

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Univerzitetni program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidatka:

Aleksandra Sovdat

**POMEN PREISKOVANJA TRENJSKE
ODPORNOSTI STIKA GEOSINTETIK-
ZEMLJINA ZA VARNOST ARMIRANIH
BREŽIN**

Diplomska naloga št.: 3159

Mentor:
prof. dr. Bojan Majes

Somentor:
viš. pred. dr. Ana Petkovšek

Ljubljana, 5. 5. 2011

IZJAVA O AVTORSTVU

Skladno s 27. členom Pravilnika o diplomskem delu UL Fakultete za gradbeništvo in geodezijo,

podpisana **ALEKSANDRA SOVDAT** izjavljam, da sem avtorica diplomske naloge z naslovom:

»POMEN PREISKOVANJA TRENJSKE ODPORNOSTI STIKA GEOSINTETIK – ZEMLJINA ZA VARNOST ARMIRANIH BREŽIN«.

Izjavljam, da prenašam vse materialne avtorske pravice v zvezi z diplomsko nalogo na UL, Fakulteto za gradbeništvo in geodezijo.

Noben del tega zaključnega dela ni bil uporabljen za pridobitev strokovnega naziva ali druge strokovne kvalifikacije na tej ali na drugi univerzi ali izobraževalni inštituciji.

Ljubljana, 18.4.2011

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.131.52/.53(043.2)
Avtor:	Aleksandra Sovdat
Mentor:	prof. dr. Bojan Majes, univ. dipl. inž. gradb.
So-mentor:	viš. pred. dr. Ana Petkovšek, univ. dipl. inž. geol.
Naslov:	Pomen preiskovanja trenjske odpornosti stika geosintetik – zemljina za varnost armiranih brežin
Obseg in oprema:	82 str., 19 preg., 34 sl., 20 en.
Ključne besede:	armaturni geosintetik, stik geosintetik-zemljina, direktni strižni preizkus, natezni preizkus, EBGeo

Izveček

Geosintetiki so polimerni materiali, ki so se v zadnjih desetletjih uveljavili na področju geotehnike. Poudarek diplomske naloge je na armaturnih geosintetikih, predstavljene so njihove osnovne lastnosti in uporaba.

V eksperimentalnem delu naloge smo raziskovali dve lastnosti armaturnih geosintetikov, ki so bistvenega pomena za projektiranje armiranih geotehničnih objektov. Preiskali smo natezno trdnost geomreže in strižno trdnost stika med geomrežo in tremi različnimi zemljinami.

Zadnji del diplomske naloge je parametrična študija stabilnosti pokrova na brežini, narejena v skladu z nemškimi smernicami EBGeo. Preverili smo kako dimenzije brežine, predvsem pa strižne trdnosti zemljin in kontaktov med zemljinami ter obravnavanimi armaturnimi in tesnilnimi geosintetiki vplivajo na varnost objekta.

BIBLIOGRAPHIC – DOKUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC:	624.131.52/.53(043.2)
Author:	Aleksandra Sovdat
Supervisor:	Prof. Ph.D. Bojan Majes
Co-supervisor:	Ph.D. Ana Petkovšek
Title:	Importance of researching friction properties of soil – geosynthetic interface for safety of reinforced slopes
Notes:	82 p., 19 tab., 34 fig., 20 eq.
Key words:	geosynthetic for reinforcement, soil-geosynthetic interface, direct shear test, wide-width tensile strength, EBGeo

Abstract

Geosynthetics are polymer materials that in recent decades became well-accepted material in geotechnical engineering. The focus of this thesis are geosynthetics for reinforcement, their basic properties and applications are presented.

In experimental part we studied two geosynthetic characteristics which are essential for designing geosynthetic-reinforced soil structures. We investigated geogrid tensile strength and interface friction angle between geogrid and three different soils.

In last part a parametric study of cover on slope stability was made in accordance with German guidelines EBGeo. It was examined how slope dimensions and inclination, shear strength of subgrade layers and shear strength of soil-geosynthetic for reinforcement interface influence safety of treated structure.

ZAHVALA

Zahvaljujem se somentorici dr. Ani Petkovšek in mentorju dr. Bojanu Majes za pomoč, strokovne nasvete in podporo pri izdelavi diplomske naloge. Zahvaljujem se tudi Mateju Mačku za pomoč in svetovanje pri računskem delu naloge.

Posebna zahvala gre moji družini, predvsem staršema, za vso podporo in vzpodbudo v celotnem času šolanja in med pisanjem diplomske naloge.

Gostaria de agradecer à Dr^a Castorina Fernanda da Silva Vieira por toda a ajuda, orientação e auxílio no decurso da componente experimental da minha tese.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	ARMATURNI GEOSINTETIKI V GEOTEHNIČNIH GRADNJAH	3
2.1	Sanacija temeljnih tal	3
2.2	Premoščanje temeljnih tal z nepredvidljivo poroznostjo	6
2.3	Armiranje brežin	7
2.4	Gradnja opornih konstrukcij iz armirane zemljine	11
2.5	Zagotavljanje stabilnosti pokrova na brežinah	13
2.6	Gradnja nevezanih in vezanih nosilnih plasti cest	15
3	TESTNE METODE IN ZAHTEVE ZA PREIZKUŠANJE GEOSINTETIKOV	16
3.1	Izbira ustreznega standarda glede na namen rabe	16
3.1.1	Lastnosti, ki jih je potrebno preizkusiti in ustrezni postopki za preizkus	17
3.1.2	Obstojnost in trajnost	18
3.1.2.1	Hitrost prekrivanja geosintetika	18
3.1.2.2	Funkcionalnost za dobo 5 let	18
3.1.2.3	Funkcionalnost za dobo 25 let	19
3.1.2.4	Druge vrste geosintetikov ali drugi pogoji uporabe	19
3.2	Potrjevanje skladnosti	20
4	INTERAKCIJA GEOSINTETIK Z EMLJINA	21
5	NAMEN NALOGE	23
6	EKSPERIMENTALNI DEL	24
6.1	Splošno	24
6.2	Uporabljeni materiali	24

6.2.1	Geomreža	24
6.2.2	Zemljine	26
6.3	Program raziskav	28
6.4	Natezni preizkusi	28
6.4.1	Opis preizkusa	28
6.4.2	Rezultati preizkusa	30
6.4.3	Analiza rezultatov	32
6.5	Direktni strižni preizkusi	32
6.5.1	Splošno	32
6.5.2	Zahteve v standardu	34
6.5.3	Faktorji, ki vplivajo na rezultate	34
6.5.4	Opis preizkusa	36
6.5.4.1	Splošno	36
6.5.4.2	Program laboratorijskih preiskav	36
6.5.4.3	Določitev relativne gostote zemljine	38
6.5.4.4	Določitev strižne trdnosti	38
6.5.4.5	Določitev strižnega kota	39
6.5.4.6	Določitev učinkovitosti mobiliziranega strižnega kota	40
6.5.5	Rezultati	40
6.6	Analiza rezultatov	42
7	PARAMETRIČNA ŠTUDIJA STABILNOSTI POKROVA NA BREŽINI	43
7.1	Splošno	43
7.2	Račun stabilnosti pokrova na brežini z uporabo smernic za izračun armaturnih geosintetikov – EBGeo	44
7.2.1	Račun stabilnosti pokrova na brežini in določitev potrebnega armaturnega geosintetika	44
7.2.1.1	Določitev projektnih vplivov	44
7.2.1.2	Določitev projektnega odpora zemljine	45
7.2.1.3	Potrebna natezna trdnost armaturnega geosintetika	46

7.2.2	Račun potrebnih dimenzij sidrnega jarka	47
7.3	Geometrijske in geotehnične lastnosti brežine, pokrova na brežini in sidrnega jarka	50
7.4	Rezultati	52
7.4.1	Stabilnost pokrova na brežini	52
7.4.2	Potrebna natezna trdnost armaturnega geosintetika in potrebne dimenzije sidrnega jarka	56
7.4.3	Generalni naklon brežine skupaj s sidrnim jarkom	61
7.5	Povzetek ugotovitev	64
8	ZAKLJUČEK	65
9	EXPANDED SUMMARY IN ENGLISH	67
VIRI		80

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 3.1:	Značilnosti geosintetikov za izbrane namene rabe	16
Preglednica 3.2:	Pomembne lastnosti geosintetikov, ki jih je potrebno preveriti pri načrtovanju in gradnji (po zahtevah SIST EN 13249)	17
Preglednica 3.3:	Največji dopustni čas izpostavljenosti	18
Preglednica 6.1:	Glavne lastnosti osnovnih polimerov	24
Preglednica 6.2:	Fizikalne lastnosti geomreže Fortrac 110	25
Preglednica 6.3:	Redukcijski faktorji pri določanju projektne natezne trdnosti na dolgi rok za geomrežo Fortrac 110	26
Preglednica 6.4:	Karakteristike zemljin	27
Preglednica 6.5:	Izračunana natezna trdnost in raztezek za vseh 5 preiskovanih vzorcev v vzdolžni smeri in prečni smeri	30
Preglednica 6.6:	Laboratorijski plan	37
Preglednica 6.7:	Normalna napetost in največja strižna napetost	41
Preglednica 6.8:	Primerjava rezultatov strižnih preizkusov	41
Preglednica 7.1:	Redukcijski faktorji armaturnega geosintetika	47
Preglednica 7.2:	Dimenzije brežine in velikosti strižnih kotov	50
Preglednica 7.3:	Dimenzije sidrnega jarka	50
Preglednica 7.4:	Varnostni faktorji za vplive in material	51
Preglednica 7.5:	Geotehnični parametri posameznih slojev zemljine	52
Preglednica 7.6 a):	Parametrična študija stabilnosti pokrova na brežinah	53
Preglednica 7.6 b):	Parametrična študija stabilnosti pokrova na brežinah	54
Preglednica 7.7:	Vpliv naklona brežine na generalni naklon objekta, potrebno natezno trdnost armaturnega geosintetika, celotno dolžino objekta in volumen zemljine, vgrajene v brežino	63

KAZALO SLIK

Slika 2.1:	Značilne deformacije nasipa na slabo nosilnih tleh	4
Slika 2.2:	Primer izboljšanja temeljnih tal	5
Slika 2.3:	Nasip na slabo nosilnih tleh	5
Slika 2.4:	Nasip preko temeljnih tal, izboljšanih z gruščnatimi koli	6
Slika 2.5:	Nasip preko lokalnih anomalij v tleh	7
Slika 2.6:	Stabilnostna analiza brežine pri predpostavljeni krožni porušnici – določitev potrebne sile T	8
Slika 2.7:	Stabilnostna analiza brežine pri predpostavljeni krožni porušnici – določitev potrebne nosilnosti armaturnih trakov	9
Slika 2.8:	Značilni primeri koristne uporabe armiranja brežin	10
Slika 2.9:	Shematski prikaz možnih načinov izvedbe oporne konstrukcije z ojačitvijo z geosintetiki	11
Slika 2.10:	Shematski prikaz izračuna zemeljskih pritiskov	12
Slika 2.11:	Shematski prerez brežine	14
Slika 2.12:	Zmanjševanje potrebne debeline nevezanih plasti iz kamenega agregata z uporabo armaturnih geosintetikov (Giroud in Noiray, 1967). h_0 – brez uporabe armaturnega geosintetika, Δh – redukcija debeline nevezanih plasti z uporabo armaturnega geosintetika	15
Slika 4.1:	Zaklinjanje delcev zemljine med odprtine geomreže	22
Slika 6.1:	Geomreža Fortrac 110	25
Slika 6.2:	Zrnavostna krivulja uporabljenih zemljin	27
Slika 6.3:	Izvajanje nateznih preizkusov	29
Slika 6.4:	Odvisnost raztezka od natezne sile v vzdolžni smeri	31
Slika 6.5:	Odvisnost raztezka od natezne sile v prečni smeri	31
Slika 6.6:	Direktni strižni aparat v laboratoriju FEUP (Fakulteta za inženiring Univerze v Portu)	33
Slika 6.7:	Izvajanje direktnih strižnih poizkusov na strižnem aparatu	33
Slika 6.8:	Izvajanje direktnih strižnih poizkusov na strižnem aparatu	33

Slika 6.9: Določitev vrhunske in rezidualne strižne trdnosti	39
Slika 6.10: Določitev strižnega kota	40
Slika 7.1: Shematski prerez obravnavane brežine in pokrova na brežini	43
Slika 7.2: Iztrg armaturnega geosintetika	48
Slika 7.3: Porušitev krone brežine	49
Slika 7.4: Prerez obravnavane brežine in pokrova	51
Slika 7.5: Vpliv geometrije brežine na a) potrebno silo sidranja in b) potrebno širino krone brežine in širino dna jarka	56
Slika 7.6: Vpliv debeline pokrova na brežini na a) in b) potrebno silo sidranja ter c) in d) potrebno širino krone brežine in širino dna jarka	57
Slika 7.7: Porušitev zaradi a) iztrga armaturnega geosintetika oziroma b) porušitve krone brežine	58
Slika 7.8: Vpliv strižne trdnosti sklopa na a) in b) potrebno silo sidranja ter c) in d) potrebno širino krone brežine in širino dna jarka	59
Slika 7.9: Vpliv strižnega kota kontakta armaturni geosintetik-zemljina pokrova na potrebno širino krone brežine in širino dna jarka	60
Slika 7.10: Generalni naklon brežine skupaj s sidrnim jarkom	61
Slika 7.11: Vpliv geometrije brežine na generalni naklon ter a) potrebno natezno trdnost armaturnega geosintetika, b) dolžino celotnega objekta in c) volumen zemljine v brežini	62

KAZALO SIMBOLOV

Simbol	Enota	Lastnosti
α	[°]	generalni naklon brežine
β	[°]	naklon brežine
β_v	[°]	naklon sidrnega jarka
γ	[kN/m ³]	prostorninska teža zemljine
γ_d	[kN/m ³]	suha prostorninska teža zemljine
γ_δ		varnostni faktor za strižni kot
γ_φ		varnostni faktor za strižni kot
γ_a		varnostni faktor za adhezijo
γ_c		varnostni faktor za kohezijo
γ_g		varnostni faktor za stalne vplive
γ_M		varnostni faktor za nosilnost armaturnega geosintetika
δ	[°]	strižni kot kontakta
δ_1	[°]	strižni kot tesnilnega sklopa
δ_2	[°]	strižni kot kontakta armaturni geosintetik-zemljina
δ_k	[°]	strižni kot kontakta armaturni geosintetik-zemljina
η_M		varnostni faktor za računski pristop
ϑ	[°]	kot med aktivno porušnico in horizontalno ravnino
ϑ'	[°]	kot med aktivno porušnico in naklonom oporne konstrukcije
σ_n'	[kPa]	efektivna normalna napetost
σ_v	[kPa]	vertikalna normalna napetost
τ	[kPa]	strižna trdnost
τ_p	[kPa]	vrhunska strižna trdnost
τ_r	[kPa]	rezidualna strižna trdnost
φ'	[°]	strižni kot

A_1		redukcijski faktor zaradi lezenja
A_2		redukcijski faktor zaradi poškodb med transportom, rokovanjem in vgradnjo
A_3		redukcijski faktor zaradi obdelave površine
A_4		redukcijski faktor zaradi staranja
a_k	[kN/m ²]	adhezija sklopa armaturni geosintetik-zemljina
c'	[kPa]	kohezija
C_u		koeficient enakomernosti
C_c		koeficient ukrivljenosti
d	[m]	debelina pokrova na brežini
d_1	[m]	debelina rekultivacijske plasti
d_2	[m]	debelina drenažne plasti
dh	[m]	vertikalni razmik med armaturnimi trakovi
D_{10}	[mm]	premer zrna pri presejku 10 % (ostali podobno)
e		količnik por
e_i	[kN/m]	aktivni zemeljski pritisk na globini z_i
E_φ	[%]	učinkovitost mobiliziranega strižnega kota
E_d	[kN/m]	projektne vplivi
$E_{a,d}$	[kN/m]	aktivni zemeljski pritisk
$E_{p,d}$	[kN/m]	pasivni zemeljski pritisk
E_i	[kN]	rezultantna sila, ki jo prevzame posamezni armaturni trak
F_{max}	[kN]	izmerjena maksimalna obtežba pred pretrgom
FS		faktor varnosti
FS_{ID}		redukcijski faktor zaradi poškodb pri gradnji
FS_{CR}		redukcijski faktor zaradi lezenja
FS_{CD}		redukcijski faktor zaradi kemične degradacije
FS_{BD}		redukcijski faktor zaradi biološke degradacije
FS_{JNC}		redukcijski faktor zaradi stikov

G_d	[kN/m]	teža zemljine na brežini
h_w	[m]	višina vode
h_v	[m]	globina sidrnega jarka
H	[m]	višina brežine
I_d	[%]	relativna gostota zemljine
k_a		koeficient aktivnega zemeljskega pritiska
K		koeficient zemeljskega pritiska
l_a	[m]	nenosilna dolžina armaturnega traku
l_n	[m]	nosilna dolžina armaturnega traku
L	[m]	dolžina brežine
L_1	[m]	širina krone brežine
L_2	[m]	dolžina brežine sidrnega jarka
L_3	[m]	širina dna sidrnega jarka
L_{sp}	[m]	dolžina loka porušne ploskve
N_m		minimalno število nateznih elementov preizkušanca
N_s		dejansko število nateznih elementov preizkušanca
$R_{t,d}$	[kN/m]	projektni odpor zemljine
$R_{b,d}$	[kN/m]	projektni odpor armaturnega geosintetika
$R_{b,k}$	[kN/m]	karakteristični odpor armaturnega geosintetika
R	[m]	polmer krožne porušnice
S_d	[kN/m]	strujna sila
T	[kN/m]	natezna trdnost armaturnega geosintetika
V	[m ³]	volumen
W	[kg]	teža
W_s	[kg]	suha teža

1 UVOD

Geosintetiki so razmeroma mladi gradbeni materiali, katerih uporaba se v zadnjih letih vse bolj širi. Izdelani so iz različnih vrst polimerov in imajo zelo različne mehanske in hidravlične lastnosti.

Med geosintetike uvrščamo:

- geotekstilije (GTX),
- geomreže (GNE),
- armaturne geomreže (GGD),
- geomembrane (GMB),
- geosatovja (GCE).

Uporabljajo se v kombinaciji z zemljinami, kamninami in drugimi geotehničnimi materiali in opravljajo eno ali več funkcij:

- ločevanje,
- armiranje,
- filtriranje,
- dreniranje,
- tesnjenje,
- površinska zaščita pred erozijo.

Eno od hitro rastočih področij uporabe je armiranje.

Princip armiranja zemljin je podoben principu armiranja betona. Zemljini, ki sicer ima tlačno in strižno trdnost, nima pa natezne trdnosti oziroma je ta zelo majhna, dodamo armaturni geosintetik, ki ima visoko natezno trdnost. Tako se natezne napetosti iz zemljine s trenjem in adhezijo prenesejo na armaturo.

Za pravilno in učinkovito načrtovanje rabe armaturnih geosintetikov je zato potrebno poznati lastnosti zemljine, lastnosti geosintetikov in njihovih interakcij.

Ker zahteve po geomrežah kot armaturnih materialih v geotehničnih gradnjah vse bolj naraščajo in je na trgu vse več različnih tipov proizvodov, je obnašanje kontakta med zemljino in določenim tipom geomreže predmet številnih raziskav.

V svoji diplomski nalogi sem raziskovala armaturno mrežo Fortrac 110. Najprej sem naredila serijo nateznih preizkusov in primerjala, če dobljeni rezultati ustrezajo lastnostim, ki jih podaja proizvajalec. Trdnostno obnašanje kontakta zemljina – armaturna geomreža sem raziskala v direktnem strižnem aparatu z uporabo treh različnih vzorcev zemljin.

S parametrično študijo sem preverila, kako posamezni parametri vplivajo stabilnost pokrova na brežini, potrebno natezno silo, ki jo mora prevzeti armaturni geosintetik in na potrebne dimenzije sidrnega jarka.

2 ARMATURNI GEOSINTETIKI V GEOTEHNIČNIH GRADNJAH

Geosintetiki se v geotehničnih in drugih inženirskih gradnjah uporabljajo že več kot 50 let.

Za armiranje se v geotehniko uporabljajo geotekstilije in geomreže. Osnovna lastnost le-teh je zagotavljanje natezne trdnosti, ki je sama zemljina nima ali pa je zelo majhna.

Geomreže prenašajo napetosti na zemljino preko pasivne odpornosti zemljine na prečna rebra geomreže in preko trenja med zemljino in horizontalno površino geomreže. Geotekstilije prenašajo napetosti na zemljino samo preko trenja z zemljino.

Armaturni geosintetik se vgrajuje horizontalno med plasti zemljine, lahko pa tudi na nagnjene brežine, kadar je treba zagotoviti zadostno trenje med različnimi zemeljskimi plastmi.

Geosintetiki se v geotehničnih gradnjah uporabljajo za armiranje pri:

- sanaciji malo nosilnih temeljnih tal,
- premoščanju tal z nepredvidljivo poroznostjo,
- armiranju brežin,
- gradnji opornih konstrukcij iz armirane zemljine,
- zagotavljanju stabilnosti pokrovov na brežinah
- gradnji nevezanih in vezanih nosilnih plasti cest.

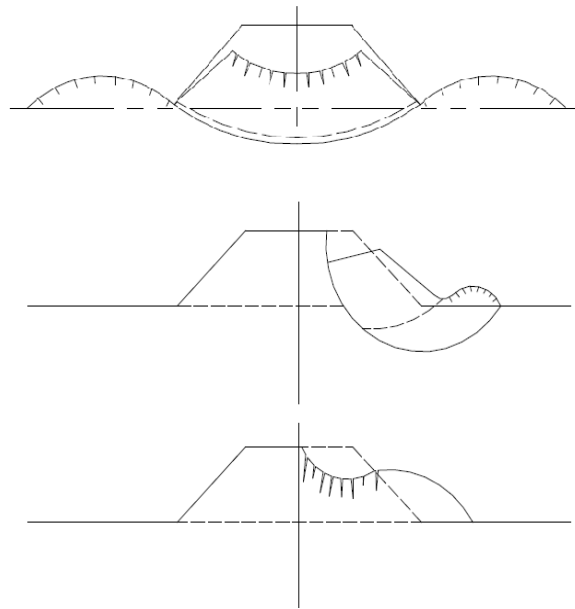
2.1 Sanacija temeljnih tal

Sanacija temeljnih tal je potrebna, kadar le-ta nimajo zadostne nosilnosti za prevzem dodatnih napetosti v temeljnih tleh, ki jih povzroči gradnja nasipa. Temeljna tla z nizko strižno trdnostjo se zaradi gradnje nasipa lahko porušijo že med gradnjo.

Da ne pride do porušitve nasipa, jih je potrebno armirati. Pravilna uporaba armaturnega geosintetika poveča trenjski odpor kompozita (zemljina in geosintetik) in zmanjša nevarnost porušitve nasipa.

