računski modela (HS in HSSMALL). Rezultate smo prikazali za kritično fazo gradnje, ko je nasip povsem zgrajen. Za vse nasipe smo predstavili horizontalne računske pomike za mejno stanje uporabnosti, osne sile v geomrežah za mejno stanje uporabnosti ter mejno stanje nosilnosti pri obeh kombinacijah delnih faktorjev in strižne deformacije za mejno stanje uporabnosti. Za vsakim nizom rezultatov posamezne vrste nasipnega materiala smo naredili še primerjavo računskih pomikov in strižnih deformacij za vse kombinacije in vse višine nasipov.

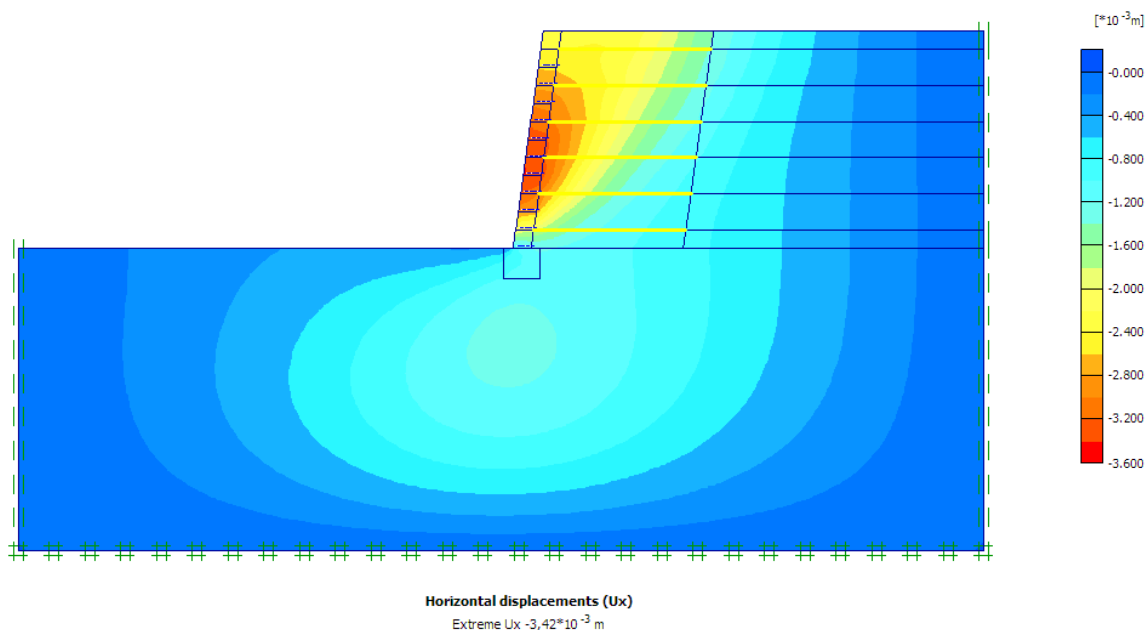
V podpoglavju nasipa 2 sledijo rezultati dodatnih (primerjalnih) primerov s spremenjenimi karakteristikami glede na 9 m visok koherentni nasip (nasip 2). Podobno smo tudi tu analize opravili za HS in HSSMALL model, prikazali računske horizontalne pomike, osne sile v geomrežah in na koncu naredili primerjavo vpliva posameznega spremenjenega parametra na pomike in osne sile v geomrežah glede na osnovni nasip 2.

5.4.2.1 Nasip 1

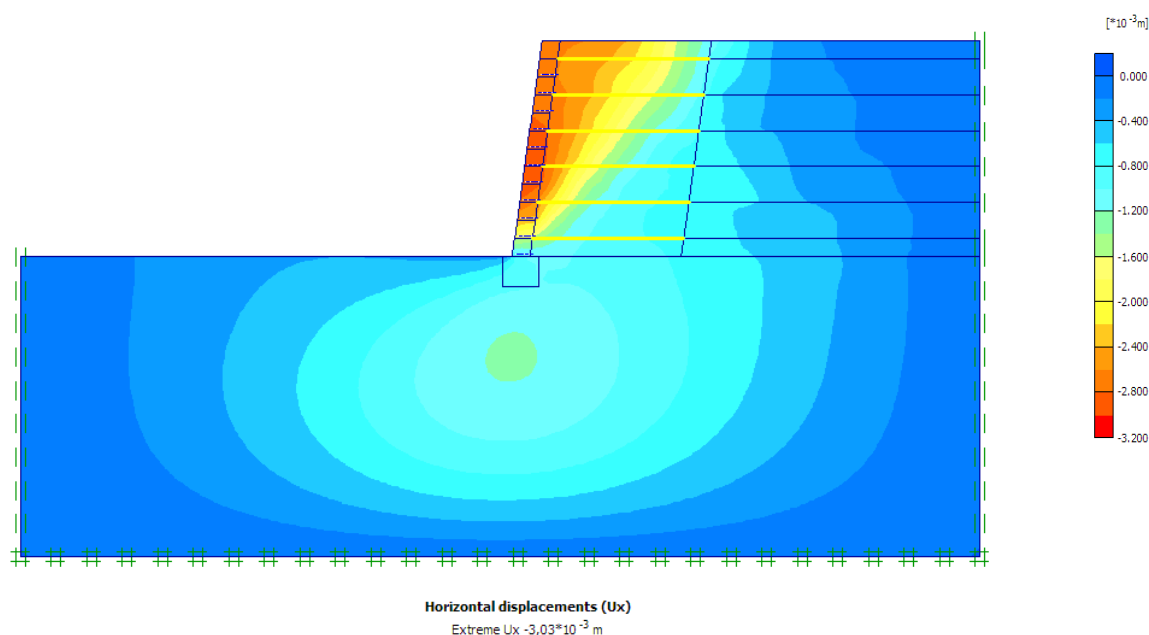
5.4.2.1.1 Nasip višine 3,6 m

HORIZONTALNI RAČUNSKI POMIKI NASIPA

Izolinije horizontalnih pomikov za HS in HSSMALL model za 3,6 m visok nasip so prikazane na slikah 18 in 19. Rdeča barva označuje območja največjih horizontalnih pomikov, modra pa območja najmanjših horizontalnih pomikov. Največja računski vrednost pomika (pri MSU) za HS model znaša 3,42 mm, za HSSMALL model pa 3,03 mm. Ta pomik nastane med drugo in tretjo geomrežo oziroma nekje na višini nasipa 1,2 m pri HS modelu in na višini 1,5 m pri HSSMALL modelu.



Slika 18: Izolinije horizontalnih pomikov pri HS modelu za 3,6 m nasip 1



Slika 19: Izolinije horizontalnih pomikov pri HSSMALL modelu za 3,6 m nasip 1

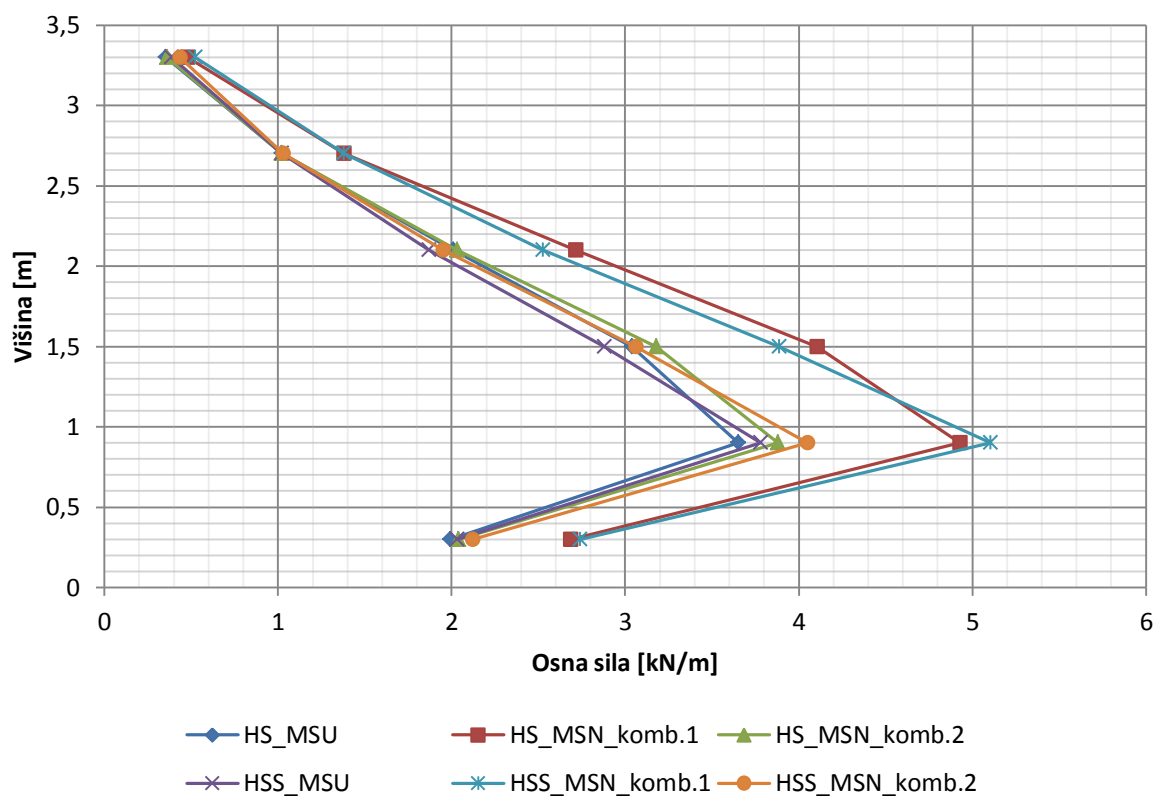
OSNE SILE V GEOMREŽAH

V tabeli 11 so prikazane vrednosti osnih sil v posamezni geomreži glede na njen položaj v nasipu pri končnem stanju. Na sliki 20 so te vrednosti tudi grafično prikazane. Geomreže smo označevali s številkami (1, 2, 3,...) od spodnje geomreže navzgor. Različne barve prikazujejo rezultate osnih sil za vse tri obtežne kombinacije za HS in HSSMALL model. Največja vrednost osne sile se pojavi v drugi geomreži in sicer je pri računski varnosti $F = 1$ (mejno stanje uporabnosti) vrednost za HS model 3,65 kN/m, za HSSMALL model pa 3,78 kN/m. Vrednosti največje osne sile za mejno stanje nosilnosti pri prvi obtežni kombinaciji so za faktor $F = 1,35$ pomnožene vrednosti mejnega stanja uporabnosti, kar

za HS model dobimo vrednost 4,93 kN/m in HSSMALL model 5,10 kN/m. S $c-\phi$ redukcijo (mejno stanje nosilnosti) smo pri računski varnosti $F = 1,25$ za HS model dobili vrednost osne sile 3,88 kN/m ter HSSMALL model vrednost 4,05 kN/m. Vrednosti največjih osnih sil v tabeli so označene z okrepjeno pisavo.

Tabela 11: Vrednosti osnih sil v geomrežah za vse obtežne kombinacije pri HS in HSSMALL modelu

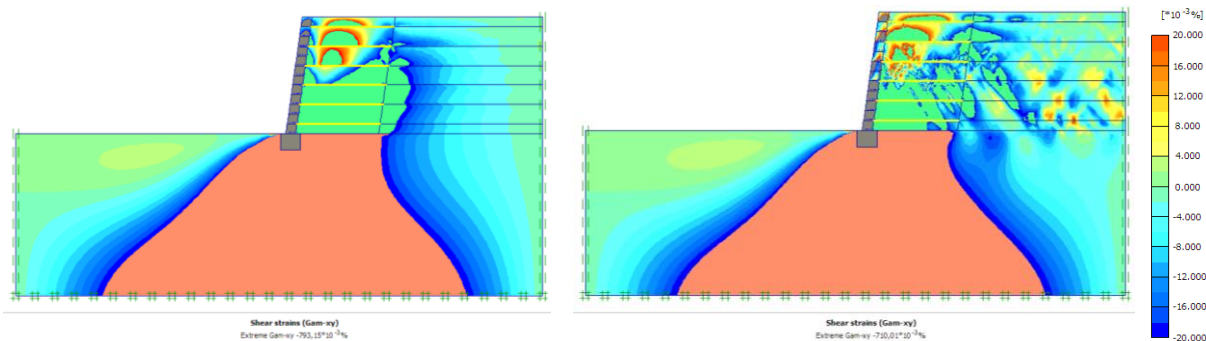
Geomreža	HARDENING SOIL [kN/m]			HARDENING SOIL SMALL [kN/m]		
	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2
1	1,99	2,69	2,04	2,03	2,74	2,12
2	3,65	4,93	3,88	3,78	5,10	4,05
3	3,04	4,10	3,18	2,88	3,89	3,06
4	2,01	2,71	2,03	1,87	2,52	1,95
5	1,02	1,38	1,02	1,02	1,38	1,03
6	0,35	0,48	0,36	0,39	0,52	0,43



Slika 20: Rezultati osnih sil v geomrežah glede na njeno lego v nasipu 1 za vse obtežne kombinacije

STRIŽNE DEFORMACIJE V NASIPU

Največja vrednost strižne deformacije pri mejnem stanju uporabnosti je za HS model 0,793% in za HSSMALL model 0,710%. Na sliki 21 smo prikazali izolinije strižnih deformacij v nasipu pri omejitvi največje deformacije na 0,02% in omejitvi najmanjše deformacije na -0,02%.

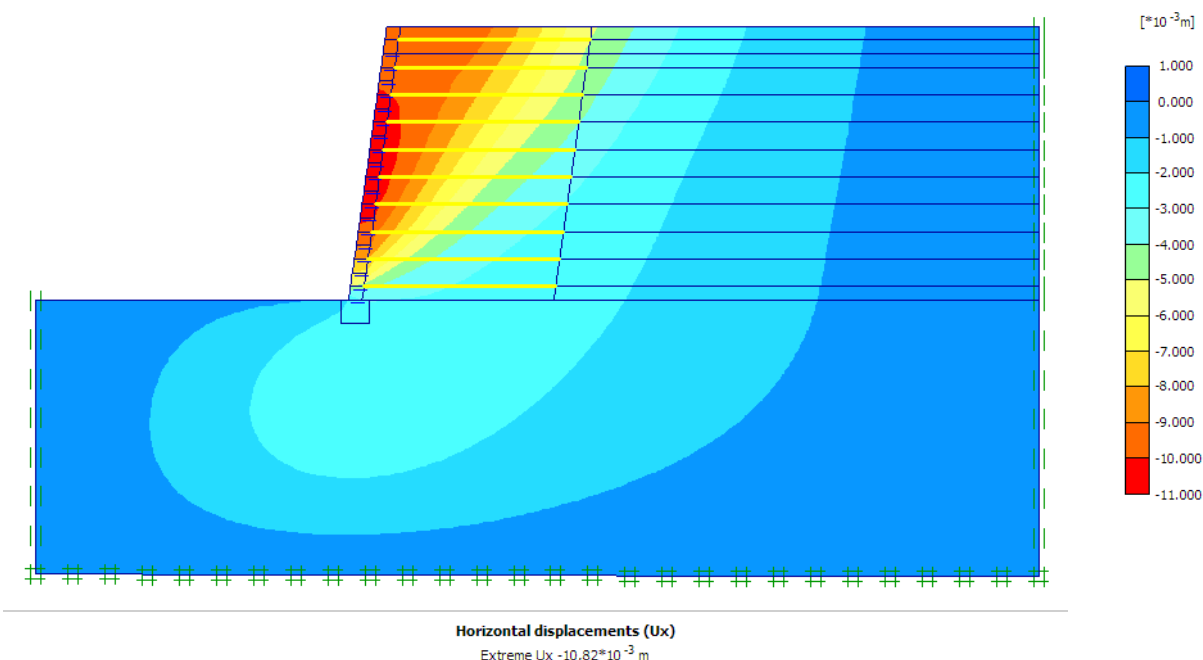


Slika 21: Izolinije strižnih deformacij za HS (levo) in HSSMALL (desno) model za deformacije v območju od -0,02% do 0,02% v nasipu 1

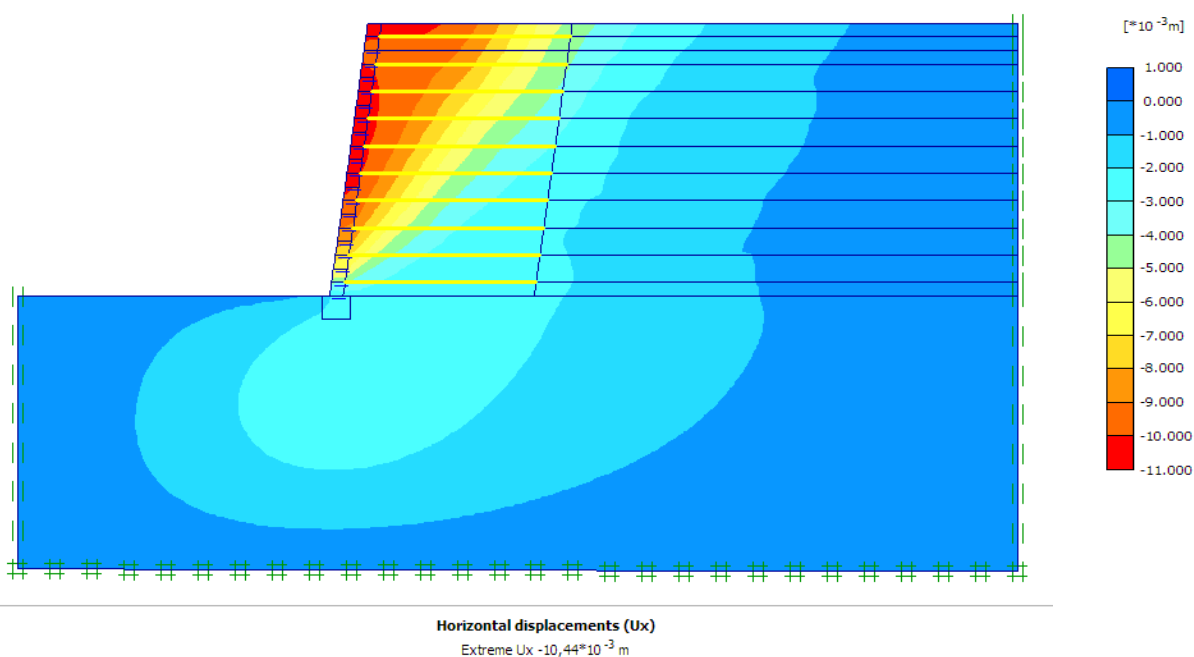
5.4.2.1.2 Nasip višine 6 m

HORIZONTALNI RAČUNSKI POMIKI NASIPA

Izolinije horizontalnih pomikov za HS model so prikazane na sliki 22 in HSSMALL model na sliki 23. Največja računsko vrednost horizontalnega pomika za HS model znaša 10,82 mm, za HSSMALL model pa 10,44 mm. Pri HS modelu ta pomik nastane med peto in šesto geomrežo oziroma na sredini višine nasipa (3 m). Pri HSSMALL modelu največji horizontalni pomik nastane nekoliko višje, na 3,3 m višine nasipa.



Slika 22: Izolinije horizontalnih pomikov pri HS modelu za 6 m nasip 1



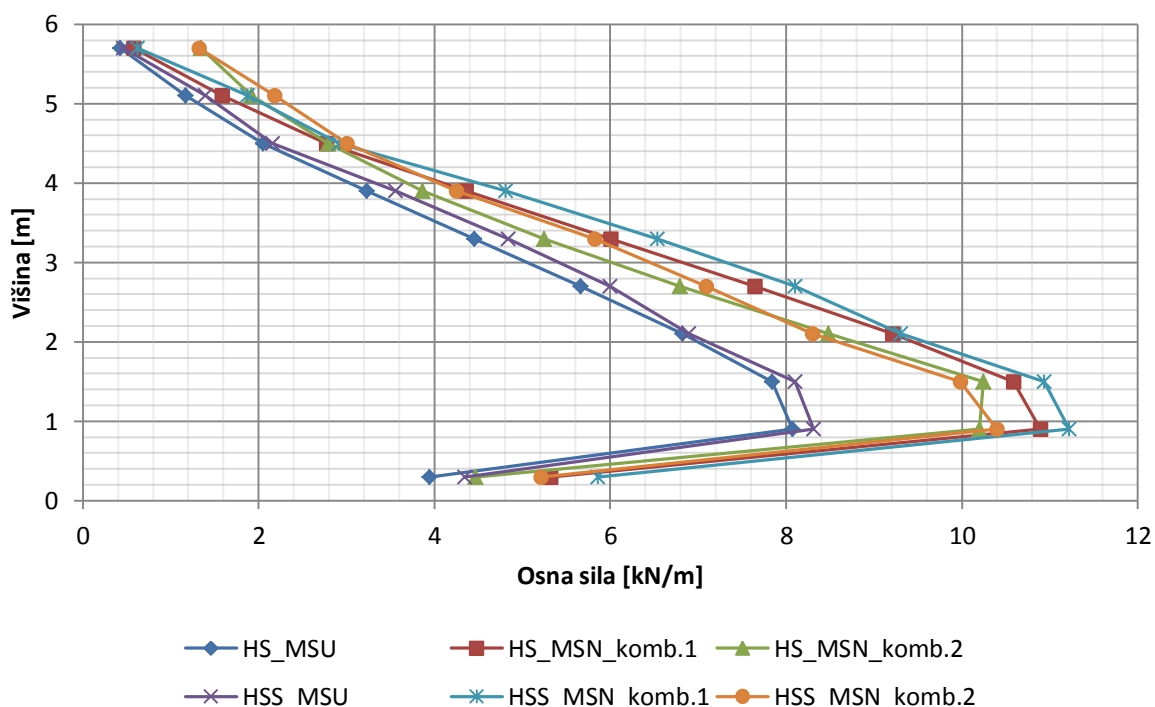
Slika 23: Izolinije horizontalnih pomikov pri HSSMALL modelu za 6 m nasip 1

OSNE SILE V GEOMREŽAH

Vrednosti osnih sil v posamezni geomreži glede na njen položaj v nasipu pri kritični fazi smo prikazali v tabeli 12 in jih na sliki 24 grafično predstavili za vse obtežne kombinacije in oba materialna modela. Pri računski varnosti $F = 1$ (mejno stanje uporabnosti) se največja vrednost osne sile pojavi v drugi geomreži z velikostjo 8,07 kN/m za HS model in velikostjo 8,31 kN/m za HSSMALL model. Vrednosti največje osne sile za mejno stanje nosilnosti pri prvi obtežni kombinaciji je pri HS modelu 10,89 kN/m in HSSMALL modelu 11,22 kN/m. S $c-\phi$ redukcijo smo za HS model dobili največjo vrednost osne sile 10,24 kN/m v tretji geomreži ter HSSMALL model vrednost 10,40 kN/m v drugi geomreži.

Tabela 12: Vrednosti osnih sil v geomrežah za vse obtežne kombinacije pri HS in HSSMALL modelu

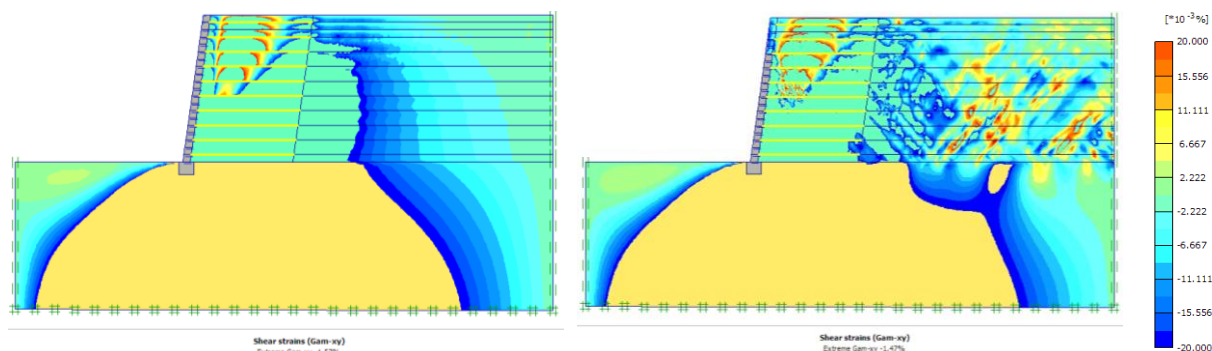
Geomreža	HARDENING SOIL [kN/m]			HARDENING SOIL SMALL [kN/m]		
	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2
1	3,94	5,32	4,47	4,34	5,86	5,21
2	8,07	10,89	10,20	8,31	11,22	10,40
3	7,84	10,58	10,24	8,10	10,94	9,98
4	6,82	9,21	8,48	6,89	9,30	8,30
5	5,66	7,64	6,79	6,00	8,10	7,09
6	4,45	6,01	5,25	4,84	6,53	5,82
7	3,23	4,36	3,86	3,56	4,81	4,25
8	2,05	2,77	2,79	2,16	2,92	3,00
9	1,17	1,58	1,92	1,39	1,88	2,18
10	0,43	0,58	1,34	0,46	0,62	1,32



Slika 24: Rezultati osnih sil v geomrežah glede na njeno lego v nasipu 1 za vse obtežne kombinacije

STRIŽNE DEFORMACIJE V NASIPU

Na sliki 25 smo prikazali izolinije strižnih deformacij mejnega stanja uporabnosti za območje od -0,02% do 0,02%. Za HS model smo dobili največjo vrednost strižne deformacije (pri MSU) 1,57% ter za HSSMALL 1,47%.



