

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



Podiplomski program Gradbeništvo  
Prometna smer

Kandidat:

**Robert Oblak**

# **Načrtovanje, gradnja in spremljava zemeljskih del pri gradnji prometnic - nasipi in vkopi**

**Magistrska naloga št. 190**

**Mentor:**

prof. dr. Bojan Majes

**Somentor:**

izr. prof. dr. Janko Logar

Ljubljana, 20. 10. 2006

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta  
*za gradbeništvo  
in geodezijo*

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



**ODDELEK ZA  
GRADBENIŠTVO  
PODIPLOMSKI ŠTUDIJ  
PROMETNE SMERI**

Kandidat:

**ROBERT OBLAK**

**Načrtovanje, gradnja in spremljava zemeljskih del  
pri gradnji prometnic – nasipi in vkopi**

Magistrsko delo št.:

**Design, construction and supervision of earthworks with the  
traffic arteries construction – embankments and cuts**

Master of Science Thesis No.:

**Mentor:**

izr. prof. dr. Bojan Majes

**Predsednik komisije:**

doc. dr. Marijan Žura

**Somentor:**

doc. dr. Janko Logar

**Član komisije:**

prof. dr. Janez Žmavc

Ljubljana, oktober 2006



## **POPRAVKI**

<b>Stran z napako</b>	<b>Vrstica z napako</b>	<b>Namesto</b>	<b>Naj bo</b>
-----------------------	-------------------------	----------------	---------------

## **IZJAVA O AVTORSTVU**

Podpisani ROBERT OBLAK izjavljam, da sem avtor magistrskega dela z naslovom:  
**»NAČRTOVANJE, GRADNJA IN SPREMLJAVA ZEMELJSKIH DEL PRI  
GRADNJI PROMETNIC - NASIPI IN VKOPI«.**

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

Ljubljana, 10. oktober 2006

## **IZJAVA O PREGLEDU NALOGE**

Nalogo so si ogledali učitelji prometne smeri in katedre za mehaniko tal:

## **BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

<b>UDK:</b>	<b>624.13:625(093.3)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Robert Oblak</b>
<b>Mentor:</b>	<b>izr. prof. dr. Bojan Majes</b>
<b>Somentor:</b>	<b>doc. dr. Janko Logar</b>
<b>Naslov:</b>	<b>Načrtovanje, gradnja in spremljava zemeljskih del pri gradnji prometnic – nasipi in vkopi</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>260 str., 19 pregl., 44 sl., 77 en., 1 pril.</b>
<b>Ključne besede:</b>	<b>vkopi, nasipi, geotehnične preiskave, geotehnično načrtovanje, izboljšanje temeljnih tal, dreniranje</b>

### **Izveček**

Magistrsko delo obravnava postopke, zahteve in različne rešitve, ki jih je potrebno obravnavati oziroma upoštevati pri načrtovanju in gradnji vkopov ter nasipov pri gradnji prometnic.

Poleg splošnih zahtev, ki jih je potrebno upoštevati pri takšnem načrtovanju, so na začetku opisane zahteve in pogoji za kvalitetno izvedbo geotehničnih preiskav ter predstavljene osnove različnih vrst računskih analiz za določitev varnosti in deformacij načrtovanih del. Nato so podane zahteve in cilji, ki jih pri načrtovanju vkopov in nasipov potrebno upoštevati.

V nadaljevanju so predstavljeni različni ukrepi in postopki, ki omogočajo izvedbo trajno stabilnih in obstojnih vkopov in nasipov tudi v slabše nosilnih in manj stabilnih tleh. Predstavljeni so različni ukrepi, ki omogočajo izvedbo tudi strmejših vkopnih brežin, kot bi jih bilo sicer možno izvesti glede na ugotovljeno strižno trdnost zemljin in hribin, v katerih se posamezni vkopi nahajajo. Pri tem so posebej predstavljeni različni ukrepi za zajem in odvodnjo površinske in zaledne vode z območja vkopa, saj ima le ta lahko pomemben vpliv na stabilnost in obstojnost izvedenih del. V zvezi z načrtovanjem in gradnjo nasipov so ločeno predstavljeni različni možni ukrepi in postopki za izboljšanje nosilnosti temeljnih tal in zmanjšanje njihovega posedanja pod težo nasipov ter različni ukrepi in postopki, ki omogočajo uporabo tudi manj primerne materiala za gradnjo nasipov oziroma omogočajo gradnjo nasipov z večjimi nakloni njihovih brežin.

Na koncu je predstavljen praktičen primer načrtovanja in izvedbe visokih nasipov, temeljenih na slabo nosilnih tleh, ki so bili izvedeni na vzhodni avtocesti pri Ljubljani v zaledju naselja Bizovik.

## **BIBLIOGRAPHIC - DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT**

**UDK:** 624.13:625(093.3)

**Author:** Robert Oblak

**Supervisor:** Assoc. Prof. Dr. Bojan Majes

**Co-supervisor:** Doc. Dr. Janko Logar

**Title:** Design, construction and supervision of earthworks with the traffic arteries construction – embankments and cuts

**Extent and equipment:** 260 p., 19 tab., 44 fig., 77 eq., 1 ann.

**Keywords:** cuts, embankments, geo-technical surveys, geo-technical planning, subsoil improvement, drainage

### **Abstract**

The Masters' Thesis deals with the procedures, requirements, and different solutions that need to be discussed or taken into consideration when designing and constructing cuts and embankments with the construction of traffic arteries.

Besides the general requirements that need to be observed in such planning, the requirements and conditions for a qualitative execution of geo-technological surveys are described at the beginning, and presented the basics of different types of calculation analysis for safety and deformations definition of the works planned. Then, the requirements and aims, which have to be observed in designing cuts and embankments, are presented.

Further on, different measures and procedures, enabling the execution of permanently stable and subsistent cuts and embankments also in poor bearing and less stable soil are presented. Different measures are described, which enable execution of even steeper cut slopes than would otherwise be feasible with regards to the ascertained sheer strength of soil and rocks, in which the individual cuts are located. With it, different measures for collection and drainage of ground and hinterland water from the cut area are separately presented, for this can have an important influence on the stability and subsistence of the works executed. With regards to the designing and construction of embankments, different measures and procedures for improvement of subsoil bearing capacity and for decreasing of their settlement under the weight of embankments as well as different measures and procedures, which enable the use of even less appropriate material for embankment construction, or enable embankment construction with larger slope gradients are presented separately.

In the end a practical example of designing and execution of high embankments founded on poor bearing soil, executed on the eastern motorway near Ljubljana in the hinterland of the Bizovik village is presented.

## ZAHVALA

Zaradi preobširno zastavljenega dela in včasih tudi prepodrobnega ukvarjanja s posameznimi detajli je pričujoče magistrsko delo nastajalo preveč let. Po drugi strani pa sem pri izdelavi magistrskega dela na takšen način pridobil obsežnejše in poglobljeno znanje o reševanju različne problematike s področja geotehnike pri gradnji prometnic.

Ob zaključku tega dela bi se rad zahvalil prof. dr. Janezu Žmavcu, ki je skozi obravnavanje različnih problemov pri gradnji cest uspel vzbuditi moje zanimanje za geotehniko. Še posebej pa bi se rad zahvalil mentorju izr. prof. dr. Bojanu Majesu in somentorju doc. dr. Janku Logarju, ki sta me pri izdelavi magistrskega dela vodila in usmerjala ter tako omogočila, da sem s svojim delom razširil svoje znanje s področja cestogradnje tudi na zelo zanimivo področje geotehnike. Njima gre zahvala za vse razlage, nasvete in pogovore takrat, ko nisem več vedel, kako naprej.

Prav tako se želim zahvaliti družbi DDC svetovanje inženiring d.o.o., ki me je pri študiju finančno podprla in mi omogočila delo na zanimivih in zahtevnih objektih, kjer sem lahko skozi praktične izkušnje gradil in poglobljal svoje strokovno znanje. Tudi vsem sodelavcem se zahvaljujem, saj so me pri študiju vedno podpirali in vzpodbujali.

Kolegici Patriciji Rudolf se zahvaljujem za pregled in korekcijo besedila naloge, mag. Franciški Drenik pa za strokovno pomoč pri angleških prevodih.

Predvsem pa bi se na tem mestu rad zahvalil svoji družini. Urški se zahvaljujem za skrb za družino in dom, ki sem jo skozi vsa leta študija prevečkrat prenesel nanjo. Gašperju, Brini in Andražu pa se lahko samo opravičim za vse ure, ko nisem bil z njimi.

## KAZALO VSEBINE

BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	V
BIBLIOGRAPHIC - DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	VI
KAZALO PREGLEDNIC	XII
KAZALO SLIK	XV
<b>1.0 UVOD</b>	<b>1</b>
<b>2.0 GEOTEHNIČNO NAČRTOVANJE VKOPOV IN NASIPOV</b>	<b>3</b>
<b>2.1 Splošno o geotehničnem načrtovanju</b>	<b>4</b>
<b>2.1.1 Geotehnične preiskave</b>	<b>5</b>
2.1.1.1 Faze geotehničnih preiskav	5
2.1.1.2 Vrsta geološko-geotehničnih preiskav	8
2.1.1.3 Priprava programa geotehničnih preiskav	12
<b>2.1.2 Računske analize</b>	<b>17</b>
2.1.2.1 Računske analize na podlagi različnih analitičnih rešitev	18
2.1.2.2 Računske analize po metodah končnih elementov	27
<b>2.2 Načrtovanje vkopov</b>	<b>31</b>
<b>2.2.1 Lastnosti tal, ki določajo stabilnost brežin vkopov</b>	<b>32</b>
2.2.1.1 Mehanske lastnosti materialov	32
2.2.1.2 Hidrogeološki pogoji	35
<b>2.2.2 Projektni cilji pri načrtovanju vkopov</b>	<b>37</b>
2.2.2.1 Zagotovitev stabilnosti	37
2.2.2.2 Zagotovitev trajnosti	39
<b>2.3 Načrtovanje nasipov</b>	<b>39</b>
<b>2.3.1 Lastnosti, ki določajo izvedbo nasipov</b>	<b>40</b>
2.3.1.1 Lastnosti temeljnih tal	40
2.3.1.2 Lastnosti in primernost materialov za gradnjo nasipov	42
<b>2.3.2 Projektni cilji pri načrtovanju nasipov</b>	<b>44</b>
2.3.2.1 Stabilnost nasipnega telesa	45
2.3.2.2 Stabilnost temeljnih tal	46
2.3.2.3 Zagotovitev še sprejemljivih deformacij	48
2.3.2.4 Trajnost	50
<b>3.0 IZVEDBA VKOPOV IN NASIPOV</b>	<b>52</b>
<b>3.1 Gradnja vkopov</b>	<b>54</b>

<b>3.1.1</b>	<b>Ureditev odvodnjavanja</b>	<b>55</b>
3.1.1.1	Zajem zaledne vode	56
3.1.1.2	Zajem podtalnice v zaledju brežine vkopa	58
3.1.1.3	Pokončni pobočni jarki in drenaže	59
3.1.1.4	Površinske ploskovne drenaže	60
3.1.1.5	Podporni drenažni useki	61
3.1.1.6	Horizontalne uvtane drenaže	62
3.1.1.7	Drenažne galerije	63
3.1.1.8	Dreniranje s črpanjem iz vodnjakov in elektroozmozo	63
3.1.1.9	Drenaže v dnu vkopa	63
<b>3.1.2</b>	<b>Ukrepi za ojačanje strmih brežin</b>	<b>64</b>
3.1.2.1	Ojačanje brežin z vgradnjo pasivnih sider	64
3.1.2.2	Mikrokoli, vgrajeni v obliki mreže	67
3.1.2.3	Pokončni pobočni slopi	68
3.1.2.4	Sidrane armiranobetonske brane	70
3.1.2.5	Izboljšanje parametrov zemljine	71
3.1.2.6	Sidranje posameznih blokov hribine	72
3.1.2.7	Plombiranje posameznih mest površini brežine v hribini	73
<b>3.1.3</b>	<b>Podporne konstrukcije vkopnih brežin</b>	<b>75</b>
3.1.3.1	Podporne konstrukcije, grajene po izvedenem izkopu	76
3.1.3.2	Podporne konstrukcije, grajene pred ali skupaj z napredovanjem izkopa	78
<b>3.2</b>	<b>Gradnja nasipov</b>	<b>80</b>
<b>3.2.1</b>	<b>Temeljenje nasipov in priprava temeljnih tal</b>	<b>80</b>
3.2.1.1	Temeljenje nasipov na pobočjih	82
3.2.1.2	Temeljenje nasipov na deponijah	84
3.2.1.3	Temeljenje nasipov v vodi	84
<b>3.2.2</b>	<b>Gradnja nasipov na slabo nosilnih tleh</b>	<b>85</b>
3.2.2.1	Kontrolirana postopna gradnja nasipov	86
3.2.2.2	Uporaba preobremenitve za pospešitev posedanja	88
3.2.2.3	Pospešitev konsolidacije z vgradnjo vertikalnih drenaž	90
3.2.2.4	Izdelava drenažne preproge in povoznega platoja	96
3.2.2.5	Zagotovitev stabilnosti z izdelavo bočnih nasipov	98
3.2.2.6	Zamenjava slabo nosilnih temeljnih tal.	99
3.2.2.7	Izboljšanje temeljnih tal z izdelavo kamnite pete ali prečnih reber	101
3.2.2.8	Izboljšanje temeljnih tal z vgradnjo gruščnatih kolov	104
3.2.2.9	Izboljšanje temeljnih tal z vgradnjo apnenih kolov	117
3.2.2.10	Izboljšanje temeljnih tal z uporabo različnih konstrukcijskih elementov	121
<b>3.2.3</b>	<b>Izdelava nasipov</b>	<b>123</b>
3.2.3.1	Zgoščanje nasipnega materiala	127
3.2.3.2	Stabilizacija zemljin	131
3.2.3.3	Ojačanje nasipov z uporabo armirane zemljine	140
3.2.3.4	Nasipi iz različnih lahkih materialov	154
<b>3.3</b>	<b>Zaščita brežin vkopov in nasipov</b>	<b>160</b>