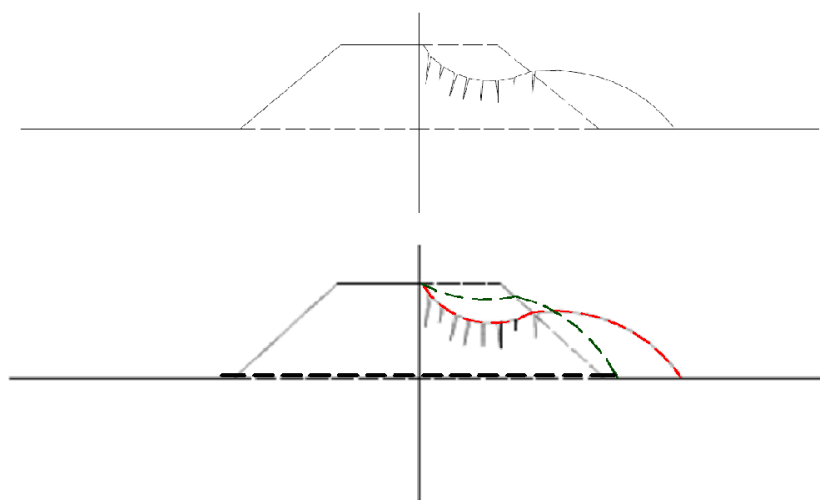
Uporaba armaturnega geosintetika za ojačitev slabo nosilnih tal pri gradnji nasipov prispeva k:

- večji varnosti nasipa med gradnjo,
- povečanju hitrosti gradnje,
- povečanju dopustne višine nasipa,
- zmanjšanju distorzijskih deformacij med gradnjo ter
- izboljšanju obnašanja nasipa zaradi povečanja homogenosti pri posedkih po izgradnji.



Slika 2.1: Značilne deformacije nasipa na slabo nosilnih tleh
Figure 2.1: Embankment deformations over soft foundation soils

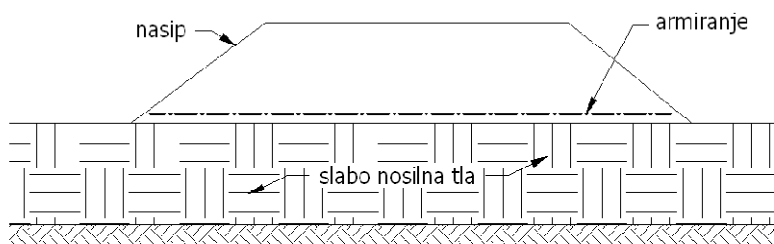
Kadar temeljna tla niso sposobna prevzeti strižne napetosti, ki jih povzroča gradnja nasipov, lahko pride do različnih oblik porušitve (slika 2.1). Z armiranjem temeljnih tal jim zagotovimo potrebno strižno trdnost in tako preprečimo porušitev in zmanjšamo bočno izrivanje (slika 2.2).



Slika 2.2: Primer izboljšanja temeljnih tal

Figure 2.2: Potential improvement of an embankment on soft foundation soils

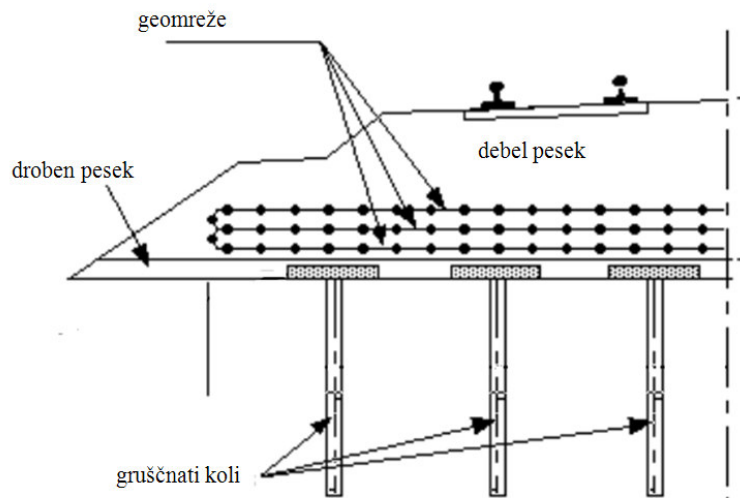
V primeru gradnje nasipov preko homogenih, slabo nosilnih tal, armaturni geosintetik praviloma polagamo tako, da je smer geosintetika z največjo natezno trdnostjo pravokotna na os nasipa. Na začetki in ob koncu nasipa pa izvedemo še dodatne ojačitve v smeri osi nasipa.



Slika 2.3: Nasip na slabo nosilnih tleh

Figure 2.3: Embankment over soft foundation soil

Uporaba armaturnega geosintetika je primerna tudi v primeru gradnje nasipov nad tlemi, ki so bila predhodno izboljšana z gruščnatimi koli (slika 2.4).



Slika 2.4: Nasip preko temeljnih tal, izboljšanih z gruščnatimi koli

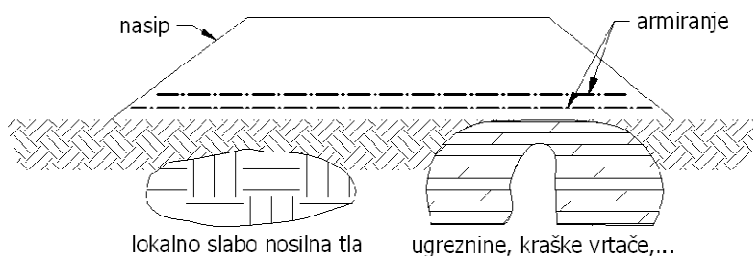
Figure 2.4: Embankment over foundation soil, previously improved with gravel columns

(<http://www.geosynthetic-institute.org/grispecs/g3/g3.html>)

2.2 Premoščanje temeljnih tal z nepredvidljivo poroznostjo

Armiranje temeljnih tal pod nasipi je potrebno ne samo v primeru slabo nosilnih, a bolj ali manj homogenih temeljnih tal (slika 2.3), ampak tudi kadar imamo opravka s sicer dobro nosilnimi tlemi, v katerih pa se pojavljajo lokalne anomalije (slika 2.5).

V primeru lokalnih neenakomernih mest z nepredvidljivo poroznostjo (pesek med trdno glino, kraške vrtače, razpoklinske cone itd.) je lahko armiranje potrebno v različnih smereh. Smer ojačitve moramo zato prilagoditi glede na lokacijo anomalij.



Slika 2.5: Nasip preko lokalnih anomalij v tleh

Figure 2.5: Embankment over local anomalies

2.3 Armiranje brežin

Največji možen nagib nearmirane brežine iz homogenega materiala brez kohezije je enak strižnemu kotu zemljine v brežini. Kadar pa načrtujemo brežino iz enakega materiala, a želimo dobiti večje nagibe brežin, je potrebno v zemljino vnesti dodatno odpornost za vzdrževanje ravnotežja. Za vnos potrebne horizontalne odpornosti so armaturni geosintetiki primerna rešitev. Vgradimo jih v horizontalnih plasteh in tako izboljšamo strižni odpor zemljine. Dodatno silo, ki je potrebna za vzdrževanje ravnotežja, dobimo z izrazom (Jewell, 1991):

$$T = 0.5 K \gamma H^2 \quad , \quad (2.1)$$

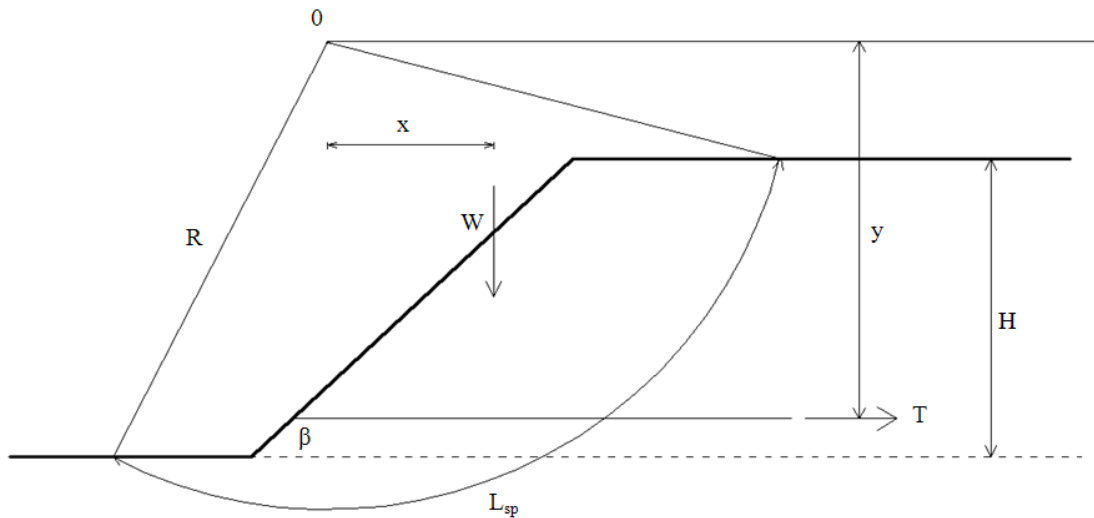
kjer je (glej sliko 2.6)

T ... dodatna sila, potrebna za vzdrževanje ravnotežja,

H ... višina brežine,

K ... koeficient zemeljskega pritiska, ki je odvisen od nagiba brežine β , trdnostnih parametrov zemljine in koeficienta pornega tlaka,

γ ... prostorninska teža zemljine.



Slika 2.6: Stabilnostna analiza brežine pri predpostavljene krožni porušnici – določitev potrebne sile T

Figure 2.6: Circular arc slope stability analysis

Stabilnost armirane brežine moramo preveriti z analizami verjetnosti porušitve za različne predpostavljene drsne ploskve po eni od priznanih metod:

- analitični računi za predpostavljene drsne ploskve enostavnih oblik (ravna, krožna, logaritmična) v homogenih tleh,
- numerični računi po lamelnih metodah (metode Bishop, Janbu, Morgenstern in Price, Spencer...)
- numerični računi po MKE ali diferenčni metodi.

Število, vertikalno razporeditev in potrebno dolžino armaturnih geosintetikov lahko določimo s pomočjo:

- analitičnih postopkov, ki so jih razvili različni avtorji,
- metode končnih elementov,
- komercialnih programov za preverjanje stabilnosti ali
- diagramov za dimenzioniranje.

V geotehniko pri preverjanju stabilnosti armiranih brežin običajno uporabimo pristop z metodo mejnih stanj za predpostavljene potencialne krožne porušnice. Faktor varnosti izrazimo kot:

$$FS = \frac{\sum (\tau_f + T_i)}{W} \quad (2.2)$$

kjer je (glej sliko 2.7)

FS ... faktor varnosti

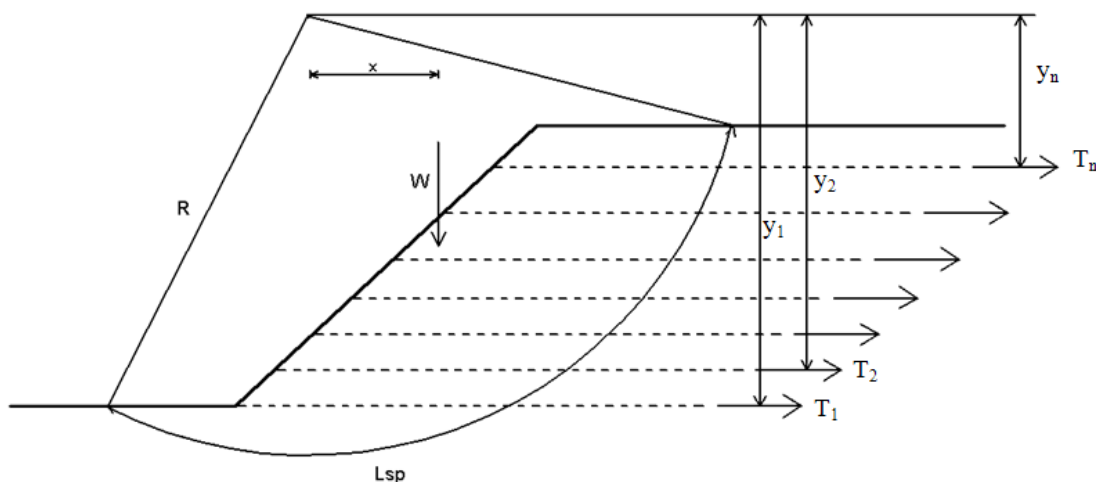
τ_f ... strižna trdnost zemljine

L_{sp} ... dolžina loka porušne ploskve

R ... polmer krožne porušnice

T_i ... razpoložljiva trdnost ojačitve z geosintetikom

W ... teža zemljine

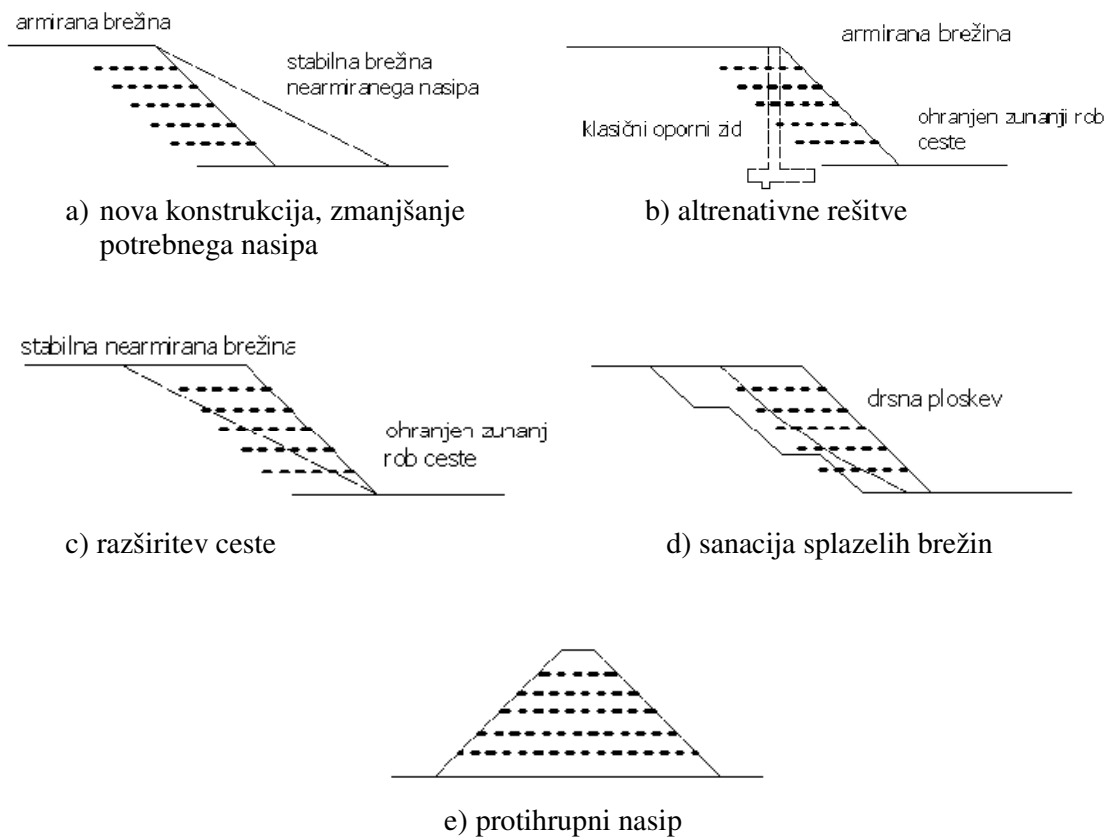


Slika 2.7: Stabilnostna analiza brežine pri predpostavljene krožni porušnici – določitev potrebne nosilnosti armaturnih trakov

Figure 2.7: Circular arc slope stability analysis

Z vgradnjo armaturnega geosintetika med nasipne plasti zmanjšamo količino potrebnega nasutja in omogočimo rabo manj kvalitetnega nasutja, hkrati pa ustvarimo več prostora ob vznožju nasipa in s tem omogočimo boljše izrabo prostora.

Armiranje brežin se uporablja pri sanacijah poškodovanih in porušeni brežin, razširitvah obstoječih nasipov ter pri gradnji novih nasipov. Zaradi manjših stroškov so armirane brežine ugodnejša rešitev kot gradnja opornih konstrukcij.



Slika 2.8: Značilni primeri koristne uporabe armiranja brežin

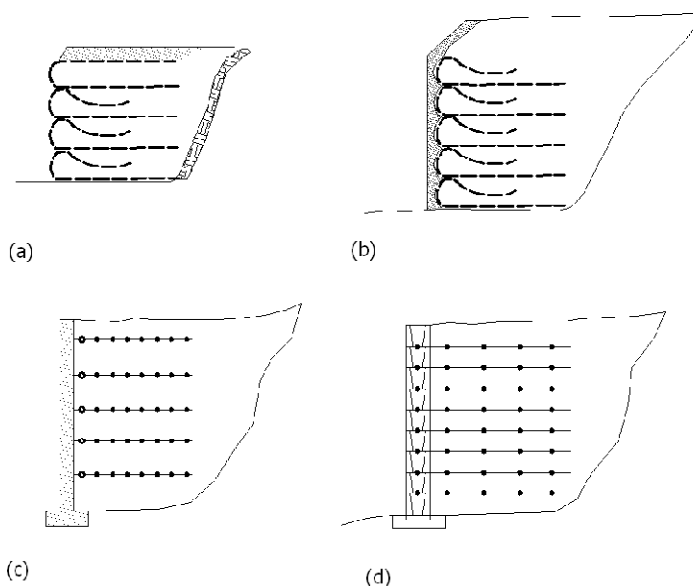
Figure 2.8: Applications of reinforced slopes: (a) construction of new embankments; (b) alternative to retaining walls; (c) road widening; (d) slide repair; (e) noise attenuation embankments

2.4 Gradnja opornih konstrukcij iz armirane zemljine

Kadar imajo armirane brežine zelo strme do vertikalne naklone, jih obravnavamo kot oporne konstrukcije. V primerjavi s klasičnimi težnostnimi opornimi konstrukcijami so cenejše, bolj fleksibilne, primernejše za gradnjo na področjih z deformabilnimi temeljnimi tlemi in manj občutljive na dinamične obremenitve.

Za zaščito čela uporabimo različne prefabricirane, lesene ali na mestu izdelane elemente. Možne so izvedbe:

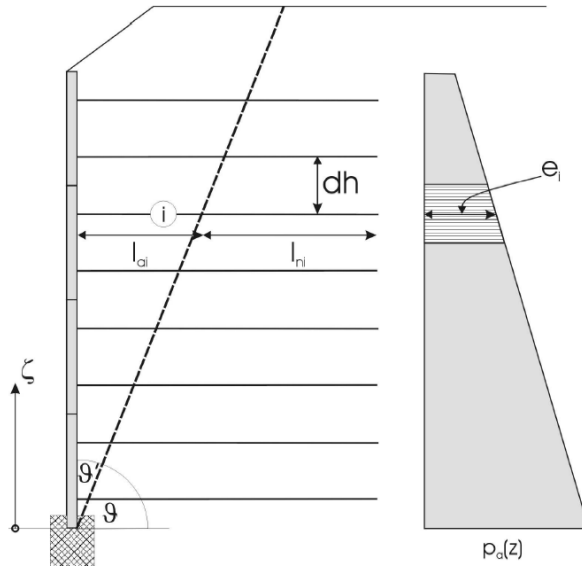
- z ovijanjem brez čelne stene (slika 2.9(a)),
- z ovijanjem s čelno steno (slika 2.9(b)),
- z uporabo geomreže in cementno betonskih panelov (slika 2.9(c)),
- z uporabo trakov, vpetih v obložene plošče (slika 2.9(d)),
- druge oblike ojačitev z uporabo geosintetičnih ali jeklenih trakov z različnimi čelnimi oblikovanci.



Slika 2.9: Shematski prikaz možnih načinov izvedbe oporne konstrukcije z ojačitvijo z geosintetiki

Figure 2.9: Possible geosynthetic reinforced wall facings: (a) wrap; (b) wrap & shotcrete; (c) full-height precast concrete panels; (d) modular concrete units

S statično analizo oporne konstrukcije iz armirane zemljine poleg preveritve globalne stabilnosti konstrukcije določamo tudi potrebno dolžino in razmak med armaturnimi trakovi. Diagram aktivnih zemeljskih pritiskov razdelimo na deleže, ki obremenjujejo posamezen armaturni trak (glej sliko 2.10).



Slika 2.10: Shematski prikaz izračuna zemeljskih pritiskov

Figure 2.10: Calculation of earth pressure

S spodnjimi izrazi določimo ustrezno rezultanto, ki jo prevzame posamezen armaturni trak. Enaka je produktu zemeljskega pritiska na globini trakov in vertikalne razdalje med trakovi.

$$\text{---} \quad (2.3)$$

$$\text{---} \quad (2.4)$$

$$\text{---} \quad (2.5)$$

$$\text{---} \quad (2.6)$$

$$\text{---} \quad (2.7)$$

k_a ... koeficient aktivnega zemeljskega pritiska

ϑ ... kot med aktivno porušnico in horizontalno ravnino

ϑ' ... kot med aktivno porušnico in naklonom oporne konstrukcije

φ' ... strižni kot zemljine

c' ... kohezija zemljine

σ_v ... vertikalne napetosti zaradi lastne teže tal

e_i ... aktivni zemeljski pritisk na globini z_i

E_i ... rezultantna sila, ki jo prevzame posamezni armaturni trak

dh ... vertikalni razmik med armaturnimi trakovi

Na podlagi dobljene rezultantne sile (E_i) lahko za vsak nivo določimo potrebno natezno trdnost armaturnih trakov. Sila v posameznem traku ne sme preseči njegove projektne nosilnosti, ki jo določimo iz mejne sile traku ob upoštevanju ustreznega količnika varnosti.

Potrebna dolžina trakov (geomrež oziroma geotekstilij) je vsota dveh delnih dolžin:

- nenosilne dolžine (l_{ai}), ki premosti razdaljo od obložnih plošč do aktivne porušnice in
- nosilne dolžine (l_{ni}), ki preko trenja prenaša silo traku v zaledno zemljino za porušnico.

2.5 Zagotavljanje stabilnosti pokrova na brežinah

Kadar stabilnostna analiza brežine pokaže, da so projektni vplivi (teža zemljine na brežini, strujna sila, sneg...) večji od projektnega odpora zemljine, si lahko pomagamo z armaturnimi geosintetiki, s katerim prevzamemo manjkajoči del sile odpora.