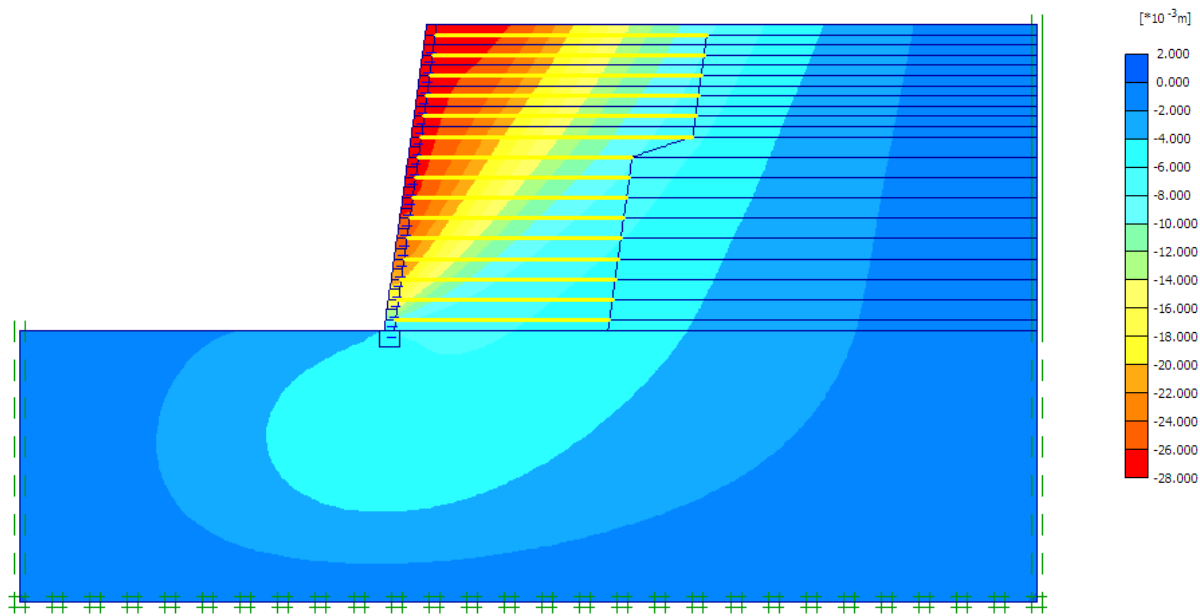
Slika 25: Izolinije strižnih deformacij za HS (levo) in HSSMALL (desno) model za deformacije v območju od -0,02% do 0,02% v nasipu 1

5.4.2.1.3 Nasip višine 9 m

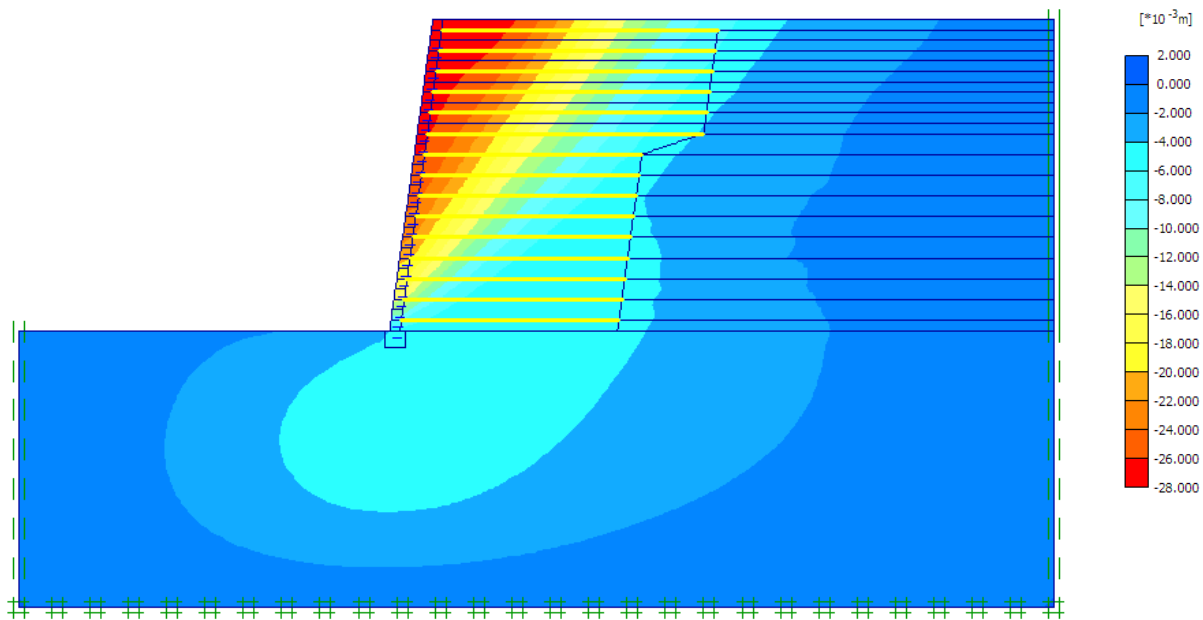
HORIZONTALNI RAČUNSKI POMIKI NASIPA

Sliki 26 in 27 prikazujeta območja horizontalnih pomikov za HS in HSSMALL model za 9 m nasip. Pri računu s HS modelom se največji horizontalni pomiki z vrednostjo 27,3 mm pojavijo na višini

nasipa 5,4 m (v 10 plasti nasipa). Za HSSMALL model pa se največja vrednost horizontalnega pomika 27,4 mm, pojavi na vrhu nasipa.



Slika 26: Izolinije horizontalnih pomikov pri HS modelu za 9 m nasip 1



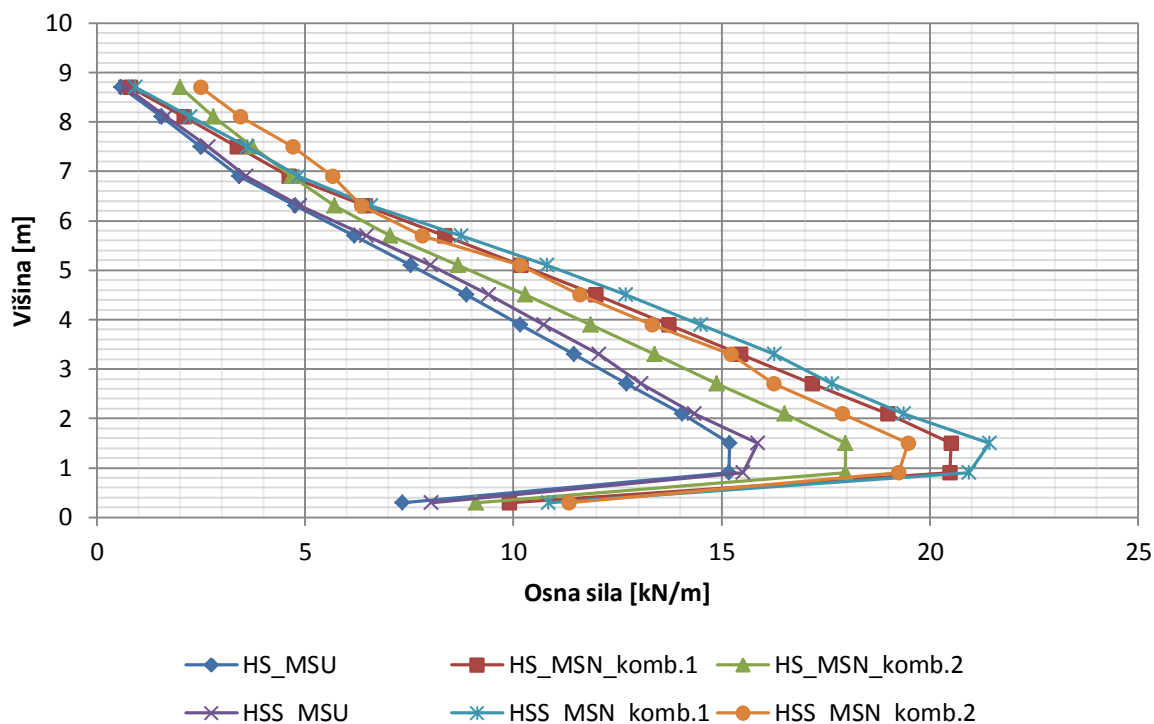
Slika 27: Izolinije horizontalnih pomikov pri HSSMALL modelu za 9 m nasip 1

OSNE SILE V GEOMREŽAH

V tabeli 13 smo prikazali vrednosti osnih sil v posamezni geomreži in na sliki 28 v grafični obliki. Največje vrednosti osnih sil se v vseh obtežnih kombinacijah pojavijo v 3 geomreži. Pri mejnemu stanju uporabnosti je največja vrednost osne sile 15,19 kN/m za HS model in 15,87 kN/m za HSSMALL model. Vrednosti največje osne sile za mejno stanje nosilnosti pri prvi obtežni kombinaciji, je za HS model 20,51 kN/m in HSSMALL model 21,42 kN/m. S $c-\phi$ redukcijo smo pri HS modelu dobili obremenitev 17,98 kN/m ter HSSMALL modelu 19,48 kN/m.

Tabela 13: Vrednosti osnih sil v geomrežah za vse obtežne kombinacije pri HS in HSSMALL modelu

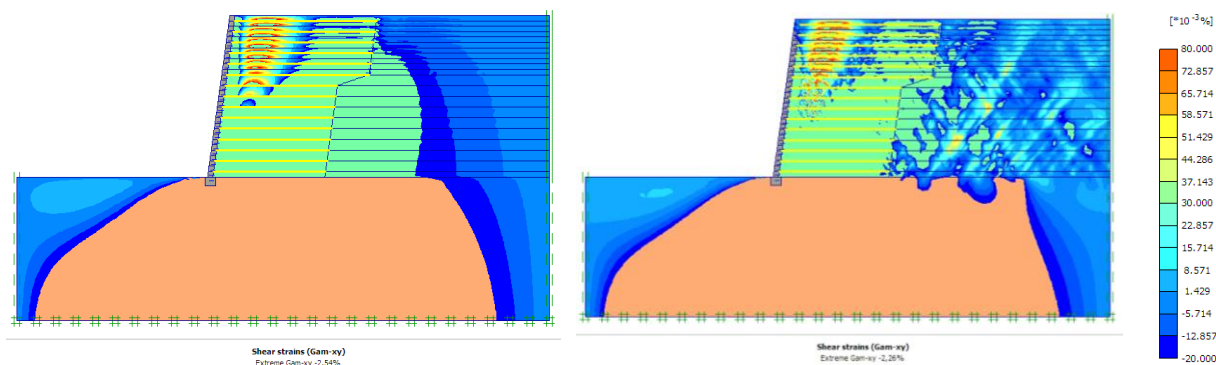
Geomreža	HARDENING SOIL [kN/m]			HARDENING SOILL SMALL [kN/m]		
	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2
1	7,33	9,90	9,10	8,03	10,84	11,33
2	15,17	20,48	17,97	15,51	20,94	19,25
3	15,19	20,51	17,98	15,87	21,42	19,48
4	14,06	18,98	16,52	14,35	19,37	17,89
5	12,72	17,17	14,88	13,07	17,64	16,25
6	11,45	15,46	13,39	12,05	16,27	15,22
7	10,17	13,73	11,85	10,74	14,50	13,33
8	8,87	11,97	10,29	9,41	12,70	11,60
9	7,54	10,18	8,67	8,01	10,81	10,16
10	6,18	8,34	7,04	6,48	8,75	7,81
11	4,77	6,44	5,70	4,88	6,59	6,35
12	3,42	4,62	4,68	3,59	4,85	5,66
13	2,50	3,38	3,74	2,68	3,62	4,71
14	1,55	2,09	2,80	1,67	2,25	3,45
15	0,59	0,80	2,00	0,69	0,93	2,50



Slika 28: Rezultati osnih sil v geomrežah glede na njeno lego v nasipu 1 za vse obtežne kombinacije

STRIŽNE DEFORMACIJE V NASIPU

Na sliki 29 smo za območje od $-0,02\%$ do $0,08\%$ pri mejnem stanju uporabnosti prikazali izolinije strižnih deformacij. Za HS model smo dobili največjo vrednost strižne deformacije $2,54\%$ ter za HSSMALL $2,26\%$.



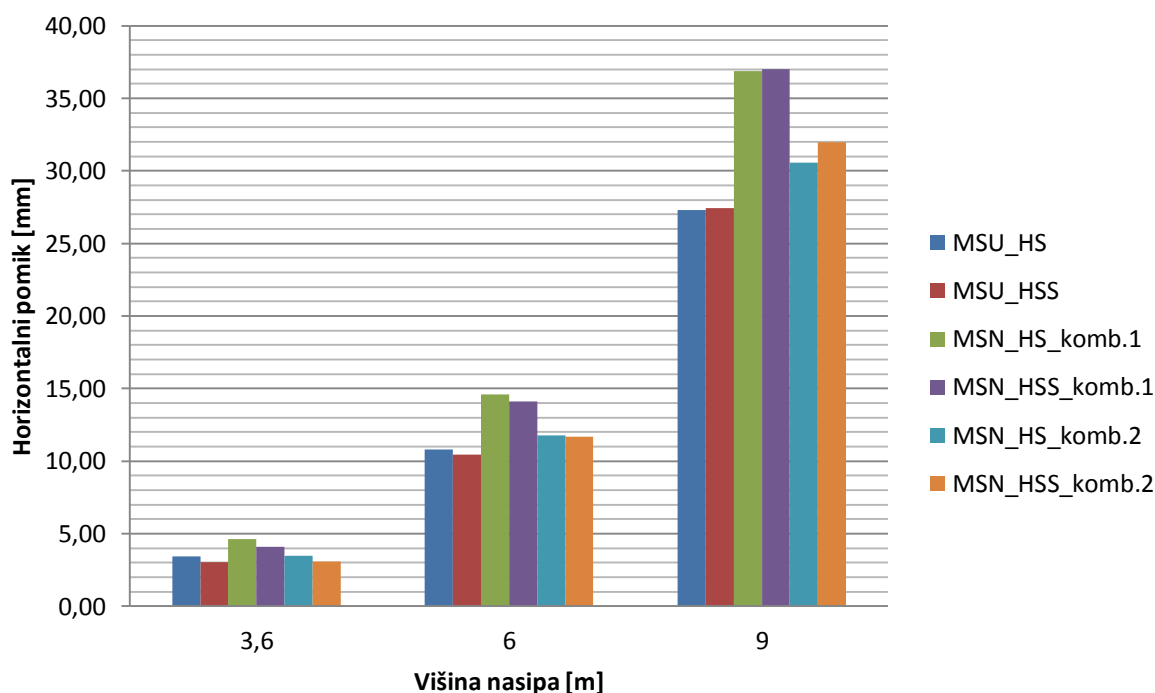
Slika 29: Izolinije strižnih deformacij za HS (levo) in HSSMALL (desno) model za deformacije v območju od $-0,02\%$ do $0,08\%$ v nasipu 1

PRIMERJAVA REZULTATOV ZA NASIP 1

V tabeli 14 je podana primerjava vrednosti največjih horizontalnih računskih pomikov za nasip 1. Pomike za 3,6m, 6m in 9m visoke nasipe smo podali za kombinacije obtežb mejnega stanja uporabnosti in mejnega stanja nosilnosti (kombinacija 1 in kombinacija 2) ter materialna modela HS in HSSMALL. Vrednosti smo na sliki 30 prikazali še s stolpčnim grafikonom.

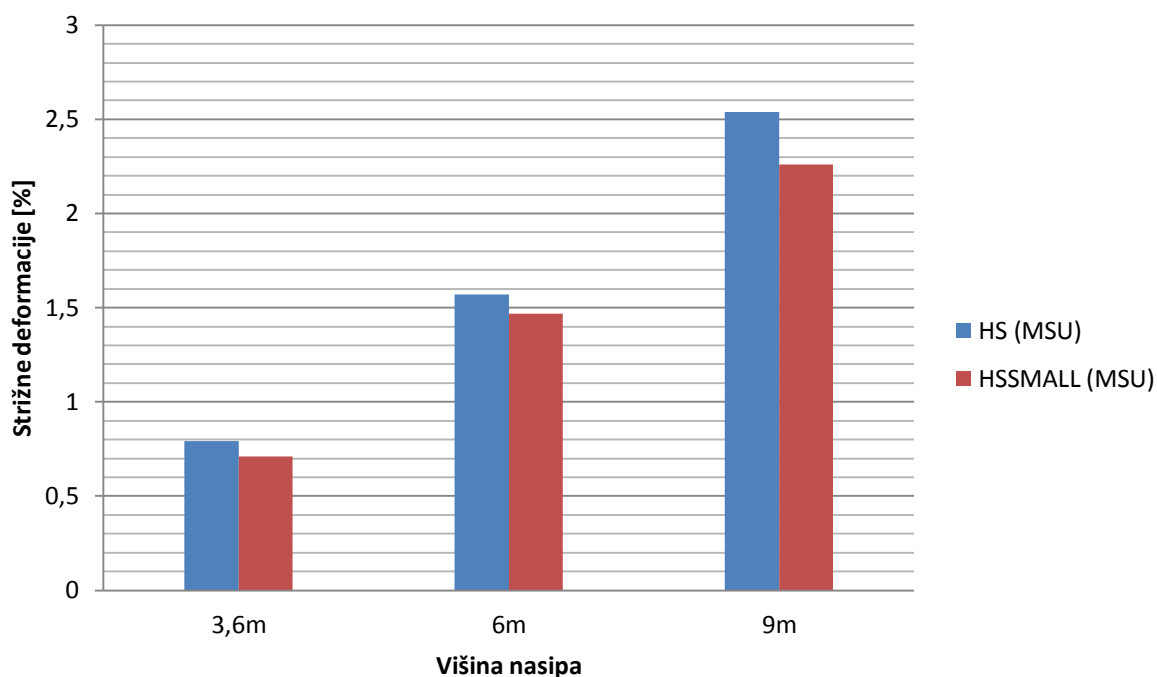
Tabela 14: Primerjava vrednosti največjih horizontalnih računskih pomikov za vse analize nasipa 1

Kombinacija obtežbe	HARDENING SOIL [mm]			HARDENING SOIL SMALL [mm]		
	3,6 m	6 m	9 m	3,6 m	6 m	9 m
MSU	3,42	10,82	27,32	3,03	10,44	27,42
MSN_komb.1	4,62	14,61	36,88	4,09	14,09	37,02
MSN_komb.2	3,46	11,79	30,56	3,09	11,68	31,96

**Slika 30: Primerjava vrednosti največjih horizontalnih pomikov za vse analize nasipa 1**

Iz primerjave rezultatov izvedenih računskih analiz opazimo, da za vrednosti horizontalnih pomikov in osnih sil v geomrežah dobimo relativno majhna odstopanja med HS in HSSMALL modelom. Opazimo tudi, da se ta odstopanja zmanjšujejo z naraščanjem višine nasipa. V vseh primerih dobimo največje vrednosti horizontalnih pomikov in osnih sil za prvo obtežno kombinacijo mejnega stanja nosilnosti (faktor varnosti $F = 1,35$).

V stolpcnem grafikonu na sliki 31 smo prikazali primerjavo največjih strižnih deformacij pri varnosti $F = 1$ (MSU) za vse tri višine nasipa in oba materialna modela. Opazimo, da velikostni red največjih strižnih deformacij narašča z višino nasipa in da so največje strižne deformacije, ki jih dobimo pri analizi s HS modelom večje, kot pri analizi s HSSMALL modelom. Vrednosti največjih strižnih deformacij, ki smo jih dobili za posamezen nasip manj koherentnega materiala so v rangi večjem kot 10^{-3} , kar je po Atkinsonu (2000) že območje velikih deformacij, ko pride do znatne redukcije togosti.



Slika 31: Primerjava največjih dobljenih strižnih deformacij za materialna modela HS in HSSMALL za vse tri višine nasipa 1

- Nasip višine 3,6 m

Vrednosti horizontalnih pomikov pri analizi s HS modelom so za približno 11% večje kot pri analizi s HSSMALL modelom. Ta razlika v pomikih je za vse tri obtežne kombinacije enakega velikostnega reda. Obratno pa dobimo večje vrednosti osnih sil v geomrežah pri računu s HSSMALL modelom. Za mejno stanje uporabnosti ($F = 1$) in prvo obtežno kombinacijo mejnega stanja nosilnosti ($F = 1,35$) dobimo pri analizi s HSSMALL modelom za 3,5% večje vrednosti osne sile kot pri analizi s HS modelom. Pri drugi obtežni kombinaciji mejnega stanja nosilnosti ($c-\phi$ redukcija) je razlika v velikostih osne sile 4%. Največje strižne deformacije, ki jih dobimo pri analizi s HS modelom so za 10% večje kot pri analizi s HSSMALL modelom.

- Nasip višine 6 m

Za mejno stanje uporabnosti in mejno stanje nosilnosti pri prvi obtežni kombinaciji smo pri analizi s HS modelom dobili za 3,5% večje horizontalne pomike kot pri analizi s HSSMALL modelom. Ta razlika je za mejno stanje nosilnost pri drugi obtežni kombinaciji znašala 0,9%. Podobno kot za 3,6 m nasip dobimo večje vrednosti osne sile v geomrežah pri računu s HSSMALL modelom. Za MSU in prvo obtežno kombinacijo MSN dobimo pri HSSMALL modelu za 3% večje osne sile v geomrežah kot pri HS modelu. Za drugo obtežno kombinacijo MSN je ta razlika le 1,5%. Največje strižne deformacije, ki jih dobimo pri analizi s HS modelom so za 6% večje kot pri analizi s HSSMALL modelom.

- Nasip višine 9 m

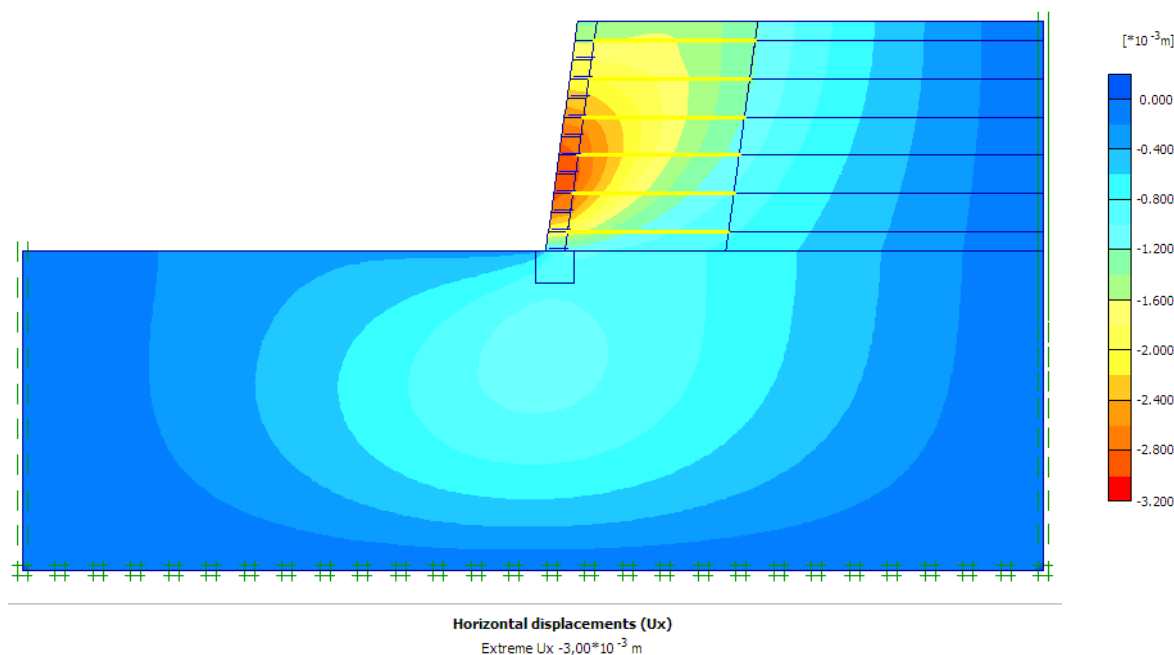
Trend zmanjševanja razlik horizontalnih pomikov z višino nasipa pri primerjavi HS in HSSMALL modela je tudi tu opazen. Za razliko od nasipa višine 3,6 m in 6 m, tu dobimo večje pomike pri analizi s HSSMALL modelom, vendar so te razlike zelo majhne. Pri MSU in MSN prva obtežna kombinacija dobimo pri analizi s HSSMALL modelom za 0,3% večje horizontalne pomike kot pri HS modelu. Pri MSN druga obtežna kombinacija pa je ta vrednost 4%. Največje vrednosti osnih sil v geomrežah so v 9 m nasipu za vse obtežne kombinacije večje pri analizi s HSSMALL modelom. Za MSU in MSN prvo obtežno kombinacijo je razlike za 4%, za MSN drugo obtežno kombinacijo pa 8%. Največje strižne deformacije, ki jih dobimo pri analizi s HS modelom so za 11% večje kot pri analizi s HSSMALL modelom.

5.4.2.2 Nasip 2

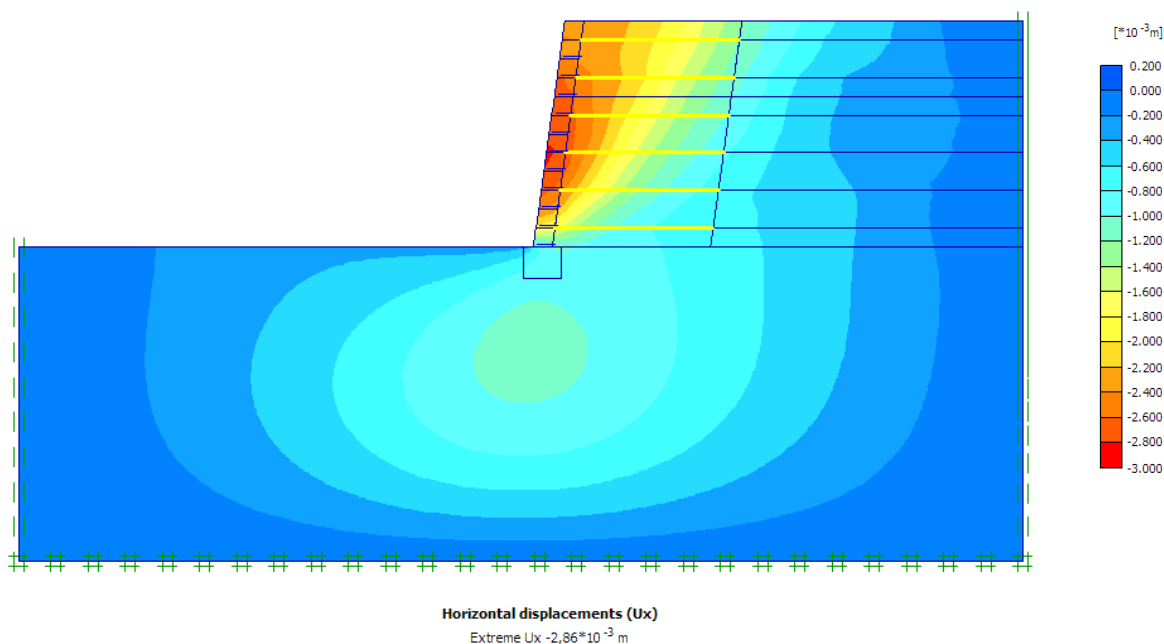
5.4.2.2.1 Nasip višine 3,6 m

HORIZONTALNI RAČUNSKI POMIKI NASIPA

Na slikah 32 in 33 so prikazane izolinije horizontalnih pomikov za HS in HSSMALL model za 3,6 m nasip 2. Največja računsko vrednost pomika za HS model znaša 3,00 mm, za HSSMALL model pa 2,86 mm. Ta pomik nastane med drugo in tretjo geomrežo oziroma na višini nasipa 1,2 m pri HS modelu in na višini 1,5 m pri HSSMALL modelu (kar je na enaki višini kot v primeru nasipa 1).