<b>3.3.1</b>	<b>Vegetacija</b>	<b>160</b>
3.3.1.1	Zatravitve	160
3.3.1.2	Zasaditve	161
<b>3.3.2</b>	<b>Drenaže</b>	<b>162</b>
<b>3.3.3</b>	<b>Druge oblike zaščite</b>	<b>162</b>
3.3.3.1	Kamnite obloge in skalometi	163
3.3.3.2	Obloge iz betonskih in kamnitih tlakovcev	163
3.3.3.3	Obloge iz gabionov	163
3.3.3.4	Obloga z jeklenimi pletenimi mrežami	164
<b>4.0</b>	<b>GEOTEHNIČNI NADZOR, OPAZOVANJE IN VZDRŽEVANJE</b>	<b>165</b>
<b>4.1</b>	<b>Geotehnični nadzor nad izvajanjem del</b>	<b>165</b>
<b>4.2</b>	<b>Geotehnično opazovanje</b>	<b>166</b>
<b>4.2.1</b>	<b>Inženirsko geološki pregledi</b>	<b>168</b>
<b>4.2.2</b>	<b>Meritve premikov površja</b>	<b>169</b>
<b>4.2.3</b>	<b>Meritve premikov v globini</b>	<b>170</b>
4.2.3.1	Merilniki relativnih premikov	170
4.2.3.2	Inklinometri	170
<b>4.2.4</b>	<b>Meritve posedkov</b>	<b>171</b>
4.2.4.1	Posedalne plošče	171
4.2.4.2	Hidrostatski horizontalni inklinometer	171
<b>4.2.5</b>	<b>Merjenje nivojev podtalnice in pornih tlakov</b>	<b>172</b>
<b>4.2.6</b>	<b>Meritve zemeljskih pritiskov</b>	<b>172</b>
<b>4.2.7</b>	<b>Meritve spreminjanja geotehničnih lastnosti zemljin</b>	<b>172</b>
<b>4.3</b>	<b>Vzdrževanje</b>	<b>173</b>
<b>5.0</b>	<b>PRIMER GRADNJE NASIPOV</b>	<b>174</b>
<b>5.1</b>	<b>Geološko-geotehnične preiskave o sestavi tal in pogojih gradnje</b>	<b>176</b>
<b>5.1.1</b>	<b>Ugotovljene geološko-geotehnične razmere in sestava tal</b>	<b>177</b>
5.1.1.1	Opis geološko-geotehničnih razmer	178
5.1.1.2	Opis hidro-geoloških razmer	179
5.1.1.3	Ocena uporabnosti materiala za gradnjo nasipov	180
<b>5.1.2</b>	<b>Rezultati izvedenih računskih analiz stabilnosti in predvidenih posedkov karakterističnih nasipov</b>	<b>180</b>
5.1.2.1	Karakterističen prerez nasipa P40	181
5.1.2.2	Karakterističen prerez nasipa P73	182
<b>5.1.3</b>	<b>Navodila in pogoji za načrtovanje in izvedbo nasipov</b>	<b>185</b>

<b>5.1.4</b>	<b>Ocena ustreznosti izdelanega geološko-geotehničnega poročila o sestavi tal in pogojih gradnje AC</b>	<b>186</b>
<b>5.2</b>	<b>Načrtovanje nasipov</b>	<b>186</b>
<b>5.2.1</b>	<b>Dodatne zahteve soglasjedajalcev</b>	<b>188</b>
5.2.1.1	Zahteva po zadrževanju poplavnih voda	188
5.2.1.2	Zahteva po ustrezni zaščiti naselja Bizovik proti hrupu	191
5.2.1.3	Zahteva po omejitvi posegov izven območja, ki ga določa uredba o Lokacijskem načrtu	192
<b>5.2.2</b>	<b>Geotehnično tehnološki elaborat za izvedbo temeljenja nasipov</b>	<b>193</b>
5.2.2.1	Preveritev možnosti zagotovitve ustrezne stabilnosti nasipov z zamenjavo slabo nosilnih temeljnih tal	194
5.2.2.2	Rezultati dodatnih preiskav nedrenirane strižne trdnosti tal in rešitev za zagotovitev ustrezne stabilnosti manjših nasipov v zamenjavo slabo nosilnih temeljnih tal	196
5.2.2.3	Rešitev za zagotovitev ustrezne stabilnosti nasipa iz armirane zemljine	198
5.2.2.3	Rešitev za zagotovitev stabilnosti nasipov z izboljšanjem temeljnih tal z vgradnjo gruščnatih kolov	200
5.2.2.4	Sprememba izvedbe temeljne pete pod robom nasipa na območju P100 do P114	205
<b>5.3</b>	<b>Gradnja nasipov</b>	<b>212</b>
<b>5.3.1</b>	<b>Izkop temeljnih pet in prečnih reber</b>	<b>212</b>
<b>5.3.2</b>	<b>Vgrajevanje gruščnatih kolov</b>	<b>217</b>
<b>5.3.3</b>	<b>Vgrajevanje drenažne preproge</b>	<b>223</b>
<b>5.3.4</b>	<b>Vgrajevanje nasipnega materiala</b>	<b>225</b>
<b>5.3.5</b>	<b>Izdelava nasipa iz armirane zemljine</b>	<b>228</b>
<b>5.4</b>	<b>Geotehnično opazovanje med in po gradnji</b>	<b>231</b>
<b>5.4.1</b>	<b>Geotehnično opazovanje v času gradnje</b>	<b>232</b>
5.4.1.1	Meritve premikov brežin nasipa iz armirane zemljine	232
5.4.1.2	Meritve posedanja temeljnih tal pod nasipi	235
5.4.1.3	Meritve naraščanja nedrenirane strižne trdnosti tal	239
<b>5.4.2</b>	<b>Geotehnično opazovanje po izgradnji nasipov</b>	<b>244</b>
5.4.2.1	Zaključki geotehničnega opazovanja med gradnjo in po njej	244
<b>5.5</b>	<b>Zaključki ob gradnji avtoceste v zaledju Bizovika pri Ljubljani</b>	<b>245</b>
<b>6.0</b>	<b>ZAKLJUČKI</b>	<b>253</b>
<b>7.0</b>	<b>POVZETEK</b>	<b>256</b>
<b>8.0</b>	<b>SUMMARY</b>	<b>258</b>
	VIRI	261
	PRILOGA	265

## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 5.1	Projektne lastnosti temeljnih tal in nasipnega materiala, ki so bile upoštevane v analizah stabilnosti in posedkov karakterističnega nasipa v profilu P40 Designing characteristics of subsoil and fill material, which were taken into consideration in the analyses of stability and settlements of the characteristic profile P40	181
Preglednica 5.2	Projektne lastnosti temeljnih tal in nasipnega materiala, ki so bile upoštevane v analizah stabilnosti in posedkov karakterističnega nasipa v profilu P73 Designing characteristics of subsoil and fill material, which were taken into consideration in the analyses of stability and settlements of the characteristic profile P73	183
Preglednica 5.3	Prikaz količnikov varnosti proti poružitvi levih brežin nasipov na območju predvidenih zadrževalnikov visokih voda brez potrebnih dodatnih ukrepov in z njimi Review of safety factors against losing stability of left embankment slopes in the area of the foreseen retarding basins of high waters, without and with required additional measures for their protection	190
Preglednica 5.4	Rezultati računskih analiz stabilnosti in pričakovanih posedkov visokih nasipov na območju slabo nosilnih tal v primeru izvedbe predlaganih zamenjav slabo nosilnih tal Results of the calculating analysis of the stability and the expected settlements of high embankments on the area of poor bearing soil in case of execution of the suggested replacement of the poor bearing soil	195
Preglednica 5.5	Lastnosti materialov, ki so bile uporabljene v računskih analizah stabilnosti in posedkov nasipa v karakterističnem profilu P40 Material characteristics, which were used in the calculating analysis of the stability and embankment settlements in the characteristic profile P40	199
Preglednica 5.6	Lastnosti materialov, ki so bile uporabljene v računskih analizah stabilnosti in posedkov nasipov na slabo nosilnih tleh izboljšanih z vgradnjo gruščnatih kolov Material characteristics, which were used in the calculating analysis of the stability and embankment settlements on the poor bearing soil, improved by instalment of granular piles	201

Preglednica 5.7	Rezultati računskih analiz stabilnosti in posedkov nasipov na slabo nosilnih tleh izboljšanih z vgradnjo gruščnatih kolov Results of the calculating analysis of the stability and embankment settlements on the poor bearing soil, improved by instalment of granular piles	201
Preglednica 5.8	Rezultati strižnih preiskav glineno-meljastih zemljin, upoštevani pri določitvi povprečnih vrednosti strižne trdnosti pod nasipom med profili P70 do P80 Results of shear investigation of the clayey-silt soil, taken into consideration when defining the average value of subsoil shear strength on the area of embankment between profiles P70 and P80	202
Preglednica 5.9	Lastnosti zemljin, upoštevane pri računskih analizah stabilnosti karakterističnega profila P102 Soil characteristics, taken into consideration in the calculating stability analyses of the characteristic profile P102	208
Preglednica 5.10	Lastnosti zemljin, upoštevane pri računskih analizah stabilnosti karakterističnega profila P106 Soil characteristics, taken into consideration in the calculating stability analyses of the characteristic profile P106	209
Preglednica 5.11	Izračunani količniki varnosti pri različnih načinih temeljenja nasipa s karakterističnima profiloma P102 in P106 za drenirano in nedrenirano stanje v temeljnih tleh, ob upoštevanju različnih možnih vodostajev Calculated safety factors for different methods of embankment foundation, at drained and non-drained condition in subsoil of the characteristic profiles P102 and P106, taking into consideration different possible water levels	210
Preglednica 5.12	Rezultati izvedenih preizkusov prepustnosti materiala, vgrajenega v drenažne preproge Experiment results of the material permeability, built into the drainage blankets	224
Preglednica 5.13	Povprečne lastnosti vgrajenega materiala, ki je za gradnjo nasipov na voljo v bližnjih vkopih Average properties of built-in material, available for embankment construction in nearby cuts	226
Preglednica 5.14	Lastnosti geotekstilij, vgrajenih v nasip iz armirane zemljine na območju profilov P18 do P44 Characteristics of geo-textiles built into the embankment of reinforced soil on the area of profiles P18 to P44	228

Preglednica 5.15	Lastnosti, ki jih je moral dosegati nasipni material, vgrajen v nasip iz armirane zemljine na območju profilov P18 do P40 Criteria which had to be reach by the embankment material built into the embankment of reinforced soil on the area of profiles P18 to P40	230
Preglednica 5.16	Izmerjene končne vrednosti premikov opazovanih merskih točk pri nasipu iz armirane zemljine Final movement values of the observed points measured at the embankment of reinforced soil	235
Preglednica 5.17	Izmerjeni največji posedki temeljnih tal pod nasipi v posameznih karakterističnih merskih profilih The biggest settlements of subsoil measured under embankments in the individual characteristic measurement profiles	238
Preglednica 5.18	Ocena porasta nedrenirane strižne trdnosti sloja vezljive zemljine v profilu P78 z izraženo najnižjo strižno trdnostjo Estimation of non-drained shear strength increase of cohesive soil layer in the profile P78 with the expressed lowest shear strength	239
Preglednica 5.19	Ocena porasta nedrenirane strižne trdnosti posameznih tipičnih primerjalnih slojev vezljivih zemljin z izraženo nizko strižno trdnostjo Estimation of non-drained shear strength increase of individual typical comparative layers of cohesive soil with the expressed low shear strength	243