Potreben projektni odpor armaturnega geosintetika določimo iz izraza:

$$R_{t,d} + R_{b,d} - E_d \geq 0, \quad (2.8)$$

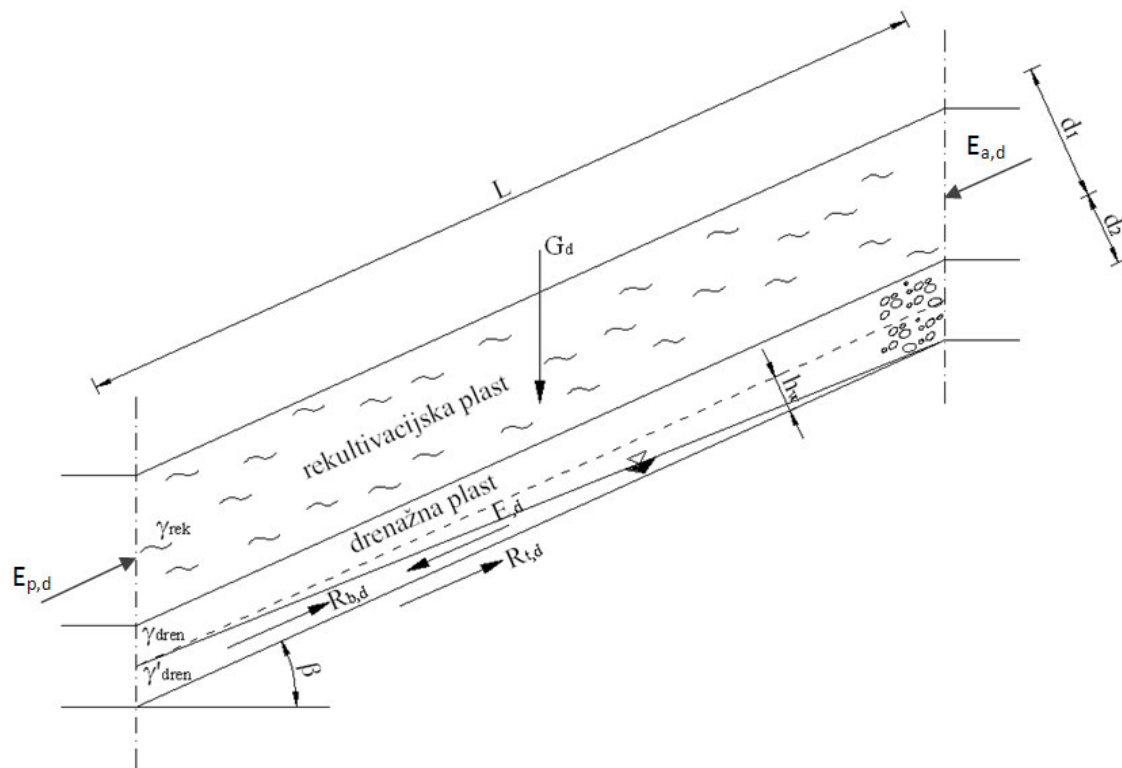
kjer je

$R_{t,d}$... projektni odpor zemljine

$R_{b,d}$... projektni odpor armaturnega geosintetika

E_d ... projektni vplivi.

Shematski prerez brežine je prikazan na sliki 2.11.



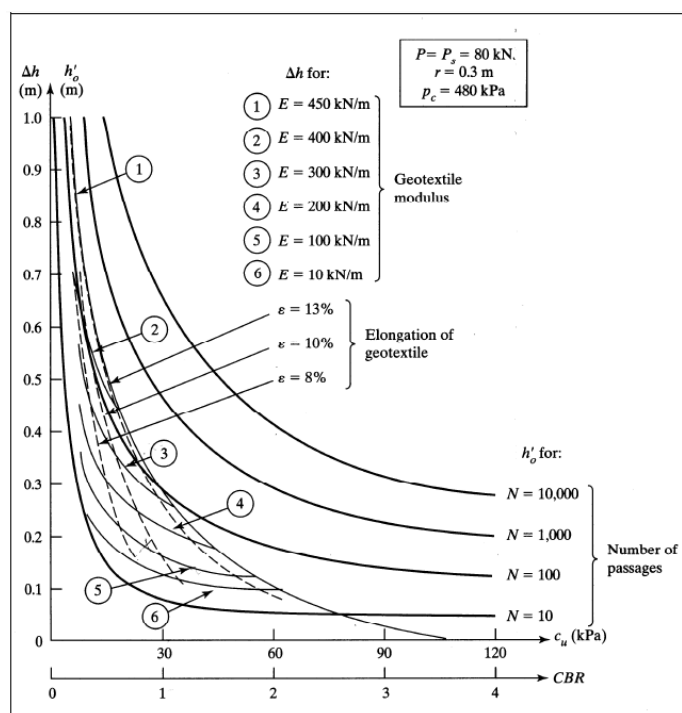
Slika 2.11: Shematski prerez pokrova na brežini

Figure 2.11: Slope cross-section

G_d – teža zemljine na brežini, S_d – strujna sila, E_d – projektni vplivi, $R_{b,d}$ – projektni odpor armaturnega geosintetika, $R_{t,d}$ – projektni odpor zemljine, d_1 – debelina rekultivacijske plasti, d_2 – debelina drenažne plasti, L – dolžina brežine, $E_{p,d}$ – pasivni zemeljski pritisk, $E_{a,d}$ – aktivni zemeljski pritisk, γ_i – specifična teža zemljine, β – naklon brežine, h_w – višina vode

2.6 Gradnja nevezanih in vezanih nosilnih plasti cest

Armaturni geosintetiki delujejo kot podpora kolesni obremenitvi ceste in hkrati zmanjšujejo nevarnost nastanka kolesnic. Eksperimenti kažejo, da vgradnja armaturnega geosintetika na »mehko« podlago pod nevezanimi nosilnimi plastmi prispeva k zmanjšanju potrebne debeline nevezanih plasti iz kamenega agregata. Izdelani so diagrami za dimenzioniranje, v katerih so za načrtovane prometne obremenitve določene minimalne debeline plasti iz kamenega agregata za določeno nosilnost podlage (glej sliko 2.12).



Slika 2.12: Zmanjševanje potrebne debeline nevezanih plasti iz kamenega agregata z uporabo armaturnih geosintetikov (Giroud in Noiray, 1967). h_0 – brez uporabe armaturnega geosintetika, Δh – redukcija debeline nevezanih plasti z uporabo armaturnega geosintetika.

Figure 2.12: Reducing aggregate thickness with geosynthetic for reinforcement (Giroud and Noiray, 1967). h_0 – without using geosynthetic reinforcement, Δh – possible change in aggregate thickness resulting from the use of geosynthetic reinforcement

3 TESTNE METODE IN ZAHTEVE ZA PREIZKUŠANJE GEOSINTETIKOV

V evropskih standardih (EN ISO) so podane osnovne zahteve in podrobno opisani postopki in koraki, ki jih je potrebno opraviti pri načrtovanju rabe geosintetikov.

Ločimo dve vrsti standardov:

- standardi, ki opisujejo lastnosti, ki morajo biti preverjene za določen namen rabe in
- standardi za preizkušanje lastnosti geosintetikov

3.1 Značilnosti geosintetikov za izbrane namene rabe

V preglednici 3.1 so navedeni standardi, ki predpisujejo značilnosti, ki se zahtevajo pri gradnji izbranih objektov. Vsak izmed njih predpisuje lastnosti, ki jih je potrebno preveriti pri gradnji z geosintetiki in teste za ovrednotenje obstojnosti in trajnosti, ter temu ustrezne standarde. Določajo tudi postopek potrjevanja skladnosti. V splošnem so si vsi naštetih standardi podobni, razlikujejo se le v nekaj specifičnih podrobnostih. (*Primer: SIST EN 13250 podaja test proti abraziji v skladu z EN ISO 13427, ki ga preostali standardi ne vsebujejo*).

Preglednica 3.1: Izbira ustreznega standarda glede na namen rabe

Table 3.1: Selection of the appropriate standard

Uporaba	Standard
Ceste in druge prometne površine	SIST EN 13249
Železnice	SIST EN 13250
Nasipi, temelji in oporne konstrukcije	SIST EN 13251
Zbiralniki in jezovi	SIST EN 13254
Kanali	SIST EN 13255
Predori in podzemne gradnje	SIST EN 13256
Odstranitev trdnih odpadkov	SIST EN 13257
Obvladovanje tekočih odpadkov	SIST EN 13265

3.1.1 Lastnosti, ki jih je potrebno preizkusiti in ustrezni postopki za preizkus

Seznam lastnosti, ki jih je potrebno preizkusiti, kot predpisujejo standardi iz preglednice 3.1, vključuje te, ki so bistvene za harmonizacijo (H) ter tiste, ki so pomembne za vsa področja uporabe (A) oziroma za specifična področja uporabe (S). Prikazane so v preglednici 3.2.

Preglednica 3.2: Pomembne lastnosti geosintetikov, ki jih je potrebno preveriti pri načrtovanju in gradnji (po zahtevah SIST EN 13249)

Table 3.2: Functions, function-related characteristics and test methods to be used

Lastnost	Postopek za preizkus	Vloga			
		filtracija	ločevanje	armiranje	dreniranje
Natezna trdnost ^b	EN ISO 10319	H	H	H	H
Raztezek pri največji obtežbi	EN ISO 10319	A	A	H	A
Natezna trdnost stikov	EN ISO 10321	S	S	S	S
Statična prebodna trdnost ^{a,b}	EN ISO 12236	S	H	H	/
Dinamična odpornost proti prebodu ^a	EN 918	H	A	H	/
Trenjske karakteristike	prEN ISO 12957	S	S	A	S
Lezenje ob nategu	EN ISO 13431	/	/	S	A
Poškodbe med instaliranjem	ENV ISO 10722-1	A	A	A	A
Karakteristična odprtina por	EN ISO 12956	H	A	/	/
Prepustnost za vodo, normalno na površino	EN ISO 11058	H	A	A	/
Sposobnost prevajanja vode	EN ISO 12958	/	/	/	H
Trajnost	Aneks B	H	H	H	H
Odpornost proti preperevanju	EN 12224	A	A	A	A
Odpornost proti kemičnemu staranju	ENV ISO 12960 EN ISO 13438 ENV 12447	S	S	S	S
Odpornost proti mikrobiološkemu razpadu	EN 12225	S	S	S	S

H – zahtevano za harmonizacijo, A – relevantno za vsa področja uporabe, S – relevantno za specifična področja uporabe, / – ni relevantno za to področje uporabe, ^a – upoštevati je potrebno, da parametra morda ni možno določiti za nekatere vrste proizvodov, ^b – če sta mehanski lastnosti (natezna in prebodna trdnost) označeni s »H«, bo proizvajalec uporabil obe dokazili.

3.1.2 Obstočnost in trajnost

3.1.2.1 Hitrost prekrivanja geosintetika

Vsi geosintetiki morajo biti preizkušeni za obstojnost proti preperevanju po EN 12224, razen če so prekriti še isti dan, kot so vgrajeni. Iz rezultatov testa je določen dopustni čas, v katerem je lahko geosintetik izpostavljen oziroma odkrit (glej preglednico 3.3).

Preglednica 3.3: Največji dopustni čas izpostavljenosti

Table 3.3: Maximum exposure times

Namen uporabe	Preostala trdnost	Maksimalni čas izpostavljenosti po vgradnji
Armiranje in drugi nameni, kjer je trdnost pomemben parameter	> 80 %	1 mesec ^a
	60 % - 80 %	2 tedna
	< 60 %	1 dan
Ostali nameni rabe	> 60 %	1 mesec ^a
	20 % - 60 %	2 tedna
	< 20 %	1 dan

^a – lahko se podaljša na 4 mesece, odvisno od sezone in lokacije

3.1.2.2 Funkcionalnost za dobo 5 let

Geosintetiki, ki so izdelani iz poliestra (PET), polietilena (PE), polipropilena (PP) poliamida 6 (PA 6) ali poliamida 6.6 (PA 6.6) oziroma iz kombinacij le-teh in ne vsebujejo reciklažnih dodatkov se lahko smatrajo kot obstojni v času funkcionalne dobe 5 let, če so pravočasno prekriti in če:

- trdnost ni pomemben parameter (njihova funkcija ni armiranje)
- je pH zemljine med 4 in 9
- je temperatura tal nižja od 25° C.

3.1.2.3 Funkcionalnost za dobo 25 let

Geosintetiki, ki so izdelani iz poliestra (PET), polietilena (PE), polipropilena (PP) poliamida 6 (PA 6) ali poliamida 6.6 (PA 6.6) oziroma iz kombinacij le-teh in ne vsebujejo reciklažnih dodatkov se lahko smatrajo kot obstojni v času funkcionalne dobe 25 let, če so pravočasno prekriti in če:

- je pH zemljine med 4 in 9
- je temperatura tal nižja od 25° C
- opravijo posebne preiskave, navedene spodaj.

Geosintetiki iz poliestra morajo biti testirani na hidrolizo v skladu s standardom ENV 1447. Geosintetiki iz polipropilena in polietilena morajo biti testirani na obstojnost na oksidacijo v skladu s standardom ENV ISO 13438. Geosintetiki iz poliamida pa morajo biti testirani tako na hidrolizo v skladu z ENV 1447, kot tudi na obstojnost na oksidacijo v skladu z ENV ISO 13438. Minimalna preostala trdnost v vseh primerih mora biti vsaj 50 %.

3.1.2.4 Druge vrste geosintetikov ali drugi pogoji uporabe

Kadar imamo druge vrste geosintetikov kot v točkah 3.1.2.2 in 3.1.2.3 oziroma kadar imamo druge pogoje uporabe, je potrebno poleg že omenjenih zahtev oceniti geosintetike še na obstojnost proti delovanju mikroorganizmov v skladu z EN 12225.

Še posebej to pride v poštev, kadar:

- preverjamo funkcionalnost za dobo, daljšo od 25 let
- je temperatura tal višja od 25° C
- imamo zelo kislja ali zelo alkalna tla
- imamo tla iz odpadnih materialov, še posebej, če vsebujejo amonijeve soli

3.1.3 Potrjevanje skladnosti

Za kontrolo skladnosti moramo opraviti tiste teste, ki so v preglednici označeni s »H« glede na načrtovani namen rabe. Za teste obstojnosti pa se upoštevajo določila, opisana v točki 3.1.2.

Da lahko potrdimo skladnost proizvoda, morajo biti preverjene oznake na proizvodu in oznake na etiketi, ki morajo biti v skladu z EN ISO 10320.

Kontrolo skladnosti lastnosti določimo na dveh vzorcih, odvzetih iz dveh različnih rol. Vzorčenje mora biti izvedeno v skladu z EN 963.

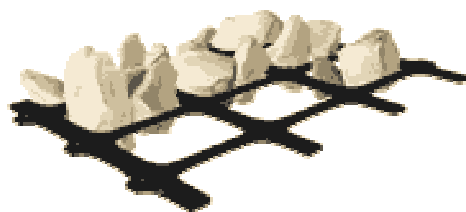
4 INTERAKCIJA GEOSINTETIK ZEMLJINA

Za varno in ekonomično projektiranje ter pravilno rabo armaturnih geosintetikov v geotehničnih gradnjah je pomembno, da poznamo ne le mehanske lastnosti materiala, ampak tudi lastnosti interakcije med geosintetikom in zemljino. Le-te so odvisne od interakcijskega mehanizma, mehanskih in fizikalnih lastnosti zemljine (oblika in velikost zrn, gostota, zrnastostna krivulja, vsebnost vode itd.), ter od mehanskih lastnosti, oblike ter geometrije armaturnega geosintetika.

Dobro razumevanje strižne trdnosti kontakta med armaturnim geosintetikom in zemljino je bistveno pri stabilnostni analizi geotehničnih objektov, v katere je vgrajen armaturni geosintetik.

Pri geomembranah in geotekstilijah je strižna odpornost kontakta posledica trenja med zemljino in geosintetikom, ker se delci zemljine ne morejo ujeti med zelo majhne odprtine geosintetika.

Direktna strižna odpornost kontakta med zemljino in geomrežo je bolj kompleksna. Strižno odpornost nudi kontakt med rebri geomreže in zemljino, hkrati pa nastopi tudi učinek zaklinjanja (glej sliko 4.1). Delci zemljine se ujamejo med odprtine geomreže in tako doprinesejo k dodatni strižni nosilnosti sklopa. Ker pri geomembranah in geotekstilijah tega učinka ni, je strižni kot kontakta vedno manjši kot v primeru uporabe geomrež.



Slika 4.1: Zaklinjanje delcev zemljine med odprtine geomreže

Figure 4.1: Soil particles interlocking between geogrid apertures

(<http://www.tenax.net/geosynthetics/soil-stabilisation/paved-and-unpaved-roads-stabilisation.htm>)

Za določitev strižnih lastnosti med zemljino in geosintetikom se v laboratorijih uporabljajo direktni strižni preizkusi in testi z izvlačanjem. Pri strižnih preizkusih se kompozit geosintetik - zemljina obremeni v normalni smeri in nato striže. Pri testih z izvlačanjem pa se meri silo, ki je potrebna, da se armaturni trak izvleče iz zemljine.

Že ena izmed prvih študij interakcije med geosintetikom in zemljino (Jewell et al., 1985) pravi, da je strižna odpornost kontakta med geomrežo in zemljino sestavljena iz:

- strižne odpornosti med zemljino in površino reber geomreže in
- notranje strižne odpornosti zemljine, ujete med odprtine geomreže.

Vendar pa je Liu et al. (2009) s serijo strižnih preizkusov na štirih različnih zemljinah in šestih različnih geosintetikih pokazal, da k strižni trdnosti kontakta poleg že omenjenih doprinese tudi nosilnost prečnih reber geomreže. Ugotovili so tudi, da je prispevek prečnih reber v drobnozrnatih zemljinah precej večji, kot pa na primer pri debelem pesku ali gramozu. Zaradi večjih delcev v zemljini je namreč učinek zaklinjanja med odprtinami geomreže manjši.

Vedeti pa moramo, da vgradnja geomreže v zemljino po drugi strani predstavlja oslabitev, saj z njo »prerežemo« zemljino in ustvarimo potencialno drsno ploskev.

5 NAMEN NALOGE

V svoji diplomski nalogi sem najprej raziskovala trdnostne lastnosti kompozita in zemljine. Preiskave sem opravila v Laboratoriju za testiranje materialov in geosintetikov na Fakulteti za inženiring v Portu na Portugalskem. Na geomreži sem naredila natezne in strižne preizkuse.

V teoretičnem delu naloge pa sem izvedla parametrično študijo, v okviru katere sem ugotavljala, kakšen je pomen trenjskega kontakta na celotno projektno zasnovano konstrukcije iz armirane zemljine. Analizo sem izvedla za primer armiranja brežine.

Preverila sem, pri kakšnih pogojih je možna gradnja brežine iz samo naravnih materialov. Za primere, kjer je armiranje potrebno, sem v računu spreminjala naklon brežine, dolžino drsne ploskve, debelino nasutja ter strižni kot med zemljino in geomrežo. Tako sem ugotavljala, kako posamezen parameter vpliva na potrebno natezno trdnost same geomreže in hkrati na potrebne dimenzije sidrnega jarka.

6 EKSPERIMENTALNI DEL

6.1 Splošno

Na Fakulteti za inženiring (FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto) sem naredila celotni eksperimentalni del diplomske naloge. Merila sem natezne trdnosti geomreže in strižno trdnost kontakta med geomrežo in zemljino.

6.2 Uporabljeni materiali

6.2.1 Geomreža

Geomreže (oznaka GGR) so ploskovni materiali s pravilno razporejenimi odprtini. Za njih je značilno, da je površina odprtin veliko večja od površine elementov, ki tvorijo strukturo. Narejene so iz polimernih materialov, največkrat iz polietilena (PE), polipropilena (PP), poliestra (PET), polivinilklorida (PVC) in elastomerov. Za trdnost in odpornost polimera je najpomembnejša molekulska masa. Z naraščajočo molekulsko maso namreč naraščajo trdnost, raztezki, odpornost na udarce, toplotna obstojnost in odpornost na pretrg, znižujejo pa se reološke lastnosti. Glavne lastnosti osnovnih polimerov so prikazane v preglednici 6.1.

Preglednica 6.1: Glavne lastnosti osnovnih polimerov (vir: Santvoort, 1995) *

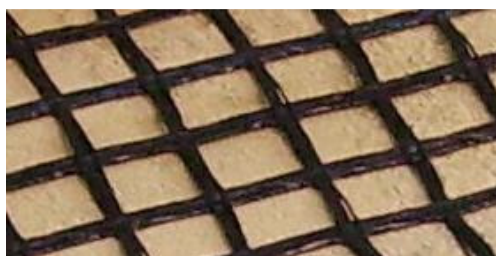
Table 6.1: Main characteristics of basic polymers (source: Santvoort, 1995)

Polimer	Gostota [kg/m ³]	Natezna trdnost pri 20°C [N/mm ²]	Modul elastičnosti [N/mm ²]	Raztezek pri poružitvi [%]
PE	920	80 – 250	200 – 1200	20 – 80
PP	900	400 – 600	2000 – 5000	10 – 40
PET	1380	800 – 1200	2000 – 5000	10 – 40
PVC	1250	20 – 50	10 – 100	50 – 150

*vrednosti, prikazane v preglednici so le primerjalni prikaz lastnosti. Po novih standardih se natezna trdnost geosintetikov navaja v kN/m in velja za trak širine 20 cm

Delijo se na tkane, ekstrudirane in rebraste. Tkane geomreže so tkanine z odprtinami večjimi od 10 mm. Ekstrudirane geomreže so izdelane iz plastičnih ponjav in luknjane v eni ali dveh smereh. Rebraste geomreže so izdelane iz trakov, vrvi ali vrvem podobnih elementov, ki so položeni pravokotno eden na drugega. Stiki so lahko pleteni, varjeni ali fiksirani s kako drugačno metodo obdelave kontaktov med elementi.

Teste smo izvedli na rebrasti geomreži »Fortrac 110« (slika 6.1). Fizikalne lastnosti geomreže so prikazane v preglednici 6.2.



Slika 6.1: Geomreža Fortrac 110

Figure 6.1: Geogrid Fortrac 110

Preglednica 6.2: Fizikalne lastnosti geomreže Fortrac 110

Table 6.2: Physical properties of geogrid Fortrac 110

Masa na enoto površine	475 g/m ²
Velikost odprtin	20 x 20 mm
Delež odprtin	65 %
Nazivna natezna trdnost V vzdolžni smeri	110 kN/m
Raztezek pri največji obtežbi	10 %
Projektna natezna trdnost na dolgi rok Pesek, melj in glina	60,3 kN/m
Dobro graduiran gramoz	60,3 kN/m
Drobljenec	57,5 kN/m

Projektno natezno trdnost na dolgi rok določimo z upoštevanjem naslednjih redukcijskih faktorjev:

$$T = \frac{T_{max}}{FS_{ID} \times FS_{CR} \times FS_{CD} \times FS_{BD} \times FS_{JNT}} \quad , \quad (6.1)$$

kjer je T_{max} nazivna natezna trdnost.