Slika 32: Izolinije horizontalnih pomikov pri HS modelu za 3,6 m nasip 2



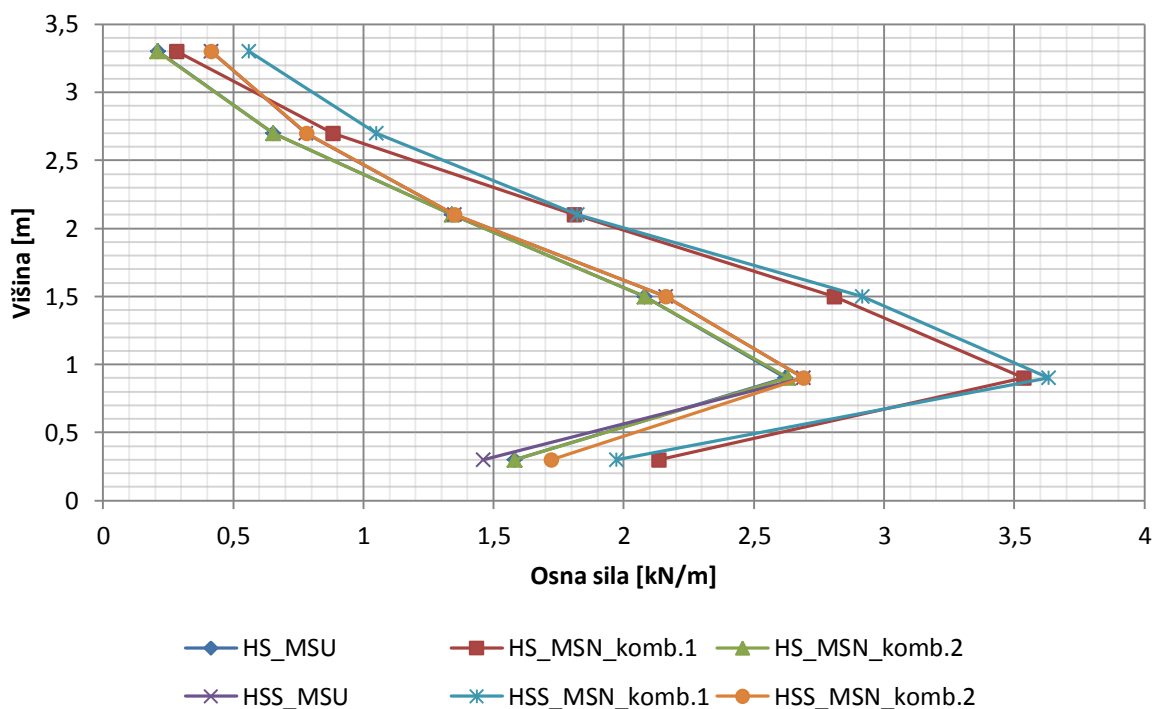
Slika 33: Izolinije horizontalnih pomikov pri HSSMALL modelu za 3,6 m nasip 2

OSNE SILE V GEOMREŽAH

V tabeli 15 so prikazane izračunane vrednosti osnih sil za oba materialna modela in vse tri obtežne kombinacije, ki smo jih na sliki 34 še grafično predstavili. Največja osna sila se pri vseh obtežnih kombinacijah pojavi v drugi geomreži. Pri računski varnosti $F = 1$ (mejno stanje uporabnosti) smo za HS model dobili največjo osno silo 2,62 kN/m, za HSSMALL model pa 2,69 kN/m. Vrednost največje osne sile za mejno stanje nosilnosti pri prvi obtežni kombinaciji je pri HS modelu 3,54 kN/m in HSSMALL model 3,63 kN/m. S $c-\phi$ redukcijo smo pri računski varnosti $F = 1,25$ za HS model dobili vrednost osne sile 2,63 kN/m ter HSSMALL model vrednost 2,69 kN/m. Vrednosti največjih osnih sil v tabeli so označene z okrepjeno pisavo.

Tabela 15: Vrednosti osnih sil v geomrežah za vse obtežne kombinacije pri HS in HSSMALL modelu

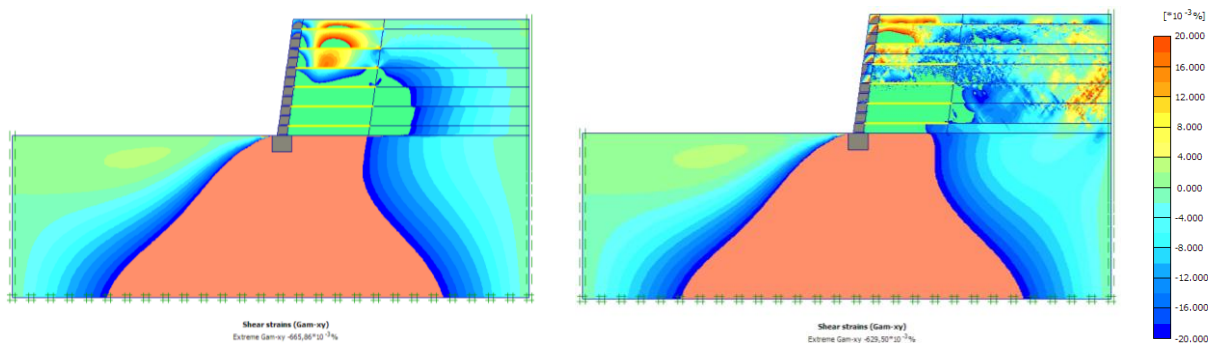
Geomreža	HARDENING SOIL [kN/m]			HARDENING SOIL SMALL [kN/m]		
	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2
1	1,58	2,13	1,58	1,46	1,97	1,72
2	2,62	3,54	2,63	2,69	3,63	2,69
3	2,08	2,81	2,08	2,16	2,92	2,16
4	1,34	1,81	1,34	1,35	1,82	1,35
5	0,65	0,88	0,65	0,78	1,05	0,78
6	0,21	0,28	0,21	0,42	0,56	0,42



Slika 34: Rezultati osnih sil v geomrežah glede na njeno lego v nasipu 2 za vse obtežne kombinacije

STRIŽNE DEFORMACIJE V NASIPU

Za mejno stanje uporabnosti smo dobili največjo vrednost strižne deformacije za HS model 0,665 % in za HSSMALL model 0,630 %. Na sliki 35 so prikazane izolinije strižnih deformacij v nasipu pri omejitvi največje deformacije na 0,02% in omejitvi najmanjše deformacije na -0,02%.

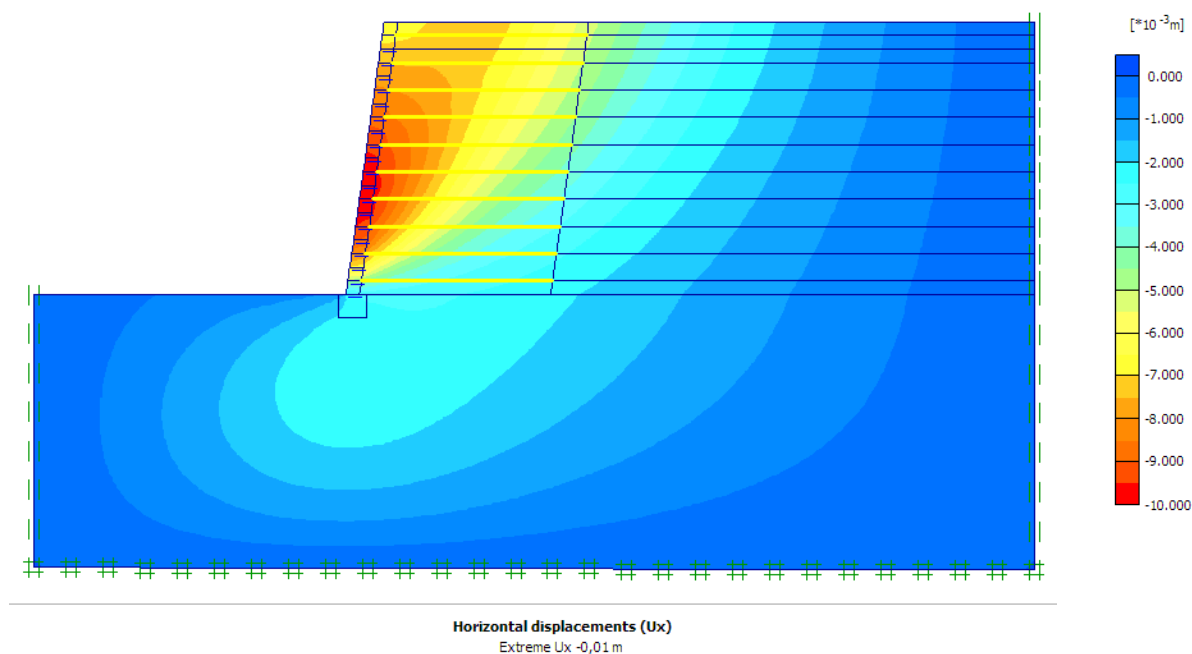


Slika 35: Izolinije strižnih deformacij za HS (levo) in HSSMALL (desno) model za deformacije v območju od -0,02% do 0,02%

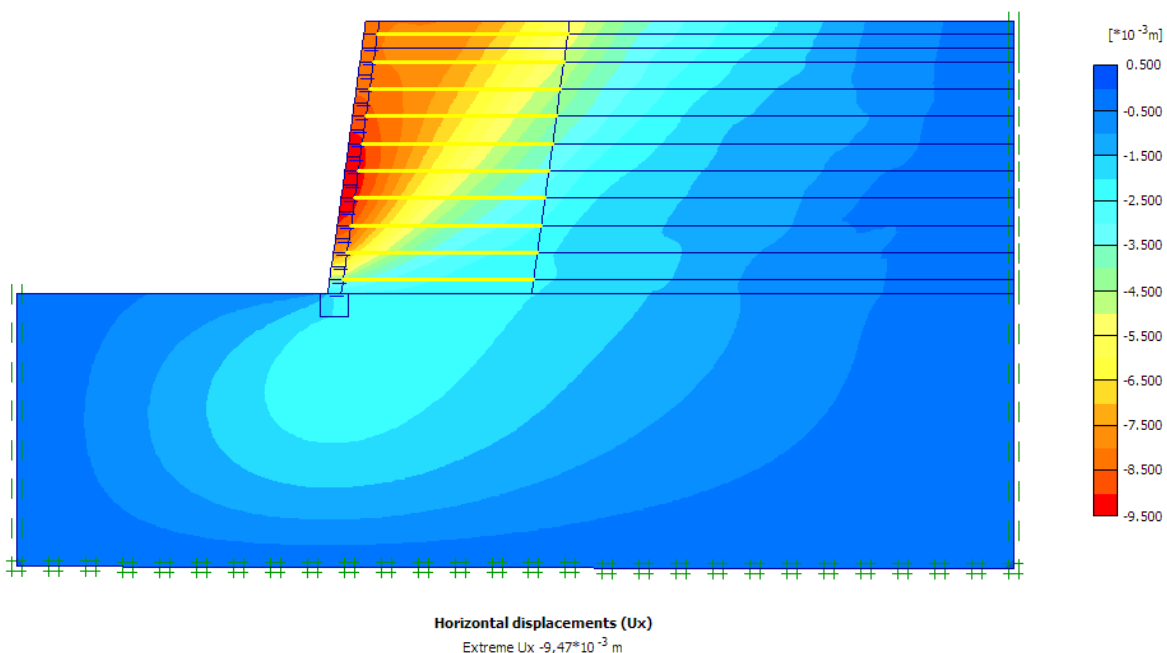
5.4.2.2.2 Nasip višine 6 m

HORIZONTALNI RAČUNSKI POMIKI NASIPA

Na slikah 36 in 37 prikazane izolinije horizontalnih pomikov za HS in HSSMALL model kažejo, da se, podobno kot v prejšnjih primerih, največji horizontalni pomiki zgodijo v spodnji polovici višine nasipa. Največja računska vrednost horizontalnega pomika za HS model je 10,0 mm, za HSSMALL model pa 9,47 mm. Pri HS modelu ta pomik nastane na višini nasipa 2,4 m, pri HSSMALL modelu pa na višini nasipa 2,4 m in 2,7 m.



Slika 36: Izolinije horizontalnih pomikov pri HS modelu za 6 m nasip 2



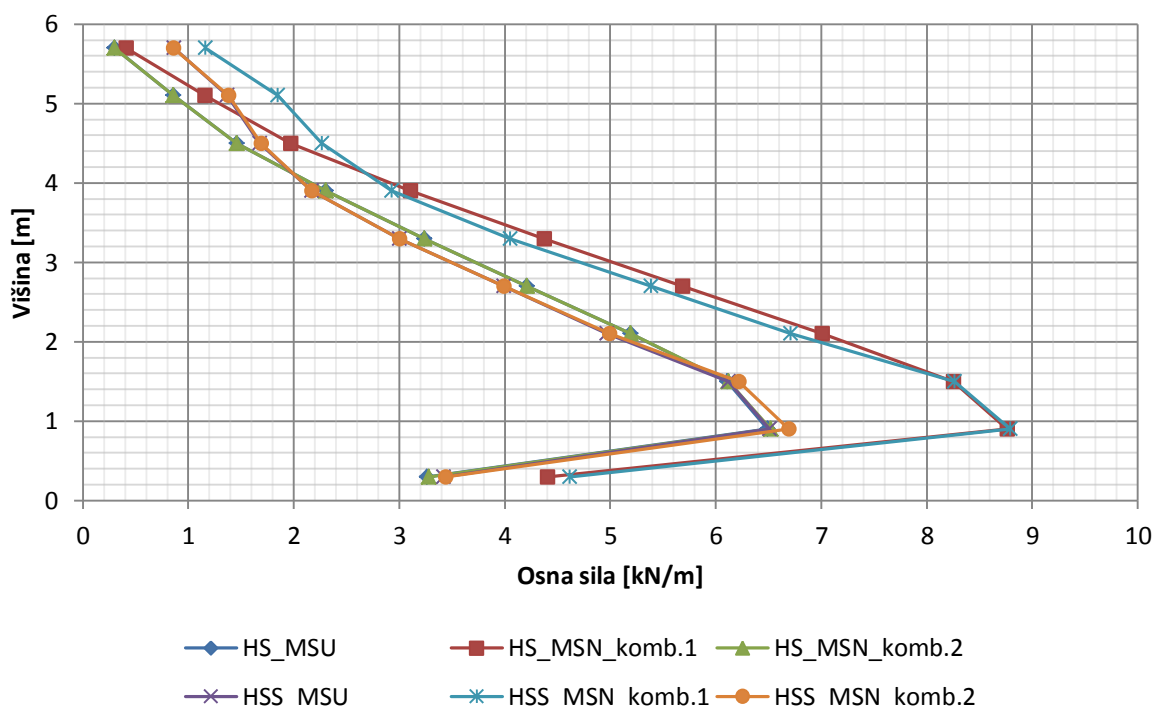
Slika 37: Izolinije horizontalnih pomikov pri HSSMALL modelu za 6 m nasip 2

OSNE SILE V GEOMREŽAH

Vrednosti osnih sil v posamezni geomreži smo prikazali v tabeli 16 in jih na sliki 38 grafično predstavili. Opazimo lahko, da je podobno kot pri 3,6 m nasipu 2, za vse obtežne kombinacije najbolj obremenjena druga geomreža. Za mejno stanje uporabnosti smo dobili vrednost največje osne sile 6,49 kN/m pri HS modelu in 6,51 kN/m pri HSSMALL modelu. Za mejno stanje nosilnosti (prva obtežna kombinacija) smo pri HS modelu dobili 8,76 kN/m in pri HSSMALL modelu 8,79 kN/m za mejno stanje nosilnosti (druga obtežna kombinacija) pa smo pri HS modelu dobili 6,52 kN/m ter HSSMALL modelu 6,69 kN/m.

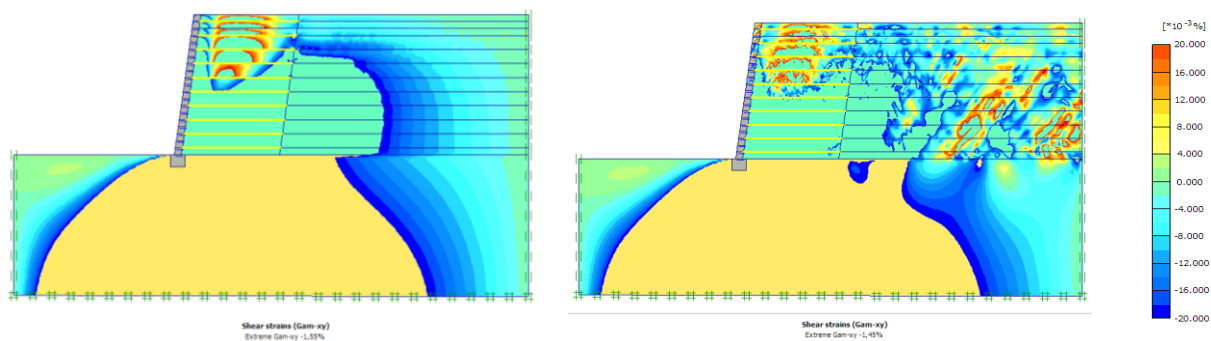
Tabela 16: Vrednosti osnih sil v geomrežah za vse obtežne kombinacije pri HS in HSSMALL modelu

Geomreža	HARDENING SOIL [kN/m]			HARDENING SOIL SMALL [kN/m]		
	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2
1	3,26	4,40	3,28	3,42	4,62	3,44
2	6,49	8,76	6,52	6,51	8,79	6,69
3	6,11	8,25	6,12	6,12	8,26	6,22
4	5,19	7,01	5,19	4,97	6,71	4,99
5	4,21	5,68	4,21	3,99	5,39	3,99
6	3,24	4,37	3,24	3,00	4,05	3,00
7	2,30	3,11	2,30	2,17	2,93	2,17
8	1,46	1,97	1,46	1,68	2,27	1,69
9	0,86	1,16	0,86	1,37	1,85	1,38
10	0,30	0,41	0,30	0,86	1,16	0,86

**Slika 38: Rezultati osnih sil v geomrežah glede na njeno lego v nasipu 2 za vse obtežne kombinacije**

STRIŽNE DEFORMACIJE V NASIPU

Na sliki 39 smo podali izolinije strižnih deformacij za območje od $-0,02\%$ do $0,02\%$. Za HS model (slika levo) smo dobili največjo vrednost strižne deformacije pri mejnem stanju uporabnosti $1,55\%$ ter za HSSMALL model (slika desno) $1,45\%$.

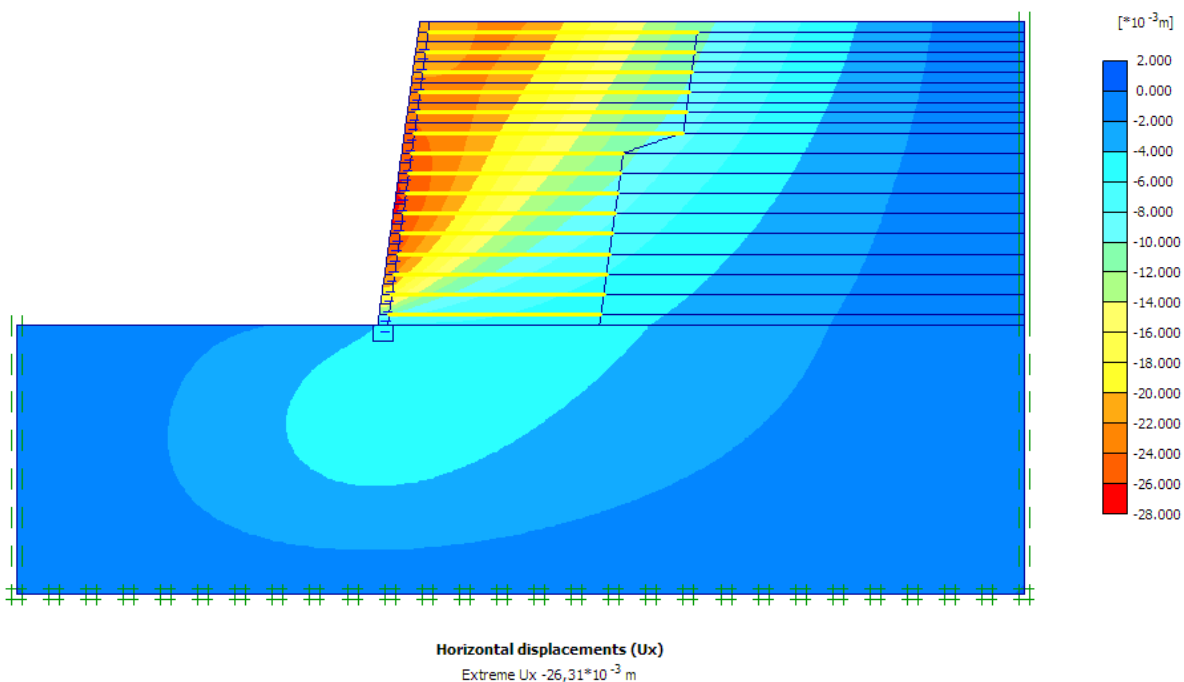


Slika 39: Izolinije strižnih deformacij za HS (levo) in HSSMALL (desno) model za deformacije v območju od $-0,02\%$ do $0,02\%$

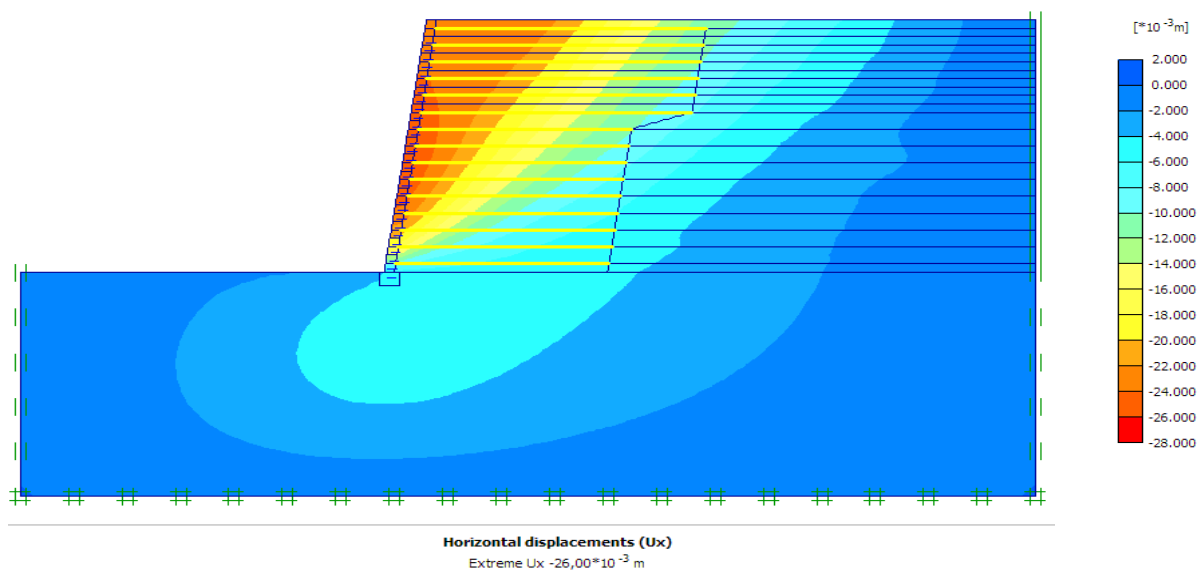
5.4.2.2.3 Nasip višine 9 m

HORIZONTALNI RAČUNSKI POMIKI NASIPA

Na sliki 40 so prikazane izolinije horizontalnih pomikov za HS model in na sliki 41 za HSSMALL model. Za HS model se največji horizontalni računski pomiki z vrednostjo $26,31$ mm pojavijo na višini nasipa $3,6$ m. Za HSSMALL model pa se največja vrednost horizontalnega pomika $26,00$ mm, pojavi na višini nasipa $3,9$ m.