## KAZALO SLIK

Slika 2.1	Značilna krivulja posedkov pri neprekonsolidirani vezljivi zemljini z izraženimi viskozni lastnostmi Characteristic settlements curve of the unconsolidated cohesive soil with the expressed viscose properties	21
Slika 3.1	Primer izvedbe konzolno vpete ter enkrat in večkrat sidrane pilotne stene Sample of cantilevered and once or several times anchored pile wall	78
Slika 3.2	Nasip, zgrajen na območju pete potencialne drsne ploskve v pobočju, lahko prispeva k ravnovesju pobočja in tako prepreči plazenje Embankment constructed on the toe of the potential sliding surface in the slope can contribute to the balance of the slope and so prevent landslide	83
Slika 3.3	Sile, ki vplivajo na ravnovesje temeljnih tal z nasipom in bočnim nasipom nad krožno porušno ploskvijo Forces influencing on the balance of subsoil with embankment and side embankment above the circular falling surface	99
Slika 3.4	Zmanjšanje posedkov in izboljšanje strižne trdnosti temeljnih tal z delno zamenjavo slabo nosilnih in močno stisljivih tal Decrease of settlements and improvement of subsoil shear strength with a partial replacement of poor bearing and heavily compressible soil	100
Slika 3.5	Izboljšanje strižne trdnosti temeljnih tal z vgradnjo kamnite pete Improvement of subsoil shear strength with the stone foot built-in	102
Slika 3.6	Gradnja nasipa z izmeničnim vgrajevanjem slojev lokalnih manj kvalitetnih materialov in od drugod pripeljanih kvalitetnih nasipnih materialov Construction of embankment with alternate building-in layers of local less qualitative materials and of qualitative embankment materials conveyed from elsewhere	124
Slika 3.7	Gradnja nasipa z vgrajevanjem različno kvalitetnih materialov na različnih mestih v nasipu Construction of embankment with building-in of materials of different quality in different parts of the embankment	124
Slika 3.8	Gradnja nasipa z vgrajevanjem kvalitetnejšega materiala na zunanem delu nasipa, kar omogoča izdelavo bolj strmih brežin nasipa Construction of embankment with building-in of better quality material on the outside part of the embankment, enabling construction of steeper embankment slopes	124

Slika 3.9	Gradnja nasipa z vgrajevanjem gabionov v strmo brežino nasipa Construction of embankment with building-in gabions into steep slope of embankment	125
Slika 3.10	Uporaba s cementom ali apnom stabiliziranega nasipnega materiala za izdelavo brežine nasipa z večjim naklonom Use of fill material stabilised with cement or lime for construction of embankment slope with larger inclination	131
Slika 5.1	Potek vzhodne avtoceste od Šentjakoba do Malenc pri Ljubljani Alignment of eastern motorway from Šentjakob to Malence near Ljubljana	174
Slika 5.2	Prikaz povečanja karakterističnih prečnih profilov nasipov zaradi zahtev po izvedbi protihrupnih nasipov Increase of characteristic embankment cross sections because of the requirements for the construction of anti-noise embankments	192
Slika 5.3	Končna oblika karakterističnega prereza nasipa na območju med profili P56 in P60, kot je bila tudi dejansko izvedena Final form of the characteristic embankment cross section on the area between the profiles P56 and P60 as it has been also actually executed	197
Slika 5.4	Končna oblika karakterističnega prereza nasipa na območju med profili P93 in P95, kot je bila tudi dejansko izvedena Final form of the characteristic embankment cross section on the area between the profiles P93 and P95 as it has been also actually executed	198
Slika 5.6	Končna oblika karakterističnega profila nasipa na območju med profili P31 in P44, kot je bila tudi dejansko izvedena Final form of the characteristic embankment cross section on the area between the profiles P31 and P44 as it has been also actually executed	200
Slika 5.6	Končna oblika karakterističnega prereza nasipa na območju med profili P70 in P80, kot je bila tudi dejansko izvedena Final form of the characteristic embankment cross section on the area between the profiles P70 and P80 as it has been also actually executed	204
Slika 5.7	Končna oblika karakterističnega profila nasipa na območju med profili P100 in P114, kot je bila tudi dejansko izvedena Final form of the characteristic embankment cross section on the area between the profiles P100 and P114 as it has been also actually executed	211
Slika 5.8	Izkop slabo nosilnih temeljnih tal pod nasipom na območju profilov P56 do P60 Excavation of poor bearing subsoil under the embankment on the area of profiles P56 to P60	212

Slika 5.9	Izkop temeljne pete pod nasipom na območju profilov P70 do P80 Excavation of foundation foot under the embankment on the area of profiles P56 to P60	213
Slika 5.10	Usad v začasni strmi brežini, ki je nastal med izvajanjem izkopa za temeljno peto nasipa na območju profilov P70 do P80. Landslide in the temporary steep slope occurred during the excavation for the foundation foot of embankment on the area of the profiles P70 to P80.	213
Slika 5.11	Poizkus izkopa temeljne pete pod nasipom na območju profilov P100 do P114 Excavation test of the foundation foot under the embankment on the area of profiles P100 to P114	214
Slika 5.12	Po prekinitvi del se je v izvedenem sondažnem izkopu temeljne pete za nasip na območju profilov P100 do P114 vzpostavil naravni nivo podtalnice After interruption of works, the natural level of underground water was restored in the executed test pit of foundation foot for embankment on the area of profiles P100 to P114	215
Slika 5.13	Vsipanje gruščnatega materiala za vgradnjo v temeljno peto pod nasipom na območju profilov P56 do P60 Pouring-in the rubble material for building into the foundation foot under the embankment on the area of profiles P56 to P60	216
Slika 5.14	Vgrajevanje gruščnatega materiala v temeljno peto pod nasipom na območju profilov P70 do P80 Building-in the rubble material into the foundation foot under the embankment on the area of profiles P70 to P80	216
Slika 5.15	Izboljšanje slabo nosilnih temeljnih tal pod visokimi nasipi z vgrajevanjem gruščnatih kolov s pomočjo vtiskanja jeklene cevi Improvement of poor bearing subsoil under high embankments with placing granular piles by driving-in a steel pipe	218
Slika 5.16	Prikaz zrnave sestave zmesi zrn gruščnatega materiala, vgrajenega v gruščnate kole glede na mejni krivulji za tamponski material 0/31 mm Grain structure of rubble material built-in the granular piles, with regards to the limited curves for the pavement base material of 0/31 mm	218
Slika 5.17	Z vgrajevanjem polno zasičenega gruščnatega materiala je bilo preprečeno stiskanje vgrajenega gruščnatega materiala zaradi pritiskov vode v tleh By placing-in the fully congested granular material, the compressing of the placed granula material due to the soil water pressure was prevented	219



Slika 5.18	Rezultati meritev zgoščenosti v gruščnatem kolu, izvedene z globinsko izotopsko sondo v predhodno vgrajeni cevi v osi vgrajenega kola Results of condensation measurement in the granular pile, executed with isotopic sound in the axis of the built-in pile of the previously placed pipe	220
Slika 5.19	Rezultati registriranih odporov na konici penetrometra $q_c$ pri preiskavi vgrajenih gruščnatih kolov Results of registered resistances at the cone of the penetrometer $q_c$ with the investigation of the built-in granular piles	221
Slika 5.20	Prikaz vpliva vgrajevanja gruščnatih kolov na temeljna tla med njimi Influence of the built-in granular piles on the surrounded subsoil	222
Slika 5.21	Prikaz izvedbe stopničenja v kvaliteten pobočni material in vgrajevanja zvezne drenažne preproge na stiku med temeljnimi tlemi pobočja in nasipnim materialom Execution of benching into the high quality slope and placing of wide-spread drainage blanket on the contact between the side subsoil and fill material	223
Slika 5.22	Preprosti preiskus, ki je služil za grobo oceno ustreznosti ali neustreznosti prepustnosti vgrajenega materiala v drenažne preproge Simple test served for a rough assessment of suitability or unsuitability of the material permeability, which was built into drainage blankets	225
Slika 5.23	Različne materiale, ki so bili vgrajevani v nasipe, se je pri vgrajevanju med sabo mešalo Different materials placed into embankments have been mixed	226
Slika 5.24	Prikaz vgrajevanja različnih materialov, pridobljenih iz vkopov, v nasip Execution of embankments by using different materials from cuts	227
Slika 5.25	Konstrukcija nasipa iz armirane zemljine na območju brežine po tehnologiji Geomur Construction of embankment of reinforced soil on the slope area using Geomur technology	229
Slika 5.26	Vgrajevanje nasipnega materiala v nasip iz armirane zemljine Placing the embankment material into the embankment of reinforced soil	231
Slika 5.27	Prikaz vgrajevanja merilnikov horizontalnih relativnih premikov Placing measuring devices for horizontal relative displacements of soil	233
Slika 5.28	Prikaz rezultatov meritev premikov brežine nasipa iz armirane zemljine v merskem profilu P36 Measurement results of displacement of reinforced soil embankment slope in the profile P36	234

Slika 5.29	Izmerjeni posedki v karakterističnem profilu nasipa med profili P70 in P80 Settlement measurement results of the embankment between the profiles P70 and P80	236
Slika 5.30	Izmerjeni posedki v karakterističnem profilu nasipa med profili P93 in P95 Settlement measurement results of the embankment between the profiles P93 and P95	236
Slika 5.31	Izmerjeni posedki v poševnem karakterističnem profilu nasipa med profili P56 in P60 Settlement measurement results of the embankment between the profiles P56 and P60	237
Slika 5.32	Izmerjeni posedki v karakterističnem profilu nasipa med profili P100 in P114, v katerem so bili izmerjeni največji posedki. Settlement measurement results of the embankment between the profiles P100 and P114, where the biggest settlements were registered.	237
Slika 5.33	Prikaz porasta izmerjenih vrednosti odpora na konici statičnega penetrometra pri meritvah v temeljnih tleh pod nasipom v profilu P78 v času od avgusta 96 do januarja 97 Increase of measured resistance values at the cone of the static penetrometer when measuring in the subsoil under the embankment in the profile P78 during the period from August 1996 to January 1997	240
Slika 5.34	Prikaz naraščanja v različnih časovnih presekih izmerjenih vrednosti odpora na konici statičnega penetrometra pri meritvah v temeljnih tleh pod nasipom v profilu P102+10 m Increase of measured resistance values at the cone of the static penetrometer when measuring in the subsoil under the embankment in the cross section P102+10m in different time intervals	241
Slika 5.35	Prikaz naraščanja v različnih časovnih presekih izmerjenih vrednosti odpora na konici statičnega penetrometra pri meritvah v temeljnih tleh pod nasipom v profilu P107+10 m Increase of measured resistance values at the cone of the static penetrometer when measuring in the subsoil under the embankment in the cross section P107+10m in different time intervals	242
Slika 5.36	Končni izgled brežine nasipa iz armirane zemljine na območju profilov P31 do P44 Final appearance of embankment of reinforced soil on the area between the profiles P31 to P44	248

Slika 5.37	Končni izgled brežine nasipa na območju profilov P56 do P60 (pogled iz naselja Bizovik) Final appearance of embankments slope on the area between the profiles P56 to P6 (view from Bizovik village)	249
Slika 5.38	Končni izgled protihrupnega nasipa na območju profilov P56 do P60 (pogled iz AC) Final appearance of noise protection embankment on the area between the profiles P56 to P6 (view from EW)	249
Slika 5.39	Končni izgled severnega dela brežine nasipa na območju profilov P70 do P80 (pogled iz naselja Bizovik) Final appearance of northern part of eastern embankments slope on the area between the profiles P70 to P80 (view from Bizovik village)	250
Slika 5.40	Končni izgled južnega dela brežine nasipa na območju profilov P70 do P80 (pogled iz naselja Bizovik) Final appearance of southern part of eastern embankments slope on the area between the profiles P70 to P80 (view from Bizovik village)	250
Slika 5.41	Končni izgled zahodne brežine nasipa na območju profilov P70 do P80 (pogled proti naselju Bizovik) Final appearance of western embankments slope on the area between the profiles P70 to P80 (view towards Bizovik village)	251
Slika 5.42	Končni izgled vzhodne brežine nasipa na območju profilov P93 do P95 (pogled iz naselja Bizovik) Final appearance of eastern embankments slope on the area between the profiles P93 to P95 (view from Bizovik village)	251
Slika 5.43	Končni izgled vzhodne brežine nasipa na območju profilov P100 do P114 (pogled iz naselja Bizovik) Final appearance of eastern embankments slope on the area between the profiles P100 to P114 (view from Bizovik village)	252
Slika 5.44	Končni izgled nasipa na območju profilov P100 do P114 (pogled iz AC) Final appearance of embankment on the area between the profiles P100 to P114 (view from EW)	252

## 1.0 UVOD

Načrtovanje ter gradnja vkopov in nasipov cest in drugih prometnic v tako raznolikem prostoru, kot je območje Slovenije, je lahko zelo kompleksno delo. Na eni strani se načrtovalci srečujejo z zelo pestro geografsko, geološko, hidrološko in meteorološko pestrostjo prostora, po drugi strani pa je zaradi sorazmerno visoke stopnje poseljenosti na območjih predvidenih prometnih koridorjev zelo težko usklajevati interese vseh porabnikov prostora. Zaradi vse močnejše izraženega stališča, da hočemo hitre in prepustne prometne povezave, vendar ne v bližini naših bivališč, ter zaradi vse večje zavesti po čuvanju kmetijskih zemljišč in ekološko še ne prizadetih območij so pri umeščanju v prostor in načrtovanju novih sodobnih prometnic argumenti prostora vse bolj podrejenim argumentom družbe.