Preglednica 6.3: Redukcijski faktorji pri določanju projektne natezne trdnosti na dolgi rok za geomrežo Fortrac 110

Table 6.3: Factors of safety used to determine long term design strength for geogrid Fortrac 110

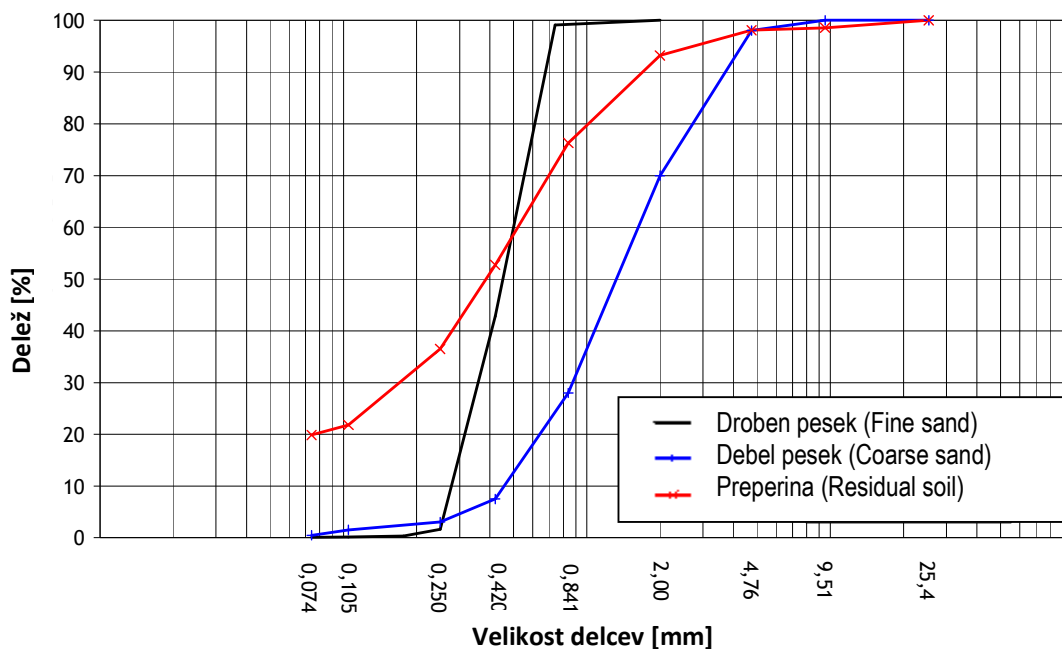
Oznaka	Redukcijski faktor	Vrednost za Fortrac 110
FS _{ID}	poškodbe pri gradnji	1,05
FS _{CR}	lezenje	1,58
FS _{CD}	kemična degradacija	1,1
FS _{BD}	biološka degradacija	1,0
FS _{JNC}	stiki	1,0

6.2.2 Zemljine

Direktne strižne preizkusi mo naredili s tremi različnimi zemljinami:

- z drobnim peskom,
- z debelim peskom in
- z zemljino, ki smo jo poimenovali z delovnim imenom »preperina«.

Zrnavostna sestava vseh treh zemljin je prikazana na sliki 6.2 in v preglednici 6.4.



Slika 6.2: Zrnavostna krivulja uporabljenih zemljin

Figure 6.2: Grain size distribution curves of soils

Preglednica 6.4: Karakteristike zemljin

Table 6.4: Soil characteristics

Lastnost	Droben pesek	Debel pesek	Preperina
D ₁₀ (mm)	0.27	0.44	-
D ₃₀ (mm)	0.36	0.90	0.19
D ₅₀ (mm)	0.45	1.30	0.39
D ₆₀ (mm)	0.52	1.60	0.55
Koeficient enakomernosti, C _u	1.9	1.1	-
Koeficient ukrivljenosti, C _c	0.9	3.6	-
Največja suha prostorninska teža, γ_{dmax} (kN/m ³)	17.10	18.70	17.20
Najmanjša suha prostorninska teža, γ_{dmin} (kN/m ³)	14.52	15.60	13.59
Količnik por pri γ_{dmax} , e _{min}	0.520	0.395	0.508
Količnik por pri γ_{dmin} , e _{max}	0.791	0.673	0.908

6.3 Program raziskav

Namen preiskav je bil določiti najprej natezno trdnost geomreže tako v vzdolžni kot tudi prečni smeri, nato pa še strižno trdnost kontakta med geomrežo in zemljino v primerjavi s strižno trdnostjo nearmirane zemljine.

Na mreži Fortrac smo izvedli deset nateznih preizkusov, pet v vzdolžni in pet v prečni smeri. Med testom je bila izmerjena nanesena vzdolžna osna sila, pretečen čas in razdalja med referenčnima točkama.

Nato smo opravili še direktne strižne preizkuse za tri različne zemljine. Najprej smo izvedli strižne preizkuse na samih zemljinah, potem pa še na kontaktu med zemljinami in geomrežo.

6.4 Natezni preizkusi

6.4.1 Opis preizkusa

Preizkuse smo opravili v skladu s standardom EN ISO 10319, ki opisuje natezni preizkus, primeren za določitev nateznih lastnosti geotekstilij in geotekstilijam sorodnim izdelkom.

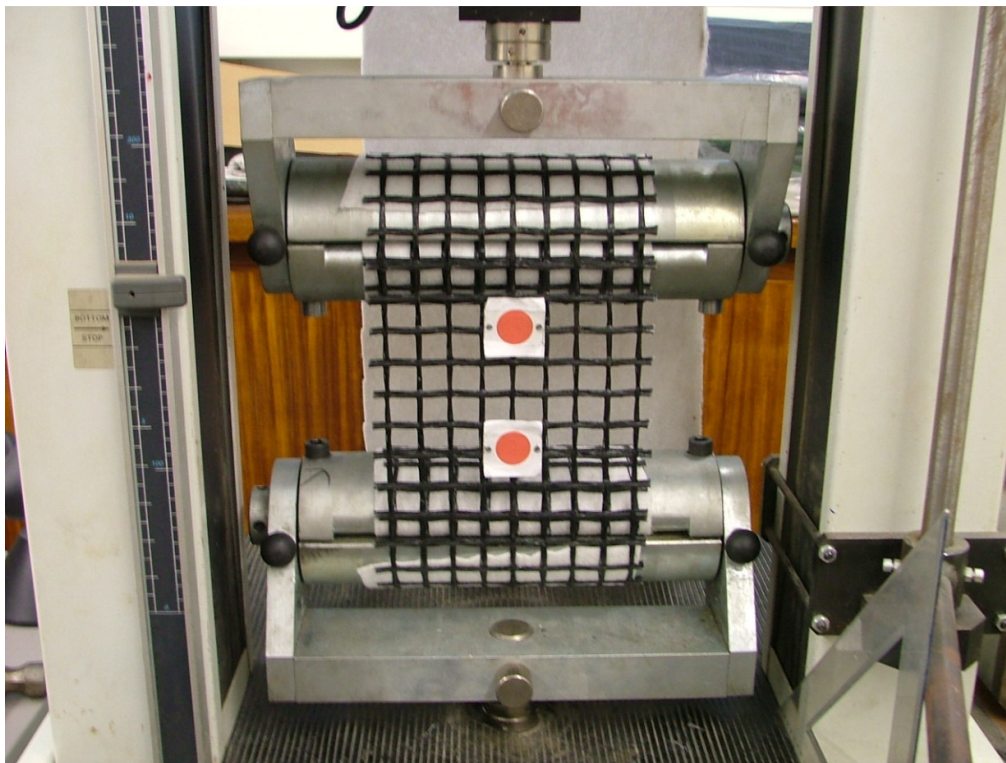
Preizkušance smo po celotni širini spodaj in zgoraj vpeli v primež nateznega aparata. Zagotoviti je potrebno vpetost po celotni širini in preprečiti zdrsa ali poškodbo preizkušanca na mestu vpetja. Zaradi velikega odstotka odprtin pri geomreži in zato manjše trenjske površine smo za preprečitev zdrsa na območju vpetja dodali plast geotekstilije.

Preizkušance smo nato obremenili z vzdolžno natezno silo, dokler se niso pretrgali. Raztezki so bili izmerjeni s pomočjo merilnika vertikalnih premikov, ki sledi premikanju dveh referenčnih točk na preizkušancu. Ti referenčni točki postavimo na simetrično os, ki je vzporedna s smerjo delovanja vzdolžne natezne sile. Razdalja med točkama je 60 mm. V primeru geomrež je bila ta razdalja prilagajena tako, da smo zajeli celotno vrsto vozlišč.

Izmerjeni podatki, ki smo jih dobili iz preizkusov, so:

- največja sila, pri kateri se preizkušavec pretrga,
- pretečen čas in
- sprememba razdalje med referenčnima točkama.

Iz teh podatkov smo nato izračunali natezno trdnost geomreže in njen raztezek.



Slika 6.3: Izvajanje nateznih preizkusov

Figure 6.3: Wide-width tensile tests performed in tensile machine

6.4.2 Rezultati nateznega preizkusa

Silo smo izračunali za vsako časovno enoto (pol sekunde) v odvisnosti od števila vzdolžnih reber geomreže (9). Za natezno trdnost geomreže smo vzeli največjo vrednost izračunanih sil pred porušitvijo.

$$T_{max} = F_{max} * c \quad (6.2)$$

T_{max} ... natezna trdnost geomreže

F_{max} ... izmerjena maksimalna obtežba pred pretrgom

c ... v primeru geomrež določimo iz izraza $c = \frac{N_m}{N_s}$, (6.3)

kjer je

N_m ... minimalno število nateznih elementov na 1 m širine preizkušanca,

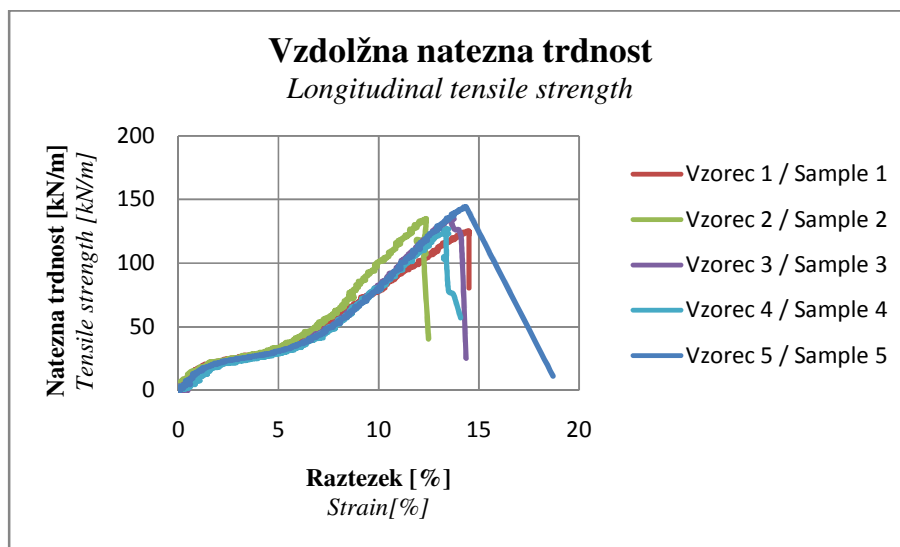
N_s ... dejansko število nateznih elementov preizkušanca.

Tudi raztezek smo izračunali za vsako časovno enoto (pol sekunde). Za analizo smo uporabili raztezek, ki je ustrezal natezni trdnosti geomreže.

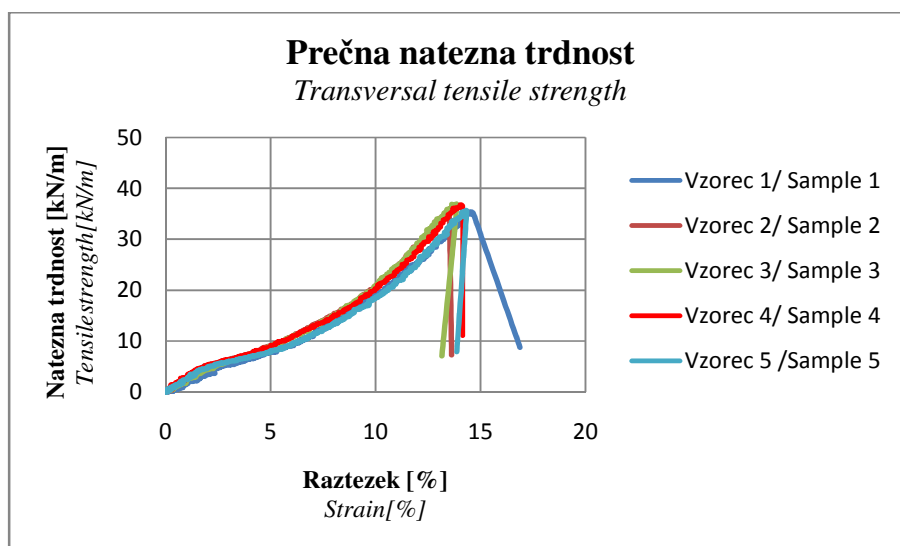
Preglednica 6.5: Izračunana natezna trdnost in raztezek za vseh 5 preizkušancev v vzdolžni smeri in prečni smeri

Table 6.5: Calculated tensile strength and strain for all 5 samples tested in machine direction and cross direction

Vzorec N.º	Vzdolžna natezna trdnost [kN/m]	Raztezek [%]	Prečna natezna trdnost [kN/m]	Raztezek [%]
1	125,95	14,51	35,34	14,54
2	134,99	12,37	35,50	13,40
3	135,15	13,10	36,85	13,64
4	126,94	10,56	36,76	14,04
5	144,37	14,35	35,57	14,34
Srednja vrednost	133,48	12,98	36,00	13,99
Standardni odklon	7,47	1,62	0,74	0,47



Slika 6.4: Odvisnost raztezka od natezne trdnosti v vzdolžni smeri
Figure 6.4: Tensile strength – strain behaviour in longitudinal direction



Slika 6.5: Odvisnost raztezka od natezne trdnosti v prečni smeri
Figure 6.5: Tensile strength – strain behaviour in transversal direction

6.4.3 Analiza rezultatov

Iz dobljenih rezultatov vidimo, da je natezna trdnost geomreže v vzdolžni smeri v vseh opravljenih preizkusih ustrezna, torej večja od nazivne natezne trdnosti, podane s strani proizvajalca. Dobljena natezna trdnost v povprečju presega nazivno natezno trdnost za 21%.

Izmerjena natezna trdnost geomreže v prečni smeri pa ima v povprečju 27% vrednosti dobljene natezne trdnosti v vzdolžni smeri, oziroma 33% vrednosti nazivne natezne trdnosti geomreže Fortrac 110.

6.5 Direktni strižni preizkusi

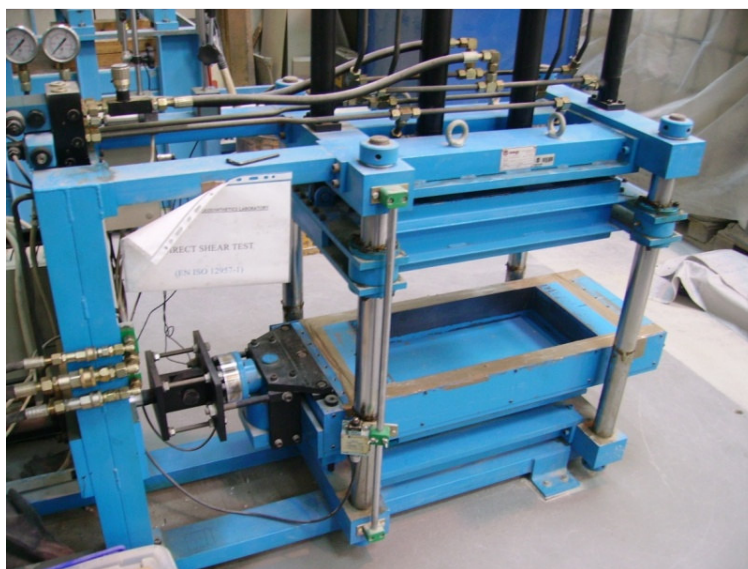
6.5.1 Splošno

Direktni strižni preizkusi se izvajajo na dva načina:

- geosintetik pritrdimo na togo spodnjo ploščo, na zgornjem delu pa je sloj zemljine,
- v spodnjem in zgornjem delu strižnega aparata uporabimo zemljino.

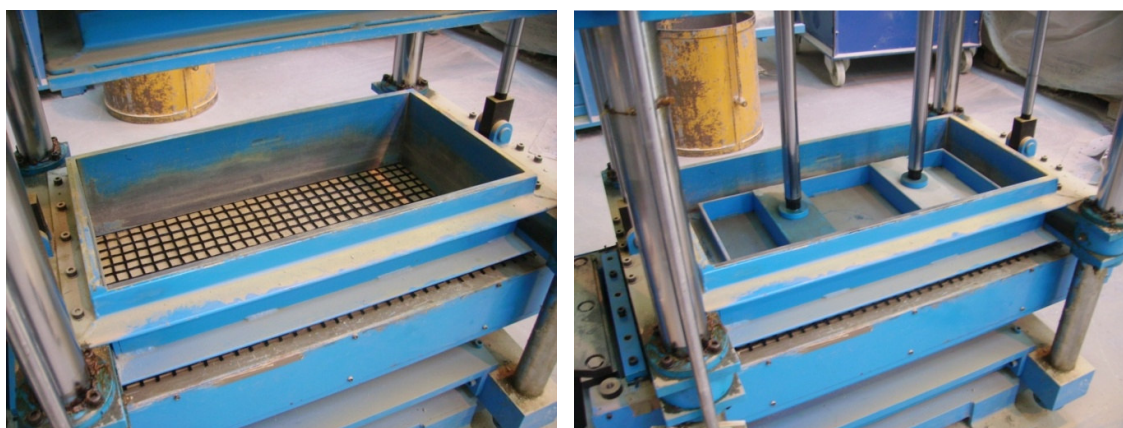
Ker je strižna trdnost kontakta med zemljino in geomrežo sestav strižne odpornosti med zemljino in površino reber geomreže, ter notranje strižne odpornosti zemljine, ujete med odprtine geomreže, se slednja v primeru toge spodnje plošče ne mobilizira. Zato je pri preizkusih z geomrežami v spodnjem delu primerneje uporabiti zemljino namesto toge plošče.

Izmerjeni vrednosti pri direktnih strižnih preizkusih sta strižna sila in strižni premik. Ker poznamo nanešeno normalno silo in velikost kontaktne površine, lahko izračunamo strižno in normalno napetost.



Slika 6.6: Direktni strižni aparat v laboratoriju FEUP (Fakulteta za inženiring Univerze v Portu)

Figure 6.6: Direct shear apparatus at FEUP (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto)



Sliki 6.7 in 6.8: Izvajanje direktnih strižnih poizkusov na strižnem aparatu
Figures 6.7 and 6.8: Direct shear tests performed on direct shear apparatus

6.5.2 Zahteve v standardu

Postopek izvajanja direktnih strižnih preizkusov s strižnim aparatom je opisan v standardu EN ISO 12957-1 (2005).

Priporočeno je, da se pri preizkušanju z geomrežami v spodnjem delu uporabi zemljina. V primeru, da preizkus izvedemo s togo spodnjo ploščo, morajo biti rezultati preverjeni s kalibracijskim testom.

Preizkušeni morajo biti vsaj štirje vzorci v smeri, ki jo testiramo. Velikost vzorca mora ustrezati velikosti strižnega aparata.

Strižni aparat mora biti razdeljen na zgornji in spodnji del. Notranje dimenzije zgornjega dela morajo biti vsaj 300 x 300 mm, v primeru preizkušanja z geomrežami mora biti celica dovolj velika, da zajame vsaj dve vzdolžni in tri prečna rebra geomreže.

Preizkušanec mora biti pritrjen na spodnji del strižnega aparata tako, da so preprečeni vsi relativni premiki med podporo in preizkušancem. Preizkušanec mora biti raven in nepoškodovan.

Normalna in strižna sila morata biti merjeni z natančnostjo $\pm 2 \%$. Premiki morajo biti merjeni z natančnostjo $\pm 0,02$ mm.

6.5.3 Faktorji, ki vplivajo na rezultate

Rezultati direktnih strižnih preizkusov so odvisni od:

- relativne postavitve zemljine in geosintetika,
- metod, uporabljenih za merjenje normalne sile,
- debeline sloja zemljine in
- hrapavosti toge plošče

Relativna velikost delcev zemljine in odprtin v geomreži vpliva na direktno strižno odpornost kontakta med zemljino in geomrežo. Ko se debeli delci vpnejo med odprtine geomreže, se direktna strižna odpornost kontakta poveča in lahko doseže vrednosti blizu polne strižne odpornosti same zemljine. Prav tako lahko relativna velikost delcev zemljine in odprtin v geomreži poveča trdnost kontakta, ko se delci zemljine vpnejo med odprtine geomreže in se oprejo direktno na nosilna rebra. Vendar ni za pričakovati, da bi trdnost kontakta presegla strižno trdnost same zemljine (Jewel et al., 1985).

Na rezultate lahko vpliva tudi metoda pritrdjevanja geotekstilije oziroma geomreže na spodnji del strižnega aparata. Zato morajo biti skupaj v poročilu preizkusa podani tudi robni pogoji pritrditve in metoda nanašanja normalne sile. Preizkus mora biti izveden pri vsaj treh različnih velikostih normalne sile (Blümel & Stoewahse, 1998).

Priporočeno je, da v zgornjem delu uporabimo vsaj 50 mm debel sloj zemljine, saj tako dosežemo enakomerne normalne pritiske in preprečimo konkavno razporeditev vertikalnih pritiskov (Hsieh & Hsieh, 2003).

Poskusi kažejo, da na rezultate vpliva tudi pretečen čas med nanosom normalnega vertikalnega tlaka in začetkom striženja. Zato je priporočeno opredeliti določen čas, preden končamo konsolidacijo in začnemo s striženjem (Silvano & Lopes, 2006).

Pri preiskavah z geomrežami je najprimernejše, da sta tako spodnji kot zgornji del strižnega aparata napolnjena z zemljino in enake velikosti. Če je spodnji del aparata večji, je del zemljine izven obremenjenega območja in zato ne dovolj dobro omejen, da bi zagotovil bočno odpornost. V primeru, da v spodnjem delu uporabimo togo ploščo namesto zemljine, se med preiskavo ne mobilizira strižna trdnost zemljine, ujete med odprtine geomreže (Liu et al., 2009).

6.5.4 Opis direktnega strižnega preizkusa

6.5.4.1 Splošno

Izvedli smo dve vrsti preizkusov:

- strižne preizkuse na sami zemljini (a) in
- strižne preizkuse na kontaktu geomreže in zemljine (b).

Najprej smo v spodnji del strižnega aparata vgradili 10 cm visok sloj zemljine, in sicer v štirih plasteh višine 2.5 cm. Vsak sloj posebej smo s pomočjo uteži stisnili do zelene gostote zemljine. Nato smo nad sloj zemljine s primeži pritrdili geomrežo (v primeru b), namestili zgornjo celico strižnega aparata in enako kot prej vgradili še dve plasti zemljine, višine 2.5 cm. Zatem smo namestili zgornjo togo ploščo za nanos vertikalnega tlaka in začeli s preizkusom.

6.5.4.2 Program laboratorijskih preiskav

Naredili smo 18 strižnih preizkusov, preiskovali smo strižni kot vsake zemljine, nato pa še strižni kot stika med geomrežo in zemljino. Za vsak primer smo naredili tri teste z različnimi vertikalnimi tlaki, kot jih podaja EN ISO 12957-1.

Za vsako zemljino smo glede na želeno relativno gostoto določili potrebno količino zemljine, ki smo jo nato za vsak preizkus vgradili v celico strižnega aparata.

Laboratorijski plan je prikazan v preglednici 6.6.