Slika 40: Izolinije horizontalnih pomikov pri HS modelu za 9 m nasip 2



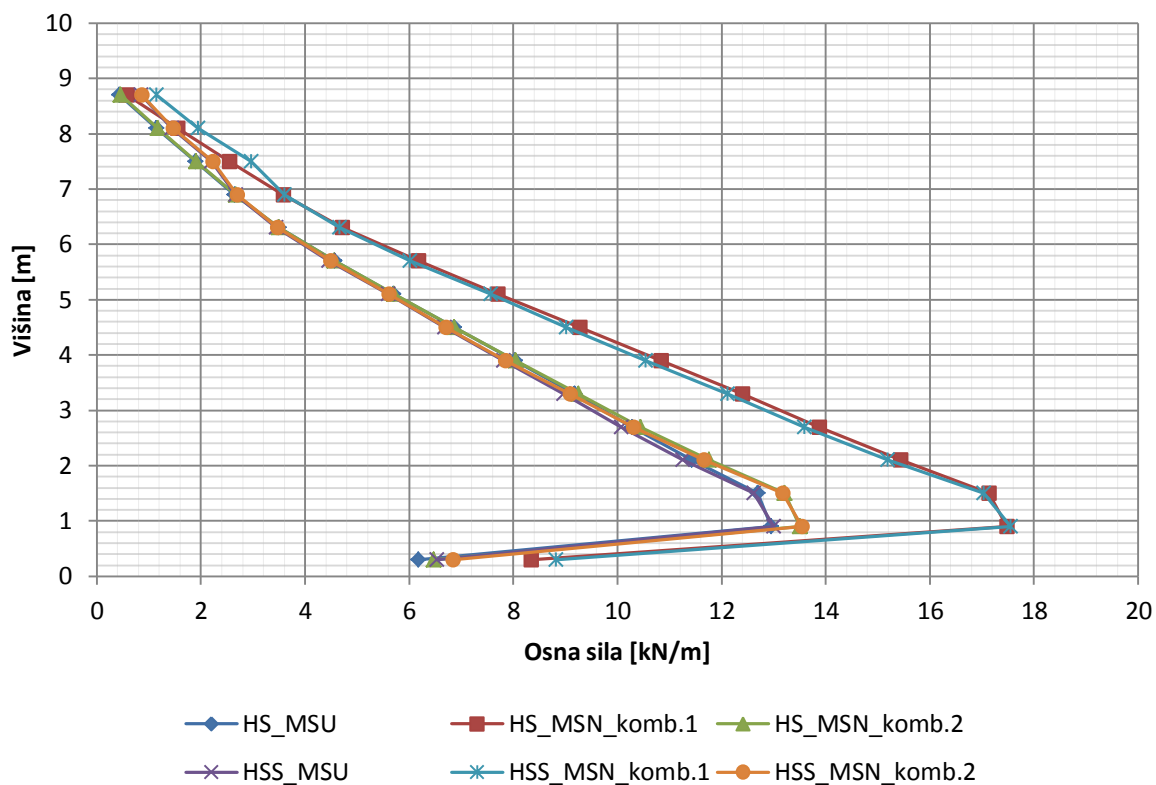
Slika 41: Izolinije horizontalnih pomikov pri HSSMALL modelu za 9 m nasip 2

OSNE SILE V GEOMREŽAH

V tabeli 17 smo prikazali vrednosti osnih sil v posamezni geomreži in na sliki 42 v grafični obliki. Največje vrednosti osnih sil se pri vseh obtežnih kombinacijah pojavijo v 2 geomreži. Pri mejnem stanju uporabnosti je največja vrednost osne sile 12,95 kN/m za HS model in 13,00 kN/m za HSSMALL model. Vrednosti največje osne sile za mejno stanje nosilnosti pri prvi obtežni kombinaciji je za HS model 17,48 kN/m in HSSMALL model 17,55 kN/m. S $c-\phi$ redukcijo smo za največjo vrednost osne sile dobili 13,50 kN/m pri HS modelu ter vrednost 13,54 kN/m pri HSSMALL modelu.

Tabela 17: Vrednosti osnih sil v geomrežah za vse obtežne kombinacije pri HS in HSSMALL modelu

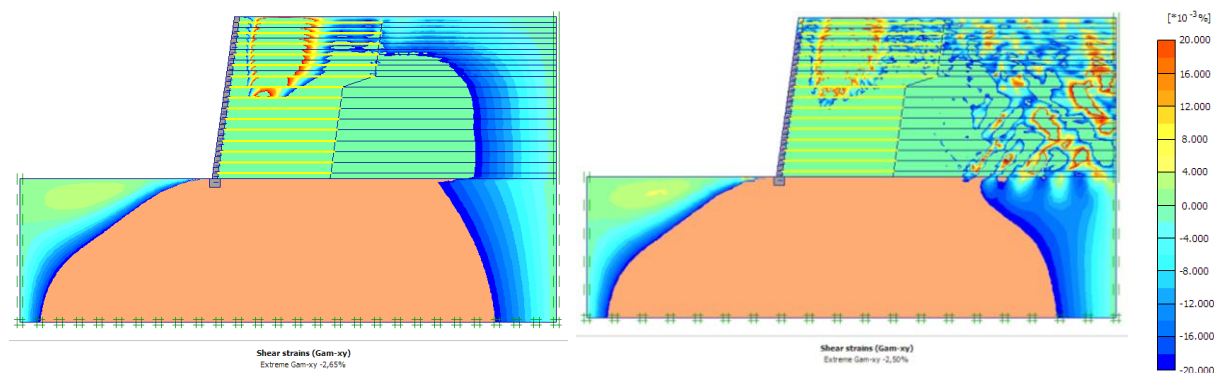
Geomreža	HARDENING SOIL [kN/m]			HARDENING SOIL SMALL [kN/m]		
	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2
1	6,18	8,34	6,47	6,53	8,82	6,84
2	12,95	17,48	13,50	13,00	17,55	13,54
3	12,69	17,13	13,21	12,62	17,04	13,17
4	11,43	15,43	11,76	11,25	15,19	11,66
5	10,28	13,88	10,44	10,07	13,59	10,31
6	9,18	12,39	9,25	8,97	12,11	9,09
7	8,03	10,84	8,05	7,81	10,54	7,85
8	6,87	9,27	6,87	6,68	9,02	6,70
9	5,70	7,70	5,71	5,60	7,56	5,61
10	4,57	6,17	4,57	4,46	6,02	4,49
11	3,49	4,71	3,50	3,45	4,66	3,47
12	2,65	3,58	2,67	2,67	3,60	2,70
13	1,89	2,55	1,91	2,20	2,97	2,23
14	1,15	1,55	1,17	1,44	1,94	1,47
15	0,43	0,58	0,46	0,85	1,14	0,87



Slika 42: Rezultati osnih sil v geomrežah glede na njeno lego v nasipu 2 za vse obtežne kombinacije

STRIŽNE DEFORMACIJE V NASIPU

Tudi za ta primer nasipa na sliki 43 prikazujemo izolinije strižnih deformacij za območje od -0,02% do 0,02%. Za HS model smo dobili največjo vrednost strižne deformacije 2,56% ter za HSSMALL 2,50%.



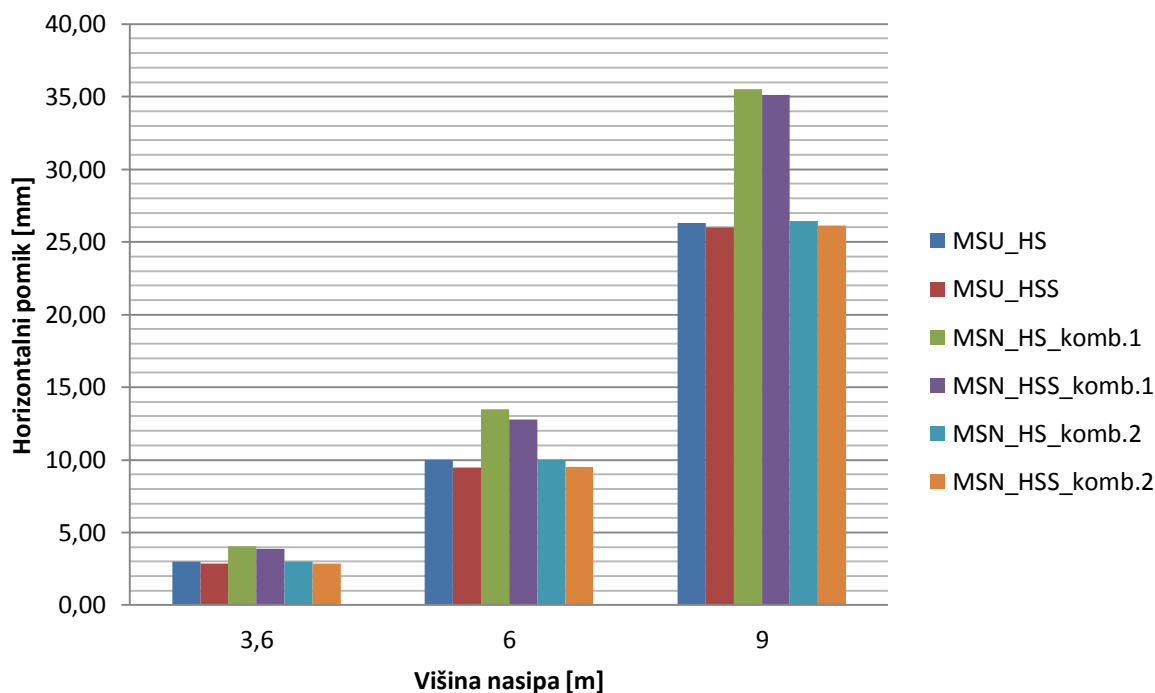
Slika 43: Izolinije strižnih deformacij za HS (levo) in HSSMALL (desno) model za deformacije v območju od -0,02% do 0,02%

PRIMERJAVA REZULTATOV ZA NASIP 2

V tabeli 18 lahko vidimo primerjavo vrednosti največjih horizontalnih pomikov za nasip 2 vseh treh višin, vseh treh obtežnih kombinacij ter obeh materialnih modelov. Na sliki 44 pa vrednosti prikazane s stolpčnim grafikonom.

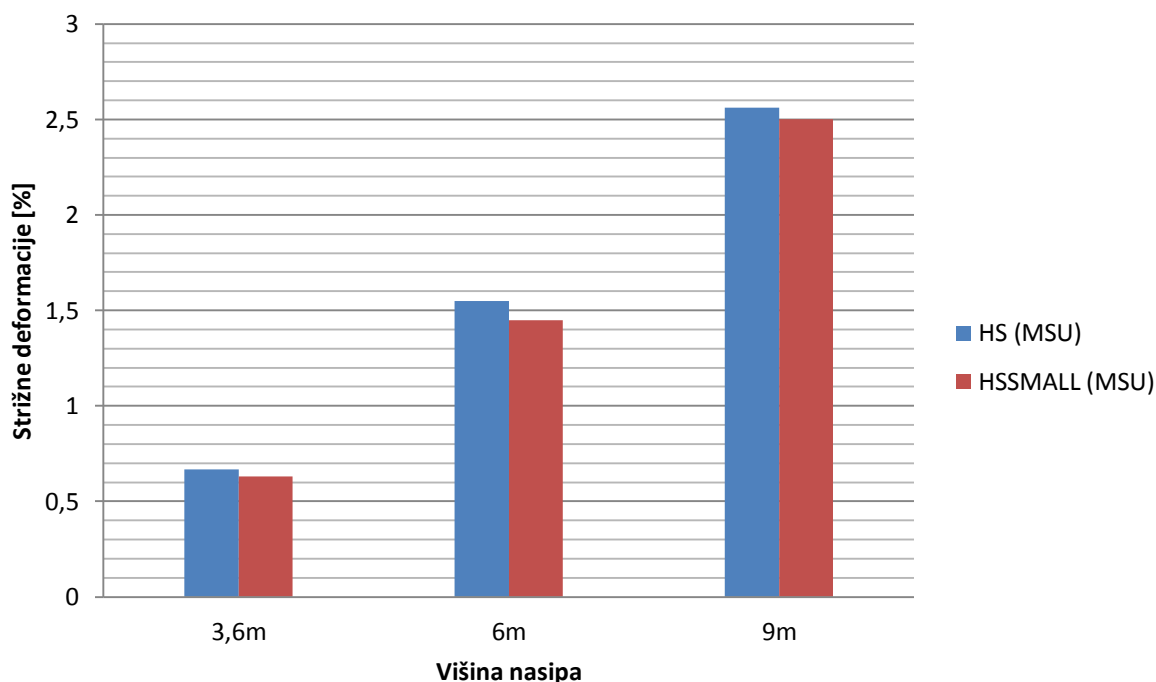
Tabela 18: Primerjava vrednosti največjih horizontalnih pomikov za vse analize nasipa 2

Kombinacija obtežbe	HARDENING SOIL [mm]			HARDENING SOIL SMALL [mm]		
	3,6 m	6 m	9 m	3,6 m	6 m	9 m
MSU	3,00	10,00	26,31	2,86	9,47	26,00
MSN_komb.1	4,05	13,50	35,52	3,86	12,78	35,10
MSN_komb.2	3,00	10,00	26,43	2,86	9,50	26,13

**Slika 44: Primerjava vrednosti največjih horizontalnih pomikov za vse analize nasipa 2 v obliki grafikona**

Podobno kot v primeru nasipa 1, tudi tu iz primerjave rezultatov izvedenih računskih analiz opazimo, da za vrednosti horizontalnih pomikov in osnih sil v geomrežah dobimo relativno majhna odstopanja pri primerjavi HS in HSSMALL modela. Zelo majhna odstopanja med materialnima modeloma dobimo predvsem pri izračunu osnih sil, kar je lepo razvidno iz grafov (slike 34, 38 in 42). Linije, ki povezujejo izračunane vrednosti za HS in HSSMALL model se na večjih delih prekrivajo. V vseh primerih (podobno kot nasip 1) dobimo največje vrednosti pomikov in osnih sil za prvo obtežno kombinacijo mejnega stanja nosilnosti (faktor varnosti $F = 1,35$).

V stolpčnem grafikonu na sliki 45 smo prikazali primerjavo največjih strižnih deformacij za vse tri višine nasipa in oba materialna modela nasipnega materiala 2. Podobno kot v primeru nasipa 1 smo tudi tu prišli do podobnih zaključkov. Opazimo, da velikostni red največjih strižnih deformacij narašča z višino nasipa in da so največje strižne deformacije, ki jih dobimo pri analizi s HS modelom, za vse primere večje kot pri analizi s HSSMALL modelom. Vrednosti največjih strižnih deformacij, ki smo jih dobili za posamezen nasip koherentnega materiala (nasip 2), so v rangu večjem kot 10^{-3} , kar je po Atkinsonu (2000) območje velikih deformacij.



Slika 45: Primerjava največjih dobljenih strižnih deformacij za materialna modela HS in HSSMALL za vse tri višine nasipa 2

- Nasip višine 3,6 m

Kot smo opazili z grafa na sliki 44, so dobljene razlike horizontalnih računskih pomikov za HS in HSSMALL model zelo majhne. Za vse tri obtežne kombinacije dobimo pri analizi s HS modelom za 4,6% večje pomike kot pri analizi s HSSMALL modelom. Obratno pa dobimo večje vrednosti osne sile v geomrežah pri računu s HSSMALL modelom. Za MSU ($F = 1$) in prvo obtežno kombinacijo MSN ($F = 1,35$) so geomreže pri analizi s HSSMALL modelom za 2,6% bolj obremenjene kot pri analizi s HS modelom. Pri drugi obtežni kombinaciji MSN ($c-\phi$ redukcija) je razlika v velikostih osne sile še nekoliko manjša, in sicer 2,2%. Največje strižne deformacije, ki jih dobimo pri analizi s HS modelom so za 5,4% večje kot pri analizi s HSSMALL modelom.

- Nasip višine 6 m

Pri primerjavi HS in HSSMALL modela opazimo, da so horizontalni računski pomiki za vse tri obtežne kombinacije (MSU, MSN kombinacija 1 in MSN kombinacija 2) pri analizi s HS modelom za

5% večji kot jih dobimo pri analizi s HSSMALL modelom. Največje vrednosti osne sile, ki se pojavijo v drugi geomreži so pri MSU in MSN prva obtežna kombinacija za 3% večje pri izračunu s HSSMALL modelom kot s HS modelom. Za drugo obtežno kombinacijo MSN je razlika le 2,5%. Največje strižne deformacije, ki jih dobimo pri analizi s HS modelom so za 6,4% večje kot pri analizi s HSSMALL modelom.

- Nasip višine 9 m

Podobno kot pri nasipih višine 3,6 m in 6 m, tudi tu dobimo večje pomike pri analizi s HSSMALL modelom. Za vse tri obtežne kombinacije (MSU, MSN kombinacija 1 in MSN kombinacija 2) je ta razlika 1%. Največje vrednosti osnih sil v geomrežah pri analizi s HSSMALL modelom so za 3,8% večje kot pri analizi s HS modelom za MSU in MSN prvo obtežno kombinacijo, ter 3% za MSU druga obtežna kombinacija. Največje strižne deformacije, ki jih dobimo pri HS modelu so za 2,3% večje kot pri analizi s HSSMALL modelom.

Iz primerjave vseh konstrukcij smo ugotovili, da ima koherenten nasip 2 v splošnem manjše pomike, osne sile in strižne deformacije, v večini primerov pa tudi manjše razlike pri primerjavi HS in HSSMALL modela. V nadaljevanju smo preverili še kakšen je vpliv povečevanja in zmanjševanja osne togosti geomrež, zmanjševanje kohezije, zmanjševanje togostnih (elastičnih) materialnih modulov in povečevanje mejne referenčne strižne deformacije glede na koherenten nasip 2. Glede na dobljene rezultate lahko sklepamo, da zmanjšanje količin (pomiki, osne sile in strižne deformacije) lahko pripišemo povečani koheziji, kar se tudi v nadaljevanju izkaže da ima kohezija velik vpliv na omenjene količine.

5.4.2.2.4 Dodatni primeri s spreminjanjem materialnih karakteristik nasipnega materiala in geomrež

V tem delu naloge nas je zanimal vpliv togosti geomrež ter vpliv strižnih in togostnih parametrov nasipnega materiala na pomike, osne sile in strižne deformacije za materialna modela HS in HSSMALL. Izhajali smo iz geometrije 9 m visokega nasipa in materialnih karakteristik nasipa 2 in mu postopoma spreminjali po en parameter. Za vse primere smo ohranjali enake pogoje modela (enaka mreža končnih elementov, geometrija...).

Nekatere parametre smo spremenili na pretirane in nerealne vrednosti, ker to omogoča boljše predstavo o vplivu posameznega parametra na obnašanje armiranega nasipa.

5.4.2.2.4.1 Vpliv togosti geomrež

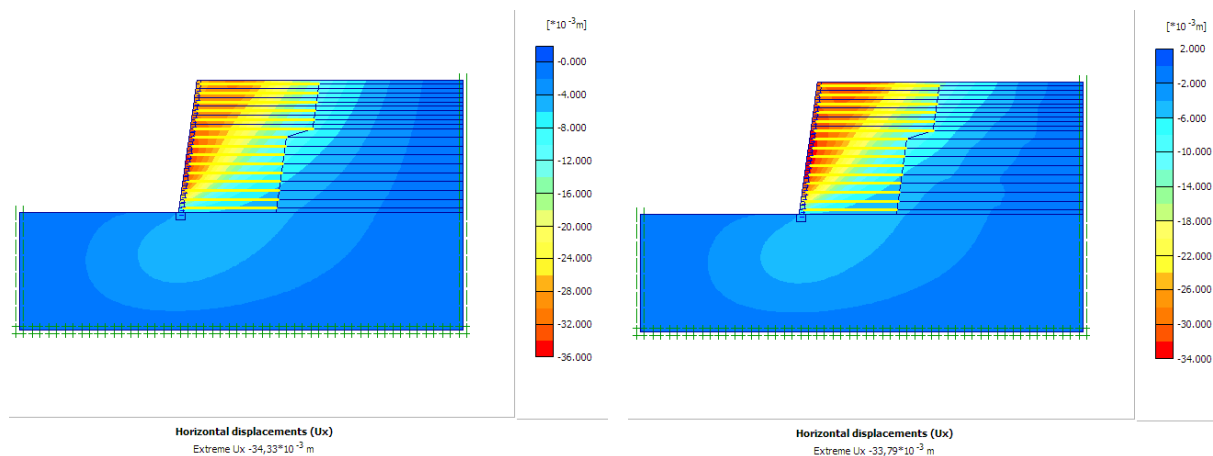
Vpliv togosti geomrež na pomike, osne sile in strižne deformacije smo preverjali tako, da smo togost iz prvotne vrednosti ($EA = 2450 \text{ kN/m}$) najprej zmanjšali na $EA = 1000 \text{ kN/m}$ nato pa povečevali za 2x ($EA = 4900 \text{ kN/m}$), 3x ($EA = 7350 \text{ kN/m}$) in 4x ($EA = 9800 \text{ kN/m}$), ostali parametri so glede na

višino nasipa 9 m materialne karakteristike (nasip 2) ostali nespremenjeni. Za vsako spremenjeno togost geomreže smo prikazali horizontalne računске pomike za mejno stanje uporabnosti in osne sile v geomrežah za mejno stanje uporabnosti ter mejno stanje nosilnosti pri obeh kombinacijah delnih faktorjev. Pri primerjavi rezultatov za različne togosti geomrež smo nanizali primerjavo horizontalnih računskih pomikov ter strižnih deformacij za materialna modela HS in HSSMALL v odvisnosti od togosti uporabljenih geomrež.

- Togost geomreže $EA = 1000 \text{ kN/m}$

HORIZONTALNI RAČUNSKI POMIKI NASIPA

Na sliki 46 so prikazane izolinije horizontalnih računskih pomikov za HS model (levo) in HSSMALL model (desno). Pri HS modelu smo pri računski varnosti $F = 1$, dobili največjo vrednost pomika $34,33 \text{ mm}$ na višini nasipa $3,6 \text{ m}$, pri HSSMALL modelu pa $33,79 \text{ mm}$ na višini $3,9 \text{ m}$.



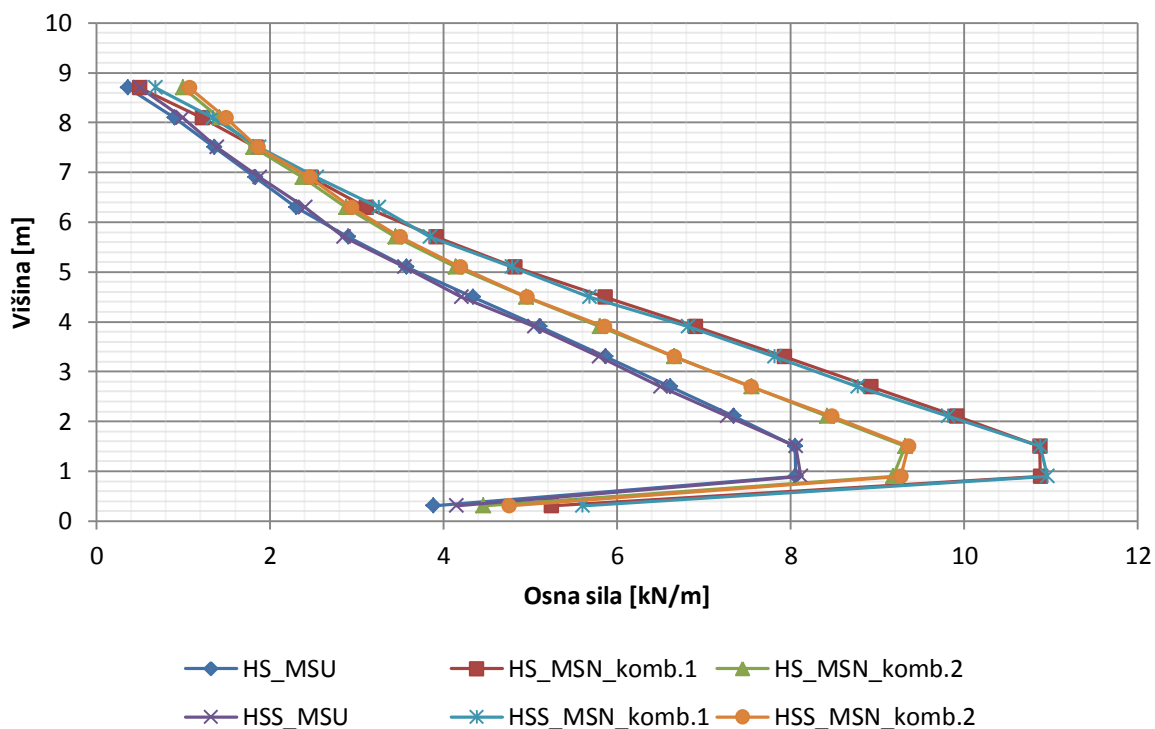
Slika 46: Izolinije horizontalnih računskih pomikov za HS (levo) in HSSMALL (desno) model pri uporabi geomrež togosti $EA = 1000 \text{ kN/m}$

OSNE SILE V GEOMREŽAH

V tabeli 19 in na sliki 47 so predstavljene vrednosti osnih sil v posamezni geomreži. Za MSU smo dobili vrednost največje osne sile v drugi geomreži in sicer pri HS modelu $8,06 \text{ kN/m}$ in pri HSSMALL modelu $8,12 \text{ kN/m}$. Za prvo obtežno kombinacijo MSN dobimo velikost največje sile za HS model $10,88 \text{ kN/m}$ in HSSMALL model $10,96 \text{ kN/m}$. Druga obtežna kombinacija MSN povzroči največjo obremenitev v tretji geomreži z vrednostjo osne sile $9,32 \text{ kN/m}$ pri HS modelu in $9,36 \text{ kN/m}$ pri HSSMALL modelu.