V želji, da bi se v čim večji meri zadostilo interesom ljudi na območju, po katerem se projektira bodoča cesta, in vse večjim zahtevam po varovanju okolja, se nove sodobne ceste in druge prometne povezave vse pogosteje načrtujejo po območjih, ki so manj primerna za gradnjo. Sodobne cestne povezave se tako pogosto načrtuje po območjih slabo nosilnih in stisljivih tal ali po pobočjih, ki pogosto že sama po sebi izkazujejo nizko stabilnost.

Ker morajo sodobne ceste in druge prometne povezave omogočati varno vožnjo tudi pri velikih hitrostih in obenem zagotavljati dovolj veliko prepustnost, je pri njihovem načrtovanju potrebno uporabljati sorazmerno velike in toge minimalne elemente situativnega in višinskega poteka osi, kot tudi široke karakteristične prečne profile. Takšne prometnice pa se višinsko in situativno zelo težko prilagajajo hitrim spremembam reliefa na območju, kjer potekajo. Poleg tega pa se jih zaradi ekonomičnosti gradnje običajno načrtuje tako, da se poiskuje v čim večji meri izogniti gradnji predorov in velikih premostitvenih objektov. Takšne konstrukcije so namreč drage za gradnjo kot tudi za vzdrževanje. Načrtovalci prometnic se zato vse pogosteje poslužujejo zelo visokih nasipov ali globokih vkopov, da bi premostili različne terenske ovire.

Pri načrtovanju sodobnih cestnih in drugih prometnih povezav se danes tako pogosto predvideva izvedba globokih vkopov v ne najbolj stabilnih pobočjih in izvedbo nasipov na slabo nosilnih in močno stisljivih tleh ali na strmih, pogosto manj stabilnih pobočjih. Poleg tega je razpoložljiv prostor za izvedbo takšnih vkopov ali nasipov pogosto močno omejen, prav tako pa je pogosto omejen tudi razpoložljiv čas za njihovo izvedbo.

Kljub zelo zahtevnim pogojem za izvedbo vkopov ter za temeljenje in izvedbo nasipov pa se od načrtovalcev takšnih del zaradi zahtev po varovanju okolja, kot tudi iz ekonomskih razlogov zahteva, da se pri gradnji čim manj posega v okolje, obenem pa se morajo predvidena zemeljska dela in objekti čim bolj vključiti oziroma zlititi z okoljem. Danes tako praktično ni več mogoče in je obenem tudi praviloma ekonomsko neupravičeno, da se slabši material iz vkopov odvaža v obsežne trajne deponije, obenem pa se za izdelavo nasipov odpira nove kamnolome, gramoznice in druge stranske odvzeme kvalitetnega materiala za gradnjo nasipov.

Pri načrtovanju vkopov in nasipov kot tudi drugih zemeljskih del je tako potrebno v čim večji meri strmeti k načelu, da se za gradnjo nasipov v čim večji meri uporablja material tudi slabše kvalitete, ki je na voljo v vkopih. Prav tako je namesto obsežnih zamenjav slabo nosilnih in stisljivih tal potrebno obstoječa tla ustrezno izboljšati tako, da se zagotovi ustrezno stabilnost

in zmanjša posedke predvidenega nasipa ali pa predvidi takšne postopke gradnje, da stabilnost nasipa ni ogrožena, posedki pa na izveden nasip ter cesto, objekte in komunalne vode na najem, ne vplivajo škodljivo.

Načrtovalci takšnih zahtevnih geotehničnih konstrukcij so tako pogosto postavljeni pred izziv kako v ali na slabih temeljnih tleh čim ceneje in čim hitreje zgraditi visok nasip ali globok vkop, ki bo kljub omejenemu prostoru zagotavljal ustrezno trajno stabilnost, posedki ali druge deformacije pa ne bodo ogrožali zahtevane visoke varnosti in udobnosti prometa.

Žal dejanska praksa kaže, da načrtovalci pri tem niso vedno najbolj uspešni. Ne glede na to, da so v Slovenskem prostoru poznali le redki primeri, ko se je že zgrajeni vkop ali nasip v celoti porušil, pa se vse preveč pogosto dogaja, da se v času gradnje ali tik pred njenim pričetkom ugotovi, da so predvidene izvedbe vkopov ali nasipov oziroma predvideni ukrepi za zagotovitev njihove stabilnosti neprimerni ali pa da bi bili drugačni ukrepi tehnično in ekonomsko primernejši. To pa ima za posledico dodatne preiskave in računske analize, preprojektiranje ter pogosto tudi dodatne odkupe zemljišč, kar pa ima za posledico zastoj v gradnji in praviloma močno povečanje stroškov gradnje.

Natančne analize vzrokov za nastanek takšnih primerov žal vse prevečkrat pokažejo, da so vzroki za pojav plazenja ali prevelikih deformacij izvedenih del v neustreznih rešitvah, ki so posledica napačnih ocen o sestavi in lastnostih temeljnih tal ali pa posledica nezadostnih računskih analiz in neizvedenih primerjav različnih možnih rešitev. Resničnih geoloških presenečenj, ki jih kljub dobro načrtovanim in izvedenim preiskavam ne bi bilo mogoče odkriti in se jim kljub dovolj obsežnim in natančnim računskim analizam ne bi bilo mogoče izogniti, pa je v praksi dejansko zelo malo.

## 2.0 GEOTEHNIČNO NAČRTOVANJE VKOPOV IN NASIPOV

Potem ko projektant ceste ali drugih prometnih objektov določi potrebne prečne elemente prometnice in njen situativni ter višinski potek v prostoru, poda položaje vseh objektov, komunalnih vodov in drugih naprav na prometnici, poda vse vrednosti stalnih in občasnih obtežb ter druge vplive na predvidene vkope in nasipe, poda zahteve po potrebni nosilnosti in še dopustnih posedkih dna vkopa in površja nasipa ter poda še morebitne druge zahteve, ki lahko vplivajo na oblikovanje vkopov in nasipov, (kot so na primer oblika in izvedba zaščit proti hrupu, vetru in drugimi vplivi prometa na okolje, oblika in izvedba različnih varovalnih, zaščitnih in podobnih ograj, oblika različnih preglednih in drugih berm za zagotovitev varnosti prometa, zasnova in izvedba odvodnje padavinskih voda in podobno), je naloga geotehničnega projekta, da poda tehnično, okoljsko in ekonomsko najbolj ustrezne rešitve za oblikovanje in izvedbo vkopov in nasipov, vključno z najbolj ustreznimi rešitvami za izvedbo temeljenja nasipov. Takšen geotehnični projekt naj bi podal vse potrebne ukrepe, navodila in zahteve za varno izvedbo predvidenih ukopov in nasipov.

Geotehnično načrtovanje naj bi tako obsegalo izvedbo potrebnih preiskav za pridobitev čim bolj natančnih in zanesljivih podatkov o sestavi in lastnostih temeljnih tal in podatkov o lastnostih materialov, ki naj bi se za gradnjo nasipov uporabljali, izdelavo skrbno preišljenih predlogov in zahtev za oblikovanje vkopov in nasipov ter izvedbo njihovega temeljenja za zagotovitev njihove trajne stabilnosti in uporabnosti. Podani ukrepi in zahteve morajo biti podani na podlagi izvedenih ustreznih računskih analizah, s katerimi se potrdi predvideno obnašanje in varnost načrtovanih vkopov in nasipov v različnih fazah gradnje in uporabe. Geotehnično načrtovanje mora vključevati tudi ustrezna navodila in zahteve za vzpostavitev ustreznega sistema opazovanja obnašanja izvedenih del ter razmer v temeljnih tleh v času pred izgradnjo, med njo in po njej.

Cilj geotehničnega načrtovanja naj bi bil podati projektantu prometnice vse podatke, ki jih potrebuje za oblikovanje in načrtovanje izvedbe vkopov in nasipov ter njihovega temeljenja v skladu s podanimi zahtevami po obnašanju ter varnosti in trajnosti načrtovanih del.

Najbolj primerne predloge za oblikovanje vkopov in nasipov ter izvedbo njihovega temeljenja je vedno potrebno podati na osnovi izvedene pazljive ocene in primerjave različnih možnih variant. Za vsako varianto je treba predhodno z računskimi analizami dokazati ustrezno varnost in njeno obnašanje (posedki in druge deformacije). Pri primerjavi različnih možnih variant je potrebno upoštevati njihovo tehnično ustreznost, sprejemljivost za okolje, kot tudi stroške izvedbe in vzdrževanja.

Za zagotovitev tehnično ustreznih in zanesljivih, obenem po tudi ekonomičnih in okoljsko sprejemljivih rešitev za oblikovanje in izvedbo načrtovanih vkopov in nasipov ter izvedbo njihovega temeljenja je nujno potrebno tesno sodelovanje načrtovalca prometnice in tudi izdelovalca geotehničnega projekta. Kvalitetnega in zanesljivega projekta prometnice namreč ni mogoče izdelati brez podatkov o sestavi in lastnostih temeljnih tal ter brez podanih usmeritev in zahtev za izvedbo in temeljenje načrtovanih del. Obenem pa kvalitetnih geotehničnih preiskav in navodil ter zahtev za izvedbo in temeljenje načrtovanih del ni mogoče podati brez podatkov o zahtevah po oblikovanju in obnašanju načrtovanih del.

## 2.1 Splošno o geotehničnem načrtovanju

V želji, da bi zagotovili optimalni obseg in kvaliteto geotehničnih preiskav temeljnih tal ter različnih geotehničnih preračunov in analiz konstrukcij, je pri geotehničnem načrtovanju potrebno upoštevati zahtevnost izvedbe in temeljenja vsake konstrukcije posebej. Za vsak primer posebej je potrebno oceniti zahtevnost načrtovanih del na eni strani ter zahteve po trajnosti in uporabnosti teh del na drugi strani. Pri tem je potrebno primerjati zahtevnost temeljenja in izdelave načrtovanih del s stopnjo ogrožanja, ki jo lahko imajo načrtovana dela na okoliško prebivalstvo in njihovo lastnino.

Za zagotovitev trajne stabilnosti načrtovanih del, še sprejemljivih deformacij, ustrezne trajnosti izvedenih del ter preprečitev nesprejemljivih poškodb sosednjih objektov in naprav, je v okviru geotehničnega načrtovanja potrebno podati takšne rešitve, da ob najbolj neugodni kombinacije obtežb in drugih okoliščin ne nastopi nobeno do sledečih mejnih stanj:

- mejno stanje stabilnosti, ki je lahko posledica:
  - porušitve zaradi izgube splošne stabilnosti izvedenih del ali nosilnosti temeljnih tal,
  - porušitve zaradi hidravličnega dviga,
  - porušitve zaradi notranje erozije,
  - porušitve zaradi površinske erozije ali odplavljanja ter
- mejno stanje uporabnosti, ki je lahko posledica:
  - deformacij brežine in temeljnih tal, ki povzročijo strukturne poškodbe različnih objektov, same prometnice, komunalnih vodov ali naprav,
  - deformacij brežine in temeljnih tal, ki lahko povzročijo izgubo uporabnosti,
  - padec posameznih skal ali blokov, pojav lokalnih usadov in podobno,
  - izguba uporabnosti izvedenih zemeljskih del zaradi erozije.

Na osnovi praktičnih izkušenj je pogosto mogoče podati tisto mejno stanje, ki narekuje pogoje za projektiranje posameznih vrst objektov ali zemeljskih del. V takšnih primerih je na osnovi kontrolnih preračunov vedno potrebno potrditi tudi ustreznost projekta glede ostalih relevantnih mejnih stanj.

Zato je za vsak posamezen primer potrebno pazljivo proučiti vse dejavnike, ki lahko vplivajo na varnost in obnašanje načrtovanih del, kot so kompleksnost pogojev v tleh, ustreznost izvedenih preiskav, zanesljivost, s katero izbrane vrednosti projektnih parametrov (kot so strižna trdnost zemljine in porni tlaki podtalnice, deformacijske lastnosti in podobno) podajajo dejansko stanje v tleh, časovno obdobje, v katerem je potrebno zagotoviti ustrezno stabilnost, možnost pojava neugodnih sprememb v režimu podtalnice in drugih neugodnih razmer v tleh, možnost spremembe profila površja kot tudi druge dejavnike, ki se v prihodnosti lahko pojavijo in pospešijo premike ter posledično nastanek kakršne koli porušitve. Nenazadnje je potrebno upoštevati, da je rezultat izvedenih računskih analiz odvisen tudi od uporabljenih metod izračuna.

Stabilnost in varnost brežin vkopov kot tudi nasipov ter njihovega temeljenja je pri različnih računskih analizah potrebno obravnavati s stališča verjetnosti porušitve. Takšen pristop vključuje oceno občutljivosti izračunane stabilnosti brežine glede na spremembe pomembnejših parametrov, ki podajajo lastnosti temeljnih tal in načrtovanih del.

### 2.1.1 Geotehnične preiskave

Poleg prometno tehničnih zahtev predstavljajo lastnosti temeljnih tal eno od bistvenih osnov za načrtovanje in izvajanje vkopov, nasipov in drugih zemeljskih del pri gradnji prometnic in objektov na njih. Da bi pridobili zanesljive in zadostne informacije o sestavi in lastnostih temeljnih tal, je zato potrebno izvesti ustrezne geotehnične preiskave tal.