Preglednica 6.6: Laboratorijski plan

Table 6.6: Laboratorial plan

Test N°	Interakcija (ali zemljina)	σ_v (kPa)	Id (%)
1	Droben pesek (SP49)	50	70
2		100	70
3		150	70
4	Droben pesek (SP49) – geomreža	50	70
5		100	70
6		150	70
7	Debel pesek	50	50
8		100	50
9		150	50
10	Debel pesek – geomreža	50	50
11		100	50
12		150	50
13	Preperina	50	60
14		100	60
15		150	60
16	Preperina – geomreža	50	60
17		100	60
18		150	60

σ_v – vertikalni tlak, nanešen s togo ploščo

Id – relativna gostota zemljine

6.5.4.3 Določitev relativne gostote zemljine

Relativno gostoto zemljine določimo glede na količnik por pri največji in najmanjši suhi prostorninski teži zemljine (glej preglednico 6.4) z naslednjim izrazom:

$$I_D = \frac{e_{max}-e}{e_{max}-e_{min}} = \frac{\gamma_{d,max}-\gamma_d}{\gamma_{d,max}-\gamma_{d,min}} \quad (6.4)$$

Potrebno količino materiala, ki ga potrebujemo za doseg želene relativne gostote zemljine pa določimo z izrazom:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad , \quad (6.5)$$

kjer je

e_{max} ... količnik por pri $\gamma_{d,min}$

e_{min} ... količnik por pri $\gamma_{d,max}$

e ... količnik por pri γ_d

$\gamma_{d,max}$... največja suha prostorninska teža

$\gamma_{d,min}$... najmanjša suha prostorninska teža

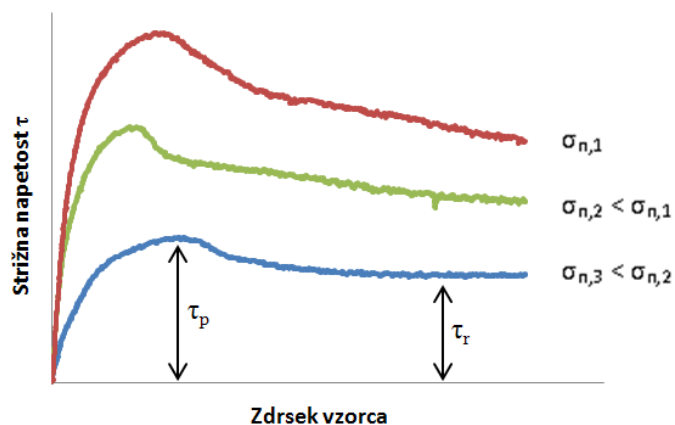
γ_d ... suha prostorninska teža,

W_s ... suha teža (masa) trdnih delcev v zemljini in

V ... volumen celice strižnega aparata.

6.5.4.4 Določitev strižne trdnosti

Vrhunska strižna trdnost (τ_p) je največja strižna napetost, pri kateri pride do porušitve (zdrsa). Preostala oziroma rezidualna strižna trdnost (τ_r) pa je strižna trdnost pri velikih deformacijah, ko zdrs poteka po že zglajeni strižni ploskvi. Odčitamo ju iz diagrama odvisnosti strižne napetosti od vodoravnega zdrsa vzorca (glej sliko 6.9).



Slika 6.9: Določitev vrhunske in rezidualne strižne trdnosti
Figure 6.9: Assessment of peak and residual shear strength

6.5.4.5 Določitev strižnega kota

Strižni kot je določen s pomočjo Mohr-Coulombovega porušnega kriterija

$$\tau = c' + \sigma'_n \tan \varphi' \quad (6.6)$$

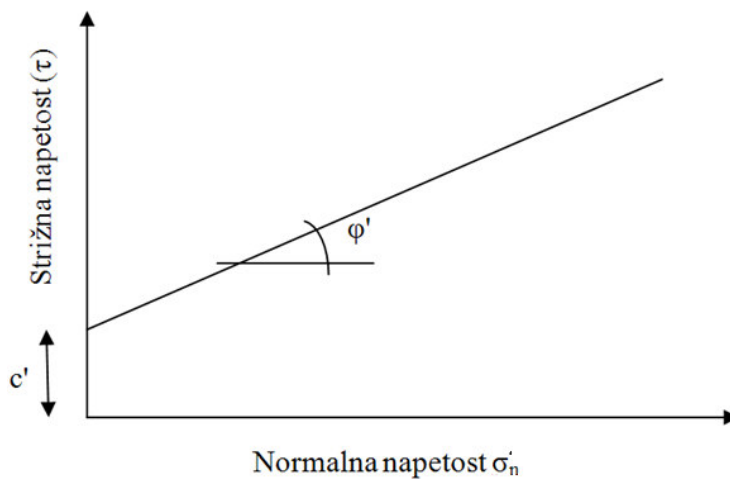
kjer je (glej sliko 6.10)

τ ... strižna trdnost,

σ'_n ... efektivna normalna napetost na strižni ploskvi,

c' ... kohezija,

φ' ... strižni kot.



Slika 6.10: Določitev strižnega kota

Figure 6.10: Angle of shearing resistance

6.5.4.6 Določitev učinkovitosti mobiliziranega strižnega kota

Strižni kot kontakta med geomrežo in zemljino (δ) določimo enako kot strižni kot zemljine (φ') z izrazom 6.6.

Učinkovitost mobiliziranega strižnega kota nato izračunamo z enačbo:

$$E_{\varphi} = \left(\frac{tg \delta}{tg \varphi'} \right) \times 100 \quad (6.7)$$

6.5.5 Rezultati

V preglednici 6.10 so podane dobljene strižne trdnosti vseh treh zemljin ter sklopov geomreža – zemljina. V preglednici 6.11 pa je prikazana učinkovitost mobiliziranega strižnega kota.

Preglednica 6.7: Normalna napetost in največja strižna napetost

Table 6.7: Normal stress and peak shear stress

		Normalna napetost σ' [kPa]	Strižna trdnost τ [kPa]
Droben pesek	Test 1	50	44,65
	Test 2	100	78,18
	Test 3	150	107,48
Droben pesek - geomreža	Test 4	50	36,17
	Test 5	100	72,89
	Test 6	150	98,41
Debel pesek	Test 7	50	47,95
	Test 8	100	83,25
	Test 9	150	135,43
Debel pesek - geomreža	Test 10	50	39,94
	Test 11	100	70,45
	Test 12	150	99,84
Preperina	Test 13	50	43,06
	Test 14	100	72,29
	Test 15	150	89,29
Preperina - geomreža	Test 16	50	32,52
	Test 17	100	66,85
	Test 18	150	93,20

Preglednica 6.8: Primerjava rezultatov strižnih preizkusov

Table 6.8: Comparison of direct shear tests results

	Strižni kot zemljine φ [°]	Strižni kot kontakta δ [°]	Učinkovitost mobiliziranega strižnega kota E_{φ} [%]
Droben pesek	36,8	34,3	93
Debel pesek	41,6	34,5	80
Preperina	33,1	32,5	93

6.6 Analiza rezultatov

Osnovna funkcija armaturnih geosintetikov je zagotavljanje natezne trdnosti, ki je zemljine nima oziroma je zelo majhna. Vedeti pa moramo, da uporaba armaturnega geosintetika hkrati vpliva tudi na strižno trdnost kompozita.

Pri geomrežah – poleg samo strižne odpornosti med zemljino in površino reber geomreže – k strižni trdnosti kontakta doprinese tudi zaklinjanje delcev zemljine med odprtine geomreže.

Tako se lahko strižna trdnost kontakta precej približa strižni trdnosti same zemljine, nikoli pa je praviloma ne preseže.

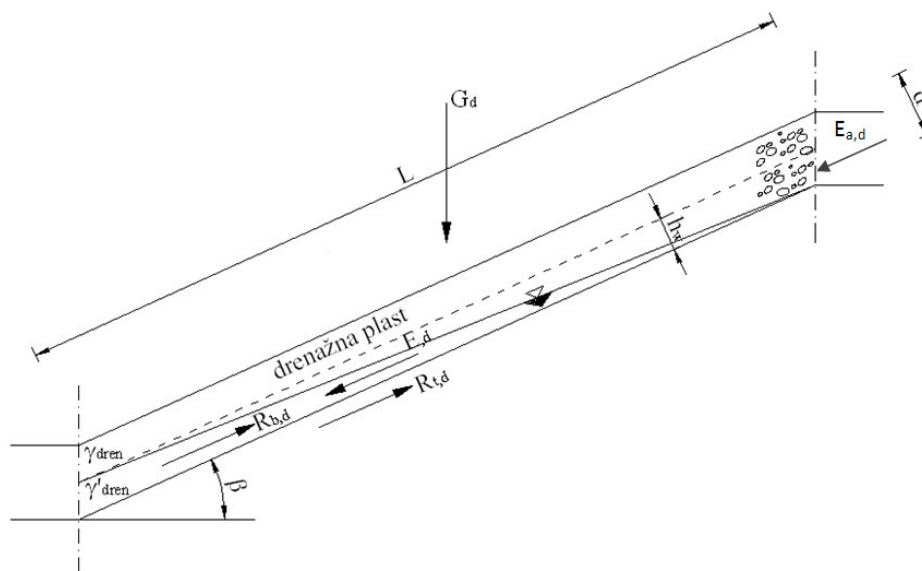
Iz dobljenih rezultatov vidimo, da so pogoji ugodnejši pri drobnem pesku in preperini, kjer je velikost strižnega kota kontakta kar 93 % strižnega kota zemljine. Pri debelem pesku pa se na kontaktu z mrežo mobilizira le 80% strižnega kota.

7 PARAMETRIČNA ŠTUDIJA STABILNOSTI POKROVA NA BREŽINI Z UPORABO ARMATURNE MREŽE

7.1 Splošno

Z uporabo smernic za projektiranje z armaturnimi geosintetiki (EBGEO) smo naredili parametrično študijo stabilnosti pokrova poljubne brežine. Ugotavljali smo, kako posamezni parametri vplivajo na potrebno natezno trdnost vgrajenega armaturnega geosintetika in na potrebno velikost sidrnega jarka. Smernice EBGEO (Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen) je izdal strokovni oddelek za geosintetične materiale Nemškega geotehničnega društva.

Varnost proti porušitvi brežine smo preverili za različne naklone brežine (β), dolžine brežine (L), debeline pokrova na brežini (d), strižne kote sklopa (δ_1) in strižne kote kontakta med armaturnim geosintetikom in zemljino (δ_2).



Slika 7.1: Shematski prerez obravnavane brežine in pokrova na brežini

Figure 7.1: Slope cross-section

G_d – teža zemljine na brežini, E_d – projektni vplivi, $R_{b,d}$ – projektni odpor armaturnega geosintetika, $R_{t,d}$ – projektni odpor zemljine, d – debelina pokrova na brežini (drenažna plast), L – dolžina brežine, $E_{p,d}$ – pasivni zemeljski pritisk, $E_{a,d}$ – aktivni zemeljski pritisk, γ_i – specifična teža zemljine, β – naklon brežine, h_w – višina vode

7.2 Račun stabilnosti pokrova na brežini z uporabo smernic za izračun armaturnih geosintetikov – EBGeo

7.2.1 Račun stabilnosti pokrova na brežini in določitev potrebnega armaturnega geosintetika

Vgradnja armaturnega geosintetika je potrebna, kadar so projektni vplivi na brežino (stalna in spremenljiva obtežba) večji od projektnega odpora zemljine. V nasprotnem primeru armaturnega geosintetika ne potrebujemo.

7.2.1.1 Določitev projektnih vplivov

Teža zemljine na brežini:

$$G_d = \gamma_g \left(\gamma_{dren} \left(d - \frac{1}{2} h_w \right) + \gamma'_{dren} \frac{1}{2} h_w \right) L \quad (7.1)$$

Strujna sila:

$$S_d = \gamma_g \frac{1}{2} \gamma_w i h_w L \quad (7.2)$$

V naših izračunih nismo upoštevali vode v brežini ($h_w = 0$), zato se izraz 7.1 poenostavi

$$G_d = \gamma_g \gamma_{dren} d L , \quad (7.3)$$

strujna sila pa je enaka nič.

Skupna vrednost vplivov (sila v smeri vzporedno z zemljino):

$$E_d = G_d \sin \beta + S_d + E_{a,d} \quad (7.4)$$

Pomen oznak v izrazih 7.1 do 7.4:

G_d ... projektna teža zemljine

S_d ... strujna sila

γ_w ... prostorninska teža vode

i ... hidravlični gradient

γ'_{dren} ... specifična teža drenažnega sloja zemljine (do nivoja vode)

γ_{dren} ... specifična teža drenažnega sloja zemljine (nad nivojem vode)

d ... debelina pokrova na brežini (drenažni soj)

h_w ... višina vode

L ... dolžina brežine

β ... naklon brežine

γ_g ... varnostni faktor za stalne vplive

E_d ... vrednost učinkov vplivov

$E_{a,d}$... aktivni zemeljski pritiski

7.2.1.2 Določitev projektnega odpora zemljine

Sila odpora zemljine (v smeri vzporedno z zemljino):

$$R_{t,d} = G_k \cos \beta \frac{\tan \delta_k}{\gamma_\delta} + \frac{a_k}{\gamma_a} L + E_{p,d} \quad (7.5)$$

G_k ... karakteristična teža zemljine

$R_{t,d}$... projektni odpor zemljine

δ_k ... strižni kot sklopa

a_k ... adhezija sklopa geosintetik-zemljina

γ_δ ... varnostni faktor za strižni kot

γ_a ... varnostni faktor za adhezijo

7.2.1.3 Potrebna natezna trdnost armaturnega geosintetika

Da zagotovimo ravnovesje in s tem varnost brežine, mora biti zadoščeno naslednjemu pogoju:

$$R_{t,d} + R_{b,d} - E_d \geq 0 \quad (7.6)$$

$R_{t,d}$... projektni odpor zemljine

$R_{b,d}$... projektni odpor armaturnega geosintetika

E_d ... vrednost učinkov vplivov

Projektno odporno nosilnost armaturnega geosintetika ($R_{b,d}$) dobimo z upoštevanjem redukcijskih faktorjev zaradi lezenja, poškodb med transportom in vgradnjo, obdelovanja in vplivov okolja. Upoštevati moramo tudi varnostni faktor nosilnosti geosintetika (γ_M) in varnostni faktor sile v geosintetiku (η_M).

$$R_{b,d} = \frac{R_{b,k}}{A_1 A_2 A_3 A_4 \gamma_M \eta_M} \quad (7.7)$$

$R_{b,k}$... karakteristični odpor armaturnega geosintetika

A_1 ... vpliv lezenja armaturnega geosintetika

A_2 ... vpliv poškodb med transportom, rokovanjem in vgradnjo

A_3 ... vpliv obdelave površine armaturnega geosintetika

A_4 ... vpliv staranja armaturnega geosintetika

γ_M ... varnostni faktor nosilnosti armaturnega geosintetika

η_M ... varnostni faktor sile v armaturnem geosintetiku

Redukcijske faktorje armaturnega geosintetika praviloma poda proizvajalec na podlagi lastnih testov za posamezen geosintetik oziroma sklop geosintetik-zemljina. V primeru, da niso podani, lahko upoštevamo ocene redukcijskih faktorjev, ki jih podaja EBGEO (glej preglednico 7.1).

Preglednica 7.1: Redukcijski faktorji armaturnega geosintetika

Table 7.1: Geosynthetic reduction factors

Oznaka	Vpliv	Ocena vrednosti (EBGEO)
A ₁	Lezenje geosintetika	PA, PET, PVA – 3,5 PE, PP – 6,0
A ₂	Poškodbe med transportom, rokovanjem in vgradnjo geosintetika	2,0
A ₃	Obdelava površine	1,0
A ₄	Staranje geosintetika (biološki, kemični in UV razkroj)	PET, PVA – 2,0 PA, PE, PP – 3,3

PA – poliamid, PET – poliester, PE – polietilen, PP – polipropilen, PVA – polivinilalkohol

7.2.2 Račun potrebnih dimenzij sidrnega jarka

Sidrni jarek mora biti dovolj velik, da omogoči varen prenos sile iz armaturnega geosintetika v zemljino. Sila se v zemljino prenaša preko trenja, ki se vzpostavi v sidrnem jarku.

Možna sta dva načina porušitve:

- iztrg armaturnega geosintetika in
- porušitev roba berme.

V prvem primeru se geosintetik iztrga iz zemljine in zdrsne skupaj z zgornjo, nasuto plastjo zemljine (glej sliko 7.2). Da zagotovimo varnost proti porušitvi za ta primer, mora biti izpolnjen naslednji ravnovesni pogoj:

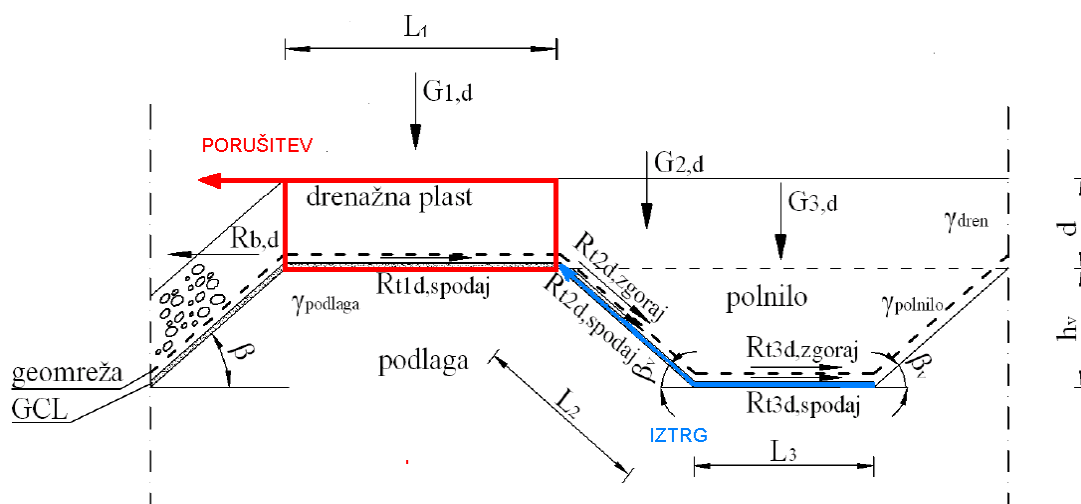
$$R_{t,d} - R_{b,d} - E_{a,d} \geq 0 \quad (7.8)$$

Projektni odpor zemljine $R_{t,d}$, ki predstavlja največjo možno silo, ki se lahko s trenjem prenese iz armaturnega geosintetika v zemljino, izračunamo po enačbi:

$$\begin{aligned}
 R_{t,d} &= \sum R_{t,id(\text{spodaj})} + \sum R_{t,id(\text{zgoraj})} = \\
 &= \left(\gamma_{k,i} d_i \frac{tg \delta_{i,k}}{\gamma_s} + \frac{a_{i,k}}{\gamma_a} \right) L_i + \left(\gamma_{k,i} d_i \lambda \frac{tg \varphi'_{i,k}}{\gamma_\varphi} + \frac{c'_{i,k}}{\gamma_c} \right) L_i \quad (7.9)
 \end{aligned}$$

V primeru porušitve z iztrgom geosintetika upoštevamo odpor zemljine spodaj in zgoraj, razen na območju L_1 , kjer se geosintetik poruši skupaj z zemljino. Na tem mestu upoštevamo le odpor spodaj.

Projektni odpor na spodnji strani geosintetika je posledica trenja med armaturnim geosintetikom in spodnjo plastjo zemljine (oziroma plastjo tesnilnega geosintetika), pri računu odpora na zgornji strani geosintetika pa upoštevamo strižni odpor, ki je posledica zaklinjanja zrn zemljine med odprtine geomreže.



Slika 7.2: Iztrg armaturnega geosintetika

Figure 7.2: Collapse at trench anchorage

Aktivni zemeljski pritiski $E_{a,d}$ so v večini primerov zanemarljivo majhni, zato lahko pogoj 7.8 poenostavimo :

$$R_{t,d} \geq R_{b,d} \quad (7.10)$$

Drugi način porušitve je porušitev roba berme. V tem primeru se armaturni geosintetik iztrga v območju L_3 , poruši pa se celotna krona brežine skupaj z nasuto plastjo zemljine (glej sliko 7.3).

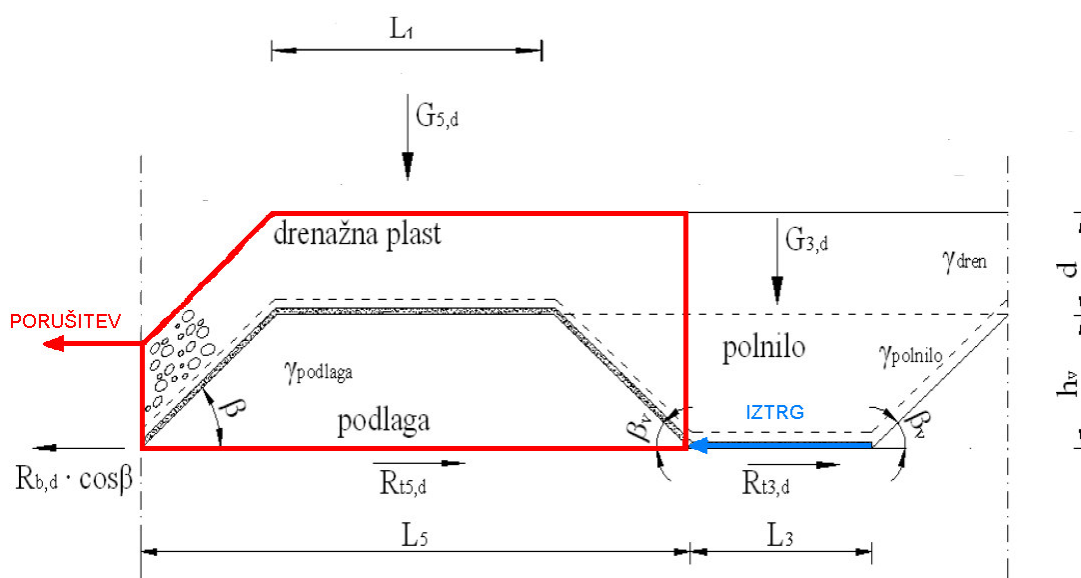
Za varnost konstrukcije mora biti izpolnjen pogoj:

$$R_{t,d} - R_{b,d} \cos \beta - E_{a,d} \geq 0 \quad (7.11)$$

Projektni odpor $R_{t,d}$ je tu odvisen od trenja med armaturnim geosintetikom in podlago v območju L_3 in strižnega kota podlage v območju L_5 .

Tudi v tem primeru lahko zanemarimo aktivne zemeljske pritiske $E_{a,d}$ in dobimo:

$$R_{t,d} \geq R_{b,d} \cos \beta \quad (7.12)$$



Slika 7.3: Porušitev krone brežine

Figure 7.3: Collapse of the embankment crown

Pokrov na brežini in sidrni jarek sta varna proti porušitvi, ko je hkrati zadoščeno obema pogojema, pogojju 7.10 za primer iztrga geosintetika in pogojju 7.12 pri porušitvi krone brežine.

7.3 Geometrijske in geotehnične lastnosti brežine, pokrova na brežini in sidrnega jarka

Naredili smo parametrično študijo stabilnosti brežine in spreminjali parametre, ki so prikazani v preglednici 7.2. Dimenzije sidrnega jarka so podane v preglednici 7.3, varnostni faktorji obtežbe in materiala pa v preglednici 7.4. V računu smo upoštevali tesnilni sklop, ki je vgrajen pod pokrov brežine (slika 7.4). Strižni kot sklopa (δ_1) predstavlja najmanjši strižni kot, med posameznimi sloji tesnilnega sklopa. Strižni kot (δ_2) je strižni kot kontakta med armaturnim geosintetikom in zemljino pokrova na brežini.