Tabela 19: Vrednosti osnih sil v geomrežah za vse obtežne kombinacije pri HS in HSSMALL modelu pri togosti geomreže EA = 1000 kN/m

Geomreža	HARDENING SOIL [kN/m]			HARDENING SOIL SMALL [kN/m]		
	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2
1	3,88	5,24	4,46	4,15	5,60	4,75
2	8,06	10,88	9,18	8,12	10,96	9,27
3	8,05	10,87	9,32	8,06	10,88	9,36
4	7,34	9,91	8,42	7,27	9,81	8,47
5	6,61	8,92	7,55	6,50	8,78	7,54
6	5,87	7,92	6,66	5,79	7,82	6,66
7	5,11	6,90	5,80	5,05	6,82	5,85
8	4,34	5,86	4,95	4,21	5,68	4,96
9	3,57	4,82	4,14	3,55	4,79	4,19
10	2,90	3,92	3,45	2,85	3,85	3,50
11	2,30	3,11	2,88	2,41	3,25	2,94
12	1,83	2,47	2,38	1,88	2,54	2,46
13	1,36	1,84	1,81	1,39	1,88	1,86
14	0,90	1,22	1,42	1,00	1,35	1,49
15	0,36	0,49	1,00	0,50	0,68	1,07

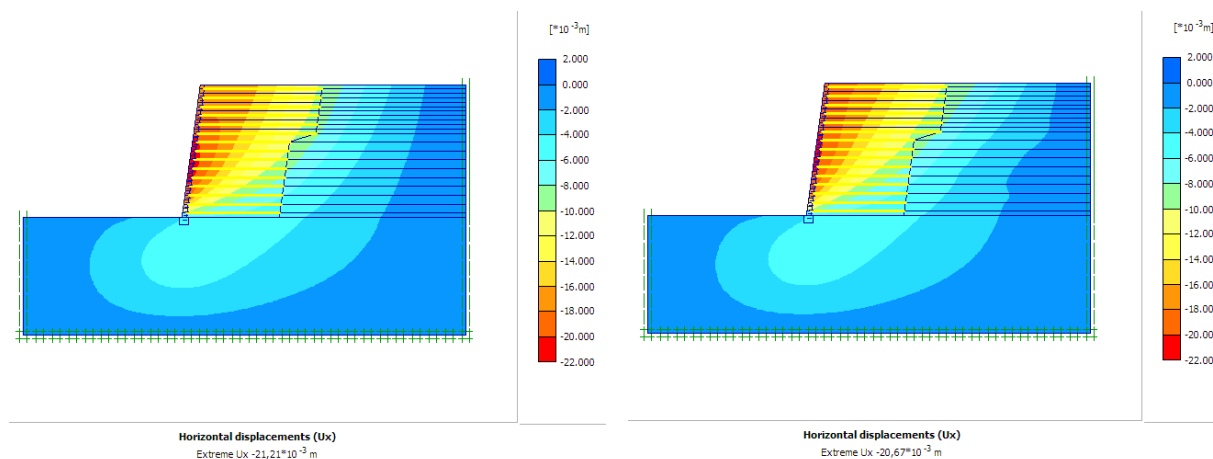


Slika 47: Rezultati osnih sil v geomrežah glede na njeno lego v nasipu za vse obtežne kombinacije pri togosti geomreže EA = 1000 kN/m

- Togost geomreže EA = 4900 kN/m

HORIZONTALNI RAČUNSKI POMIKI NASIPA

Na sliki 48 so prikazane izolinije horizontalnih računskih pomikov za HS model (levo) in HSSMALL model (desno). Mejno stanje uporabnosti povzroči pri HS modelu velikost pomika 21,21 mm na višini nasipa 3,6 m, pri HSSMALL modelu pa 20,67 mm na višini 4,2 m.



Slika 48: Izolinije horizontalnih računskih pomikov za HS (levo) in HSSMALL (desno) model pri uporabi geomrež togosti EA = 4900 kN/m

OSNE SILE V GEOMREŽAH

Največjo obremenitev smo dobili v 2 geomreži za vse tri obtežne kombinacije. Za mejno stanje uporabnosti pri HS modelu je vrednost osne sile 17,34 kN/m in pri HSSMALL modelu 17,10 kN/m. Za prvo obtežno kombinacijo MSN smo dobili obremenitev 23,41 kN/m pri HS modelu in 23,09 kN/m pri HSSMALL modelu. Za drugo obtežno kombinacijo MSN dobimo pri HS modelu 17,59 kN/m in pri HSSMALL modelu 17,20 kN/m. V tabeli 20 in na sliki 49 so vrednosti osnih sil v posamezni geomreži predstavljene z vrednostmi in grafično.

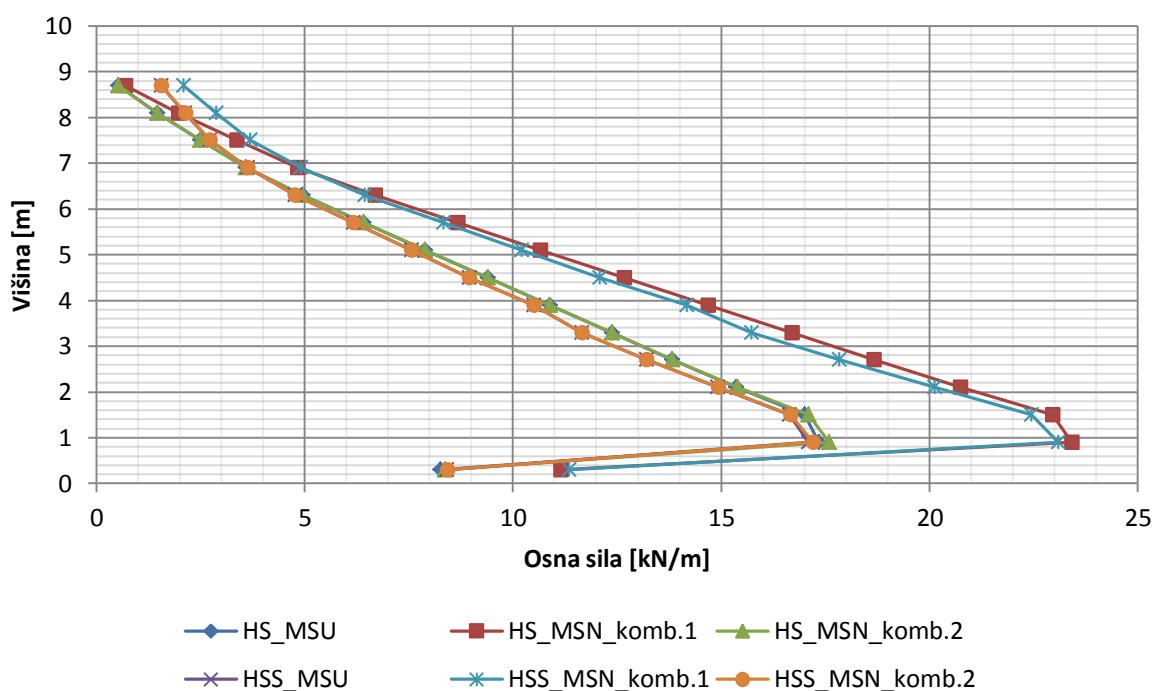
Tabela 20: Vrednosti osnih sil v geomrežah za vse obtežne kombinacije pri HS in HSSMALL modelu pri togosti geomreže EA = 4900 kN/m

Geomreža	HARDENING SOIL [kN/m]			HARDENING SOIL SMALL [kN/m]		
	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2
1	8,26	11,15	8,37	8,41	11,35	8,43
2	17,34	23,41	17,59	17,10	23,09	17,20
3	17,00	22,95	17,10	16,63	22,45	16,67
4	15,36	20,74	15,39	14,91	20,13	14,93
5	13,82	18,66	13,82	13,21	17,83	13,21
6	12,37	16,70	12,37	11,65	15,73	11,66
7	10,88	14,69	10,89	10,50	14,18	10,50

Se nadaljuje ...

... nadaljevanje tabele 20: Vrednosti osnih sil v geomrežah za vse obtežne kombinacije pri HS in HSSMALL modelu pri togosti geomreže EA = 4900 kN/m

8	9,39	12,68	9,39	8,95	12,08	8,95
9	7,89	10,65	7,89	7,56	10,21	7,56
10	6,42	8,67	6,42	6,17	8,33	6,17
11	4,96	6,70	4,96	4,77	6,44	4,77
12	3,58	4,83	3,59	3,63	4,90	3,63
13	2,50	3,38	2,50	2,73	3,69	2,73
14	1,46	1,97	1,47	2,13	2,88	2,14
15	0,52	0,70	0,53	1,55	2,09	1,56

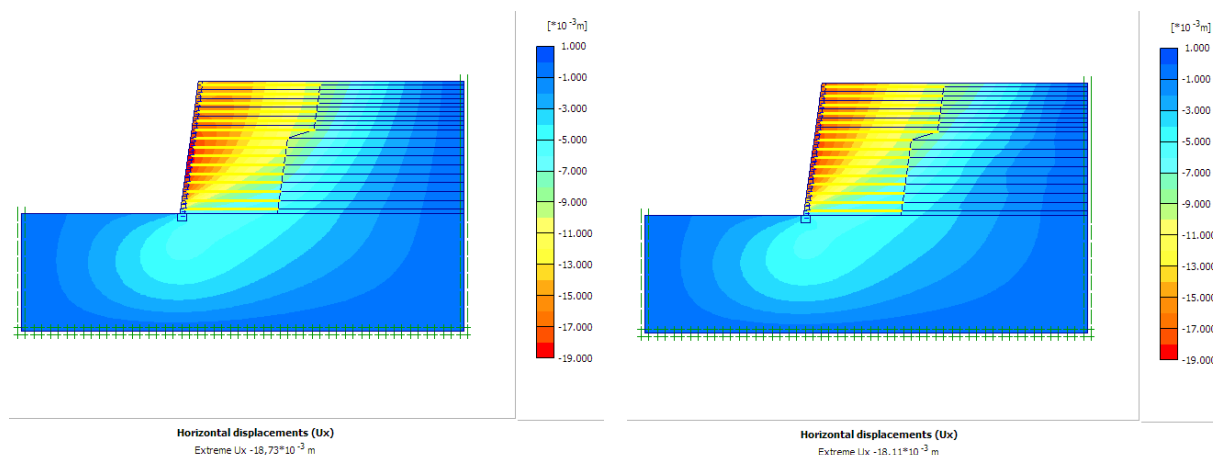


Slika 49: Rezultati osnih sil v geomrežah glede na njeno lego v nasipu za vse obtežne kombinacije pri togosti geomreže EA = 4900 kN/m

- Togost geomreže EA = 7350 kN/m

HORIZONTALNI RAČUNSKI POMIKI NASIPA

Največji horizontalni računski pomiki pri izračunu s HS modelom so 18,73 mm, ki nastanejo na višini nasipa 3,6 m in pri HSSMALL modelu 18,11 mm na višini nasipa 4,2 m. Na sliki 50 so prikazane izolinije pomikov pri togosti geomrež EA = 7350 kN/m.



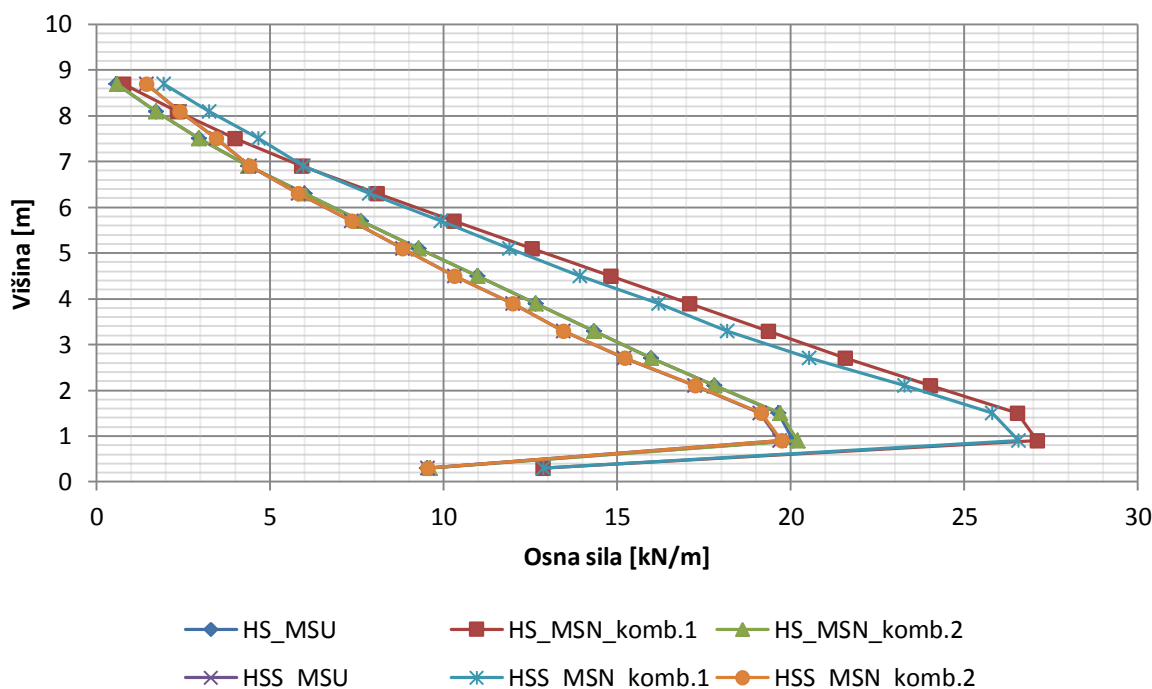
Slika 50: Izolinije horizontalnih računskih pomikov za HS (levo) in HSSMALL (desno) model pri uporabi geomrež togosti $EA = 7350$ kN/m

OSNE SILE V GEOMREŽAH

Podobno kot v primeru uporabe togosti geomreže $EA = 4900$ kN/m, tudi v tem primeru dobimo največjo obremenitev v 2 geomreži, pri vseh treh obtežnih kombinacijah. Za MSU pri HS modelu je vrednost največje osne sile 20,08 kN/m in pri HSSMALL modelu 19,68 kN/m. Za prvo obtežno kombinacijo MSN smo pri HS dobili 27,11 kN/m in HSSMALL 26,57 kN/m. Za drugo obtežno kombinacijo MSN dobimo pri HS modelu 20,20 kN/m in HSSMALL modelu 19,74 kN/m. V tabeli 21 in na sliki 51 so z vrednostmi in grafično predstavljene vrednosti osnih sil v posamezni geomreži.

Tabela 21: Vrednosti osnih sil v geomrežah za vse obtežne kombinacije pri HS in HSSMALL modelu pri togosti geomreže $EA = 7350$ kN/m

Geomreža	HARDENING SOIL [kN/m]			HARDENING SOIL SMALL [kN/m]		
	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2
1	9,53	12,87	9,62	9,54	12,88	9,54
2	20,08	27,11	20,20	19,68	26,57	19,74
3	19,65	26,53	19,70	19,12	25,81	19,15
4	17,80	24,03	17,81	17,24	23,27	17,25
5	15,98	21,57	15,98	15,21	20,53	15,22
6	14,34	19,36	14,34	13,46	18,17	13,45
7	12,65	17,08	12,65	12,00	16,20	12,00
8	10,97	14,81	10,97	10,32	13,93	10,32
9	9,29	12,54	9,29	8,82	11,91	8,82
10	7,63	10,30	7,63	7,35	9,92	7,36
11	5,99	8,09	5,99	5,82	7,86	5,82
12	4,37	5,90	4,37	4,41	5,95	4,41
13	2,95	3,98	2,95	3,46	4,67	3,46
14	1,72	2,32	1,72	2,41	3,25	2,41
15	0,58	0,78	0,59	1,44	1,94	1,44



Slika 51: Rezultati osnih sil v geomrežah glede na njeno lego v nasipu za vse obtežne kombinacije pri togosti geomreže $EA = 7350 \text{ kN/m}$

- Togost geomreže $EA = 9800 \text{ kN/m}$

Rezultate izračuna s Plaxisom za geomrežo s togostjo $EA = 9800 \text{ kN/m}$ smo uporabili zgolj za primerjavo analiz, zato zapišimo le največje dobljene vrednosti pomikov in osnih sil. S HS modelom smo dobili največji horizontalni računski pomik $17,20 \text{ mm}$, ter s HSSMALL modelom $16,53 \text{ mm}$. Podobno kot pri nasipih z osnovno togostjo geomreže ter 2x in 3x povečano togostjo, se tudi tu pomiki zgodijo na istem mestu (na višini nasipa $3,6 \text{ m}$ za HS model in $4,2 \text{ m}$ za HSSMALL model).

Pri vseh obtežnih kombinacijah je najbolj obremenjena 2 geomreža. Za računsko varnost $F = 1$ (MSU) dobimo pri HS modelu obremenitev z natezno silo $22,08 \text{ kN/m}$ in pri HSSMALL modelu obremenitev $21,39 \text{ kN/m}$. Z računsko varnostjo $F = 1,35$ (MSN kombinacija 1) smo za HS dobili največjo osno silo $29,81 \text{ kN/m}$ ter za HSSMALL $28,88 \text{ kN/m}$. Pri postopku $c-\phi$ redukcije dobimo obremenitev geomrež za HS model $22,12 \text{ kN/m}$ in HSSMALL model $21,43 \text{ kN/m}$.

PRIMERJAVA NASIPOV Z RAZLIČNO TOGIMI GEOMREŽAMI

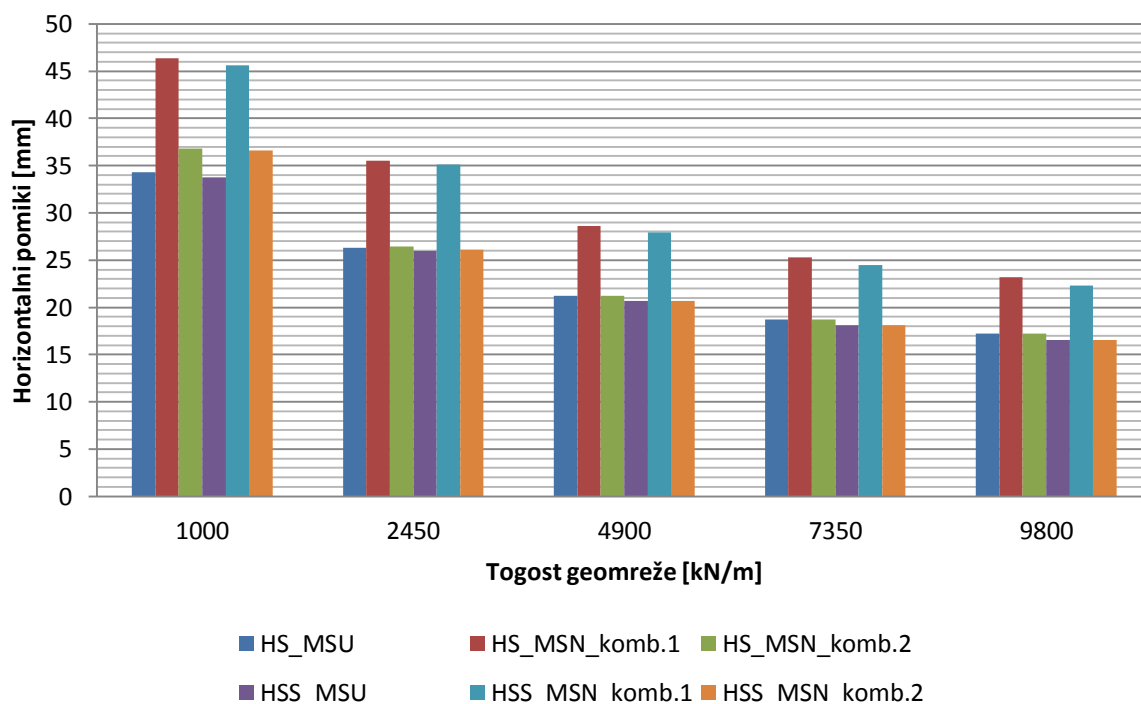
V primerjavo rezultatov so vključeni nasipi s togostmi geomrež $EA = 1000 \text{ kN/m}$, 2450 kN/m , 4900 kN/m , 7350 kN/m ter 9800 kN/m .

Horizontalni pomiki v nasipu

V tabeli 22 so podane vrednosti maksimalnih horizontalnih pomikov, ki jih dobimo ob upoštevanju različnih togosti geomrež in so na sliki 52 še grafično prikazane.

Tabela 22: Vrednosti največjih horizontalnih pomikov za različno toge geomreže

Togost geomreže [kN/m]	HARDENING SOIL [mm]			HARDENING SOIL SMALL [mm]		
	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2
1000	34,33	46,35	36,83	33,79	45,62	36,61
2450	26,31	35,52	26,43	26,00	35,10	26,13
4900	21,21	28,63	21,25	20,67	27,90	20,68
7350	18,73	25,29	18,75	18,11	24,45	18,12
9800	17,20	23,22	17,21	16,53	22,32	16,54



Slika 52: Stolpčni grafikon, ki prikazuje horizontalne pomike vseh obtežnih kombinacij modelov HS in HSSMALL v odvisnosti od togosti uporabljene geomreže

Opazimo, da so velikosti največjih horizontalnih pomikov nasipa odvisni od togosti uporabljenih geomrež. Bolj kot je geomreža toga, manjši so pomiki v nasipu. Zmanjševanje pomikov, kljub konstantnemu povečevanju togosti ni enakomerno. S povečanjem togosti geomreže iz 2450 kN/m na 4900 kN/m, so se pomiki zmanjšali za 20% (vse tri obtežne kombinacije približno enako). Povečanje togosti geomreže iz 4900 kN/m na 7350 kN/m prinese padec približno 12% in s povečanjem togosti iz 7350 kN/m na 9800 kN/m se pomiki zmanjšajo za približno 8% pri vseh obtežnih kombinacijah. Vsi navedeni odstotki zmanjšanja pomikov za analizo s HS in HSSMALL modelom so približno enaki.

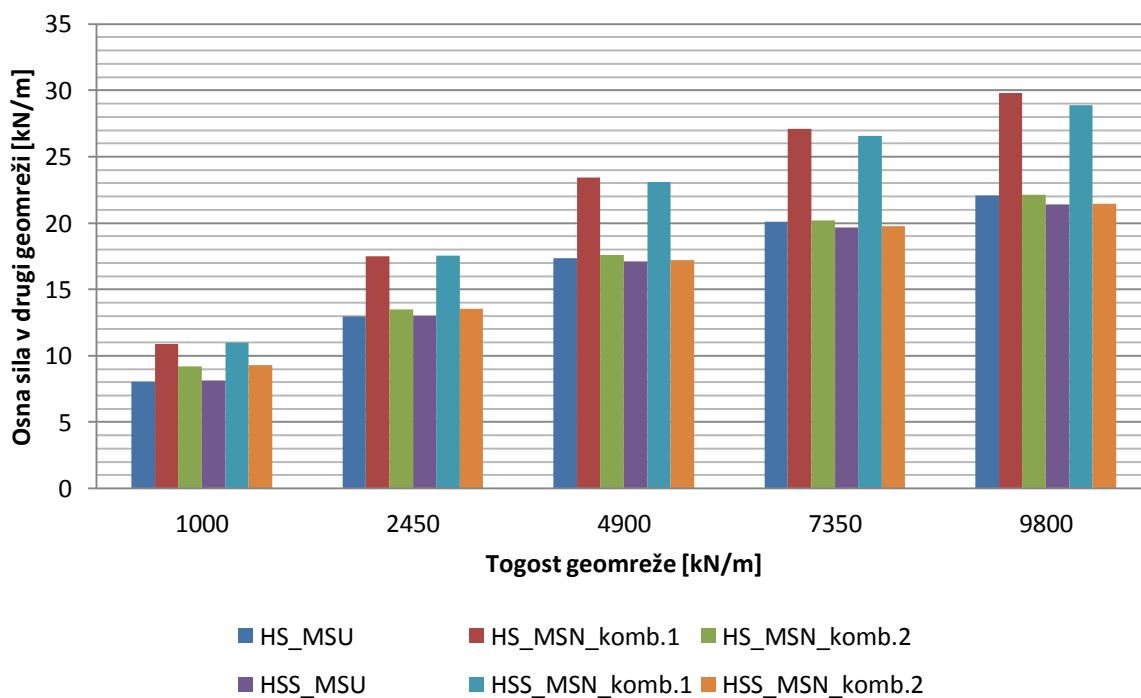
S primerjavo materialnih modelov HS in HSSMALL za izračunane pomike ugotovimo, da so razlike zelo majhne. Za vse primere različno togih geomrež dobimo v rangu od 1% (EA = 1000 kN/m) do 3,8% (EA = 9800 kN/m) večje pomike za materialni model HS.

Osne sile v geomrežah

Obratno kot s pomiki pa večja togost geomreže prevzame nase večjo osno silo. V tabeli 23 so navedene vrednosti osnih sil za vse obtežne kombinacije glede na togost geomreže in na sliki 53 še grafično predstavljene. Vse prikazane vrednosti osnih sil pripadajo drugi geomreži, ker je v vseh primerih najbolj obremenjena.