Geotehnične preiskave morajo podati vse potrebne podatke o pogojih temeljenja predvidenih konstrukcij in pogojih izvajanja zemeljskih del, ki so potrebni za varno in ekonomično gradnjo. Za celotno območje predvidene gradnje vključno z območjem, ki lahko vpliva na obnašanje konstrukcij ali izvajanje zemeljskih del, morajo preiskave temeljnih tal podati zadostno število zanesljivih podatkov o sestavi in kvaliteti temeljnih tal ter režimu podtalnice. Vrsta, obseg in kvaliteta planiranih in izvedenih geotehničnih preiskav mora biti takšna, da pridobljeni podatki omogočajo določitev zanesljivih karakterističnih vrednosti lastnosti zemljin ter določitev nivojev in gibanja podtalnice. Prav tako je pomembno, da je poznan obseg različnih pogojev, ki lahko nastopajo v temeljnih tleh, vključno z najbolj neugodnimi, ki lahko nastopijo. Zato je s preiskavami potrebno pridobiti dovolj podatkov za oceno stopnje variabilnosti pogojev v tleh. Da bi lahko ocenili možne vplive sprememb v temeljnih tleh zaradi predvidene gradnje, je potrebno preiskati tudi obnašanje različnih materialov v pogojih, ki bodo v temeljnih tleh nastopili po izvedbi načrtovanih del.

#### 2.1.1.1 Faze geotehničnih preiskav

Glede na običajne faze načrtovanja prometnic od umeščanja v prostor do izvedbe lahko glede na namen geotehnične preiskave razdelimo na predhodne preiskave, preiskave za potrebe projektiranja in kontrolne preiskave v času izvajanja del.

##### Predhodne preiskave

Namen predhodnih preiskav je pridobiti zadostno število podatkov o sestavi in lastnostih temeljnih tal potrebnih za oceno možnosti in pogojev za izvedbo načrtovanih del na določenem območju. Obseg in vrsto predhodnih preiskav je potrebno načrtovati tako, da je na osnovi rezultatov preiskav mogoče podati osnovne informacije o sestavi, lastnostih in kvaliteti temeljnih tal, ki so potrebne za:

- oceno primernosti obravnavanega območja za načrtovano gradnjo, ki mora vključevati oceno splošne stabilnosti ter pogojev za temeljenje in izvajanje načrtovanih del na širšem območju predvidene gradnje,
- medsebojne primerjave različnih variantnih lokacij oziroma različnih variant poteka in izvedbe prometnice,
- določitev možnih metod temeljenja ter možnih metod izvedbe zemeljskih del in njihovo okvirno cenovno primerjavo,
- določitev morebitne potrebnosti začasnih konstrukcij in ukrepov za zagotovitev stabilnosti in preprečitev poškodb obstoječih objektov,
- oceno vplivov na okolje, ki jih lahko povzroči predvidena gradnja,



- oceno stroškov predvidene gradnje in
- izdelavo plana preiskav temeljnih tal, potrebnih za potrebe projektiranja, vključno z določitvijo območja temeljnih tal, ki ima lahko pomemben vpliv na obnašanje načrtovanih del.

Pomembno je, da je na osnovi rezultatov predhodnih preiskav mogoče podati dovolj podatkov o razmerah v temeljnih tleh, ki lahko vplivajo na izbor najprimernejših načinov gradnje, kot so vrsta in statična zasnova konstrukcij, način temeljenja konstrukcij in nasipov, nakloni brežin vkopov in nasipov, potrebnost in vrsta opornih in podpornih konstrukcij, potreba po izboljšanju ali zamenjavi temeljnih tal, možnost uporabe izkopanega materiala za nasipe ipd.

V okviru izvedbe preiskav temeljnih tal je potrebno izvesti tudi ustrezno oceno hidroloških razmer na širšem območju predvidene gradnje, vključno s pojavi kot so nivoji arteške podtalnice, viseča podtalnica, plimovanje ipd.

Pri projektiranju prometnic se predhodne preiskave običajno nanašajo na celoten načrtovan odsek prometnice. Pri tem je pomembno, da se ustrezne preiskave izvede na dovolj širokem območju, tako da je mogoče izvesti primerjavo različnih variant poteka prometnice na enakovrednem nivoju.

#### Preiskave za potrebe projektiranja

Namen preiskav temeljnih tal za potrebe projektiranja je predvsem zagotoviti dovolj zanesljivih podatkov o sestavi in lastnostih temeljnih tal, na podlagi katerih je mogoče podati zanesljivo sliko o razmerah v temeljnih tleh in pogojih za:

- izvedbo varnega ter tehnično in ekonomsko najustrežnejšega projekta za izvedbo načrtovanih del,
- določitev najprimernejših ukrepov, potrebnih za preprečitev ali zmanjšanje vplivov načrtovanih del na sosednje objekte, naprave ali zemljišča,
- določitev tehnično najbolj ustrezne in ekonomične metode gradnje in
- identifikacijo in ustrezno oceno kakršnih koli težav, ki bi lahko nastale med gradnjo.

Podobno kot se projektiranje načrtovanih del izvaja v več različnih fazah, od analize in izbora najprimernejše zasnove oziroma variante načrtovanih del, preko idejnih projektov in/ali projektov za pridobitev gradbenega dovoljenja, do projektov za izvedbo, je v več različnih fazah potrebno izvajati tudi geotehnične preiskave.

V prvi fazi je potrebno izvesti takšne preiskave, na podlagi katerih je mogoče podati dovolj zanesljivo sliko o sestavi ter geotehničnih in hidroloških lastnostih temeljnih tal za potrebe izbora tehnično in ekonomsko najustrežnejše rešitve. V vsaki naslednji fazi preiskav pa je nato potrebno izvesti dodatne preiskave potrebne za dopolnitev podatkov o sestavi in lastnostih temeljnih tal, tako da je na podlagi le teh mogoče podati zanesljive odgovore na vsa vprašanja, ki so pomembna za izdelavo kvalitetnega projekta načrtovanih del v posamezni fazi načrtovanja. Vrsto in obseg potrebnih dodatnih preiskav za posamezno fazo projektiranja je potrebno določiti na osnovi izdelanih projektnih rešitev v predhodni fazi.

V splošnem je za potrebe projektiranja vkopov in nasipov potrebno predvideti takšen obseg in vrsto preiskav temeljnih tal, da je na osnovi rezultatov mogoče določiti:

- najprimernejši način in tehnologijo izvajanje vkopov,
- trajno stabilen naklon vkopnih in nasipnih brežin,
- najprimernejšo zasnovo morebitno potrebnih podpornih in opornih konstrukcij, zemeljske pritiske, ki jih le te morajo prevzeti in pogoje za izvedbo njihovega temeljenja,
- najprimernejše drenažne in druge sisteme za zajem in odvodnjo zaledne vode in podtalnice,
- najprimernejši način in tehnologija gradnje nasipov glede na nasipni material, ki je na voljo, vključno z morebitno potrebo po faznosti gradnje ter pogoji za takšno gradnjo,
- nosilnost tal in druge pogoje za izvedbo temeljenja nasipov, vključno z najprimernejšim načinom morebitno potrebnega izboljšanja nosilnosti in stabilnosti temeljnih tal ter pogoji za njeno izvedbo,
- možnost in pogoje za vgrajevanje različnih kolov, vertikalnih drenaž, drenažnih reber, različnih geotehničnih sider ipd.,
- najprimernejšo zaščito brežin vkopov in nasipov proti eroziji, nabrekanju in krčenju,
- najprimernejši način zaščite obstoječih objektov, komunalnih vodov in naprav.

V kolikor je na podlagi že izvedenih preiskav temeljnih tal ugotovljeno, da se na območju načrtovanih del nahaja večje ali manjše nestabilno območje, je v okviru preiskav za potrebe projektiranja potrebno predvideti in izvesti tudi ustrezne dodatne preiskave, na podlagi katerih bo mogoče pridobiti zanesljive podatke o obsegu, mehanizmu in hitrosti plazanja ter pridobiti dovolj podatkov za izvedbo ustreznih stabilnostnih in drugih računskih analiz plazu ter za izdelavo ustreznih projektov za sanacijo plazu in zagotovitev ustrezne varnosti načrtovanih del.

Za izdelavo kvalitetnih in zanesljivih projektov načrtovanih del je pomembno, da se v okviru preiskav temeljnih tal za potrebe projektiranja natančno ugotovi nivoje in režim podtalnice v temeljnih tleh. Pri tem je potrebno ugotoviti nedvoumne nivoje pornih tlakov podtalnice, ki lahko nastopajo v temeljnih tleh pri različnih hidroloških in drugih pogojih. V času izvajanja meritev pornih tlakov podtalnice je zato potrebno sočasno izvajati tudi meritve nivojev vseh površinskih voda, ki lahko vplivajo na višino merjenih pornih tlakov vode v temeljnih tleh. Potrebno je ugotoviti najvišje možne nivoje takšnih površinskih voda ter na podlagi tega oceniti tudi najvišje možne nivoje pornih tlakov vode v tleh.

Pri preiskavah nivojev oziroma režima podtalnice v temeljnih tleh se je potrebno zavedati, da lahko v zemljinah in kameninah z zelo nizko prepustnostjo porni tlaki podtalnice dosegajo zelo visoke nivoje, kljub temu, da je pretok podtalnice skozi takšne materiale zaradi slabe prepustnosti zelo majhen. Zato je pri preiskavah režima podtalnice v takšnih tleh potrebno predvideti takšne preiskave, ki bodo zaznale in izmerile ustrezne nivoje pornih tlakov kljub praktično nezaznavni količini vode v temeljnih tleh.

Preiskave temeljnih tal morajo zajeti celotno območje temeljnih tal, kjer se zaradi načrtovane gradnje lahko pojavijo stalne aličasne spremembe. To so lahko spremembe napetostnega stanja, spremembe vlažnosti, spremembe nivoja in toka podtalnice ter spremembe lastnosti zemljin, kot so trdnost, stisljivost, propustnost in podobno. Preiskave za potrebe projektiranja

naj bi potrdile in dopolnile podatke o temeljnih tleh, ki so bili pridobljeni že v predhodnih fazah preiskav.

### *Kontrolne preiskave*

Osnovni namen kontrolnih preiskav v času izvajanja del je preveriti ustreznost ocen o pogojih temeljenja in izvedbe načrtovanih del, ki so bili podani na osnovi rezultatov preiskav, izvedenih v okviru projektiranja. V kolikor podatki o sestavi in lastnostih temeljnih tal pridobljeni s preiskavami v času gradnje, pokažejo, da dejanski pogoji v celoti niso takšni, kot so bili upoštevani pri izdelavi projektov, je potrebno gradnjo ustaviti, projekt pa ustrezno popraviti ali dopolniti glede na ugotovljeno dejansko stanje v temeljnih tleh. Poleg tega je namen kontrolnih preiskav v času gradnje tudi sledeč:

- preveriti varnost v času izvajanja del in potrditi ustreznost začasnih del,
- ponovno oceniti ustreznost izbrane tehnologije in opreme za gradnjo,
- zagotoviti najboljšo možno rabo izkopanega materiala in
- spremljati oziroma preveriti obnašanje izvedenih del ter obnašanje sosednjih objektov instalacij in naprav.

Pomembno je, da se v okviru kontrolnih preiskav v času gradnje zabeleži vse ustrezne informacije o ugotovljenih nivojih podtalnice med izvajanjem del in se jih primerja s podatki, pridobljenimi na osnovi preiskav za potrebe projektiranja. Informacije morajo vključevati tako stanje med posameznimi fazami gradnje, kot tudi končno stanje po zaključku del.

Pogosto je pri gradnji nasipov na slabo nosilnih in stisljivih tleh, gradnji zemeljskih pregrad, gradnji globokih ukopov in pri gradnji različnih podpornih in opornih konstrukcij potrebno predvideti redno opazovanje obnašanja izvedenih del tako med samo gradnjo kot tudi kasneje med uporabo. Poleg izvedenih objektov je včasih potrebno predvideti tudi opazovanje obnašanja sosednjih konstrukcij in naprav. Za potrebe opazovanja obnašanja takšnih objektov se v takšnih primerih v izvedene objekte ali temeljna tla vgradijo ustrezni instrumenti in oprem, ki omogočajo opazovanje in spremljanje pornih tlakov, lezenja, zemeljskih pritiskov, posedanja, medsebojne premike ipd. Tako pridobljeni podatki skupaj z rezultati rednih geodetskih meritev premikov služijo za kontrolo obnašanja in varnosti izvedenih del, kot tudi za potrebe pridobivanja ustreznih podatkov za potrebe bodočih projektov podobnih del.

#### 2.1.1.2 Vrsta geološko-geotehničnih preiskav

Geotehnične preiskave običajno obsegajo zbiranje obstoječih kart in drugih podatkov o sestavi in lastnosti temeljnih tal na območju predvidene gradnje, pregled različnih letalskih in satelitskih fotografskih in drugih posnetkov, ogled terena ter geofizikalno sondiranje in vrtanje z odvzemom vzorcev in njihova preiskava v laboratoriju, kot tudi različne terenske preiskave temeljnih tal. V preiskave je pogosto potrebno vključiti tudi različne računske ali druge analize obstoječih konstrukcij, pobočij in nasipov ali vkopov.