Preglednica 7.2: Geometrija brežine in velikosti strižnih kotov, variirani v parametričnem izračunu

Table 7.2: Slope geometry and shear resistance angles

Podatki	Oznaka	Vrednost
Dolžina brežine	L [m]	7 / 10 / 15
Naklon brežine	β [°]	26,6 (naklon 1:2) / 29,7 (naklon 1:1,75) / 33,7 (naklon 1:1,5)
Debelina pokrova na brežini (drenažni sloj)	d [m]	1 / 2
Strižni kot tesnilnega sklopa *	δ_1 [°]	20 / 25 / 30
Strižni kot kontakta armaturni geosintetik – zemljina **	δ_2 [°]	28 / 31 / 34

*strižni kot sklopa predstavlja najmanjšo strižno trdnost med tesnilnimi plastmi in zemljino pod pokrovom brežine

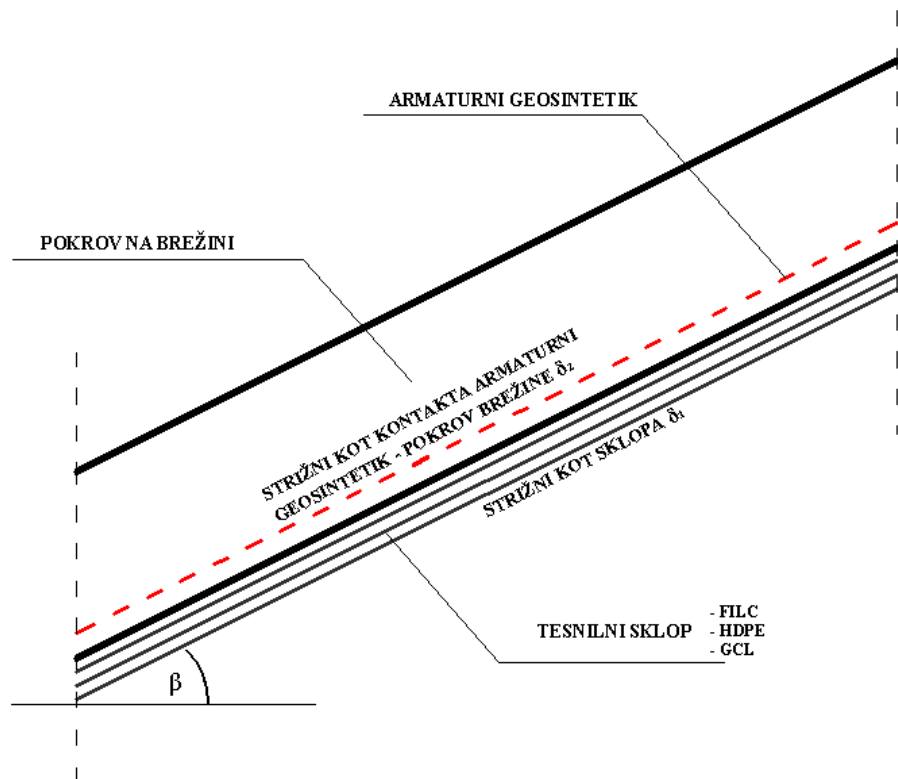
**strižni kot kontakta med armaturno geomrežo in zemljino pokrova na brežini (glej sliko 7.4)

Preglednica 7.3: Dimenzije sidrnega jarka

Table 7.3: Anchor trench geometry

Podatki	Oznaka	Vrednost
Širina krone brežine & dolžina dna jarka	$L_1 = L_3$ [m] *	iskana dimenzija
Naklon jarka	β_v [°]	45
Globina jarka	h_v [m]	0,6
Dolžina brežine jarka	L_2 [m]	0,85

*predpostavili smo, da sta širini krone in dna jarka enaki



Slika 7.4: Prerez obravnavane brežine in pokrova
 Figure 7.4: Cross section of slope and cover on slope

Preglednica 7.4: Varnostni faktorji za vplive in material

Table 7.4: Safety factors

Varnostni faktor	Oznaka	1. kombinacija	2. kombinacija
Varnostni faktor za stalno obtežbo	γ_g	1,0	1,35
Varnostni faktor za strižni kot in kohezijo (zemljina)	$\gamma_\varphi = \gamma_c$	1,25	1,0
Varnostni faktor za strižni kot in adhezijo (geosintetik-zemljina)	$\gamma_\delta = \gamma_a$	1,25	1,0
Varnostni faktor za nosilnost armaturnega geosintetika	γ_M	1,4	1,4
Varnostni faktor za računski pristop	η_M	1,1	1,1

Privzeli smo, da je imajo podlaga, polnilo in pokrov brežine (drenažni sloj) enake lastnosti, ki so prikazane v preglednici 7.5.

Preglednica 7.5: Geotehnični parametri posameznih slojev zemljine

Table 7.5: Soil properties

Sloj	Prostorninska teža (γ)	Strižni kot (φ')
Podlaga krone brežine	20 kN/m ³	28°
Polnilo sidrnega jarka	20 kN/m ³	28°
Drenažni sloj	20 kN/m ³	/

7.4 Rezultati

7.4.1 Stabilnost pokrova na brežini

V preglednicah 7.6 (a) in 7.6 (b) je prikazan izvleček rezultatov parametrične študije stabilnosti pokrova na brežini. Iz rezultatov vidimo, da pri danih parametrih ne moremo zagotoviti varnostni brežine z uporabo le naravnih materialov (brez armiranja).

V preglednici 7.6 (a) so rezultati izračunov stabilnosti pokrova na brežini za primer, ko uporabimo le naravne materiale (v tem primeru upoštevamo strižni kot zemljine $\varphi' = 28^\circ$), v preglednici 7.6 (b) pa smo upoštevali vgradnjo tesnilnega sklopa pod pokrov brežine.

Stabilnost pokrova na brežini bi lahko tako dosegli z zmanjšanjem naklona brežine ali izboljšanjem strižnih lastnosti sklopa, kot je prikazano v spodnjem delu preglednice 7.6 b). Kadar pa želimo zgraditi pokrov na brežinah z večjimi nagibi, kot jih dopuščajo strižni parametri razpoložljive zemljine oziroma vgrajenega tesnilnega sklopa, je uporaba armaturnih geosintetikov ali alternativnega tipa ojačitve nujna.

Preglednica 7.6 (a): Parametrična študija stabilnosti pokrova na brežini

Table 7.6 (a): Parametrical study of cover on slope stability

				1. obtežna kombinacija			2. obtežna kombinacija		
Dolžina brežine	Naklon brežine	Višina nasutja	Strižni kot zemljine	Projektni vpliv	Odpor zemljine	Faktor varnosti	Projektni vpliv	Odpor zemljine	Faktor varnosti
L [m]	β [°]	d [m]	φ [°]	E_a [kN/m]	$R_{t,d}$ [kN/m]	FS	E_a [kN/m]	$R_{t,d}$ [kN/m]	FS
7	26,6	1	28	62,7	53,2	0,849	84,6	66,6	0,787
7	26,6	2	28	125,4	106,5	0,849	169,3	133,1	0,787
7	29,7	1	28	69,4	51,7	0,746	93,6	64,7	0,691
7	29,7	2	28	138,7	103,5	0,746	187,3	129,3	0,691
7	33,7	1	28	77,7	49,5	0,638	104,9	61,9	0,591
7	33,7	2	28	155,4	99,1	0,638	209,7	123,9	0,591
10	26,6	1	28	89,6	76,1	0,849	120,9	95,1	0,787
10	26,6	2	28	179,1	152,1	0,849	241,8	190,2	0,787
10	29,7	1	28	99,1	73,9	0,746	133,8	92,4	0,691
10	29,7	2	28	198,2	147,8	0,746	267,5	184,7	0,691
10	33,7	1	28	111,0	70,8	0,638	149,8	88,5	0,591
10	33,7	2	28	221,9	141,6	0,638	299,6	176,9	0,591
15	26,6	1	28	134,3	114,1	0,849	181,3	142,6	0,787
15	26,6	2	28	268,7	228,2	0,849	362,7	285,3	0,787
15	29,7	1	28	148,6	110,8	0,746	200,7	138,6	0,691
15	29,7	2	28	297,3	221,7	0,746	401,3	277,1	0,691
15	33,7	1	28	166,5	106,2	0,638	224,7	132,7	0,591
15	33,7	2	28	332,9	212,3	0,638	449,4	265,4	0,591

- faktor varnosti je podan kot razmerje projektnega odpora in projektnih vplivov

Preglednica 7.6 (b): Parametrična študija stabilnosti pokrova na brežini

Table 7.6 (b): Parametrical study of cover on slope stability

Dolžina brežine	Naklon brežine	Višina nasutja	Strižni kot sklopa	1. obtežna kombinacija			2. obtežna kombinacija		
				Projektni vpliv	Odpor zemljine	Faktor varnosti	Projektni vpliv	Odpor zemljine	Faktor varnosti
L [m]	β [°]	d [m]	δ_1 [°]	E_d [kN/m]	$R_{t,d}$ [kN/m]	FS	E_d [kN/m]	$R_{t,d}$ [kN/m]	FS
7	26,6	1	20	62,6	36,5	0,582	84,5	45,6	0,539
7	26,6	1	25	62,6	46,7	0,746	84,5	58,4	0,691
7	26,6	1	30	62,6	57,8	0,924	84,5	72,3	0,855
7	26,6	2	20	125,2	72,9	0,582	169,0	91,2	0,539
7	26,6	2	25	125,2	93,4	0,746	169,0	116,8	0,691
7	26,6	2	30	125,2	115,7	0,924	169,0	144,6	0,855
7	29,7	1	20	69,5	35,4	0,510	93,8	44,2	0,472
7	29,7	1	25	69,5	45,3	0,653	93,8	56,7	0,604
7	29,7	1	30	69,5	56,1	0,808	93,8	70,2	0,748
7	29,7	2	20	138,9	70,8	0,510	187,5	88,5	0,472
7	29,7	2	25	138,9	90,7	0,653	187,5	113,4	0,604
7	29,7	2	30	138,9	112,3	0,808	187,5	140,4	0,748
7	33,7	1	20	77,7	33,9	0,437	104,8	42,4	0,404
7	33,7	1	25	77,7	43,5	0,560	104,8	54,3	0,518
7	33,7	1	30	77,7	53,8	0,693	104,8	67,3	0,642
7	33,7	2	20	155,3	67,8	0,437	209,7	84,8	0,404
7	33,7	2	25	155,3	86,9	0,560	209,7	108,6	0,518
7	33,7	2	30	155,3	107,6	0,693	209,7	134,5	0,642
10	26,6	1	20	89,4	52,1	0,582	120,7	65,1	0,539
10	26,6	1	25	89,4	66,7	0,746	120,7	83,4	0,691
10	26,6	1	30	89,4	82,6	0,924	120,7	103,3	0,855
10	26,6	2	20	178,9	104,2	0,582	241,5	130,2	0,539
10	26,6	2	25	178,9	133,5	0,746	241,5	166,8	0,691
10	26,6	2	30	178,9	165,2	0,924	241,5	206,6	0,855
10	29,7	1	20	99,2	50,6	0,510	134,0	63,2	0,472
10	29,7	1	25	99,2	64,8	0,653	134,0	81,0	0,604
10	29,7	1	30	99,2	80,2	0,808	134,0	100,3	0,748
10	29,7	2	20	198,5	101,1	0,510	267,9	126,4	0,472
10	29,7	2	25	198,5	129,6	0,653	267,9	161,9	0,604
10	29,7	2	30	198,5	160,4	0,808	267,9	200,5	0,748

se nadaljuje...

... nadaljevanje

Dolžina brežine	Naklon brežine	Višina nasutja	Strižni kot sklopa	Projektni vpliv	Odpor zemljine	Faktor varnosti	Projektni vpliv	Odpor zemljine	Faktor varnosti
L [m]	β [°]	d [m]	δ_1 [°]	E_d [kN/m]	$R_{t,d}$ [kN/m]	FS	E_d [kN/m]	$R_{t,d}$ [kN/m]	FS
10	33,7	1	20	110,9	48,5	0,437	149,8	60,6	0,404
10	33,7	1	25	110,9	62,1	0,560	149,8	77,6	0,518
10	33,7	1	30	110,9	76,9	0,693	149,8	96,1	0,642
10	33,7	1	20	110,9	48,5	0,437	149,8	60,6	0,404
10	33,7	1	25	110,9	62,1	0,560	149,8	77,6	0,518
10	33,7	1	30	110,9	76,9	0,693	149,8	96,1	0,642
10	33,7	2	20	221,9	96,9	0,437	299,5	121,1	0,404
10	33,7	2	25	221,9	124,2	0,560	299,5	155,2	0,518
10	33,7	2	30	221,9	153,7	0,693	299,5	192,2	0,642
15	26,6	1	20	134,2	78,1	0,582	181,1	97,7	0,539
15	26,6	1	25	134,2	100,1	0,746	181,1	125,1	0,691
15	26,6	1	30	134,2	123,9	0,924	181,1	154,9	0,855
15	26,6	2	20	268,3	156,3	0,582	362,2	195,3	0,539
15	26,6	2	25	268,3	200,2	0,746	362,2	250,2	0,691
15	26,6	2	30	268,3	247,9	0,924	362,2	309,8	0,855
15	29,7	1	20	148,8	75,8	0,510	200,9	94,8	0,472
15	29,7	1	25	148,8	97,2	0,653	200,9	121,5	0,604
15	29,7	1	30	148,8	120,3	0,808	200,9	150,4	0,748
15	29,7	2	20	297,7	151,7	0,510	401,9	189,6	0,472
15	29,7	2	25	297,7	194,3	0,653	401,9	242,9	0,604
15	29,7	2	30	297,7	240,6	0,808	401,9	300,8	0,748
15	33,7	1	20	166,4	72,7	0,437	224,7	90,9	0,404
15	33,7	1	25	166,4	93,1	0,560	224,7	116,4	0,518
15	33,7	1	30	166,4	115,3	0,693	224,7	144,1	0,642
15	33,7	2	20	332,8	145,4	0,437	449,3	181,7	0,404
15	33,7	2	25	332,8	186,2	0,560	449,3	232,8	0,518
15	33,7	2	30	332,8	230,6	0,693	449,3	288,2	0,642

7	23	1	30	54,7	59,5	1,088	73,8	74,4	1,008
10	23	1	30	78,1	85,0	1,088	105,5	106,3	1,008
15	23	2	30	234,4	255,1	1,088	316,5	318,9	1,008
7	26,6	1	35	62,7	70,1	1,119	84,6	87,7	1,036
7	29,7	1	38	69,4	76,0	1,096	93,6	95,0	1,015
7	33,7	1	43	77,7	86,9	1,119	104,9	108,6	1,036
10	26,6	1	35	89,6	100,2	1,119	120,9	125,2	1,036
15	26,6	2	35	268,7	300,5	1,119	362,7	375,7	1,036

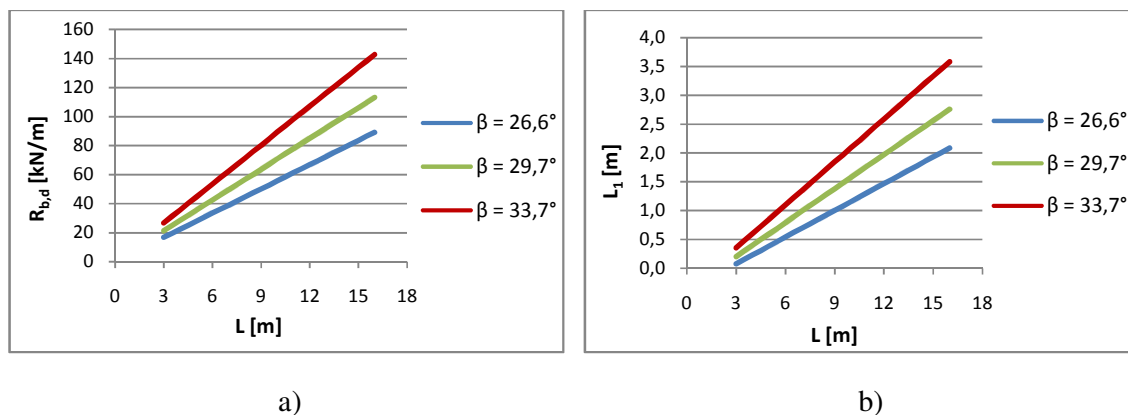
7.4.2 Potrebna natezna trdnost armaturnega geosintetika in potrebna velikost sidrnega jarka

Preverili smo, kako posamezni parametri vplivajo na velikost sile, ki jo mora prevzeti armaturni geosintetik, in na dimenzije sidrnega jarka (širino krone brežine ter širino dna jarka).

Kot je razvidno iz preglednic 7.6 a) in 7.6 b) je v vseh primerih merodajna druga obtežna kombinacija ($\gamma_g = 1.35$ in $\gamma_\phi = \gamma_\delta = 1,0$).

I. Vpliv geometrije brežine

Rezultati so pokazali da tako potrebna sila sidranja kot velikost jarka linearno naraščata z večanjem naklona ter dolžine brežine (slika 7.5). Velikost jarka (L_I) pomeni širino krone brežine pred jarkom oziroma širino dna jarka.

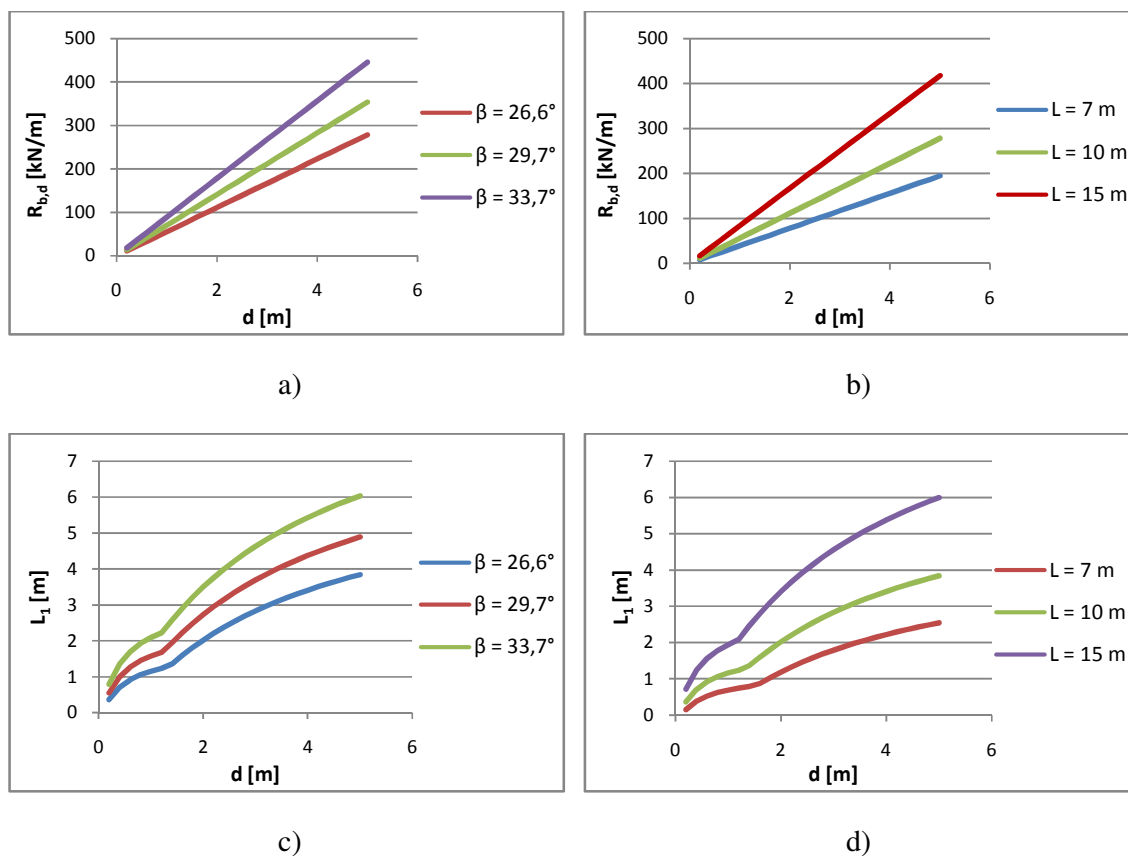


Slika 7.5: Vpliv geometrije brežine na a) potrebno silo sidranja in b) potrebno širino krone brežine in širino dna jarka

Figure 7.5: Slope geometry influence on a) anchor force and b) anchor trench dimensions

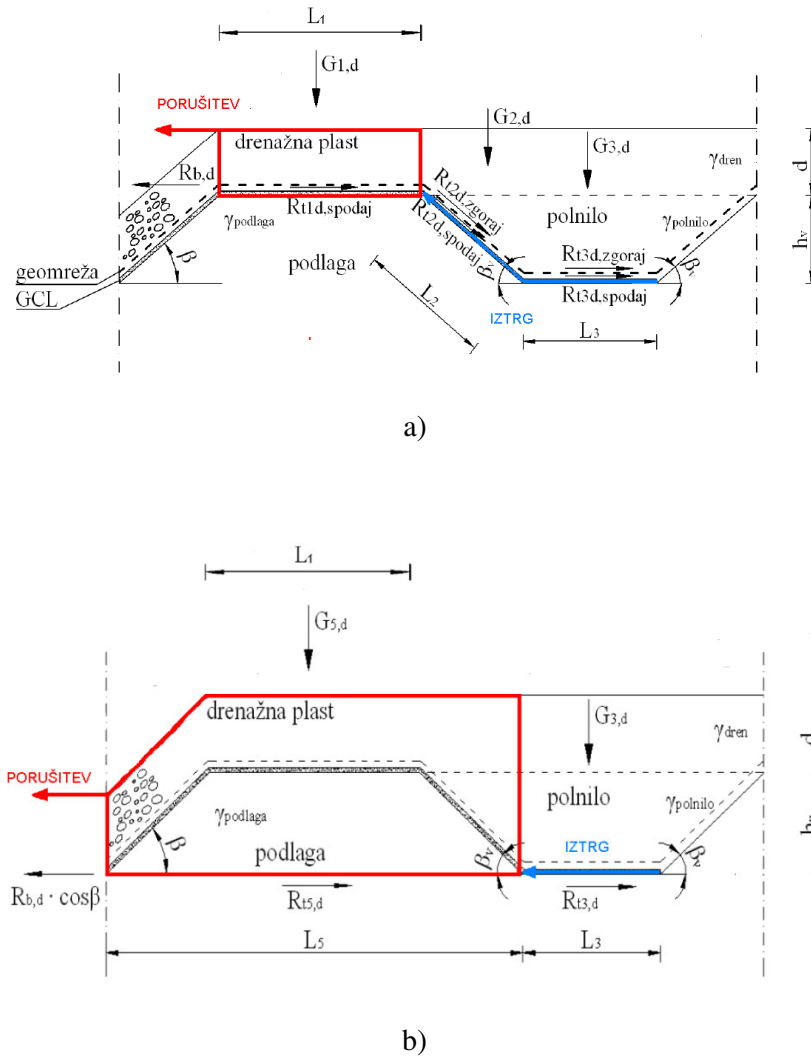
II. Vpliv višine nasutega sloja

Z večanjem višine nasute plasti potrebna sila sidranja linearno narašča. Na sliki 7.6 c) in d) lahko vidimo, da se graf prelomi, kar je posledica spremembe načina porušitve. Do višine nasutja približno $d = 1,5$ m (odvisno od naklona in dolžine brežine) je namreč kritična porušitev z iztrgom geosintetika, od te vrednosti naprej pa porušitev krone brežine (slika 7.7).