Tabela 23: Vrednosti osnih sil v drugi geomreži za vse obtežne kombinacije pri posamezni togosti geomreže

Togost geomreže [kN/m]	HARDENING SOIL [kN/m]			HARDENING SOIL SMALL [kN/m]		
	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2
1000	8,06	10,88	9,18	8,12	10,96	9,27
2450	12,95	17,48	13,50	13,00	17,55	13,54
4900	17,34	23,41	17,59	17,10	23,09	17,20
7350	20,08	27,11	20,20	19,68	26,57	19,74
9800	22,08	29,81	22,12	21,39	28,88	21,43



Slika 53: Vrednosti osnih sil v drugi geomreži za vse kombinacije obtežb in materialna modela HS in HSSMALL glede na togost uporabljene geomreže

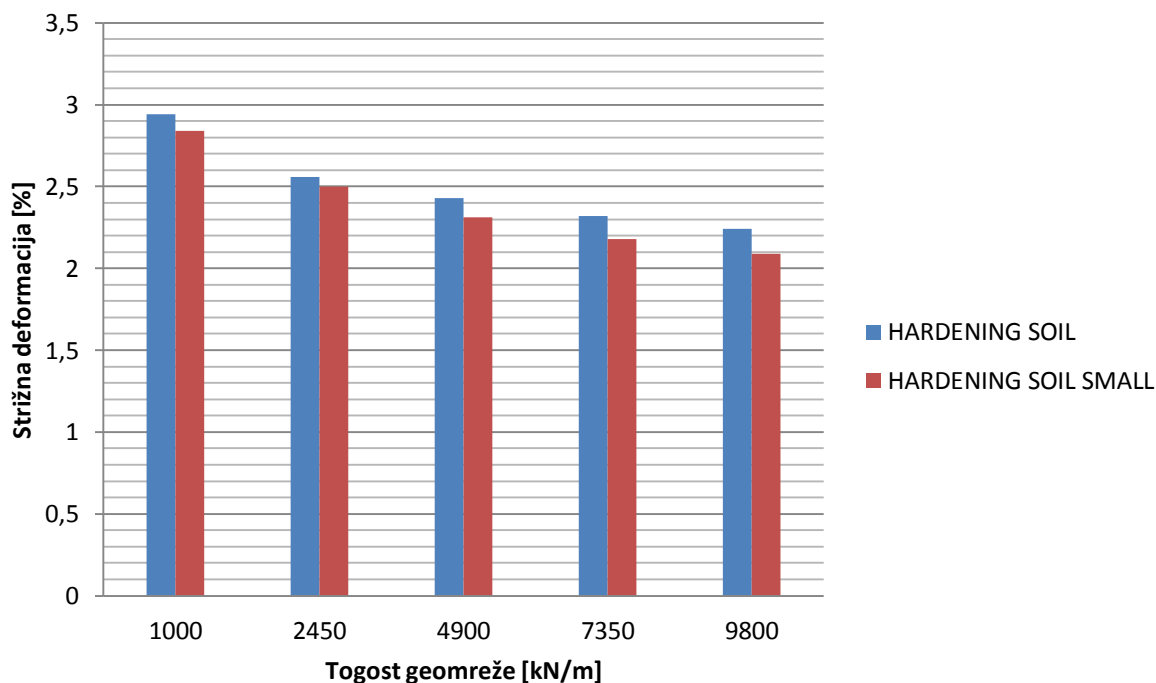
S primerjavo materialnih modelov HS in HSSMALL za izračunane osne sile ugotovimo, da so razlike zelo majhne. Za vse primere različno togih geomrež dobimo v rangu od 1% (EA = 1000 kN/m) do 3% (EA = 9800 kN/m) večje obremenitve geomrež za materialni model HS.

Strižne deformacije

Tabela 24 in slika 54 prikazujta strižne deformacije za HS in HSSMALL model pri različno togih geomrežah.

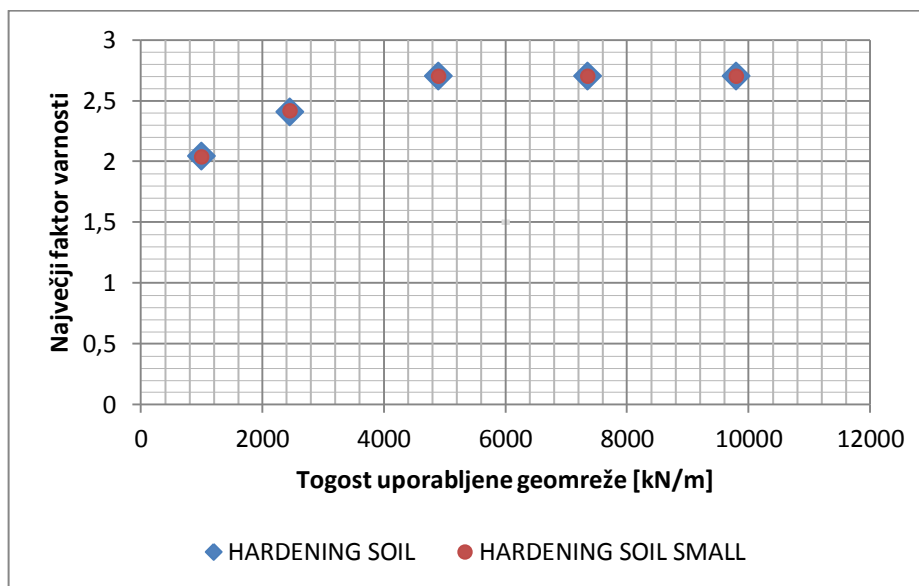
Tabela 24: Vrednosti strižnih deformacij za materialna modela HS in HSSMALL pri različnih togostih geomreže

Togost geomreže [kN/m]	HARDENING SOIL [%]	HARDENING SOIL SMALL [%]
1000	2,94	2,84
2450	2,56	2,50
4900	2,43	2,31
7350	2,32	2,18
9800	2,24	2,09



Slika 54: Grafični prikaz strižnih deformacij za HS in HSSMALL model pri različnih togostih geomreže

Vrednost največjih strižnih deformacij v nasipu se z večanjem togosti geomreže manjšajo. Za HS model dobimo v vseh primerih večje vrednosti največjih strižnih deformacij kot za HSSMALL model. Opazimo tudi, da so vse strižne deformacije v rangu večjem kot 10^{-3} , kar je po Atkinsonu (2000) območje velikih deformacij.

Izračunani faktorji varnosti armiranega nasipa

Slika 55: Graf največjih doseženih faktorjev varnosti za materialna modela HS in HSSMALL v odvisnosti od togosti geomreže

Za nasip z različnimi osnimi togostmi geomreže nas je še zanimala največja dosežena računsko varnost in kako se ta z naraščanjem togosti geomreže spreminja (slika 55). Največje faktorje varnosti smo dobili tako, da smo v programu Plaxis c- ϕ redukcijo pustili do odpovedi računa in s tem dobili porušni mehanizem (največja dobljena vrednost ΣM_{sf} je končni faktor varnosti). Pri vgradnji geomreže s togostjo 1000 kN/m smo dobili varnostni faktor za HS model 2,047 in za HSSMALL model 2,042. Varnostni faktor pri uporabljeni geomreži s togostjo 2450 kN/m je za HS model 2,406 in HSSMALL model 2,417. Za togost geomreže 4900 kN/m in več smo dobili varnostni faktor 2,702 tako za HS kot za HSSMALL model. Opazimo, da se z večanjem togosti geomreže povečuje tudi računsko varnost, vendar se ta se od določene togosti naprej ustavi oziroma limitira, ker pride do porušitve zemljine. Razvidno je tudi, da izbira materialnega modela na končno varnost praktično nima vpliva, saj so razlike v vrednostih dobljene pri HS in HSSMALL modelu zelo majhne, upoštevani parametri strižne trdnosti pa pri obeh modelih enaki.

5.4.2.2.4.2 Vpliv trdnostnih in togostnih parametrov nasipnega materiala

Vpliv trdnostnih in togostnih parametrov nasipnega materiala na pomike, osne sile in strižne deformacije smo ugotavljali s spreminjanjem kohezije, referenčne meje strižne deformacije $\gamma_{0.7}$ in togostnih (elastičnih) modulov nasipnega materiala. Ostali parametri so glede na 9 m visok nasip 2 ostali nespremenjeni. Za vsako analizo nasipa s spremenjeno karakteristiko so prikazani horizontalni računski pomiki za mejno stanje uporabnosti ter osne sile v geomrežah za mejno stanje uporabnosti in mejno stanje nosilnosti pri obeh kombinacijah delnih faktorjev. Pri primerjavi rezultatov za različne parametre smo nanizali primerjavo horizontalnih in vertikalnih računskih pomikov, ter strižnih deformacij za materialna modela HS in HSSMALL.

- Vpliv kohezije

V tabeli 25 so podani parametri, ki smo jih uporabili v Plaxisu za ta primer in parametri za izhodiščni nasip 2 s katerim ga primerjamo.

Tabela 25: Karakteristične vrednosti materialnih parametrov za primer zmanjšane strižnega kota in parametri za osnovni nasip 2

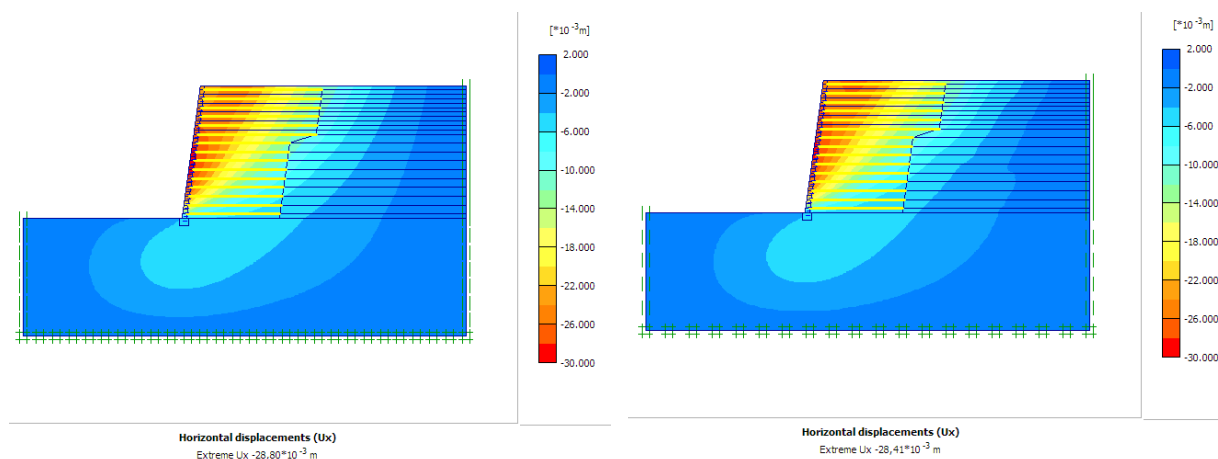
Zemljina	γ [kN/m ³]	$E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$ [kN/m ²]	E_u^{ref} [kN/m ²]	c [kN/m ²]	φ	Ψ	ν_{ur}	K_0	G_0^{ref} [MPa]	$\gamma_{0.7}^{ref}$ -
Nasip z zmanjšano kohezijo	19	20000	52000	12	32	2	0,2	0,47	96,1	$1,3 \times 10^{-4}$
Nasip 2	19	20000	52000	15	32	2	0,2	0,47	96,1	$1,3 \times 10^{-4}$

Ugotavljali smo vpliv zmanjšane kohezije za faktor 1,25 po naslednji enačbi:

$$c = \frac{15 \text{ kN/m}^2}{1,25} = 12 \text{ kN/m}^2$$

HORIZONTALNI RAČUNSKI POMIKI NASIPA

Največji horizontalni pomik mejnega stanja uporabnosti smo za Hardening soil model dobili na višini nasipa 3,6 m z vrednostjo 28,80 mm ter Hardening soil small model na višini nasipa 4,20 m z vrednostjo 28,41 mm. Na sliki 56 smo prikazali izolinije horizontalnih pomikov v konstrukciji.



Slika 56: Izolinije horizontalnih računskih pomikov pri MSU za HS in HSSMALL model ob upoštevanju zmanjšane kohezije

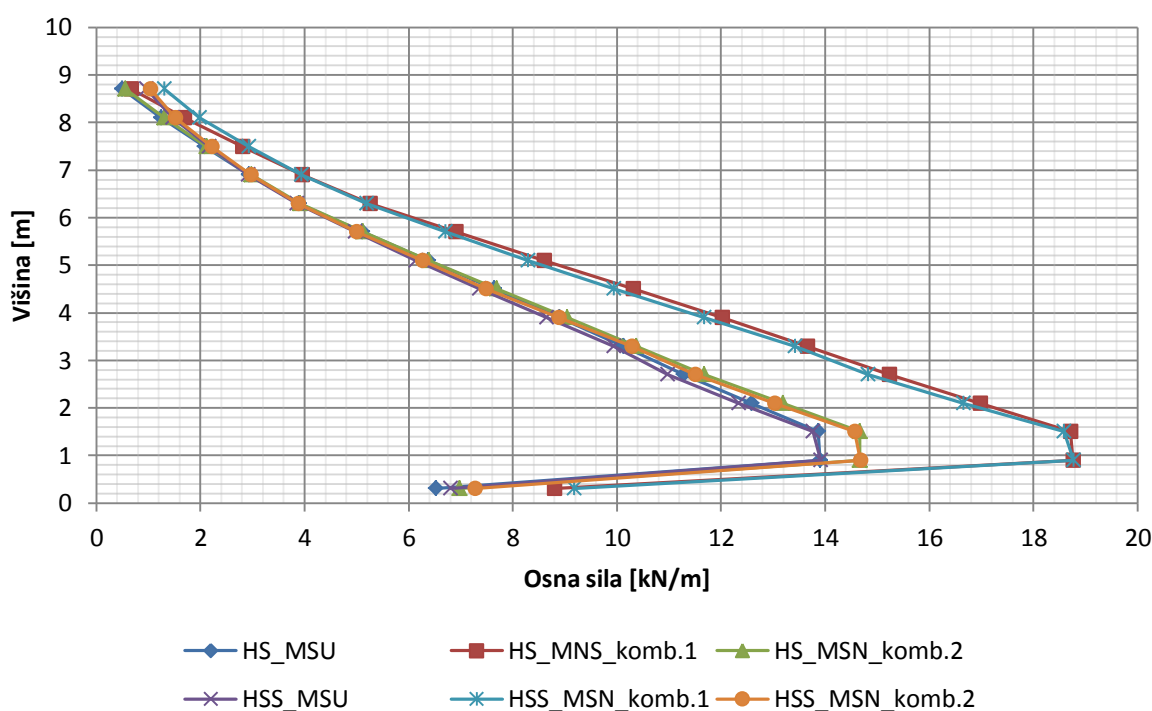
OSNE SILE V GEOMREŽAH

Tabela 26 prikazuje vrednosti izračunanih osnih sil v posamezni geomreži. Opazimo, da sta najbolj obremenjeni 2 in 3 geomreža, z malenkost večjimi vrednostmi v drugi geomreži. Za mejno stanje uporabnosti smo pri HS dobili obremenitev 13,90 kN/m in pri HSSMALL 13,91 kN/m. Največjo projektno obremenitev dobimo s prvo obtežno kombinacijo mejnega stanja nosilnosti in sicer pri HS

18,77 kN/m in HSSMALL modelu 18,78 kN/m. S $c-\phi$ redukcijo dobimo za HS model 14,67 kN/m in HSSMALL model 14,68 kN/m. Iz vrednosti osnih sil, ki so na sliki 57 še grafično prikazane je razvidno, da izračun s HSSMALL modelom ne doprinese večjih razlik v primerjavi s HS modelom (za vrednost osne sile v 2 geomreži dobimo skoraj enake rezultate).

Tabela 26: Vrednosti osnih sil v geomrežah za vse obtežne kombinacije pri HS in HSSMALL modelu pri zmanjšani koheziji

Geomreža	HARDENING SOIL [kN/m]			HARDENING SOIL SMALL [kN/m]		
	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2
1	6,52	8,80	6,98	6,80	9,18	7,27
2	13,90	18,77	14,67	13,91	18,78	14,68
3	13,86	18,71	14,66	13,77	18,59	14,57
4	12,58	16,98	13,19	12,34	16,66	13,03
5	11,28	15,23	11,67	10,98	14,82	11,50
6	10,12	13,66	10,37	9,94	13,42	10,29
7	8,90	12,02	9,04	8,65	11,68	8,88
8	7,64	10,31	7,69	7,36	9,94	7,48
9	6,37	8,60	6,39	6,14	8,29	6,26
10	5,11	6,90	5,12	4,97	6,71	5,00
11	3,89	5,25	3,91	3,85	5,20	3,88
12	2,93	3,96	2,98	2,92	3,94	2,97
13	2,08	2,81	2,12	2,17	2,93	2,22
14	1,25	1,69	1,31	1,47	1,98	1,51
15	0,49	0,66	0,56	0,97	1,31	1,03



Slika 57: Rezultati osnih sil v geomrežah glede na njeno lego v nasipu za vse obtežne kombinacije pri zmanjšani koheziji nasipa

STRIŽNE DEFORMACIJE V NASIPU

Največja vrednost strižne deformacije za mejno stanje uporabnosti je pri HS model znašala 2,75% in pri HSSMALL model 2,59%.

- Vpliv referenčne meje strižne deformacije $\gamma_{0,7}$

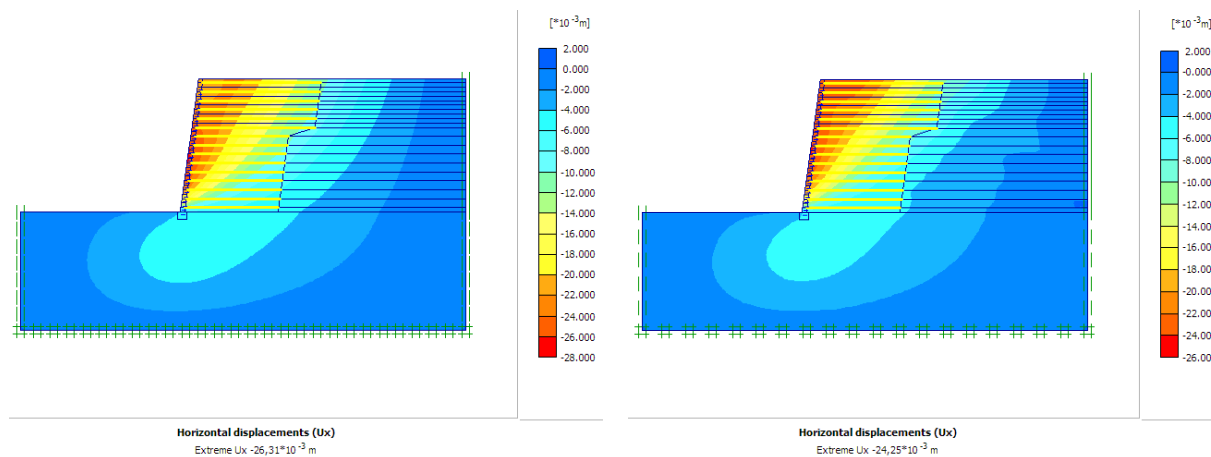
Vrednosti referenčne meje strižne deformacije $\gamma_{0,7}$ smo določali v odvisnosti od indeksa plastičnosti (slika 15). Za meljasto peščene materiale v katerega uvrščamo nasip 2 se indeksi plastičnosti gibljejo nekje med $IP = 10$ in $IP = 30$. Iz prvotne referenčne strižne deformacije $\gamma_{0,7} = 1,3 * 10^{-4}$ smo strižno deformacijo povečali na $\gamma_{0,7} = 2,5 * 10^{-4}$ (odčitano pri indeksu plastičnosti $IP = 20$). V tabeli 27 so podani parametri ki smo jih uporabili v Plaxisu za primer povečane referenčne strižne deformacije in parametri za osnovni nasip 2. Izračunane vrednosti se od osnovnega materiala nasipa 2 razlikujejo le za HSSMALL model, saj je referenčna strižna deformacija parameter s katerim se definira ta model in nima vpliva na HS model.

Tabela 27: Karakteristične vrednosti materialnih parametrov za modela HS in HSSMALL za primer povečane referenčne strižne deformacije in parametri za osnovni nasip 2

Zemljina	γ [kN/m ³]	$E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$ [kN/m ²]	E_u^{ref} [kN/m ²]	c [kN/m ²]	φ	Ψ	ν_{ur}	K_0	G_0^{ref} [MPa]	$\gamma_{0,7}^{ref}$ -
Nasip s povečano strižno deformacijo	19	20000	52000	15	32	2	0,2	0,47	96,1	2,5x10⁻⁴
Nasip 2	19	20000	52000	15	32	2	0,2	0,47	96,1	1,3x10 ⁻⁴

HORIZONTALNI RAČUNSKI POMIKI NASIPA

Horizontalni računski pomiki za HS model ostanejo enaki kot v osnovnem primeru nasipa 2, vendar jih ponovno navedemo. Na sliki 58 so levo prikazane izolinije horizontalnih pomikov nasipa za HS model, kjer dobimo vrednost največjega pomika 26,31 mm in desno izolinije za HSSMALL model z največjo vrednostjo horizontalnega pomika 24,25 mm.



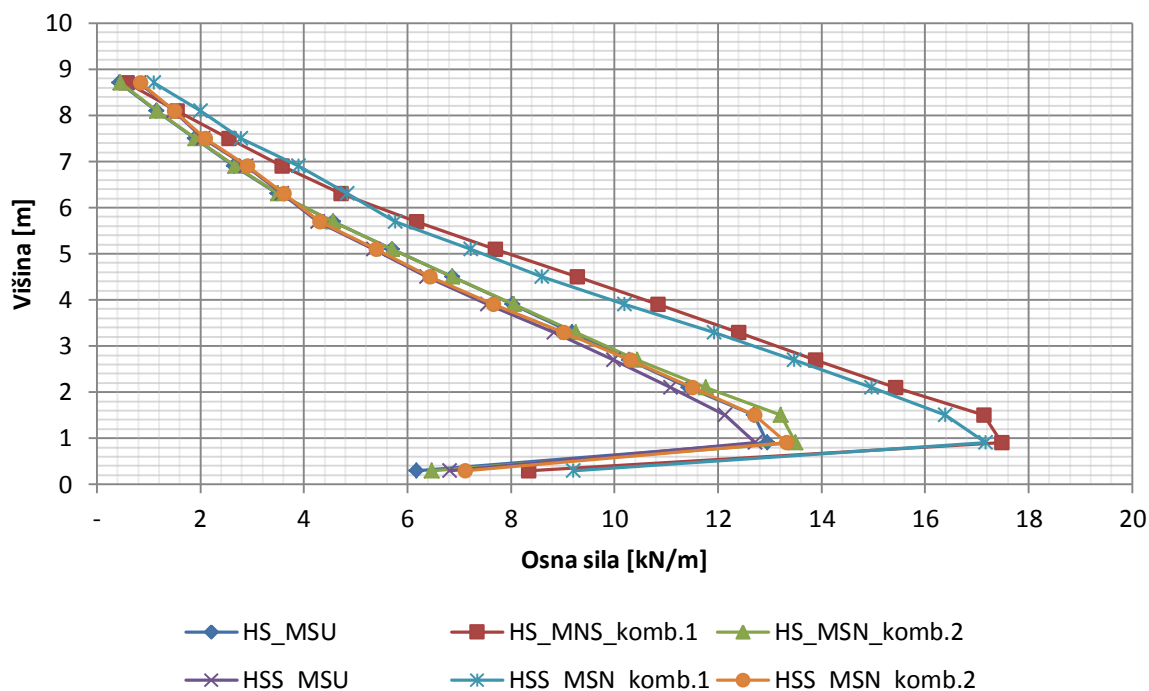
Slika 58: Izolinije horizontalnih računskih pomikov mejnega stanja uporabnosti za HS (levo) in HSSMALL (desno) pri povečani referenčni strižni deformaciji

OSNE SILE V GEOMREŽAH

Vrednosti osnih sil smo podali v tabeli 28 in jih prikazali na sliki 59. Od osnovnega modela nasipa 2 se vrednosti razlikujejo le za HSSMALL model. Največjo obremenitev tudi v tem primeru prevzame 2 geomreža. Za HSSMALL model dobimo za MSU največjo vrednost osne sile 12,72 kN/m, za MSN prva obtežna kombinacija 17,17 kN/m in MSN druga obtežna kombinacija 13,33 kN/m. Razlike med HS in HSSMALL modelom so relativno majhne. Z večjo referenčno strižno deformacijo smo dobili manjše osne sile.

Tabela 28: Vrednosti osnih sil v geomrežah za vse obtežne kombinacije pri HS in HSSMALL modelu pri večji vrednosti referenčne strižne deformacije

Geomreža	HARDENING SOIL [kN/m]			HARDENING SOIL SMALL [kN/m]		
	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2
1	6,18	8,34	6,47	6,82	9,21	7,12
2	12,95	17,48	13,50	12,72	17,17	13,33
3	12,69	17,13	13,21	12,14	16,39	12,71
4	11,43	15,43	11,76	11,09	14,97	11,50
5	10,28	13,88	10,44	9,98	13,47	10,30
6	9,18	12,39	9,25	8,83	11,92	9,02
7	8,03	10,84	8,05	7,55	10,19	7,66
8	6,87	9,27	6,87	6,37	8,60	6,44
9	5,70	7,70	5,71	5,35	7,22	5,40
10	4,57	6,17	4,57	4,27	5,76	4,31
11	3,49	4,71	3,50	3,58	4,83	3,61
12	2,65	3,58	2,67	2,89	3,90	2,91
13	1,89	2,55	1,91	2,06	2,78	2,09
14	1,15	1,55	1,17	1,49	2,01	1,50
15	0,43	0,58	0,46	0,82	1,11	0,84



Slika 59: Rezultati osnih sil v geomrežah glede na njeno lego v nasipu za vse obtežne kombinacije pri večji vrednosti referenčne strižne deformacije

STRIŽNE DEFORMACIJE V NASIPU

Največja vrednost strižne deformacije za mejno stanje uporabnosti je pri HS modelu znašala 2,56% (glej 9 m nasip 2), pri HSSMALL modelu pa dobimo manjšo vrednost 2,32%.

- Vpliv deformacijskih parametrov nasipnega materiala

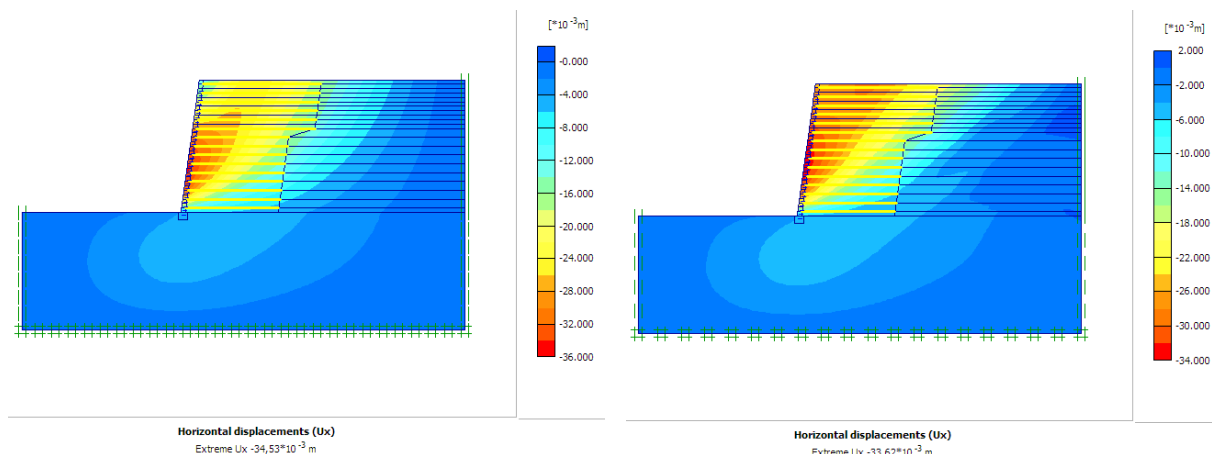
Zanimal nas je tudi vpliv deformacijskih modulov E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} in E_u^{ref} na horizontalne pomike konstrukcije in osne sile v geomreži. V tabeli 29 so podani parametri ki smo jih uporabili v Plaxisu za primer zmanjšanih deformacijskih modulov in parametri osnovnega nasipa 2.