Vsebino rezultatov geotehničnih preiskav je potrebno stalno dopolnjevati in usklajevati z novimi podatki, pridobljenimi v času različnih faz načrtovanja kot tudi med izvajanjem del.

Osnovni princip za določitev inženirskih lastnosti temeljnih tal predstavlja geološko-geotehnično vrtanje ter laboratorijske in terenske preiskave materialov, ki nastopajo v temeljnih tleh. Za izvedbo geološko-geotehničnega vrtanja, odvzem vzorcev in njihovo preiskavo v laboratoriju ter za izvedbo terenskih preiskav je na voljo veliko različnih tehnik, od preprostejših, ki so običajno hitrejše in manj zahtevne za izvedbo, podajajo pa manj zanesljive rezultate, do zelo zahtevnih, ki sicer zahtevajo drago opremo in zelo izkušeno osebje, vendar pa lahko podajo zanesljivejše in kvalitetnejše podatke o inženirskih lastnostih materialov, ki nastopajo v temeljnih tleh.

Obseg in število geološko-geotehničnih vrtin je mogoče zmanjšati z uporabo različnih geofizikalnih metod. Na ta način je obenem mogoče pridobiti tudi koristne podatke o legi in obliki posameznih slojev v tleh med lokacijami posameznih izvedenih vrtin. Pri tem je potrebno upoštevati, da je uspešnost takšnih preiskav temeljnih tal odvisna od kontrasta oziroma različnosti merjenih fizikalnih lastnosti posameznih slojev materialov v tleh in od lege ter kemične sestave podtalnice, ki nastopa v tleh. Ne glede na izbrano vrsto preiskav pa morajo rezultati takšnih preiskav omogočati določitev naslednjih podatkov o temeljnih tleh:

- meje med plastmi različnih zemljin v temeljnih tleh v celotni globini, kjer se še lahko pojavi vpliv predvidenih del,
- nivoje in režim podtalnice oziroma pornih tlakov vode v temeljnih tleh,
- geotehnične lastnosti vseh zemljin in hribin, ki se pojavljajo v preiskovanem območju in
- napoved obnašanja temeljnih tal in predvidenih zemeljskih del ter konstrukcij.

Vse potrebne podatke o geotehničnih lastnostih temeljnih tal je potrebno pridobiti tako, da v čim večji meri odražajo dejansko stanje v temeljnih tleh. Pri tem je potrebno uporabiti ekonomsko in tehnično najbolj ustrezno metodo, ki nam je na voljo.

Potrebno se je zavedati, da predstavlja kvalitetna izvedba geološko-geotehničnega vrtanja osnovo za zagotavljanje kvalitetnih in zanesljivih rezultatov laboratorijskih in terenskih preiskav temeljnih tal.

#### *Prednosti in pomanjkljivosti laboratorijskih preiskav*

Zanesljivost rezultatov laboratorijskih preiskav je močno odvisna od kvalitete odvzetega vzorca materiala, ki ga preiskujemo. Stopnja poškodovanosti vzorca pa je odvisna od opreme za odvzem vzorca zemljine ali hribine iz temeljnih tal. Kljub temu, da se pri odvzemu vzorca uporablja nepoškodovane in dobro vzdrževane jedrnike, ki so zasnovani in oblikovani tako, da zagotavljajo minimalne poškodbe vzorca, ter kljub pazljivemu delu pri odvzemu in pripravi vzorca, se pri bolj občutljivih zemljinah ne moremo izogniti nastanku nekaterih strukturnih poškodb vzorca. Poleg tega se pri odvzemu vzorca iz temeljnih tal običajno spremeni napetostno stanje v vzorcu, kar ima lahko za posledico nastanek poškodb in/ali spremembe lastnosti materiala vzorca. Dodatne poškodbe vzorcev lahko nastanejo pri transportu iz mesta odvzema do laboratorija ter med samim skladiščenjem vzorca. Nadaljne poškodbe in spremembe napetostnega stanja pa lahko nastanejo tudi pri pripravi vzorca in njegovi vgradnji v preiskovalno napravo v laboratoriju. Pri zelo občutljivih zemljinah so tako lahko lastnosti vzorcev, ki jih preiskujemo, daleč od lastnosti materiala v temeljnih tleh.

Ker je obnašanje temeljnih tal v veliki meri odvisno od nezveznosti, ki nastopajo v posameznih slojih temeljnih tal, morajo biti nepoškodovani vzorci, na katerih se izvaja

laboratorijske preiskave, dovolj veliki, da vsebujejo tudi nezveznosti, ki nastopajo v temeljnih tleh. Žal pa je pri preiskavi velikost vzorca običajno omejena z velikostjo preiskovalnih naprav, ki so na voljo. Pri resnično nepoškodovanih vzorcih homogenih materialov, v katerih se ne pojavljajo različne nezveznosti v strukturi in sestavi materiala ali pa je razdalja med nezveznostmi v materialu bistveno manjša od dimenzij vzorca, tako lahko pričakujemo, da bodo preiskave vzorcev podale realno obnašanje zemljine ali hribine v temeljnih tleh. V nehomogenih materialih oziroma materialih, pri katerih so razdalje med nezveznostmi podobnega ali večjega velikostnega reda, kot so dimenzije vzorca, pa lahko rezultati preiskave podajo popolnoma zgrešeno sliko o lastnostih temeljnih tal. Pri planiranju laboratorijskih preiskav je zato potrebno skrbno razmisliti o ustreznosti velikosti odvzetih vzorcev ter presoditi, če preiskave v laboratoriju sploh lahko podajo realne rezultate.

Pri laboratorijskih preiskavah je pogosto mogoče z visoko natančnostjo kontrolirati robne in druge pogoje pri katerih se preiskava izvaja. Natančno je mogoče kontrolirati velikost in hitrost obtežbe ter deformacije, mogoče je modelirati način porušitve, pogoje dreniranja in podobno. Vendar se pri tem pojavi vprašanje ali pri laboratorijski preiskavi uporabljeni pogoji odgovarjajo dejanskim razmeram, ki nastopajo v temeljnih tleh. Ker je odnos med napetostmi in deformacijami lahko močno odvisen od začetnega napetostnega stanja ter obremenilno - razbremenilne napetostne poti je nujno, da se pred izvajanjem preiskave v vzorcu vzpostavi takšno začetno napetostno stanje kot nastopa v temeljnih tleh na mestu odvzema vzorca. Vertikalne napetosti, ki nastopajo na mestu odvzema vzorca v temeljnih tleh, je mogoče določiti z izračunom pritiska zgoraj ležečih plasti zemljine in vode medtem, ko se horizontalne napetosti običajno poda na osnovi vertikalnih z določitvijo količnika mirnega zemeljskega pritiska  $k_0$ . Žal pa že vertikalnih napetosti ni vedno enostavno določiti, medtem ko je določitev količnika mirnega zemeljskega pritiska odvisno od mnogih spremenljivk, kot so plastičnost, stopnja prekonsolidacije, napetostna zgodovina in podobno. Pri hribinah lahko postane to delo še bolj kompleksno zaradi vpliva tektonskih sil.

V splošnem imajo laboratorijske preiskave za določitev geotehničnih lastnosti zemljin in hribin, ki nastopajo v temeljnih tleh, vrsto potencialno resnih slabosti. V primerih, ko imajo poškodbe vzorca, zgradba in nezveznosti preiskovanega materiala ter robni pogoji relativno majhen vpliv na rezultate preiskav, kot je to na primer pri neobčutljivih homogenih normalno konsolidiranih glinah, je morda upravičeno predvideti samo laboratorijske preiskave temeljnih tal. V primerih, ko pa v temeljnih tleh nastopajo občutljivi materiali, ki vsebujejo veliko nezveznosti in nepravilnosti v zgradbi, ter v primerih kompleksne razporeditve posameznih slojev v temeljnih tleh je nujno potrebno poleg laboratorijskih predvideti tudi terenske preiskave temeljnih tal, ne glede na to, da obstaja realna možnost pridobitve resnično nepoškodovanih vzorcev.

### *Prednosti in pomanjkljivosti terenskih preiskav*

Na osnovi poznavanja zgoraj predstavljenih pomanjkljivosti laboratorijskih preiskav se je kmalu pojavil drugačen pristop k določevanju lastnosti materialov v temeljnih tleh. Namesto da bi odvzeli vzorce iz temeljnih tal in jih vozili v laboratorij na preiskavo, se preiskave izvajajo v temeljnih tleh na mestu predvidene gradnje.

Podobno kot lahko nastanejo poškodbe vzorca pri njegovem odvzemu iz temeljnih tal, lahko nastanejo poškodbe okoliške zemljine tudi pri namestitvi preiskovalne aparature v temeljna tla. Stopnja poškodovanosti zemljine na mestu izvajanja preizkusa v temeljnih tleh je odvisna

od načina dostopa, čiščenja in priprave preiskovanega mesta ter načina in pazljivosti pri nameščanju preiskovalne opreme in naprav. V splošnem velja, da so poškodbe preiskovane zemljine ali hribine pri terenskih preiskavah manjše od poškodb pri laboratorijskih preiskavah. Poškodbe zemljine pri namestitvi preiskovalne aparature je z uporabo ustreznih aparatov in pazljivim delom mogoče zmanjšati na minimum.

V splošnem rezultati terenskih preiskav podajajo lastnosti temeljnih tal skupaj z vsemi vplivi različnih oblik nezveznosti, ki nastopajo v temeljnih tleh. V temeljnih tleh, kjer lahko pojav nezveznosti močno vpliva na obnašanje predvidene konstrukcije ali zemeljskih del, je natančnost terenskih preiskav mogoče izboljšati tako, da se v preiskavo vključi čim večji volumen temeljnih tal, kar pa ima pogosto praktične kot tudi finančne omejitve.

Pri terenskih preiskavah ni mogoče kontrolirati robnih pogojev do takšne mere, kot je to mogoče pri preiskavah v laboratoriju. Robni pogoji so v splošnem pri terenskih preiskavah le redko poznani. Če želimo z določeno terensko preiskavo ugotoviti čim bolj realne lastnosti temeljnih tal, ki so potrebne za projektiranje predvidenih del, je potrebno robne pogoje pogosto predpostaviti. Zaradi neznanih robnih pogojev, ki nastopajo pri posameznih terenskih preiskavah, je pri projektiranju predvidenih del na osnovi rezultatov takšnih preiskav, pogosto mogoče uporabljati le na osnovi bogatih izkušenj podane različne empirične postopke. Žal pa se takšne empirične obrazce pogosto uporablja tudi daleč preko omejitev, ki jih pogojujejo posamezne preiskovalne tehnike. Pogosto določene terenske preiskave posnemajo dogajanje v temeljnih tleh pod predvideno konstrukcijo ali zemeljskimi deli. V takšnih primerih lahko smatramo, da so sicer nepoznani robni pogoji, kateri nastopajo pri preiskavi, dovolj podobni robnim pogojem, ki nastopajo v temeljnih tleh tudi med in po gradnji.

Pri terenskih preiskavah lahko mehanizem porušitve pri preiskavi zemljine poteka povsem drugače od mehanizma porušitve te iste zemljine pri izvedbi načrtovanih del. Mehanizem porušitve zemljine, ki na primer nastopa pri različnih oblikah penetracijskih testov, je tako lahko sprejemljiv za določevanje trdnostnih parametrov zemljin. Na osnovi takšnih preiskav pa ni mogoče podati deformacijskih lastnosti zemljin, ki odgovarjajo napetostnem in deformacijskem stanju daleč pred nastopom porušitve zemljine. Deformacije zemljin v temeljnih tleh so tedaj namreč bistveno manjše kot tiste, ki nastopajo pri porušitvi zemljine pri penetracijskih testih. Tudi v primerih, ko so mehanizmi porušitve zemljine pri preiskavi podobni dejanskim mehanizmom porušitve v preobremenjenih tleh, je hitrost porušitve pri terenskih preiskavah pogosto bistveno večja, kot hitrost porušitve v naravi. Zaradi navedenega je pri planiranju terenskih preiskav potrebno predvideti takšne terenske preiskave, ki v čim večji meri posnemajo dogajanje v temeljnih tleh glede na predvideno konstrukcijo ali zemeljska dela.

Pri terenskih preiskavah je prav tako včasih težko določiti volumen temeljnih tal, ki dejansko sodeluje pri preiskavi. V kolikor je pri interpretaciji rezultatov preiskave upoštevana neustrezna predpostavka, na kateri material v temeljnih tleh se izmerjeni rezultati nanašajo, so rezultati terenske preiskave lahko popolnoma zavajajoči.

Pri terenskih preiskavah je mogoče preiskovati le stanje, ki že nastopa v temeljnih tleh pred izvedbo predvidenih del, oziroma spremljati dogajanje v temeljnih tleh med in po končani gradnji. S terenskimi preiskavami pa ni mogoče v naprej proučevati vpliva bodočih sprememb v temeljnih tleh, ki jih prinašajo načrtovana dela. Proučevanje dogajanja v temeljnih tleh zaradi predvidene gradnje je mogoče le na osnovi laboratorijskih preiskav s pazljivo izbiro robnih pogojev, ki bodo takrat nastopili.