Slika 7.6: Vpliv debeline pokrova na brežini na a) in b) potrebno silo sidranja ter c) in d) potrebno širino krone brežine in širino dna jarka

Figure 7.6: Influence of cover thickness on a), b) anchor force and c), d) anchor trench dimensions



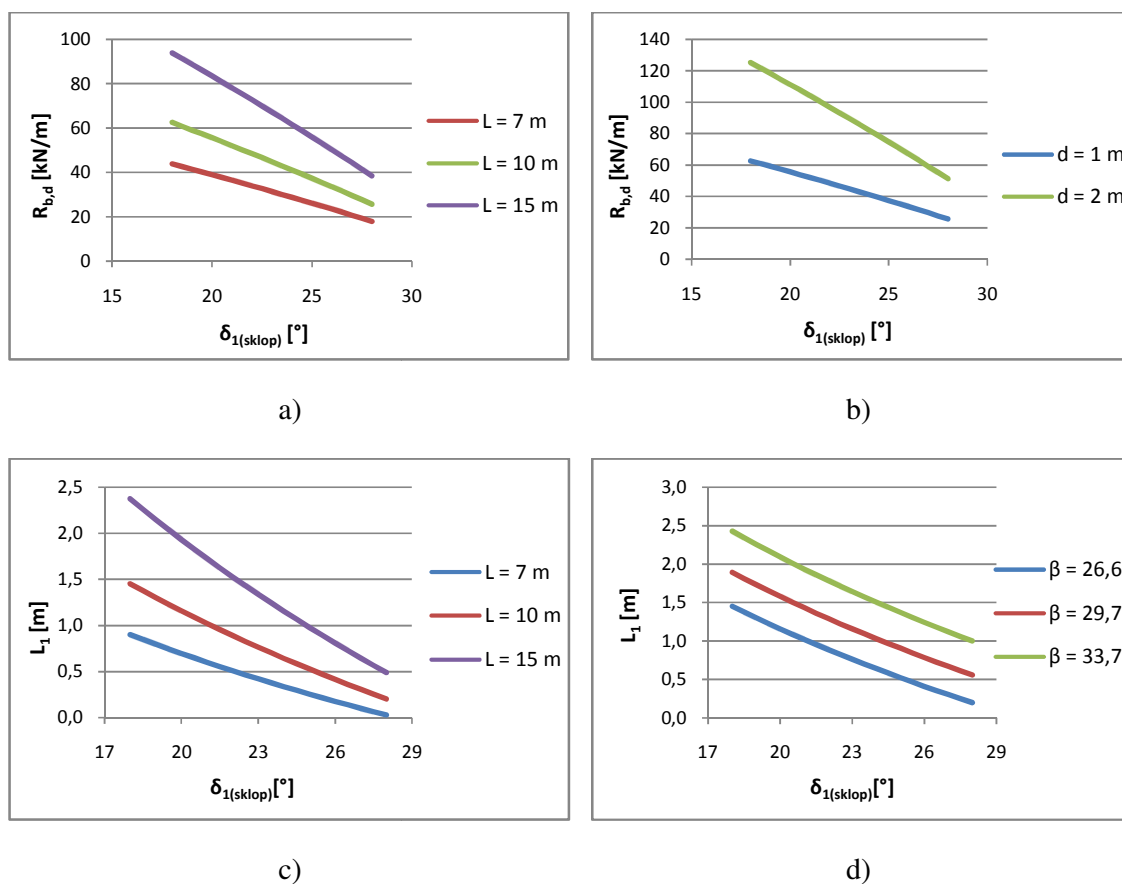
Slika 7.7: Porušitev zaradi a) iztrga armaturnega geosintetika oziroma b) porušitve krone brežine

Figure 7.7: Collapse a) at trench anchorage and b) of the embankment crown

V primeru izgradnje debelejših pokrovov na brežini ($d > 1,5$ m), so vplivi teže zemljine pokrova tako veliki, da krona brežine pri danih dimenzijah ne zmore vzdržati pritiskov. V tem primeru ne pride do iztrga armaturnega geosintetika, temveč se poruši celotna krona brežine skupaj s pokrovom na brežini (slika 7.7 b)).

III. Vpliv strižne trdnosti sklopa

Z naraščanjem strižnega kota sklopa, torej z izboljšanjem strižne trdnosti spodnjih slojev pod nasipno plastjo (pokrovom na brežini), se potrebna sila sidranja manjša. Prav tako se posledično manjša potrebna velikost sidrnega jarka (širina krone brežine in širina dna jarka).

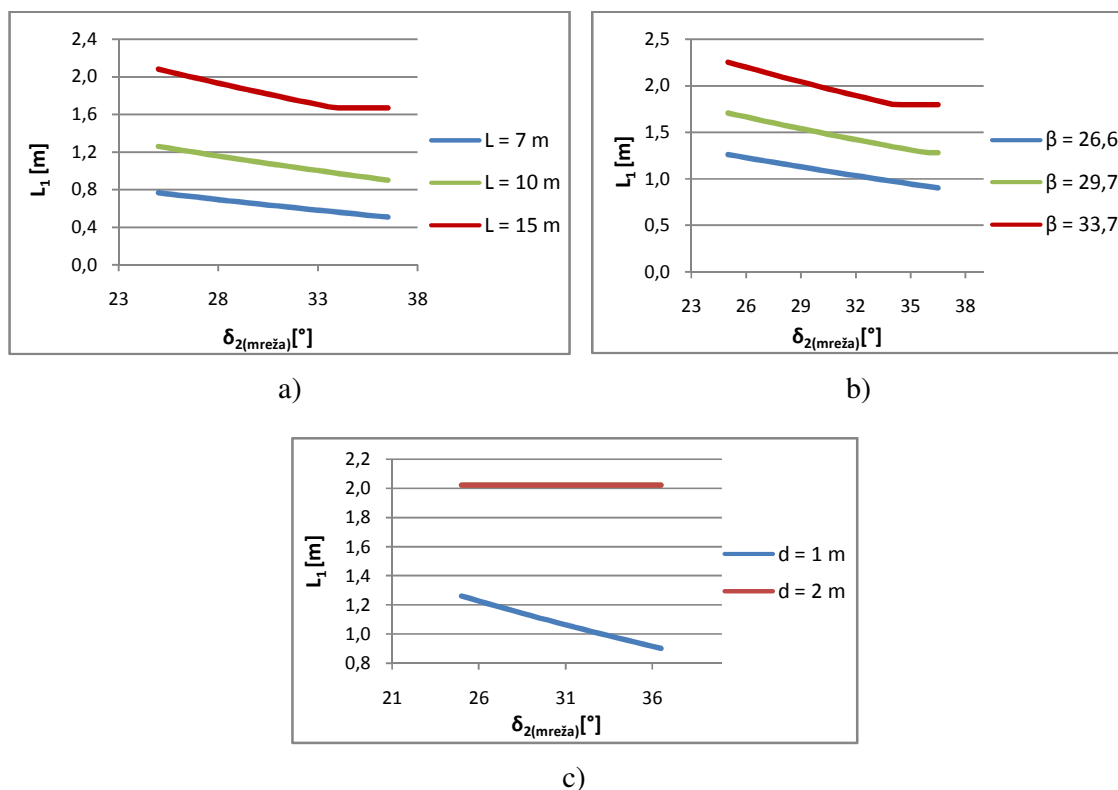


Slika 7.8: Vpliv strižne trdnosti sklopa na a) in b) potrebno silo sidranja ter c) in d) potrebno širino krone brežine in širino dna jarka

Figure 7.8: Influence of friction angle of subgrade layers on a), b) anchor force and c), d) anchor trench dimensions

IV. Vpliv strižne trdnosti kontakta armaturni geosintetik-zemljina pokrova

Analize kažejo, da boljša strižna trdnost kontakta zmanjša potrebno silo sidranja in potrebno velikost sidrnega jarka. Na sliki 7.9 c) vidimo, da pri višini nasutja $d = 2$ m strižni kot kontakta nima vpliva. Razlog je ta, da je pri tej višini nasutja kritična porušitev krone brežine, ki pa ni odvisna od strižnega kota na stiku armaturni geosintetika in zemljine pokrova, temveč le od strižne trdnosti med sloji spodnjega tesnilnega sklopa pod pokrovom brežine ter strižne trdnosti podlage. Kot je razvidno iz slike 7.9 a) in b) pri velikih strižnih kotih δ_2 dimenzija sidrnega jarka L_1 preneha padati. Tudi tu pride do spremembe načina porušitve, in sicer je pri zelo dobri trenjski trdnosti med armaturnim geosintetikom iz zemljino pokrova varnost proti iztrgu geosintetika tako velika, da v vsakem primeru pride prej poruši krona, kot pa iztrga geosintetik.

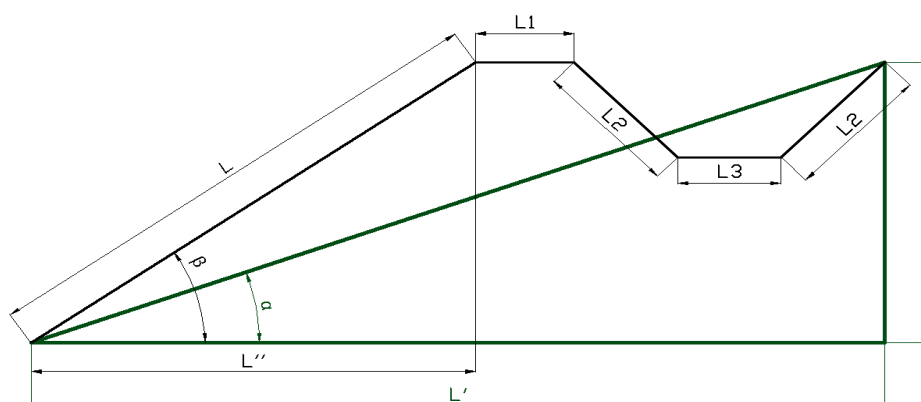


Slika 7.9: Vpliv strižnega kota kontakta armaturni geosintetik-zemljina pokrova na potrebno širino krone brežine in širino dna jarka

Figure 7.9: Influence of soil-geosynthetic for reinforcement friction angle on anchor trench dimensions

7.4.3 Generalni naklon brežine skupaj s sidrnim jarkom

Zanimivo je tudi preveriti, kako naklon brežine (β) vpliva na generalni naklon (α) celotnega objekta. Kot so pokazali rezultati parametrične študije, so pri strmejših brežinah potrebni vse večji sidrni jarki, kar posledično pomeni več potrebnega prostora (L') za izgradnjo brežine skupaj s sidrnim jarkom (glej sliko 7.10). Pomemben dejavnik je tudi volumen, ki ga zavzame brežina, še posebej v primerih, ko težimo k čim boljši izrabi prostora (na primer gradnja deponij).

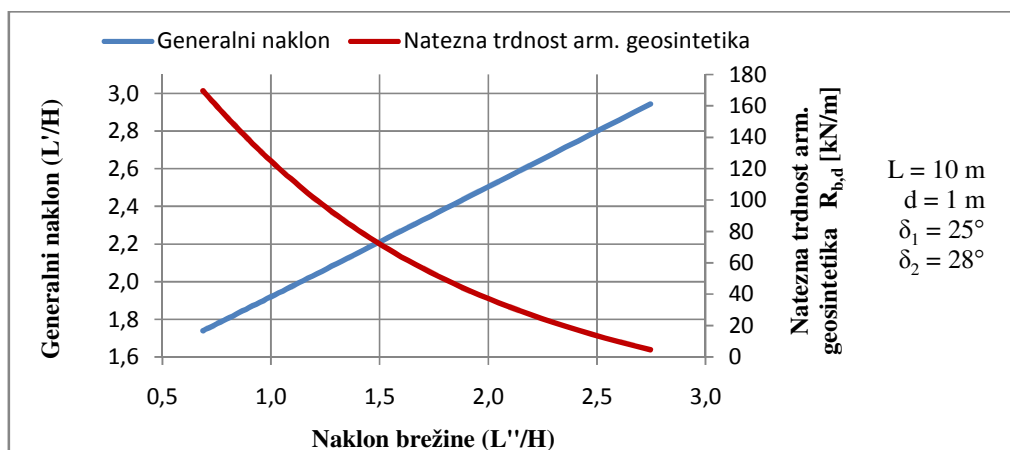


Slika 7.10: Generalni naklon brežine skupaj s sidrnim jarkom

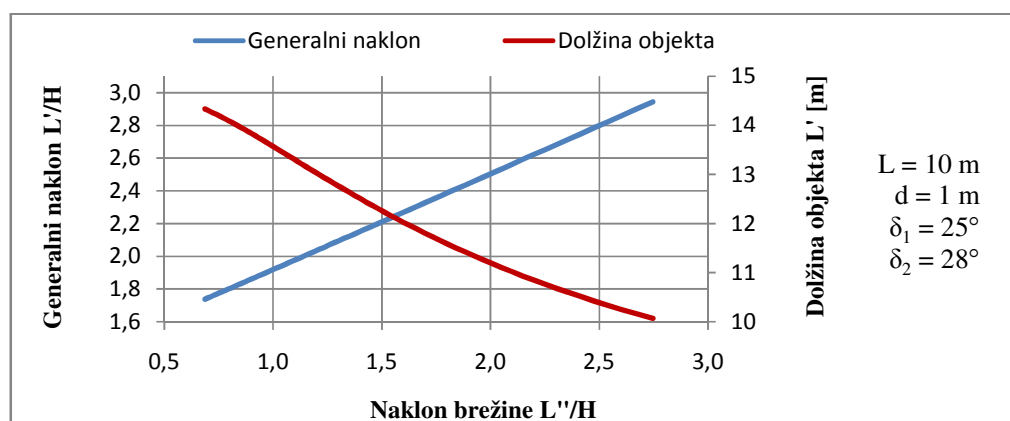
Figure 7.8: General slope inclination

Ko projektiramo izgradnjo brežine, je torej smiselno preveriti, do katerih naklonov brežine je gradnja še smiselna. Upoštevati moramo, da pri velikih naklonih potrebujemo vse močnejše armaturne geosintetike, katerih cena pa z višanjem natezne trdnosti narašča eksponentno.

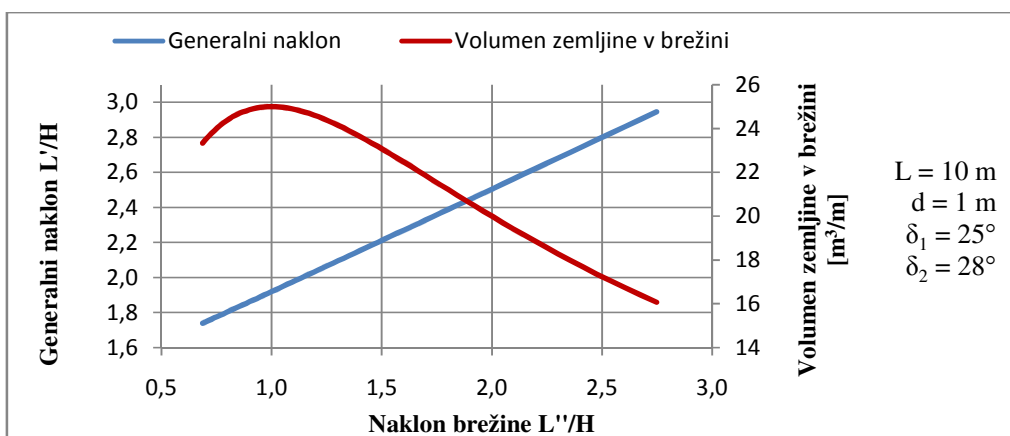
Izbira naklona brežine je torej pogojena z različnimi dejavniki, najugodnejšo rešitev pa izberemo glede na zahteve in okoliščine. Kadar je najpomembnejši faktor cena armaturnega geosintetika, je smiselno graditi položnejše brežine, ki zahtevajo armaturne geosintetike nižjih trdnosti. V primeru, ko želimo, da brežina volumsko zavzame čim manj prostora, so najbolj neugodni nakloni 1:1, pri večjih in manjših pa se volumen manjša. Če smo omejeni z razpoložljivim prostorom za izgradnjo brežine, pa lahko z vgradnjo armaturnih geosintetikov z visoko natezno trdnostjo omogočimo izgradnjo strmejših brežin (glej sliko 7.11 in preglednico 7.7).



a)



b)



c)

Slika 7.11: Vpliv geometrije brežine na generalni naklon ter a) potrebno natezno trdnost armaturnega geosintetika, b) dolžino celotnega objekta in c) volumen zemljine v brežini

Figure 7.11: Slope geometry influence on general inclination and a) tensile strength of geosynthetic for reinforcement, b) construction length and c) volume of soil embedded into embankment

Preglednica 7.7: Vpliv naklona brežine na generalni naklon objekta, potrebno natezno trdnost armaturnega geosintetika, celotno dolžino objekta in volumen zemljine, vgrajene v brežino

Table 7.7: Slope inclination influence on general inclination, needed tensile strength of geosynthetic reinforcement, length of construction and volume of soil embedded into embankment

Naklon brežine	Generalni naklon	Natezna trdnost arm. geosintetika	Prirastek natezne trdnosti	Dolžina celotnega objekta	Prirastek dolžine objekta	Volumen zemljine v brežini	Prirastek volumna
H/L''	H/L'	R _{b,d} [kN/m]		L' [m]		V [m ³ /m]	
1 : 2,50	1 : 2,80	13,68		10,39		17,24	
1 : 2,40	1 : 2,74	17,76	+ 29,77 %	10,54	+ 1,38 %	17,75	+ 2,96 %
1 : 2,30	1 : 2,68	22,13	+ 61,71 %	10,69	+ 2,84 %	18,28	+ 6,04 %
1 : 2,20	1 : 2,62	26,82	+ 96,02 %	10,85	+ 4,39 %	18,84	+ 9,25 %
1 : 2,10	1 : 2,56	31,88	+ 132,97 %	11,02	+ 6,02 %	19,41	+ 12,57 %
1 : 2,00	1 : 2,50	37,33	+ 172,81 %	11,20	+ 7,75 %	20,00	+ 16,00 %
1 : 1,90	1 : 2,45	43,22	+ 215,86 %	11,39	+ 9,58 %	20,61	+ 19,52 %
1 : 1,80	1 : 2,39	49,60	+ 262,45 %	11,59	+ 11,52 %	21,23	+ 23,11 %
1 : 1,70	1 : 2,33	56,51	+ 312,96 %	11,80	+ 13,57 %	21,85	+ 26,74 %
1 : 1,60	1 : 2,27	64,01	+ 367,79 %	12,03	+ 15,73 %	22,47	+ 30,34 %
1 : 1,50	1 : 2,21	72,17	+ 427,40 %	12,26	+ 18,00 %	23,08	+ 33,85 %
1 : 1,40	1 : 2,15	81,04	+ 492,24 %	12,51	+ 20,37 %	23,65	+ 37,16 %
1 : 1,30	1 : 2,09	90,70	+ 562,81 %	12,77	+ 22,85 %	24,16	+ 40,15 %
1 : 1,20	1 : 2,04	101,20	+ 639,56 %	13,03	+ 25,40 %	24,59	+ 42,62 %
1 : 1,10	1 : 1,98	112,61	+ 722,94 %	13,30	+ 28,00 %	24,89	+ 44,34 %
1 : 1,00	1 : 1,92	124,97	+ 813,26 %	13,57	+ 30,60 %	25,00	+ 45,00 %
1 : 0,90	1 : 1,86	138,30	+ 910,65 %	13,84	+ 33,15 %	24,86	+ 44,20 %
1 : 0,80	1 : 1,80	152,57	+ 1014,96 %	14,09	+ 35,54 %	24,39	+ 41,46 %
1 : 0,70	1 : 1,75	167,71	+ 1125,57 %	14,31	+ 37,67 %	23,49	+ 36,24 %
1 : 0,60	1 : 1,69	183,54	+ 1241,25 %	14,49	+ 39,38 %	22,06	+ 27,94 %
1 : 0,50	1 : 1,63	199,79	+ 1359,97 %	14,60	+ 40,48 %	20,00	+ 16,00 %

- podani izračuni so za primer $L = 10 \text{ m}$, $d = 1 \text{ m}$, $\delta_1 = 25^\circ$, $\delta_2 = 28^\circ$
- prirastki potrebne natezne trdnosti armaturnega geosintetika, dolžine objekta in volumna brežine so računani glede na naklon brežine 1 : 2,5
- pri računu volumna smo vzeli le volumen brežine $\frac{L''H}{2}$, volumen pokrova na brežini ni upoštevan

7.5 Povzetek ugotovitev

Rezultati stabilnostne analize pokrova na brežini so pokazali, da pri obravnavanih parametrih gradnja samo iz naravnih materialov, brez armiranja, ni varna. Da bi zagotovili stabilnost, bi morali zgraditi brežino z nižjimi nakloni, ali pa zagotoviti boljšo strižno trdnost tesnilnega sklopa oziroma zemljine v podlagi. Kadar to ni mogoče, pa varnost konstrukcije dosežemo z uporabo armaturnega geosintetika.

Strižna trdnost tesnilnega sklopa je torej pomemben dejavnik, ko gradimo pokrove na brežinah, saj je pri slabših trdnostnih lastnostih sklopa potreben armaturni geosintetik z večjo natezno trdnostjo. Prav tako so pri slabših pogojih potrebne večje dimenzije sidrnega jarka, kar posledično pomeni, da objekt zavzame več prostora. Tako uporaba močnejšega armaturnega geosintetika kot večje dimenzije brežine skupaj s sidrnim jarkom pa seveda pomenijo višjo ceno izgradnje.

Strižna trdnost kontakta med armaturnim geosintetikom in zemljino pokrova je posledica zaklinjanja delcev zemljine med odprtine armaturnega geosintetika. Večja strižna trdnost kontakta pomeni večjo silo, ki se lahko s trenjem prenese iz armaturnega geosintetika v zemljino. Zato je pri boljših strižnih lastnosti kontakta potrebna manjša dolžina sidranja, kar logično pomeni krajše sidrne jarke.

Parameter, ki bistveno vpliva na način porušitve, je višina nasutja (d). Pri $d > 1.5$ m je kritična porušitev krone brežine, medtem ko je pri nižjih vrednostni kritična porušitev z iztrgom geosintetika (slika 7.7). Do porušitve krone brežine pride v primeru, ko širina krone ne zadošča, da bi prevzela obtežbo pokrova na brežini. V tem primeru se krona poruši, še preden bi prišlo do iztrga armaturnega geosintetika.

Ko se pri gradnji odločamo o naklonu brežine, je smiselno dobro preučiti, kako le-ta posredno vpliva na ceno objekta. V primeru, ko je prevladujoč dejavnik cena armaturnega geosintetika, je boljša izbira gradnja položnejših brežin, ko pa pretehta cena zemljišča, lahko stroške zmanjšamo s strmejšimi brežinami in uporabo armaturnih geosintetikov z večjo natezno trdnostjo.

8 ZAKLJUČEK

Kot na vseh področjih, je tudi v geotehniki razvoj v zadnjih letih močno napredoval. Tako se na tržišču pojavljajo novi in novi materiali z vedno boljšimi mehanskimi in fizikalnimi lastnostmi, ter posledično lažjo in enostavnejšo vgradnjo in uporabo.

Geosintetiki so korenito spremenili konzervativne načine gradnje, saj ponujajo nove in enostavnejše rešitve. Ker so vedno bolj cenovno konkurenčni uporabi naravnih materialov in široko dostopni, se zato pogosteje pojavljajo v modernem gradbeništvu in zamenjujejo do zdaj znane rešitve, vendar pa industrijski razvoj prehiteva razvoj znanj na tem področju.