Tabela 29: Karakteristične vrednosti materialnih parametrov za modela HS in HSSMALL za primer zmanjšanih deformacijskih modulov in parametri za osnovni nasip 2

Zemljina	γ [kN/m ³]	$E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$ [kN/m ²]	E_u^{ref} [kN/m ²]	c [kN/m ²]	φ	Ψ	v_{ur}	K_0	G_0^{ref} [MPa]	$\gamma_{0.7}^{ref}$ -
Nasip z manjšimi deformacijskimi moduli	19	10000	26000	15	32	2	0,2	0,47	96,1	$1,3 \times 10^{-4}$
Nasip 2	19	20000	52000	15	32	2	0,2	0,47	96,1	$1,3 \times 10^{-4}$

HORIZONTALNI RAČUNSKI POMIKI NASIPA

Največji horizontalni pomik pri računski varnosti $F = 1$ dobimo za HS model na višini 3,0 m, z vrednostjo 34,53 mm in za HSSMALL model na višini 3,6 m in vrednostjo 33,62 mm. Območja pomikov so prikazani na sliki 60, levo za HS model in desno za HSSMALL model.



Slika 60: Izolinije horizontalnih računskih pomikov nasipa pri mejnem stanju uporabnosti za HS (levo) in HSSMALL (desno) pri zmanjšanih elastičnih moduli

OSNE SILE V GEOMREŽAH

Obremenitve geomrež smo podali v tabeli 30 in jih prikazali na sliki 61. Največja obremenitev je v primeru zmanjšanja deformacijskih modulov v 3 geomreži za vse obtežne kombinacije. Pri HS modelu dobimo za MSU največjo vrednost osne sile 14,49 kN/m, za MSN prva obtežna kombinacija 19,56 kN/m in MSN druga obtežna kombinacija 14,55 kN/m. S HSSMALL modelom dobimo naslednje obremenitve: za MSU 14,27 kN/m, za MSN prva obtežna kombinacija 19,26 kN/m in MSN druga obtežna kombinacija 14,29 kN/m. Razlike med HS in HSSMALL modelom so relativno majhne (z večjimi vrednostmi za HS model).

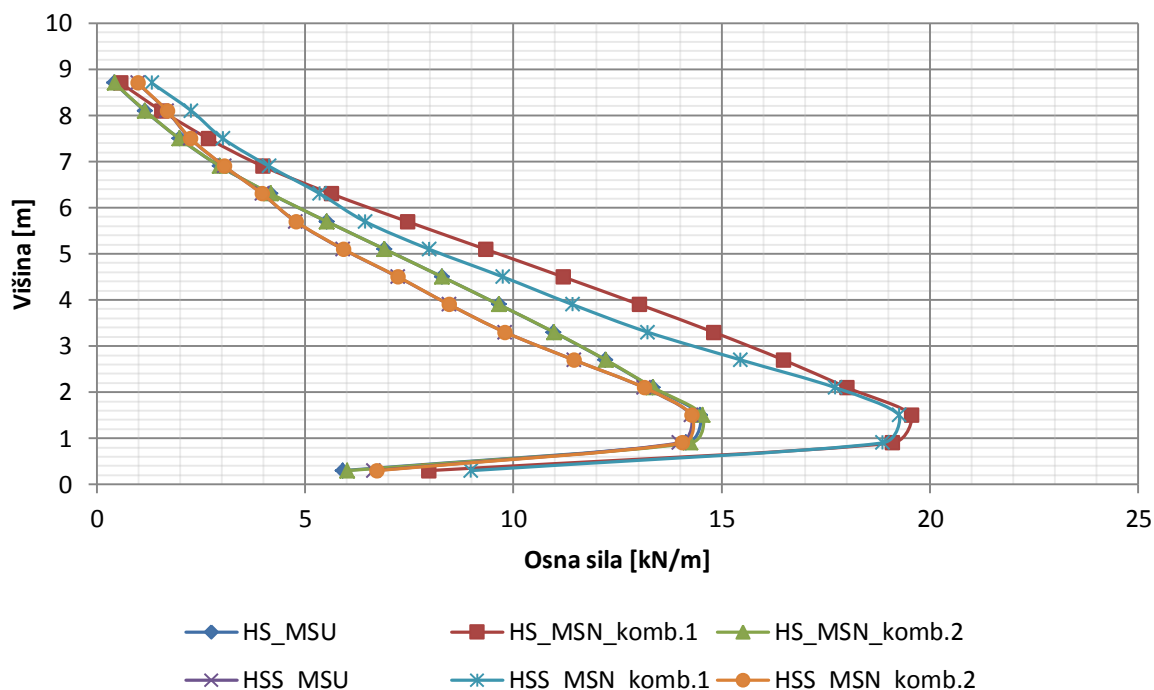
Tabela 30: Vrednosti osnih sil v geomrežah za vse obtežne kombinacije HS in HSSMALL modelu pri manjši vrednosti elastičnih modulov nasipnega materiala

Geomreža	HARDENING SOIL [kN/m]			HARDENING SOIL SMALL [kN/m]		
	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2
1	5,90	7,97	6,02	6,65	8,98	6,72
2	14,14	19,09	14,25	13,97	18,86	14,06
3	14,49	19,56	14,55	14,27	19,26	14,29
4	13,34	18,01	13,36	13,13	17,73	13,14
5	12,21	16,48	12,22	11,45	15,46	11,45
6	10,97	14,81	10,98	9,80	13,23	9,80
7	9,65	13,03	9,65	8,46	11,42	8,46
8	8,29	11,19	8,29	7,22	9,75	7,23

Se nadaljuje ...

... nadaljevanje tabele 30: Vrednosti osnih sil v geomrežah za vse obtežne kombinacije HS in HSSMALL modelu pri manjši vrednosti elastičnih modulov nasipnega materiala

9	6,91	9,33	6,91	5,91	7,98	5,92
10	5,52	7,45	5,52	4,77	6,44	4,78
11	4,17	5,63	4,18	3,97	5,36	3,97
12	2,95	3,98	2,96	3,06	4,13	3,06
13	1,98	2,67	1,98	2,24	3,02	2,25
14	1,15	1,55	1,16	1,68	2,27	1,69
15	0,42	0,57	0,43	0,98	1,32	0,99



Slika 61: Rezultati osnih sil v geomrežah glede na njeno lego v nasipu za vse obtežne kombinacije pri manjši vrednosti deformacijskih modulov nasipnega materiala

PRIMERJAVA NASIPOV Z RAZLIČNIMI PARAMETRI NASIPNEGA MATERIALA

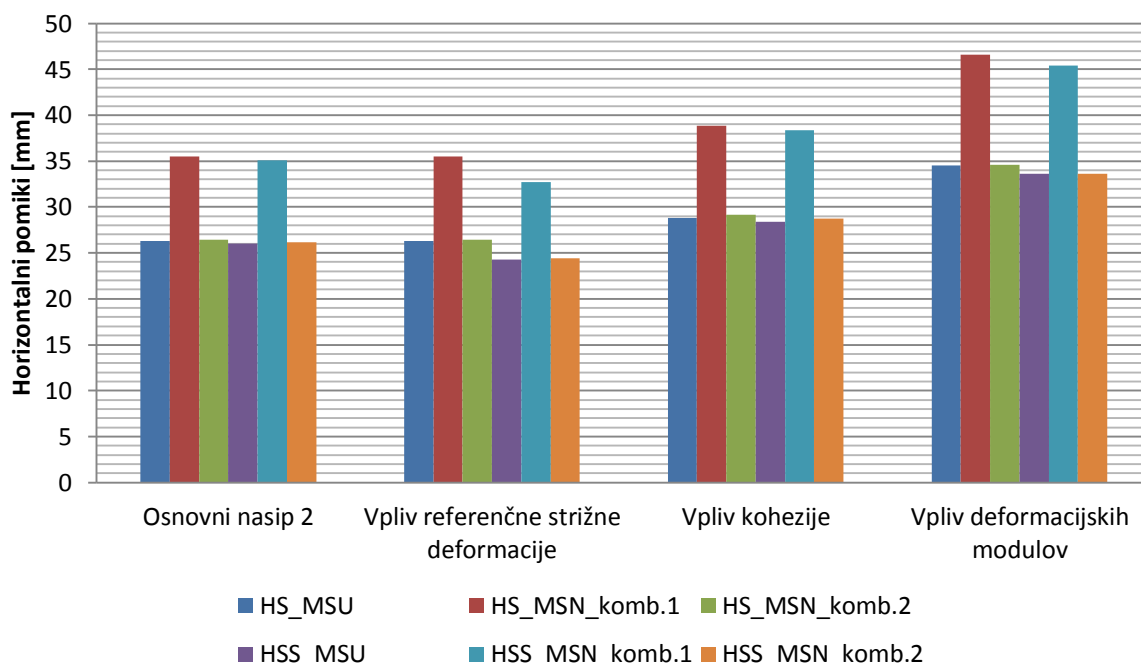
V primerjavo rezultatov so vključeni nasipni materiali: s faktorjem 1,25 zmanjšana kohezija nasipnega materiala ($c = 12 \text{ kN/m}^2$), povečana referenčna meja strižne deformacije ($\gamma_{0,7} = 2,5 \cdot 10^{-4}$), zmanjšani deformacijski moduli nasipa ($E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref} = 1000 \text{ kN/m}^2$, $E_u^{ref} = 26000 \text{ kN/m}^2$) in osnovni (primerjalni) primer 9 m vikega nasipa 2.

Horizontalni pomiki v nasipu

V tabeli 31 so podane vrednosti maksimalnih horizontalnih pomikov, ki jih dobimo ob upoštevanju spremenjenih strižnih in deformacijskih parametrov nasipnega materiala in so na sliki 62 grafično prikazane.

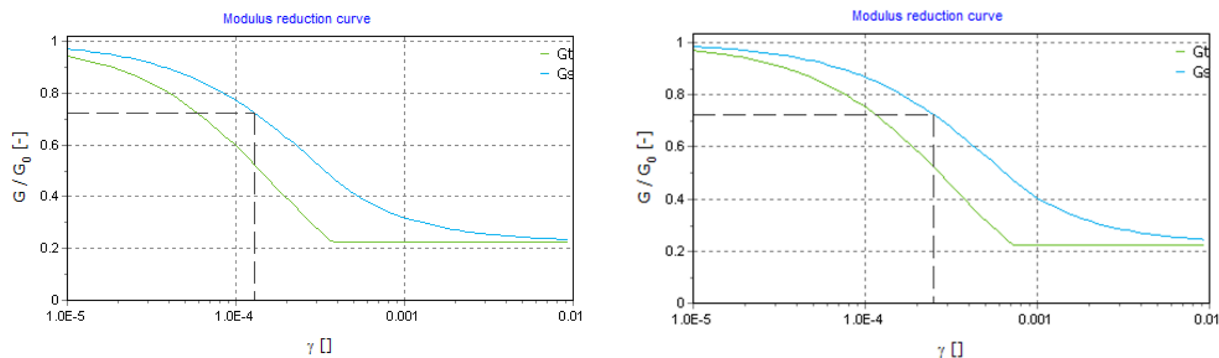
Tabela 31: Vrednosti največjih horizontalnih pomikov za posamezne parametre nasipnega materiala

Vpliv	HARDENING SOIL [mm]			HARDENING SOIL SMALL [mm]		
	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2
Osnovni nasip 2	26,31	35,52	26,43	26,00	35,10	26,13
Vpliv referenčne strižne deformacije	26,31	35,52	26,43	24,25	32,74	24,42
Vpliv kohezije	28,80	38,88	29,15	28,41	38,35	28,76
Vpliv deformacijskih modulov	34,53	46,62	34,60	33,62	45,39	33,65

**Slika 62: Stolpčni grafikon prikazuje horizontalne pomike vseh obtežnih kombinacij modelov HS in HSSMALL v odvisnosti od posameznih parametrov nasipnega materiala**

Vsak spremenjen parameter nasipnega materiala smo primerjali z osnovnim nasipom 2 (prva vrstica tabele 31 oziroma prvi stolpčni grafikon na sliki 62).

Povečana referenčna mejna strižna deformacija vpliva le na analizo s HSSMALL modelom. Ob nespremenjenem strižnem modulu pri zelo majhnih deformacijah G_0 , smo s povečano vrednostjo $\gamma_{0,7}$, S krivuljo (slika 10) naredili bolj položno. Na sliki 63 smo prikazali S krivuljo za osnovni (primerjalni) primer in primer povečane referenčne mejne strižne deformacije, ki jo izriše program Plaxis pri podajanju materialnih karakteristik nasipnega materiala (modra krivulja).



Slika 63: S krivulja za osnovni (primerjalni) primer (levo) in primer povečane referenčne mejne strižne deformacije (desno), ki jo izriše program Plaxis (krivulja na sliki je modro obarvana)

Opazimo, da z večjo vrednostjo mejne strižne deformacije dobimo manjše horizontalne pomike. Ti pomiki so manjši za 6,7% pri MSU in MSN kombinacija 1 in za 6,5% pri MSU kombinacija 2.

Zmanjšanje kohezije nam povzroči povečanje pomikov za vse obtežne kombinacije. Za mejno stanje uporabnosti in prvo obtežno kombinacijo mejnega stanja nosilnosti so pomiki večji za 9,4%, za drugo obtežno kombinacijo mejnega stanja nosilnosti pa za 10% (velja za HS in HSSMALL model).

Pri zmanjšanih togostnih modulih smo dobili za približno 30% večje horizontalne pomike nasipa. Ta vrednost se na prvi pogled zdi velika, vendar je potrebno upoštevati dejstvo, da je bila tudi redukcija deformacijskih modulov precejšnja.

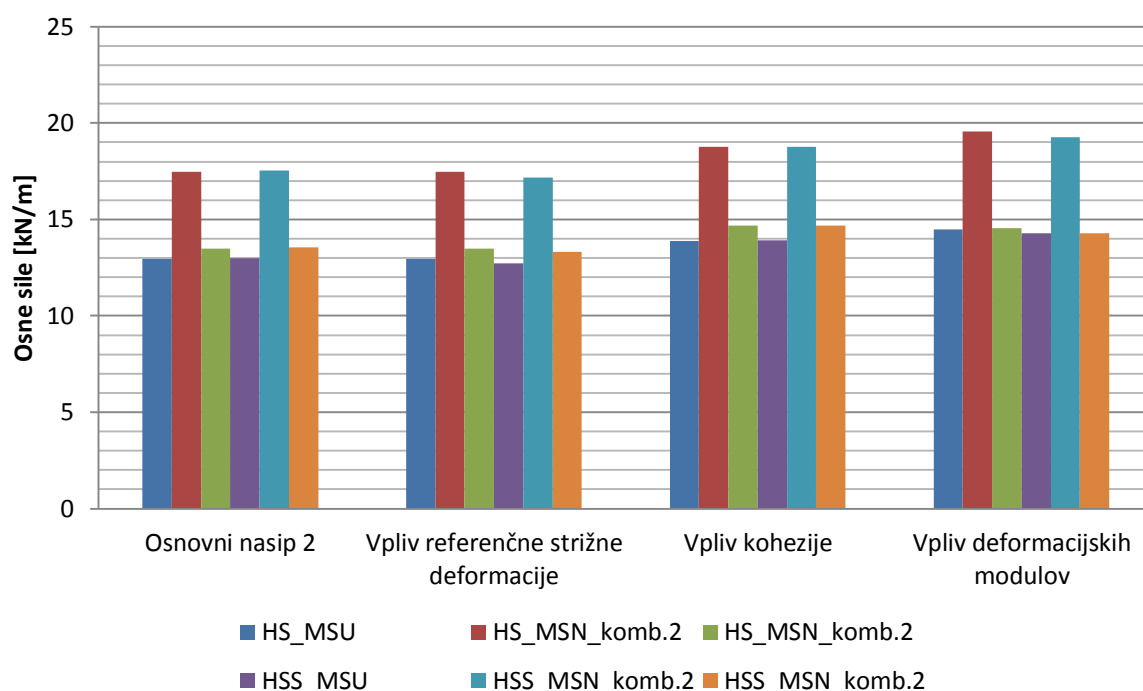
Iz primerjave rezultatov horizontalnih računskih pomikov med materialnima modeloma HS in HSSMALL, podobno kot v prejšnjih primerih opazimo zelo majhno razliko. Pri analizi za faktor 1,25 zmanjšane kohezije, dobimo pri vseh treh obtežnih kombinacijah za 1,3% večje pomike pri HS modelu, kot pri HSSMALL modelu (glede na izhodiščni model je ta razlika znašala 1%). Za primer zmanjšanja deformacijskih modulov na polovico dobimo pri HS modelu za 2,6% večje vrednosti pri MSU in MSN kombinacija 1, ter 2,7% večje vrednosti pri MSN kombinacija 2, kot pri HSSMALL modelu. Največje razlike (7,8%) med materialnima modeloma dobimo s povečano referenčno strižno deformacijo.

Osne sile v geomrežah

V tabeli 32 so navedene vrednosti osnih sil za vsak primer spremenjenih karakteristik, ki so grafično predstavljene na sliki 64. Prikazane vrednosti osnih sil pripadajo najbolj obremenjeni geomreži za posamezni primer. Za vpliv zmanjšane togosti materiala je najbolj obremenjena tretja geomreža, za ostale vplive pa druga geomreža.

Tabela 32: Vrednosti osnih sil v drugi geomreži za vse obtežne kombinacije za posamezne parametre nasipnega materiala

Vpliv	HARDENING SOIL [kN/m]			HARDENING SOIL SMALL [kN/m]		
	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2	MSU	MSN_komb.1	MSN_komb.2
Osnovni nasip 2	12,95	17,48	13,50	13,00	17,55	13,54
Vpliv referenčne strižne deformacije	12,95	17,48	13,50	12,72	17,17	13,33
Vpliv kohezije	13,90	18,77	14,67	13,91	18,78	14,68
Vpliv deformacijskih modulov	14,49	19,56	14,55	14,27	19,26	14,29



Slika 64: Vrednosti osnih sil v drugi geomreži za vse kombinacije obtežb in materialna modela HS in HSSMALL glede na posamezni vpliv

Opazimo, da za vse primere spremenjenih karakteristik materiala dobimo večje vrednosti osnih sil v primerjavi z osnovnim modelom. S povečano referenčno mejo strižne deformacije smo dobili za približno 2% večje obremenitve (HSSMALL model vse obtežne kombinacije) in približno 7% za primer zmanjšane kohezije (HS in HSSMALL model vse obtežne kombinacije). Največje razlike nam je ponovno dal primer z zmanjšanimi togostnimi moduli in sicer smo za MSU in MSN kombinacija 1 dobili za približno 11% večje osne sile in za MSN kombinacija 2 za 7% večje osne sile.

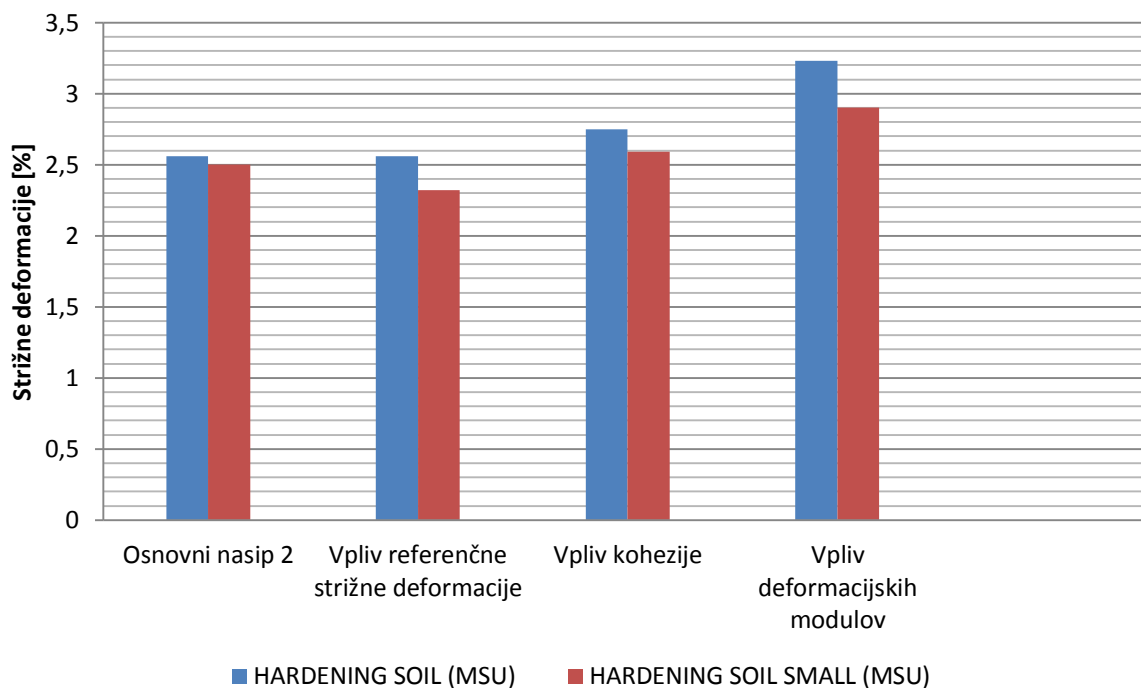
Razlike v obremenitvah geomreže pri primerjavi HS in HSSMALL modela so zelo majhne. Za povečano referenčno mejo strižne deformacije in zmanjšane deformacijske module so razlike v rangui 1%, za primer zmanjšane kohezije pa razlik praktično ni.

Strižne deformacije

Tabela 33 in slika 65 prikazujeta vrednosti maksimalnih strižnih deformacij za HS in HSSMALL model vseh primerov spremenjenih parametrov.

Tabela 33: Vrednosti strižnih deformacij za materialna modela HS in HSSMALL pri različnih parametrih nasipnega materiala

Vpliv	HARDENING SOIL [%]	HARDENING SOIL SMALL [%]
Osnovni nasip 2	2,56	2,5
Vpliv referenčne strižne deformacije	2,56	2,32
Vpliv kohezije	2,75	2,59
Vpliv deformacijskih modulov	3,23	2,9



Slika 65: Grafični prikaz strižnih deformacij za HS in HSSMALL model pri različnih parametrih nasipnega materiala

Ugotovili smo, da se vrednosti maksimalnih strižnih deformacij v nasipih povečajo v primerih večje referenčne strižne deformacije, manjše kohezije in nižjih deformacijskih modulov. Za HS model dobimo v vseh primerih večje vrednosti strižnih deformacij kot za HSSMALL model. Opazimo tudi, da so vse strižne deformacije v rangi večjem kot 10^{-3} , kar je po Atkinsonu (2000) območje velikih deformacij.

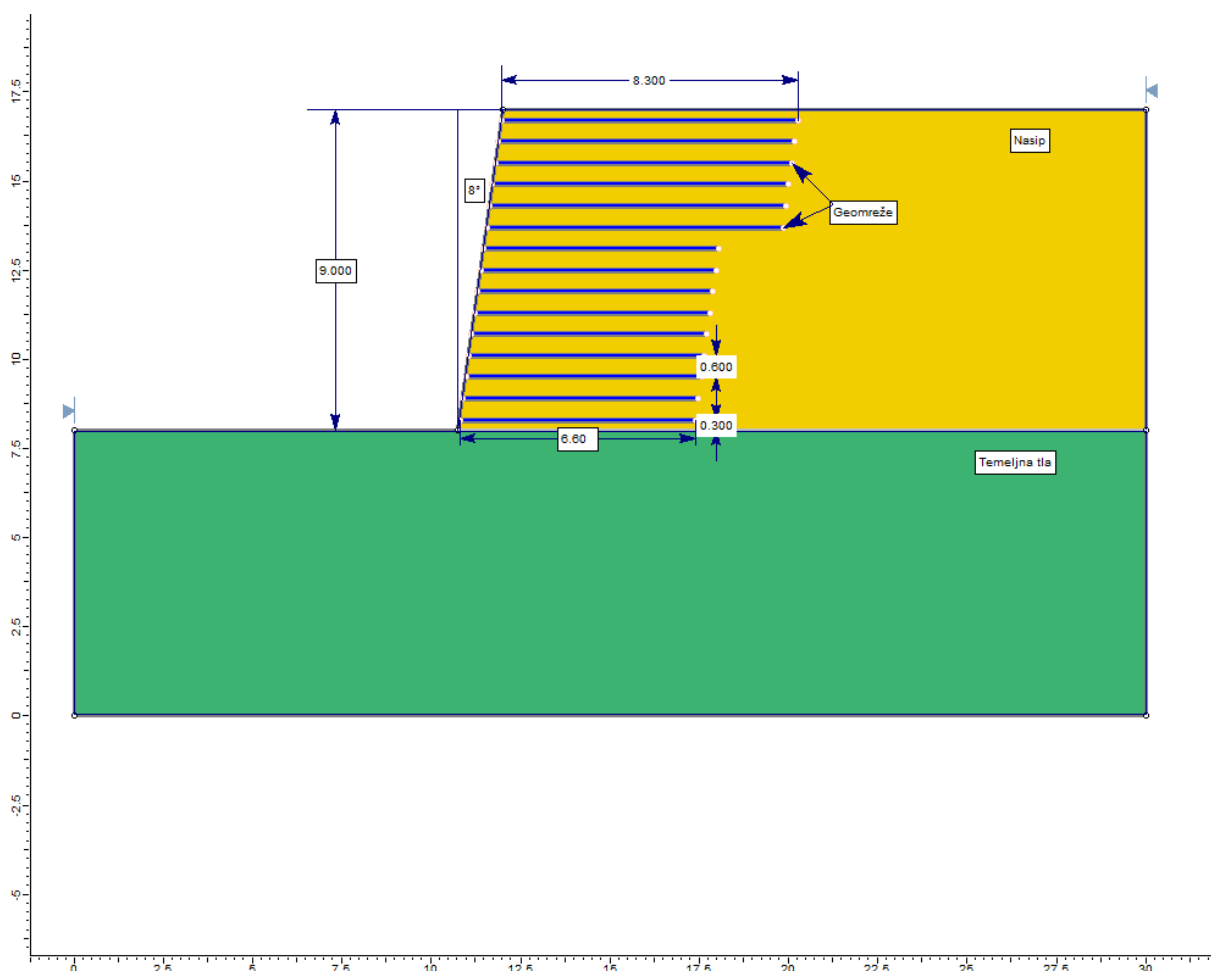
5.5 Izračun stabilnosti s programom SLIDE

Analizo globalne stabilnosti smo izvedli s programsko opremo Slide 7.0 po metodi mejnega ravnovesja. Program je v splošnem namenjen analizi stabilnosti pobočij, načrtovanju podpornih konstrukcij, ugotavljanju občutljivosti terena, ponikanju podtalnice in analizi verjetnosti porušitve.