Glede na dejstvo, da laboratorijske kot tudi terenske preiskave vsebujejo določene njim lastne kompromise glede na idealne pogoje izvajanja preiskav, se priporoča uporaba pazljivo sestavljene kombinacije obeh vrst preiskav. Le na ta način je namreč mogoče pridobiti realno sliko o lastnostih temeljnih tal ter pogojih za izvajanje zemeljskih del in temeljenje predvidenih konstrukcij. Razmerje med obsegom laboratorijskih in terenskih preiskav je odvisno od vrste temeljnih tal, vrste temeljenja in zahtevnosti ter občutljivosti načrtovanih del ter od lokalne in nacionalne tradicije, izkušenj ter opremljenosti za izvajanje različnih metod preiskav.

### 2.1.1.3 Priprava programa geotehničnih preiskav

Pred izdelavo programov geotehničnih preiskav je potrebno proučiti vse predhodno pridobljene podatke o temeljnih tleh. Pri izbiri vrste, obsega in kvalitete predvidenih geotehničnih preiskav je potrebno upoštevati predvsem sledeče:

- vrsto, naravo in pestrost območja, na katerem se nahaja načrtovana gradnja, kot so topografski, geološki in hidrološki pogoji obravnavanega območja,
- obseg, vrsto in občutljivost predvidenih zemeljskih del ter zasnovo konstrukcij objektov, kot je vrsta temeljenja, metoda izboljšanja tal, lokacija in globina vkopov, izvedba brežin itd., kot tudi vrsto in občutljivost obstoječih sosednjih objektov ter
- obseg in kvaliteta že obstoječih podatkov ter fazo preiskav.

Pri določitvi potrebnega obsega in vrste geotehničnih preiskav je med drugim potrebno upoštevati tudi naravo problema, ki ga je potrebno pri načrtovanju zemeljskih del ustrezno rešiti.

Geotehnične preiskave je potrebno načrtovati fleksibilno tako, da se plan preiskav, v kolikor je to potrebno, lahko prilagaja glede na med preiskavo že pridobljene podatke. V mnogih primerih je za pripravo kvalitetnega in ekonomičnega programa preiskav potrebno izvesti predhodne preiskave. Izvedbo preiskave temeljnih tal je potrebno planirati tako, da je še pred izdelavo projekta na voljo dovolj časa za kvalitetno izvedbo vseh predvidenih preiskav ter analizo in interpretacijo rezultatov.

Prav tako je potrebno preiskave načrtovati tako, da je med projektiranjem mogoče izvesti še dodatne preiskave temeljnih tal, v kolikor bi se pri izvedbi projekta za to pokazala potreba.

V kolikor se v času projektiranja izkaže potreba po spremembi lokacije, zasnove konstrukcij ali izvedbe načrtovanih del tako, da novo stanje bistveno odstopa od prvotnega, je potrebno predvideti ustrezne dodatne preiskave temeljnih tal.

Pri pripravi programov geotehničnih preiskav temeljnih tal se je potrebno zavedati, da ima prekomerno finančno ali rokavno omejevanje preiskav lahko za posledico pomanjkanje ustreznih podatkov za izdelavo kvalitetnega in zanesljivega projekta ter izvedbo načrtovanih del. To pa lahko povzroči finančno in časovno prekoračitev izvedbe načrtovanih del. Zaradi med gradnjo ugotovljenih drugačnih razmer v temeljnih tleh kot so bile upoštevane pri izdelavi projektov, se namreč lahko pokaže potreba po ustavitvi gradnje ter izvedbi dodatnih preiskav ter spremembi ali dopolnitvi projektних rešitev, kar pa lahko močno podraži in obenem podaljša rok dokončanja del.

Pri pripravi programa preiskav je potrebno upoštevati, da je vsaka kombinacija projekta in lokacije edinstvena. Sledeče točke je zato potrebno razumeti kot vodilo pri načrtovanju preiskav temeljnih tal in ne kot pravila, ki jih je v vsakem primeru potrebno upoštevati.

### Vrsta in pestrost temeljnih tal

Večja kot je naravna pestrost temeljnih tal, večji obseg preiskav je potreben za zanesljivo določitev lastnosti temeljnih tal. V primeru bolj kompleksne sestave temeljnih tal in načrtovanih del, ki so bolj občutljiva na obnašanje temeljnih tal, je potrebno predvideti ustrezno večje število preiskovalnih točk (zgostitev preiskovalnih točk). Nasprotno pa je v primerih, ko so temeljna tla zelo enakomerna in ko predvidena dela dopuščajo morebitno določeno posedanje temeljnih tal, mogoče predvideti večje razdalje med preiskovalnimi točkami in tako skrajšati število preiskav. Pri tem je pomembno, da se zavedamo, da vedno obstaja možnost pojava večjih sprememb ali nezveznosti v sestavi in lastnostih temeljnih tal med dvema preiskovalnima točkama ali profiloma. Nepoznano območje je seveda mogoče zmanjšati z zgostitvijo preiskovalnih točk, vendar razen s kompletnim izkopom nepoznano območje ni nikoli v celoti odpravljeno.

### Narava projekta

Za zahtevnejše in na kakršne koli premike ali posedke temeljnih tal občutljive objekte in konstrukcije je potrebno predvideti večji obseg in natančnejše preiskave temeljnih tal. Večji obseg in natančnejše preiskave je potrebno predvideti tudi v primerih, ko se v bližini načrtovanih del nahajajo objekti, ki so zelo občutljivi na kakršne koli posedke ali premike temeljnih tal. Po drugi strani pa sta lahko pri objektih, kjer njihova stabilnost in uporabnost e more biti ogrožena zaradi morebitnega prekomernega posedanja ali drugih premikov tal, natančnost in obseg preiskav tudi manjša.

Pri gradnji nasipov je potrebno med drugim predvideti tudi ustrezne preiskave, na podlagi katerih je mogoče določiti razpoložljivost primernih materialov za izvedbo nasipov oziroma je mogoče določiti ukrepe in pogoje za vgrajevanje razpoložljivih materialov v nasipe.

### Lokacija

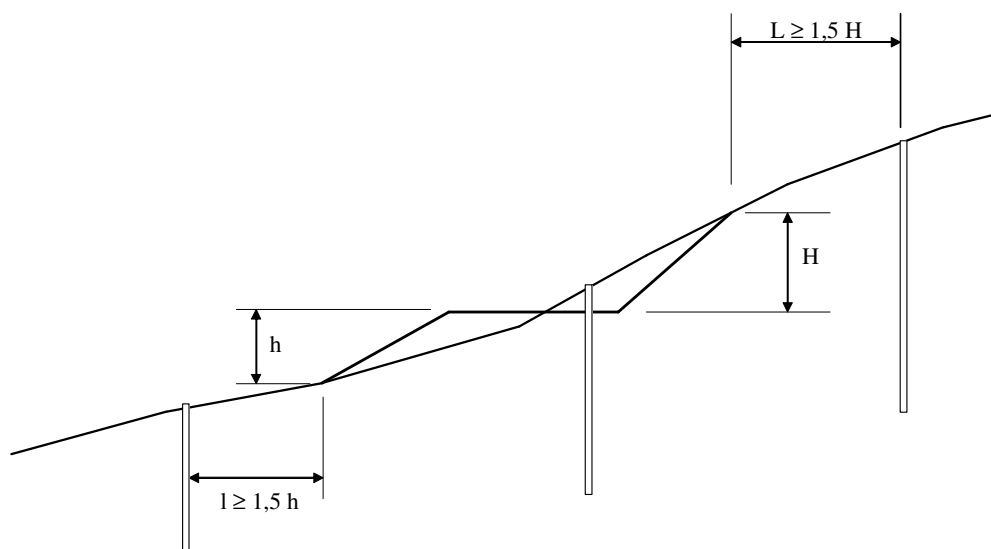
Preiskovalne točke je potrebno locirati tako, da je mogoče podati generalno sliko o geološki sestavi temeljnih tal na celotnem območju predvidene gradnje, vključno z ustreznimi detajlnimi inženirskimi lastnostmi zemljin in hribin ter režimom podtalnice. Natančnejše informacije o sestavi in lastnostih temeljnih tal je potrebno pridobiti na območju pomembnejših in zahtevnih elementov načrtovanih del ter na območjih, kjer se pričakuje posebne težave pri izvedbi del, oziroma tam, kjer so pogoji v temeljnih tleh bolj problematični. Takšna so na primer plazovita območja, slabo nosilna in stisljiva tla in podobno. Tarih vnaprej določenih vzorcev za lociranje preiskovalnih točk, ki ne upoštevajo lastnosti temeljnih tal in predvidenih del, se je potrebno izogibati.

Dokler ni izveden del predvidenih preiskav temeljnih tal, pogosto ni mogoče določiti vseh potrebnih lokacij preiskovalnih točk. V takšnih primerih je potrebno program preiskav med izvajanjem ustrezno prilagoditi in dopolniti glede na rezultate že izvedenih preiskav.



Zaradi sprememb napetostnega stanja, lastnosti materialov ali režima podtalnice v temeljnih tleh, ki lahko nastanejo kot posledica izvedenih terenskih preiskav, je pri določevanju lokacij preiskovalnih točk potrebno razmisliti o potrebi po lociranju preiskovalnih točk izven predvidenih kritičnih mest za temeljenje. Pogosto je zato potrebno izvedene vrtime po končanih preiskavah pazljivo zapolniti, zabetonirati ali zainjektirati. Preiskovalni izkopi ali zaseki se naj ne bi izvajali na območju predvidenih lokacij temeljev objektov.

Da bi lahko podali sliko o poteku posameznih plasti v temeljnih tleh in zadovoljivo prikazali nivoje podtalnice v temeljnih tleh, se pri izrazito linijskih objektih, kot so ceste, železnice in podobno, priporoča lociranje preiskovalnih mest v prečne profile z najmanj po tremi preiskovalnimi točkami na profil. Pri tem je pomembno, da so preiskovalne točke locirane tudi izven območja načrtovanih del tako, da je na osnovi rezultatov preiskav mogoče podati prečni geološko-geotehnični profil temeljnih tal v obsegu, kot je potreben za izvedbo stabilnostnih in drugih računskih analiz. V splošnem naj preiskave obsegajo okolico v razdalji, ki je enaka 1,5-kratni višini nasipa ali globini izkopa.



*Prikaz priporočene minimalne širine izvedbe preiskav temeljnih tal v posameznem preiskovanem prečnem profilu prometnice, kot jih podaja Eurocode 7, 1995, str. 14.*

Pomembno je, da se za vsako preiskovalno mesto geodetsko izmeri ter zabeleži lokacijo in višinsko lego nivoja tal.

### Trajanje preiskav

V kolikor lahko spremembe v nivojih in režimu podtalnice močno vplivajo na obnašanje in varnost predvidenih del, je potrebno predvideti takšne preiskave temeljnih tal, ki bodo podale dovolj kvalitetno informacijo o režimu podtalnice pri različnih vremenskih in hidroloških pogojih v različnih letnih časih. Lastnosti temeljnih tal, predvsem pa nivo in režim podtalnice se namreč lahko močno spreminjajo glede na letne čase in hidrološke ter druge pogoje.

Pri izvajanju del na nestabilnih območjih je potrebno predvideti tudi redno opazovanje in

spremljanje mehanizma, velikosti in obsega plazanja temeljnih tal. V takšnih primerih je potrebno v temeljna tla vgraditi ustrezno opremo za spremljanje premikov temeljnih tal. Praviloma se premiki takšnih nestabilnih območij izvajajo neenakomerno in zelo počasi, obenem pa so v večini primerov odvisni od količine in nivojev podtalnice v temeljnih tleh. Za zagotovitev zanesljivih podatkov o mehanizmu in hitrosti premikov nestabilnih temeljnih tal je tako potrebno izvajati redne meritve v daljšem časovnem obdobju.

V takšnih primerih je potrebno v tla vgraditi ustrezno opremo za spremljanje nivojev pornih tlakov podtalnice in spremljanje premikov takoj na začetku izvajanja geotehničnih preiskav, nato pa ustrezne meritve izvajati čim več časa, nikakor pa ne manj kot eno leto. Z rednimi meritvami je potrebno nadaljevati tudi med izdelavo projekta vse do pričetka gradnje.

Pri izdelavi projektov je potrebno izmerjene podatke sproti upoštevati in v kolikor je potrebno, pred pričetkom gradnje ustreznost projektov ponovno preveriti ter jih dopolniti ali spremeniti v kolikor se izkaže za potrebno.

Vsaj del opreme za merjenje nivojev podtalnice in morebitnih premikov temeljnih tal je potrebno vgraditi v temeljna tla tako, da služi za spremljanje obnašanja temeljnih tal tudi v času gradnje kot tudi po izgradnji načrtovanih del.

#### Medsebojna oddaljenost

Izvajanje zemeljskih del v okviru gradnje prometnic je še posebno odvisno od geološko-geotehničnih pogojev v temeljnih tleh. Zato je določanje preiskovalnih točk in njihove medsebojne razdalje potrebno bolj podrediti detajlnim geološkim spremembam obravnavanega območja, kot je to običajno pri ostalih delih. Pri tem pa je prav tako potrebno upoštevati vrsto in zahtevnost predvidenih konstrukcij in zemeljskih del.