Z vedno večjim povpraševanjem se pojavlja tudi več zahtev po preizkušanju lastnosti geosintetikov, saj je njihovo dobro poznavanje pomembno pri projektiranju in uporabi. Kadar lastnosti določenega geosintetika niso preizkušene, namreč smernice (kot so EBGEO) podajajo varnostne faktorje, ki so precej večji od tistih, ki bi jih dobili na podlagi preizkusov.

V diplomski nalogi sem naredila dva standardna preizkusa na geomrežah, in sicer natezni preizkus in direktni strižni preizkus. Rezultati nateznih preizkusov za armaturne geosintetike so bistvenega pomena, saj je ravno natezna trdnost tista lastnost, ki jo v prvi vrsti zagotavljamo zemljini pri vgradnji v geotehnične objekte. Po drugi strani pa sloj geosintetika v zemljini predstavlja oslabitev z vidika strižne trdnosti, zato je pričakovano, da strižna trdnost sklopa armaturni geosintetik–zemljina ne bo presegla strižne trdnosti same zemljine. Vendar pa se lahko zaradi ugodnega učinka zaklinjanja zrn zemljine med odprtine geomreže, kar dodatno doprinese k strižni trdnosti sklopa, tej vrednosti precej približamo.

Parametrična analiza stabilnosti pokrova na brežini je pokazala, da je gradnja pokrova na brežini z uporabo le naravnih materialov varna, kadar je naklon brežine prilagojen strižni trdnosti razpoložljive zemljine. V primeru, ko želimo graditi pokrove na strmejših brežinah, kot jih omogočajo strižne lastnosti materiala, pa si lahko pomagamo z armaturnimi geosintetiki. Iz rezultatov vidimo, da je ugodnejše graditi krajše brežine z nižjimi nakloni in manjšimi debelinami nasutja (pokrova). S tem dobimo manjšo potrebno silo sidranja, ki jo mora prevzeti armaturni geosintetik. Prav tako lahko silo sidranja zmanjšamo s čim boljšo strižno trdnostjo tesnilnega sklopa pod pokrovom. Tako strižna trdnost tesnilnega sklopa kot

tudi strižna trdnost kontakta med armaturnim geosintetikom in zemljino pokrova na brežini pa imata pomembno vlogo pri dolžini sidranja armaturnega geosintetika. Pri boljših strižnih lastnostih se namreč poveča sila, ki se lahko s trenjem prenese v zemljino, kar se kaže v manjših dimenzijah sidrnega jarka in posledično manj potrebnega prostora za izgradnjo objekta.

Ker dandanes cena pogojuje večino odločitev, je torej smiselno pretehtati vse dejavnike in glede na ceno zemljišča, vgrajene zemljine in potrebnega armaturnega geosintetika poiskati najugodnejšo rešitev.

9 EXPANDED SUMMARY IN ENGLISH

A.1 INTRODUCTION

The use of geosynthetics in geotechnical engineering grew past last decades and they are now a well-accepted construction material. They are used with soil, rock or other geotechnical engineering related material. Their principal functions are:

- separation
- reinforcement
- filtration
- drainage
- provision of a fluid barrier
- surficial erosion control

Focus of this thesis are geosynthetics for reinforcement. A series of wide-width tests and direct shear tests were performed on geogrid Fortrac 110 in order to evaluate its tensile properties and interaction properties with different soils.

In addition parametrical study of slope stability was done considering different interface friction angles and slope geometry.

A.2 GEOSYNTHETICS FOR REINFORCEMENT IN GEOTECHNICAL ENGINEERING

Geosynthetics mostly used for reinforcement are geogrids and geotextiles. Their main purpose is providing tensile strength, which soil does not have.

They are used on different soil structures, such as reinforced foundation soils, embankments, earth walls, slope stabilization and roadway reinforcement.

Reinforcing foundation soils is required when building embankments over weak foundations. If not reinforced, possible deformations may occur as shown on Figure 2.1.

To ensure safety of steep slopes, layers of geosynthetics should be horizontally placed in between layers of soil. We use this type of reinforcement to widen existing or build new embankments, to reconstruct landslides or repair damaged embankments (see Figure 2.8). The needed geotextile tensile strength (T) is evaluated as shown on Figures 2.6 and 2.7.

Another field of use are reinforced walls. Compared to massive gravity structures they are relatively flexible, less expensive and less sensitive for dynamic loads. Like in reinforced embankments, geosynthetic is placed horizontally in layers. To ensure wall stability, strength, anchorage length and geosynthetic spacing must be determined (see Figure 2.10 and Equations 2.3 to 2.7).

When building a slope where external loads are higher than soil resistance, the difference force may be anchored with use of geosynthetic. Needed strength of reinforcement is determined by condition 2.8.

Geosynthetic reinforcement in roadway construction serves as support to wheel load and reduce the formation of ruts. It reduces needed stone aggregate thickness in unbound road layers.

A.3 TEST METHODS AND REQUIREMENTS FOR GEOSYNTHETICS

In European standards (EN ISO) are determined basic requirements and described procedures that need to be followed while designing with geosynthetics.

Two types of standards exist:

- standards that determine required characteristics, which need to be tested
- standards of research methods

Selection of the appropriate standard depends on type of construction (table A.1).

Table A.1: Selection of the appropriate standard

Application	Standard
Roads and other trafficked areas	EN 13249
Railways	EN 13250
Earthworks, foundations and retaining structures	EN 13251
Reservoirs and dams	EN 13254
Canals	EN 13255
Tunnels and underground structures	EN 13256
Solid waste disposals	EN 13257
Liquid waste disposals	EN 13265

In each of mentioned standards are then declared functions, function-related characteristics and test methods to be used. It shows durability aspects and it includes procedures for the evaluation of conformity and factory production control.

A.4 GEOSYNTHETIC – SOIL INTERACTION

For safe and economical design of geosynthetic-reinforced soil structures, is essential to know not only material characteristics, but also soil-geosynthetic interaction properties. Those depend on interaction mechanism, mechanical and physical properties of soil, mechanical properties of geosynthetic and its geometry and shape.

Knowing shear strength characteristics of the soil-reinforcement interface is therefore important for stability analysis of reinforced soil structures.

In case of geomembranes and geotextiles the interface shear strength represents shear resistance between soil and the surface of geosynthetic. However, the shear resistance between soil and geogrids is more complicated. In this case shear resistance is composed by (i) shear resistance between soil and the surface of geogrid ribs and (ii) internal shear resistance of the soil in the openings of geogrids.

For obtaining frictional properties between soil and geosynthetics in the laboratory, direct shear tests and pull-out tests have been frequently used.

A.5 OBJECTIVE OF THE THESIS

The purpose was to research strength properties of geogrid and composite of soil and geogrid. Firstly I did experimental part at University of Porto, Laboratories of testing Materials and Geosynthetics, where I performed wide-width tensile tests and direct shear tests.

In theoretical part I did experimental study on slope stability, in which I examined how different parameters as slope inclination, slope length or interface shear resistance of soil-geogrid influence on needed anchorage force or dimensions of anchorage trench.

A.6 EXPERIMENTAL PART

A.6.1 General

A series of wide-width tensile tests and direct shear tests on geogrid were performed at Laboratories of testing Materials and Geosynthetics at Faculty for Engineering in Porto, Portugal (FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto).

A.6.2 Materials

Geogrids (GCR) are flat materials with properly arranged apertures. Their main feature is that the surface of apertures is much larger than surface of elements, of which geogrid consists (ribs). They are made of polymer materials, such as polyethylene (PE), polypropylene (PP), polyester (PET), polyvinyl chloride (PVC) or elastomers.

Tests were done with geogrid Fortrac 110, which properties are shown in Table 6.2.

Direct shear tests were performed on three different soils:

- fine sand,
- coarse sand and
- residual soil from granite.

Soil characteristics are shown on Figure 6.2 and in Table 6.4.

A.6.3 Wide-width tensile tests

Wide-width tensile tests were conducted according to European standard EN ISO 10319.

Ten tests were performed, five in machine and five in cross direction. Force, elapsed time, and the distance between two fixed points on geogrid were measured.

Force was calculated for each period of time (half a second) depending on a number of longitudinal ribs in a tested sample (9). As a tensile strength of geogrid maximum value of calculated forces was taken.

Strain was also calculated for each period of time (half a second). For analysis was taken strain correspondent to calculated tensile strength of tested geogrid.

Results are presented in Table 6.5.

All test results showed higher tensile strengths than provided by manufacturer. Calculated tensile strength in machine direction is in average 21% higher than nominal.

Tensile strength in cross direction is in average 27% of calculated machine direction tensile strength and 33% of nominal machine direction tensile strength.

A.6.4 Direct shear tests

A.6.4.1 General

Direct shear tests may be performed in two different ways:

- with solid block in lower part of shear test device and soil in upper part,
- with soil in both parts of shear test device.

In case of geogrids shear strength is combined by shear resistance between soil and the surface of geogrid ribs and internal shear resistance of soil interlocking between grid apertures. Soil sliding over soil through the apertures of the grid is not modelled when geogrid is fixed to a rigid plane support, therefore supporting geogrid on soil is more appropriate.

The measured values in direct shear tests are shear force and shear displacement. With knowing applied normal force and size of contact area the shear stress and the normal stress can be calculated.

With the results of direct shear tests, the friction ratio can also be estimated. Friction ratio is calculated as a quotient between the maximum shear stress under the normal stress σ , in a sand/geosynthetic direct shear test and the maximum shear stress under the normal stress σ , in a direct shear test on sand alone.

A.6.4.2 Requirements of the European Standard EN ISO 12957-1 (2005)

The European Standard EN ISO 12957-1 (2005) describes the procedure of direct shear tests with direct shear apparatus. It is a method to determine friction characteristics of geotextiles and geotextile related products in contact with a standard sand, which is under a normal stress and at a constant rate of displacement.

If geogrids are tested with a rigid support the results should be verified by calibration tests, because they are dependent of the friction with the support. As previously mentioned, geogrids should be tested supported on soil.

Four specimens for each direction should be tested. If the two faces of sample are different, four specimens should be tested for each face. The size of the specimens shall suit the dimensions of the apparatus.

The upper part of the shear box shall have internal dimensions of minimum 300mm x 300mm, the width of both boxes should not be less than 50% of their length. For the testing of geogrids the dimensions of the shear box should be sufficient to have two full longitudinal ribs and three transverse bars contained within the length within the length of both the upper and lower box during the test.

The specimen should be fixed on the lower part of rigid box in the way that any slipping during the test is prevented. While testing the specimen shall be flat, free from folds and wrinkles.

The normal and shear force should be measured to a precision of $\pm 2\%$ and the relative displacement should be measured to a precision of $\pm 0,02\text{mm}$.

A.6.4.3 Factors with influence on direct shear results

In agreement with several authors, results of direct shear test depend on:

- relative position of soil and reinforcement
- methods used for normal stress control
- thickness of soil layer
- roughness of the rigid plane

Jewel at al. (1985) found that the relative size of the soil particles and grid apertures affects direct sliding resistance. When coarse particles interlock with a grid, the resistance to direct

sliding increases and can achieve values close to the full shear resistance of the soil alone. The relative size of the soil particles and grid apertures may also provide an increase in bond strength when coarse particles interlock with the grid and rest directly on the bearing members. However the bond strength is never expected to exceed the shear strength of the soil alone.

According to Blümel & Stoewahse (1998) the method of fixation of the geotextile to the rigid support is likely to have an effect on results. The boundary conditions, the method of load application and its effect, have to be regarded and reported together with the result of the friction tests. Friction tests have to be performed with at least three different normal stresses.

Hsieh & Hsieh (2003) found that in order to prevent a concave pressure distribution at the shearing plane, a minimum of 50 mm thickness of soil in the upper shear box is recommended so as to ensure the reproduction of normal pressures at the shearing plane when a rigid load plate is used for applying the normal load.

According to Silvano & Lopes (2006) a fixed period of time of the vertical pressure application before starting the shear should be established. The gap between the upper part of the shear box and the geosynthetic with test vertical stress already applied should be defined.

According to Liu et al. (2009) the set-up of a lower shearing box is important for direct shear tests of the soil-geogrid interface. A lower box that is larger than the loading area is not appropriate because the soil outside the loading area is not confined well enough to provide lateral resistance. The use of a rigid plane as a shear box is not appropriate because the soil interlocking is not allowed by using this setup. The test results reveal that a lower shear box that is filled with soil and has the same size of the upper shear box is the most appropriate.

A.6.4.4 Test description and results

Direct shear tests were performed on soil solely and on soil-geogrid interface. Laboratorial plan is presented in Table 6.6.

Relative density (I_D) of soil is determined according to Equation 6.4. To calculate quantity of installed soil to achieve wanted density, Equation 6.5 was used, where:

γ_d ... dry unit weight of soil,

W_s ... weight of soil and

V ... volume of shear apparatus cell.

During each test the maximum shear strength is obtained (Figure 6.9). The process is repeated for different normal stress, so enough strength-versus-normal stress points are obtained and plotted as shown on Figure 6.10. The resulting line is called Mohr-Coulomb failure envelope and can be presented with Equation 6.6. From this graph shear strength parameters are obtained.

When soil-geogrid interface friction angle (δ) and friction angle of soil (ϕ') are determined, efficiency on friction (E_ϕ) can be calculated using Equation 6.7.

Test results are presented in Tables 6.7 and 6.8.

The primary function of geosynthetics for reinforcement is to provide tensile strength which soil does not have or it is negligibly small. But at the same time use of geosynthetics influences shear strength of the composite.

In case of geogrids soil interlocking between grid apertures adds an important part of composite shear strength. Thus, the composite shear strength can achieve values close to shear strength of soil itself, but can never exceed it.

From the results we see that the conditions are more in favour for fine sand and residual soil, where the contact shear strength is 93% of the shear strength of soil. In case of course sand only 80% of the shear angle is mobilized.

A.7 PARAMETRIC STUDY OF SLOPE STABILITY

A.7.1 General

The parametric analysis for the reinforced slope was carried out on the basis of German recommendations for geosynthetic reinforcements EBGEO (**E**mpfehlungen für **B**ewehrungen aus **G**eokunststoffen).

Needed tensile strength of implied geosynthetic and the dimensions of anchor trench were investigated depending on different slope inclination (β), slope length (L), height of cover soil – drainage (d), friction angle of subgrade layers (δ_1) and soil-geosynthetic for reinforcement interface friction angle (δ_2).

Schematic slope cross section is shown on Figure 7.1.

A.7.2 Slope stability calculation in accordance with EBGEO

Slope reinforcement is needed when the design value of external loads (E_d) is higher than design value of soil resistance ($R_{t,d}$). Those values are determined according to Equations 7.1 to 7.5.

To ensure slope stability, value of design strength of geosynthetic reinforcement ($R_{b,d}$) needs to be sufficient to satisfy requirement 7.6.

To determine design shear strength reinforcement, reduction factors for installation damage, creep and ageing must be considered. If they are not handed by manufacturer, the values in EBGEO may be used (see Table 7.1).

There are two possible ways of reinforced slope failure:

- collapse at trench anchorage (Figure 7.2)
- collapse of the embankment crown (Figure 7.3)

Slope stability is ensured, if conditions 7.8 (collapse at trench anchorage) and 7.11 (collapse of the embankment crown) are met. Because active earth pressure (E_a) is very small compared to E_d and $R_{b,d}$, it is neglected in following calculation. The influence of water in slope was not considered.

Meaning of terms in Equations 7.1 to 7.12:

G_d... design value of soil weight, γ_i ... specific gravity of soil, h_w ... water level, L... slope length, β ... slope inclination, γ_g ... safety factor for permanent load, E_d ... design value of external loads, $E_{a,d}$... active earth pressure, $E_{p,d}$... passive earth pressure, $R_{t,d}$... design value of soil resistance, $R_{b,d}$... design strength of geosynthetic reinforcement, δ_k ... soil-geogrid interface friction angle, a_k ... adhesion of soil-geogrid interface, $\gamma_\delta = \gamma_a$... safety factor for friction angle and adhesion

Slope and anchor trench geometry, soil properties and safety factors are presented in Tables 7.2 to 7.5.

A.7.3 Results

Results of parametric study of slope stability are presented in Tables 7.6 a) and 7.6 b). In all cases second load combination is prevalent ($\gamma_g = 1.35$ and $\gamma_\phi = \gamma_\delta = 1,0$).

Results show that with considered slope geometry parameters and shear strength between subgrade layers, safety of cover on slope can not be assured, if built only from natural materials. Stability of cover without reinforcement can only be possible with lower slope inclination or with higher shear strength between subgrade layers. For other cases geosynthetic or alternative reinforcement is needed to ensure safety against failure.

Influence of different parameters on needed anchor force and anchor trench dimensions is shown on Figures 7.4 to 7.7.

Both anchor force as well as anchor trench dimensions increase with higher slope inclination, longer slopes and thicker cover over reinforcement. Uneven graph on Figure 7.5 is a result of change in slope failure mode. In case of cover thickness until approximately $d = 1,5$ m (depending also on slope length and inclination) critical failure is collapse of trench

anchorage. With thicker cover critical failure becomes collapse of the embankment crown. This is due to embankment crown dimensions, which can not withstand influence of external load. Therefore embankment crown slides together with cover.

With lower shear strength of subgrade layers, anchor force that needs to be withstand by geosynthetic reinforcement increases. Furthermore, both shear strength of subgrade layers and shear strength of cover soil-geosynthetic for reinforcement interface have influence on force, that can be trough friction transferred from geosynthetic into soil. That means with lower shear strengths demand more anchor length and therefore bigger anchor trench dimensions.

It was also investigated how slope inclination (β) influences general inclination of slope including anchor trench (see Figure 7.8). Selection of slope inclination is a subject of various factors, the most favourable solution should be chosen depending on requirements and circumstances. When the most important factor is price of geosynthetic reinforcement, it is reasonable to build slopes with lower inclination. In this way geosynthetic with lower tensile strength may be used, considering the price of geosynthetic increases exponentially with higher tensile strengths. On the other hand, when we seek on building on minimum space possible, steeper slopes may be build with using stronger geosynthetics. See Figure 7.9 and Table 7.7.

A.8 CONCLUSION

As in other fields, aswell in geotechnical engineering new improved materials appear on the market every day. They offer better mechanical and physical properties and consequently faster and easier installation and use.

One of those materials are geosynthetics. Because they appear more and more often in modern engineering and replace conservative ways of construction, the need of testing its properties is increasing.

In this thesis two standard tests were performed on geogrid. Wide-width tensile test in order to evaluate its tensile strength and direct shear test in order to research shear strength properties of soil-geogrid interface.

The primary function of geosynthetics for reinforcement is to provide tensile strength that soil does not have. On the other hand, installing geosynthetic between layers of soil also causes weakness from aspect of shear strength. Namely it is not expected the contact shear strength to be higher than shear strength of soil itself. However when using geogrids, soil interlocking between grid apertures contributes to contact shear resistance, therefore the contact shear strength may reach values very close to shear strength of soil.

Results of parametric study indicated that cover on slope is safe against failure, when slope inclination is adjusted to shear strength of available soil. However, when material is not suitable for building steeper slopes, installing geosynthetic for reinforcement ensures safety against failure for needed slope inclinations. Results show that is better to construct shorter slopes with less inclination and thinner cover. In this way anchor force and consequently needed tensile strength of geosynthetic for reinforcement is smaller. Anchor force may also be decreased by improving shear strength of subgrade layers. Both shear strength of subgrade layers and shear strength of soil-geosynthetic reinforcement interface have an impact on trench anchor dimensions and so on needed space for construction of facility.

Depending on which factor is dominant; price of land, built-in soil or geosynthetic reinforcement of needed tensile strength, construction of cover on slope can be optimized considering treated parameters.

VIRI

Abdel-Rahman, A.H., Ibrahim, M.A., Ashmawy, A.K. 2007. Utilization of a large-scale testing apparatus in investigating and formulating soil/geogrid interface characteristics in reinforced soils. *Australian journal of basic and applied sciences* 1, 4: 415-430.

Blümel, W., Stoewahse, C. 1998. Geosynthetic interface friction testing in Germany - Effects of test on setups. V: *Sixth international conference on geosynthetics*, str. 447-452.

EBGEO. 2009. Deponiebau – Bewehrung oberflächenparalleler geschichteter Systeme. Essen, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.: 350 str.

Holtz, R.D., Cristopher, B.R., Berg, R.R. 1997. *Geosynthetic engineering*. Vancouver, B.Tech Publishers: 452 str.

Koerner, R.M. 1986. *Designing with Geosynthetics*. Upper Saddle River, Prentice Hall: 761 str.

Liu, C.N., Ho, Y.H., Huang, J.W. 2009. Large scale direct shear tests of soil/PET-yarn geogrid interfaces. *Geotextiles and Geomembranes* 27: 19-30.

Liu, C.N., Zornberg, J.G., Chen, T.C., Ho, Y.H., Lin, B.H. 2009. Behaviour of geogrid-sand interface in direct shear mode. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*: 1863-1871.

Nakamura, T., Mitachi, T., Ikeura, I. 1999. Direct shear testing method as a means for estimating geogrid-sand interface shear-displacement behavior. *Soils and Foundations* 39, 4: 1-8.

Nakamura, T., Mitachi, T., Ikeura, I. 2003. Estimating method for the in-soil deformation behavior of geogrid based on the results of direct box shear test. *Soils and Foundations* 43, 1: 45-57.

Petkovšek, A. 2008. Smernice za projektiranje, vgrajevanje in vzdrževanje geosintetičnih materialov pri gradnji cest. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 104 str.

Silvano, R., Lopes, M. L. 2006. Soil/Geosynthetic interface characterization – The influence of some aspects of the test procedure. V: Eight international conference on geosynthetics, str: 1459-1462.

Telford, T. 2002. *Geosynthetics and Their Applications*. London, Thomas Telford Publishing: 404 str.

Standardi:

SIST EN ISO 10319:2008. Geosintetiki - Natezni preizkus na širokih preizkušancih.

SIST EN ISO 12957-1:2005. Geosintetiki - Ugotavljanje tornih značilnosti - 1. del: Neposredni strižni preizkus.

SIST EN 13249:2001. Geotekstilije in geotekstilijam sorodni izdelki – Značilnosti, ki zahtevajo pri gradnji cest in drugih prometnih površin.

SIST EN 13250:2001. Geotekstilije in geotekstilijam sorodni izdelki – Značilnosti, ki zahtevajo pri gradnji železnic.

SIST EN 13251:2001. Geotekstilije in geotekstilijam sorodni izdelki – Značilnosti, ki zahtevajo pri gradnji nasipov, temeljev in opornih konstrukcij.

SIST EN 13254:2001. Geotekstilije in geotekstilijam sorodni izdelki – Značilnosti, ki zahtevajo pri gradnji zbiralnikov in jezov.

SIST EN 13255:2001. Geotekstilije in geotekstilijam sorodni izdelki – Značilnosti, ki zahtevajo pri gradnji kanalov.

SIST EN 13256:2001. Geotekstilije in geotekstilijam sorodni izdelki – Značilnosti, ki zahtevajo pri gradnji predorov in pri podzemnih gradnjah.

SIST EN 13257:2001. Geotekstilije in geotekstilijam sorodni izdelki – Značilnosti, ki zahtevajo pri odstranitvi trdnih odpadkov.

SIST EN 13265:2001. Geotekstilije in geotekstilijam sorodni izdelki – Značilnosti, ki zahtevajo pri obvladovanju tekočih odpadkov.