Globalno varnost smo preverili le za dva 9 m visoka nasipa iz armirane zemljine, z upoštevanjem materialnih karakteristik nasip 1 in nasip 2. V programu smo definirali geometrijo, prikazano na sliki 66, ki je podobna geometriji upoštevani v programu Plaxis. Strižne trdnosti materialov nasipa 1 in nasipa 2 smo modelirali z Mohr – Coulombovim modelom, ki zvezo med strižno trdnostjo τ in normalno efektivno napetostjo σ'_n izrazi z naslednjo linearno enačbo:

$$\tau = c' + \sigma'_n \tan \varphi' \quad (32)$$

kjer sta c' kohezija zemljine in φ' strižni kot zemljine.



Slika 66: Model 9 m nasipa v programu Slide

V skladu z zahtevami Evrokoda 7, projektni pristop 3, smo v analizi upoštevali projektne vrednosti strižnih karakteristik materialov in projektno odpornost geomrež. Z upoštevanjem enačb 25, 26 in 27 ter delnimi faktorji podanimi v poglavju 5.3 smo v program Slide podali projektne vrednosti materialnih karakteristik zapisane v tabeli 34:

Tabela 34: Projektne vrednosti materialnih karakteristik

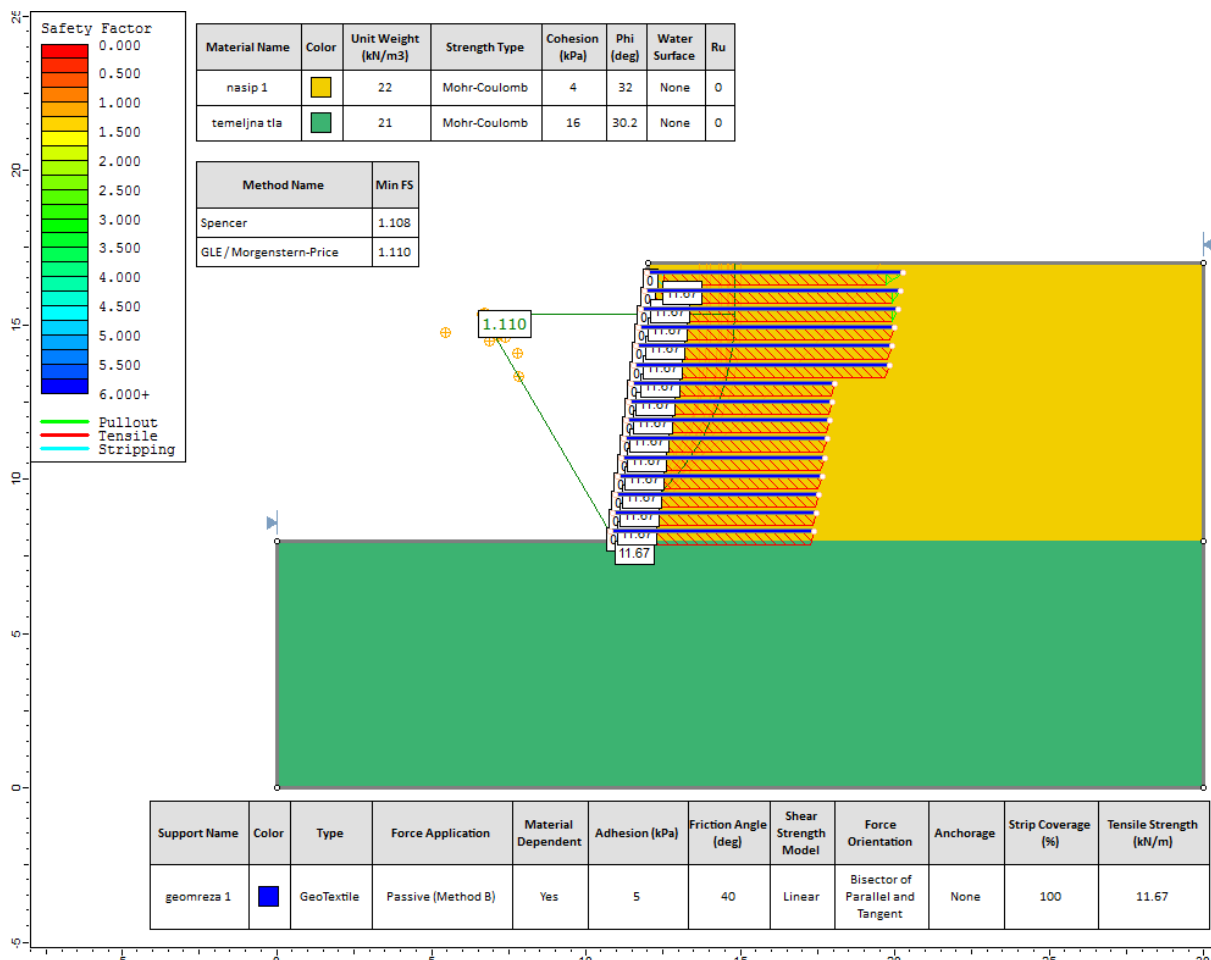
Material	Specifična teža $\gamma [kN/m^3]$	Kohezija $c [kPa]$	Strižni kot $\varphi [^\circ]$
Nasip 1	22	4	32
Nasip 2	19	12	26,6
Temeljna tla	21	16	30,2

Za razliko od programa Plaxis, kjer smo za modeliranje geomrež podajali togost, v programu Slide podamo le projektno natezno odpornost. Po priporočilu nemških smernic EBGeo, smo z enačbo 6 izračunali projektno odpornost geomreže $R_d = 11,67 \text{ kN/m}$. Podatek za karakteristično vrednost natezne trdnosti smo dobili od proizvajalca, ki za izbrano geomrežo (TENAX TT 160RW) pri 2% deformaciji navaja vrednost $R_{k,2\%} = 49 \text{ kN/m}$.

V analizi globalne stabilnosti se po metodi mejnih ravnotežnih stanj določajo možne drsne ploskve. Za izračun so na voljo številne metode, kot na primer metodi Morgenstern – Price in Spencer ki smo ju izbrali. Obe omenjeni metodi delujeta po načelih lamelne metode. Med seboj se razlikujeta v predpostavki: Morgenstern – Price metoda, strižne in efektivne komponente medlamelnih sil poveže s poljubno (pol sinusno) funkcijo ki razporeja nagibe teh sil, medtem ko Spencer metoda upošteva konstantno razmerje medlamelnih sil. Program izračuna varnostne faktorje za vsako od možnih drsin, kot merodajnega pa nam poda najmanjšega (za najbolj kritično drsino). Faktor, ki ga dobimo je merilo ali je nasip stabilen ali ne (Vochl Černe, 2010).

5.5.1 Rezultati analize v programu Slide za 9 m nasip 1

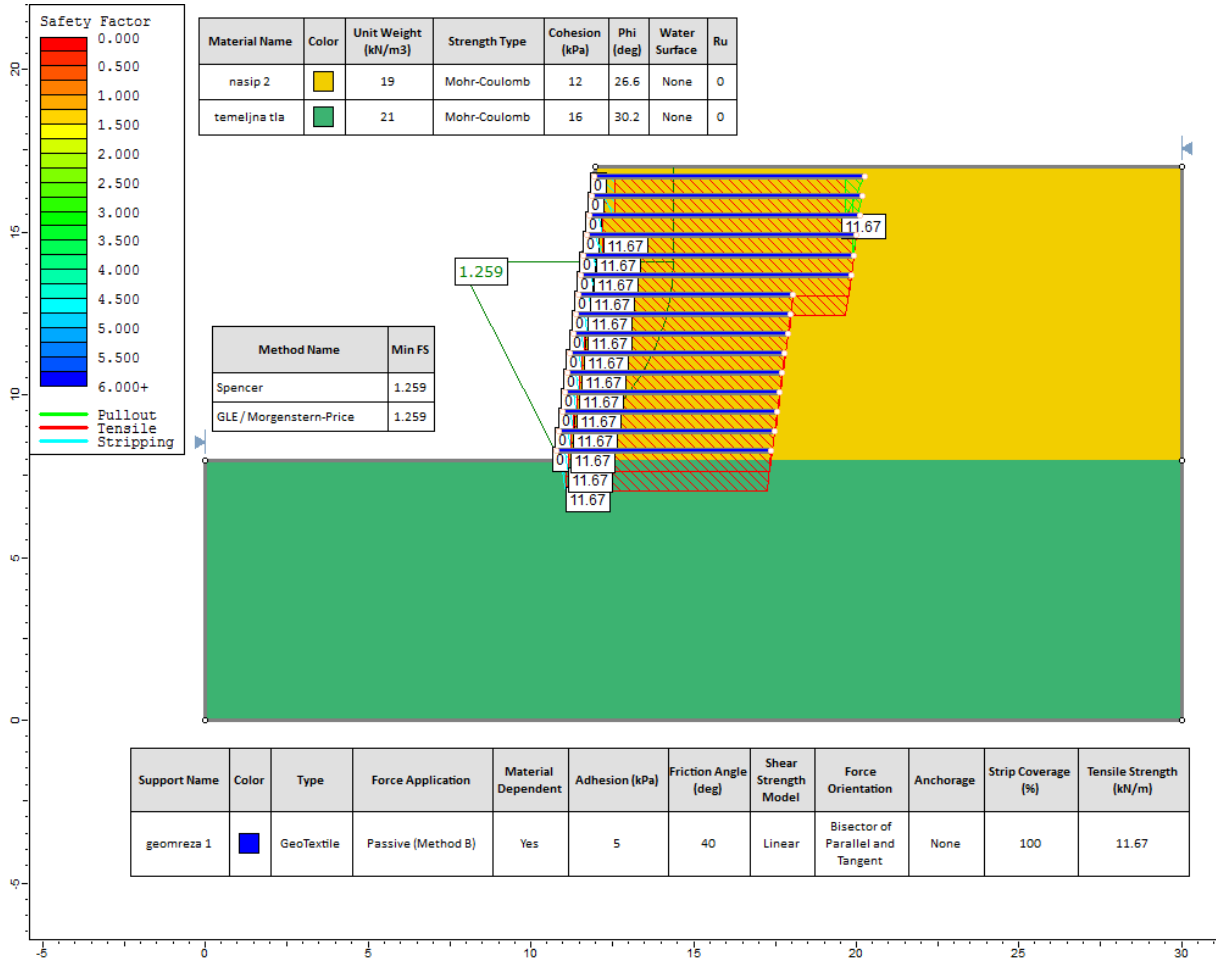
Na sliki 67 smo prikazali najbolj kritično drsino nasipa z upoštevanimi projektnimi vrednostmi materialnimi parametrov nekoherentnega materiala. Rezultati analize po metodi GLE/Morgenstein - Price in metodi Spencer kažejo, da ne dobimo večjih razlik v računski varnosti. Po metodi Morgenstein - Price je faktor varnosti nasipa 1,110 in po metodi Spencerja 1,108. Glede na zahtevo Evrokod 7, da mora biti najmanjši izračunani varnostni faktor $\geq 1,0$, da je nasip 1 ustrezen v smislu standarda.



Slika 67: Rezultati stabilnostne analize s programom SLIDE za 9 m nasip 1

5.5.2 Rezultati analize v programu Slide za 9 m visok nasip 2

Rezultati analize iz Slida so prikazani na sliki 68. Opazimo, da dobimo enako računsko varnost tako z izračunom po metodi GLE/Morgenstein - Price kot z metodo Spencer. Faktor varnosti nasipa 2 je 1,259. Po zahtevah Evrokod 7 je tudi nasip 2 stabilen.



Slika 68: Rezultati stabilnostne analize s programom SLIDE za 9 m nasip 2

6 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo prikazali rezultate geostatične analize brežin nasipov varovanih z geomrežami. Analize so bile v osnovi izvedene za dva različna nasipna materiala, tri različne višine in v nadaljevanju še ob upoštevanju različnih materialnih parametrov zemljin in/ali geomrež. Geostatični izračuni vseh konstrukcij so bili izvedeni v skladu s standardom Evrokod 7 in nemškimi smernicami EBGE0. S programskim orodjem Plaxis 2D, smo vse izračune po metodi končnih elementov izvedli za dva materialna modela: Hardening soil model in njegove razširjene verzije Hardening soil small, ki upošteva togost pri majhnih deformacijah. Naš namen je bil ugotoviti, če in koliko vpliva izbira materialnega modela na pomike konstrukcije in osne sile v geomrežah.

Izbira primernege materialnega modela za analizo konstrukcije je ključnega pomena iz vidika varnosti in vidika ekonomičnega načrtovanja geostatičnih konstrukcij. Za HSSMALL model se poleg parametrov s katerimi definiramo HS model podaja še togost tal pri zelo majhnih deformacijah, ki jo je v splošnem relativno težko določiti. Posredno je togost mogoče določiti z nekaterimi geotehničnimi terenskimi (down-hole test, cross-hole test, SASW in drugi) ali laboratorijskimi (triosne preiskave, upogibni elementi, resonančna preiskava in drugi) preiskavami. Zaradi številnih težav, ki se pojavijo ob določevanju togosti zemljin pri majhnih deformacijah (draga oprema, zahtevna interpretacija dobljenih podatkov in tako dalje) je smiselno vedeti ali je analiza s HSSMALL modelom upravičena, oziroma nam za analizo tovrstnih konstrukcij zadošča že uporaba preprostejšega HS modela.

Pomembno je omeniti, da za analizirane primere na razpolago nismo imeli terenskih ali laboratorijskih preiskav in gre le za parametrično študijo. Izhodiščne karakteristike nasipov so temeljile na simulaciji preiskusa s krožno ploščo s programom Plaxis, s katerim smo ugotavljali primernost karakteristik nasipnega materiala. Za togost pri zelo majhnih deformacijah smo privzeli priporočeno empirično zvezo Hardina in Blacka (1969).

V vseh računskih primerih se je pri primerjavi rezultatov analiz s HS in HSSMALL modelom izkazalo, da dobimo zelo majhne razlike v horizontalnih pomikih nasipa in osnih silah v geomrežah. V večini primerov dobimo večje vrednosti horizontalnih pomikov za HS model, katerih velikostni red razlik je do 5% (z izjemo 3,6 m manj koherentnega nasipa, kjer je razlika 11% ter v primeru povečane referenčne strižne deformacije koherentnega 9 m nasipa, kjer je razlika 7%). Podobno so tudi razlike za osne sile v geomrežah pri primerjavi rezultatov analiz med materialnima modeloma v rangi do 5%. Največje obremenitve geomrež se pojavijo v spodnji tretjini višine nasipa, običajno v drugi ali tretji geomreži, gledano od spodaj navzgor. Opazili smo, da smo v koherentnem materialu (nasip 2), ki je sicer imel nižje togostne karakteristike, dobili manjše pomike, osne sile in strižne deformacije in v večini primerov tudi precej manjša odstopanja rezultatov med HS in HSSMALL modelom, kar kaže na to, da ima kohezija razmeroma velik vpliv na obnašanje tovrstnih nasipov.

Primerjava strižnih deformacij konstrukcije je pokazala, da smo za vse analizirane primere dobili večje vrednosti pri HS modelu v primerjavi s HSSMALL modelom. Pri manj koherentnem materialu so razlike strižnih deformacij med materialnima modeloma znašale do 11%, medtem ko so bile razlike za

koherentni material v rangu do 6%. Zanimiva je tudi ugotovitev, da se razlike strižnih deformacij med HS in HSSMALL modelom z večanjem togosti geomreže povečujejo. Za vse primere nasipnih brežin smo dobili maksimalne strižne deformacije v rangu večjem kot 10^{-3} , kar je po Atkinsonu (2000) območje velikih deformacij.

Pri primerjavi računskih analiz z upoštevanjem različno togih geomrež smo opazili, da togost geomreže vpliva na velikostni red horizontalnih pomikov nasipa in osnih sil v geomrežah, medtem ko na izbiro materialnega modela ni imela večjega vpliva. Z uporabo bolj toge geomreže smo dobili manjše horizontalne pomike konstrukcije, hkrati pa so bolj toge geomreže nase prevzele večje obremenitve. Strižne deformacije so se z večanjem togosti geomrež zmanjševale. Z izračunom končnih varnosti za posamezno togost geomrež smo ugotovili, da se z večanjem togosti geomreže povečuje varnost, vendar se vrednost od določene togosti naprej ustavi oziroma limitira. Ugotovili smo tudi, da izbira materialnega modela na končno računsko varnost praktično nima vpliva, saj so razlike v vrednostih dobljene pri HS in HSSMALL modelu zelo majhne.

Na podlagi primerjave rezultatov osnih sil v geomrežah in horizontalnih pomikov konstrukcije za materialna modela HS in HSSMALL lahko zaključimo, da v našem primeru uporaba HS modela zadošča za opis obnašanja in geotehnično presojo z geomrežami armiranih nasipov in nasipnih brežin in da uporaba HSSMALL modela predvsem iz ekonomskega vidika ni nujna. Končne velikosti strižnih deformacij, ki smo jih izračunali, našo konstrukcijo uvrščajo v območje velikih deformacij, zato upoštevanje togosti pri zelo majhnih deformacijah ni izkazalo dramatičnih razlik v velikosti premikov in obremenitev v geomrežah. To je verjetno tudi eden izmed razlogov, da se tovrstne konstrukcije v inženirski praksi pogosto projektirajo po metodah mejnega ravnovesja (limit equilibrium methods), ki v procesu projektiranja ne nudijo nobene informacije o deformacijskem stanju oziroma o premikih konstrukcije.

VIRI

Ashaari, Y., Arenicz, R.M. 1990. Aspects of the behaviour of reinforced earth walls. Doctor of Philosophy thesis. Department of civil and mining engineering. University of Wollongong: 568 str.

Atkinson, J.H., Sallfors, G. 1991. Experimental determination of soil properties. Proceedings of the 10th ESCMFE. Vol. 3. Florence: 915-956.

Bolanča, K., Mlinarić, V., Milić, S. 2012. Opći tehnički uvjeti za radove u vodnom gospodarstvu. Knjiga 2. Gradnja i održavanje komunalnih vodnih građevina. Polaganje geotekstila i geomreža. Zagreb, Građevinski fakultet sveučilišta u Zagrebu: 11-13.

http://www.voda.hr/sites/default/files/dokumenti/poglavlje_3-polaganje_geotekstila_i_geomreza.pdf

(Pridobljeno 5. 11. 2015.)

Beg, D., Pogačnik, A. 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana: Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.

Benz, T. 2007. Small-Strain Stiffness of Soils and it's Numerical Consequences. Ph.D. Thesis. Stuttgart, Universitat Stuttgart: 193 str.

http://www.uni-stuttgart.de/igs/content/publications/IGS_Dissertationen/Diss_Benz.pdf (Pridobljeno 15. 10. 2015.)

Dyer, M.R., Milligan, G.W.E. 1984. A photoelastic investigation of the interaction of a cohesionless soil with reinforcement placed at different orientations. International Conference on In situ soil and rock reinforcement, Paris, May, 1984: 257-262.

Dyer, M.R. 1985. Observation of the stress distribution in crushed glass with application to soil reinforcement. Ph. D. Thesis. Oxford, University of Oxford: 222 str.

Duncan, J.M., Chang, C.M. 1970. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. Journal of soil mechanics and foundations division. ASCE: 1629-1653.

EBGEO. 2009. Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements – EBGEO. Translation of the 2nd German edition: 97-130.

Gray, D.H., Ohashi, H. 1983. Mechanics of fiber reinforcement in sand. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 109, No. 3: 335-353.

Gray, D.H., Al-Refael, T. 1986. Behaviour of fabric-versus fiber-reinforced sand. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 112, No. 8: 804-819.

Hardin, O.B., Black, W.L. 1969. »Vibration modulus of normally consolidated clay«. J. Of the soil mechanics and foundations Div. ASCE: 94:353-369.

Hardin, O.B., Drnevich, P.V. 1972. Shear modul and damping in soils. Design equations and curves. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division 98, 6: 603-692.

Jewell, R.A., Jones, C.J.F.P. 1981. Reinforcement of clay soils and waste material using grids. Proc. 10th International Conference On soil mechanics and foundation engineering, Stockholm, 1981: 701-706.

Jewell, R.A., Wroth, C.P. 1987. Geotechnique. Direct shear tests in reinforcement sand. Volume 37, Issue 1: 53-68.

Jewell, R.A. 1989. Geotechnique. Direct shear tests on sand. Volume 39, Issue 2: 309-322.

Jones, C.J.F.P. 1985. Reinforced earth and soil structure. Butterworths, England, 1985

Kondner, R.L., Zelasko, J.S. 1963. A hyperbolic strain stress formulation for sands. Proceedings of The second American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brazil, July, 1963: 289-394.

Logar, J. Gradnja nasipov. Priprava temeljnih tal. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodetijo. KMTAL.

<http://www.fgg.uni-lj.si/kmtal-gradiva/Gradiva%20za%20vec%20predmetov/Skripta%20Janko%20Logar/Gradnja%20nasipov.pdf> (pridobljeno 10. 11. 2015.)

McGown, A., Andrawes, K.Z., Al-Hasani, M.M. 1987. Effect of inclusion properties on the behaviour of sand. Geotechnique, Vol. 28, No. 3: 327-346.

Miligan, W.E., Palmeira, E.P. 1987. Prediction of bond between soil and reinforcement. Proceedings of Prediction and performance in geotechnical engineering, Calgary, June, 1987: 147-153

Petkovšek, A. 2004. Geosintetiki - ali jih znamo pravilno uporabljati. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo in Gradbeni inštitut ZRMK Ljubljana: 17-19.

Plaxis. 2012. Plaxis material models manual 2012.

<http://wildeanalysis.co.uk/system/downloads/306/original/2D2012-3-Material-Models.pdf?1355928231> (Pridobljeno 5. 1. 2016.)

PLAXIS. 2D AE. 2014. Plaxis bv.

Preiskus s krožno ploščo.

<http://www.howland.co.uk/Site-Investigation/Plate.html> (Pridobljeno 2. 5. 2016.)

Pulko, B., Robas, A. 2012. Seizmični dilatometer in njegova uporaba v praksi. Razprave 6. Posvetovanja geoteknikov Slovenije, Lipica, 2012: 157-170.

<http://www.sloged.si/wp-content/uploads/Razprave%206.%20posvetovanja/2.3.pdf> (Pridobljeno 2. 3. 2016.)

Santos, J.A., Correia, A.G. 2001. Reference threshold shear strain of soil. It's application to obtain a unique strain dependant shear modulus curve for soil. In: Proceedings of the 15th International Conference on soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 1, Balkema, Istanbul, August 27-31, 2001: p. 267-270.

Schultze, E., Horn, A. 1996. Setzunsberechnung in Grundbautaschenbuch, herausgegeben von U. Smolczyk, 5. Auflage: 225-254.

Shewbridge, S.E., Sitar, N. 1989. Deformation characteristic of reinforced sand in direct shear. Journal of geotechnical engineering, Vol. 115, No. 8: 1134-1147.

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

SIST EN 1997 - 1: 2007 - Evrokod 7 - Geotehnično projektiranje - 2. Del: Preiskovanje in preizkušanje tal.

Slide 7.009. 2015. Rocscience inc.

Vidal, H. 1966. La terre armee. Annales de L'Institut Tehnique du batiment et des travaux publics. Serie materiaux, Paris, July-August, 1966 :223-224.

Tenax International, B. V. 2010. Tehnical note. The importance of geogrid modulus.

<http://www.tenax.net/geosynthetics/technical-note/the-importance-of-geogrid-modulus.pdf>

(Pridobljeno 1. 7. 2016.)

Vees, E. 2004. Plate load test in road and earthworks construction according to din 18134 testing procedures, testing equipment, theoretical background. Leinfelden-Echterdingen, November 30, 2004: A1-A3.

<http://docslide.us/documents/plate-load-test-procedure-din-18134.html> (Pridobljeno 15. 12. 2015.)

Vermeer, P.A., Schanz, T., Bonnier, P.G. 1999. The Hardening Soil Model: Formulation and verification. 1. International Plaxis Symposium 'Beyond 2000 in Computational Geotechnics'. Amsterdam, March 18-20, 1999: 1-16.

http://www.uni-stuttgart.de/igs/content/publications/Veroeffentlichungen_vor_2010/40.pdf

(Pridobljeno 2. 3. 2016.)

Vochl, Č.M. 2010. Stabilnost brežin iz armirane zemljine na primeru zahodnega portala predora Markovec. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba Č. M. Vochl): 94 str.

Vucetic, M., Dobry, R. 1991. Effect of soil plasticity on cyclic response. Journal of geotechnical engineering, ASCE, 117: 89-107.

Žmavc, J. 2007. Gradnja cest: voziščne konstrukcije. 2. Izpopolnjena izdaja. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, DRC – Družba za raziskave v cestni in prometni stroki Slovenije: 360 str.