Gostoto preiskovalnih mest je potrebno prilagoditi za vsak primer posebej. V normalnih razmerah naj bi razdalja med sosednjimi preiskovalnimi profili znašala:

- 50 do 200 m za vkope in nasipe,
- 20 do 100 m za zidove in druge podporne in oporne konstrukcije ter
- 1 do 2 preiskovalni točki na temelj mostov, viaduktov, nadvozov, podvozov in drugih objektov.

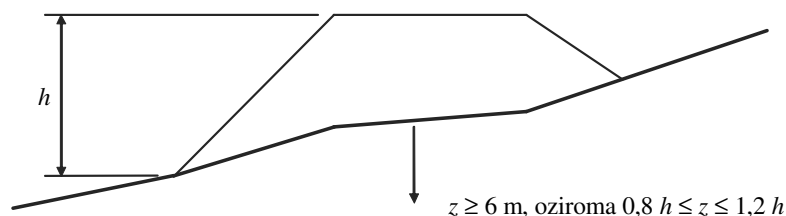
#### Globina preiskovanja

Globina preiskav temeljnih tal je odvisna predvsem od globine, do katere bo segal vpliv predvidene gradnje. Ni vedno potrebno, da se v vsaki preiskovalni točki izvede preiskava temeljnih tal do zahtevane globine. V mnogih primerih je ustrežnejše, da se v začetnem delu terenskih preiskav le del preiskav izvede do te globine, in sicer v točkah, ki omogočajo ugotoviti generalni profil temeljnih tal. Preostale preiskave se nato lahko izvede do manjših globin, tako da se bolj temeljito razišče tiste sloje temeljnih tal, za katere je ugotovljeno, da imajo pomemben vpliv na temeljenje in izvajanje predvidenih del. V omejenem številu preiskovalnih točk je potrebno temeljna tla preiskati do večjih globin, da se ugotovi generalno geološko sestavo.

Po globini morajo preiskave segati pod vse sloje, ki še lahko vplivajo na temeljenje predvidenih konstrukcij in izvedbo zemeljskih del. Predvsem morajo preiskave zajeti vse sloje

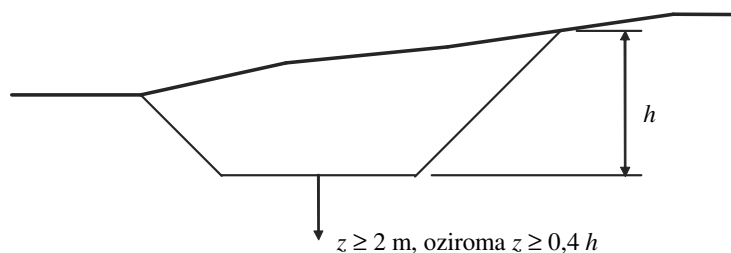
slabo nosilnih stisljivih zemljin. Pri tem je potrebno upoštevati tudi primere, ko so sloji slabo nosilnih stisljivih zemljin prekriti s sloji boljše nosilnosti. V kolikor se v temeljnih tleh ugotovi skalno podlago, je najmanj v eni preiskovalni točki potrebno izvesti vrtino vsaj 3,0 m globoko v skalno podlago. Na ta način se preveri, da se pod skalno podlago ne nahajajo slabše nosilni sloji, razen če že iz predhodnega poznavanja geologije o tem ni dvoma.

Pri gradnji nasipov in zasipov v normalnih pogojih temeljenja naj globina preiskav temeljnih tal ne bi bila manjša od 6,0 m, oziroma naj globina preiskav ne bi bila manjša od 0,8-kratne in ne večja od 1,2-kratne višine nasipa. Ne glede na to pa je pri preiskavah potrebno zajeti vse sloje temeljnih tal, za katere se ocenjuje, da še lahko pomembno vplivajo na posedke ali stabilnost nasipa. V kolikor globlji sloji ne vplivajo na stabilnost nasipa, je mogoče globino preiskav omejiti na nivo, pod katerim stisljivost slojev ne prispeva več kot 10% vseh posedkov nasipa. Pri gradnji na pobočjih je potrebno izvesti preiskavo temeljnih tal do globine, ki sega vsaj 5,0 m pod nivo, kjer se še lahko pojavi kakršna koli drsna ploskev.



*Potrebna minimalna globina preiskav temeljnih tal pod nasipi v normalnih pogojih temeljenja (Povzeto po: Eurocode 7 - del 3, 1995, str.125)*

V usekih in ukopih mora biti globina preiskav takšna, da omogoča določitev stabilnosti načrtovanih brežin. Pri normalnih pogojih v temeljnih tleh globina preiskav naj ne bi segala manj kot 2 m oziroma manj kot 0,4 kratno globino vkopa pod predvideno koto dna izkopa.



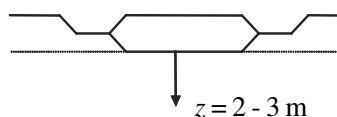
*Potrebna minimalna globina preiskav temeljnih tal pod dnom vkopa v normalnih pogojih v temeljnih tleh (Povzeto po: Eurocode 7 - del 3, 1995, str.125)*

Preiskava mora zajeti tudi vse slabše nosilne sloje, ki se nahajajo pod končnim nivojem izkopa in lahko vplivajo na stabilnost brežin. Potrebno je določiti režim talne vode, vključno z

možnostjo pojava arteške podtalnice.

Pri izkopih pod nivojem talne vode ter na območjih, kjer je predvideno črpanje ali dreniranje talne vode, je potrebno pri preiskavah zajeti vse sloje, skozi katere se lahko pojavi tok vode ali precejanje. V takšnem primeru je potrebno preiskati nivo pornih tlakov najmanj do globine pod predvidenim nivojem izkopa, ki je enaka globini izkopa pod nivo talne vode. V kolikor imajo zgornji sloji nizko specifično težo, je potrebno preiskave izvesti še do ustrežno nižjega nivoja.

V kolikor cesta poteka bolj ali manj po nivoju terena brez omembe vredne višine nasipa ali vkopa, mora biti globina preiskav takšna, da omogoča določitev nosilnosti in zmrzlinke odpornosti načrtovane gradnje ter omogoča določitev drenažnih pogojev. Če je nosilnost temeljnih tal takšna, da niso potrebni posebni ukrepi za zagotovitev ustrezne nosilnosti tal, zadošča preiskava temeljnih tal globine 2 - 3 m pod predvidenim zgornjim ustrojem vozišča.



*Potrebna minimalna globina preiskav temeljnih tal pod dnom voziščne konstrukcije v kolikor se le ta nahaja bolj ali manj na nivoju terena (Povzeto po: Eurocode 7 - del 3, 1995, str.125)*

### 2.1.2 Računske analize

Pri izvajanju različnih računskih analiz v geotehniko se je potrebno zavedati, da je v splošnem odnos med napetostmi in deformacijami zelo kompleksen. Odvisen je tako od vrste zemljine ali kamenine, kot tudi od napetostne in deformacijske zgodovine zemljin in hribin, napetostnih poti pri katerih jih določamo, in od hitrosti sprememb napetostnih stanj. Odnos med napetostmi in deformacijami običajno izražamo glede na efektivna napetostna stanja. Pri računu deformacij kot tudi stabilnosti nedreniranih tal v zgodnji začetni fazi konsolidacije, ko so dodatni porni tlaki, ki jih je obtežba izzvala, šele začeli upadati, pa moramo poznati tudi odnos med totalnimi napetostmi in deformacijami.

V splošnem je potrebno upoštevati, da je v širokem območju napetostnih stanj odnos med napetostmi in deformacijami pri zemljinah in hribinah nelinearen. Poleg tega velja, da na deviatorske komponente tenzorja deformacij vplivajo tudi sferne komponente tenzorja napetosti in obratno. Deformacije zemljin so v splošnem deloma povratne oziroma elastične in deloma, pri normalno konsolidiranih glinah pa pretežno, nepovratne oziroma plastične. Viskozni učinki pri zemljinah so pogosto takšni, da jih ne moremo zanemariti.

Poleg tega je pri izvajanju različnih računskih analiz obnašanja temeljnih tal in zemeljskih objektov potrebno upoštevati tudi sledeče:

- da je sestava temeljnih tal pogosto tako heterogena in pestra, da jo s sondažnimi izkopi, vrtanji in drugimi preiskavami ni mogoče do potankosti določiti,
- da se vzorci, ki jih odvezamemo, bolj ali manj poškodujejo že pri odvzemu, dodatno pa

se poškodujejo še pri transportu in vgrajevanju v preiskovalne aparate, zato ugotovljeni parametri, ki podajajo obnašanje zemljine ali hribine vedno ne odražajo natančno njihovih dejanskih lastnosti v tleh,

- da je za ugotovljeno soodvisnost med napetostmi in deformacijami včasih težko izbrati najprimernejši reološki model, ki zadovoljivo posnema dejansko obnašanje zemljine ali hribine,
- da je za določitev vseh parametrov reoloških modelov, ki dobro opisujejo soodvisnost med napetostmi in deformacijami, pogosto potrebna zahtevna in draga oprema, s katero običajni laboratoriji ne razpolagajo, poleg tega pa so takšne preiskave drage in zelo zamudne.

V klasični geotehnik in mehaniki tal se računske analize posameznih problemov izvaja na osnovi poznanih analitičnih rešitev. V tem primeru se za računsko analizo različnih problemov uporabljajo različne analitične rešitve, ki pogosto temeljijo na različnih teorijah.

Zaradi enostavnosti se takšne rešitve v vsakdanji praksi še vedno zelo pogosto uporabljajo, saj za običajne razmere podajajo dovolj zanesljive rezultate. Poleg tega pa je njihova prednost tudi v tem, da so za izvajanje takšnih računskih analiz običajno zadostni že podatki o lastnostih zemljin in hribin, ki jih je mogoče pridobiti s standardno, ne preveč zahtevno preiskovalno opremo s katero razpolaga velika večina geomehanskih laboratorijev in z enostavnim terenskimi preiskavami.

Novejši pristop k izvajanju različnih računskih analiz v geotehnik pa je omogočila uporaba različnih numeričnih metod. Na ta način je mogoče na enoten način simulirati in analizirati obnašanje temeljnih tal skupaj z načrtovanimi deli pri različnih napetostnih in deformacijskih stanjih od začetka del pa vse do morebitne porušitve.

Za izvajanje takšnih kompleksnih analiz napetostnega in deformacijskega stanja v temeljnih tleh in zemeljskih objektih pa je potrebno zagotoviti tudi zanesljive vrednosti vseh potrebnih parametrov, ki podajajo lastnosti posameznih zemljin. Za določitev le teh pa je, še posebno če je potrebno upoštevati tudi viskozne lastnosti zemljin, pogosto potrebna tudi ustrezna laboratorijska oprema, kvaliteten odvzem vzorcev in ustrezne ter kvalitetne terenske preiskave.

S pojavom vse večjega števila sodobnih programskih orodij za izvajanje različnih računskih analiz v geotehnik, ki temeljijo na različnih numeričnih metodah in omogočajo enostavno, hitro in učinkovito delo, se uporaba takšnih računskih analiz iz zgoznelih akademskih in raziskovalnih krogov hitro širi tudi v vsakdanjo geotehnično prakso.

#### 2.1.2.1 Računske analize na podlagi različnih analitičnih rešitev

Za izvajanje računskih analiz problemov, povezanih s stabilnostjo in obnašanjem načrtovanih geotehničnih del in temeljenja so številni avtorji podali mnogo različnih bolj ali manj zahtevnih analitičnih rešitev, ki podajajo relativno zanesljive rezultate za rešitev posameznega problema.

Pri uporabi takšnih analitičnih rešitev se je potrebno zavedati, da vsaka rešitev praviloma vsebuje različne predpostavke in poenostavitve. Uporaba takšnih analitičnih rešitev izven območja veljavnosti upoštevanih predpostavk, lahko vodi k nepravilnim in zavajajočim

rezultatom. V splošnem velja, da zahtevnejše in sofisticirane analitične rešitve vsebujejo manj poenostavitev in podajajo bolj zanesljive rezultate. Po drugi strani pa so takšne rešitve bolj zahtevne in zamudne za izvedbo, obenem pa zahtevajo tudi natančnejše in zahtevnejše preiskave za določitev sestave in lastnosti temeljnih tal ter za določitev lastnosti posameznih materialov, ki v temeljnih tleh in načrtovani konstrukciji nastopajo.

Pri uporabi posamezne analitične rešitve za izvajanje različnih računskih analiz in pri interpretaciji rezultatov je zato vedno potrebno kritično preveriti ustreznost izbrane analitične metode glede na naravo problema.

V klasični mehaniki tal se analiza stabilnosti in varnosti temeljnih tal, pobočij in nasipov glede na porušitev ter analiza napetosti in posedkov v temeljnih tleh pod različnimi obtežbami izvajata ločeno. Analize stabilnosti in varnosti geotehničnih objektov ter temeljnih tal na porušitev temeljijo na teoriji mejnih ravnovesnih napetostnih stanj in na Coulombovem strižnem zakonu, medtem ko analize napetosti in posedkov tal temeljijo na teoriji elastičnosti in Terzaghijevi teoriji konsolidacije.

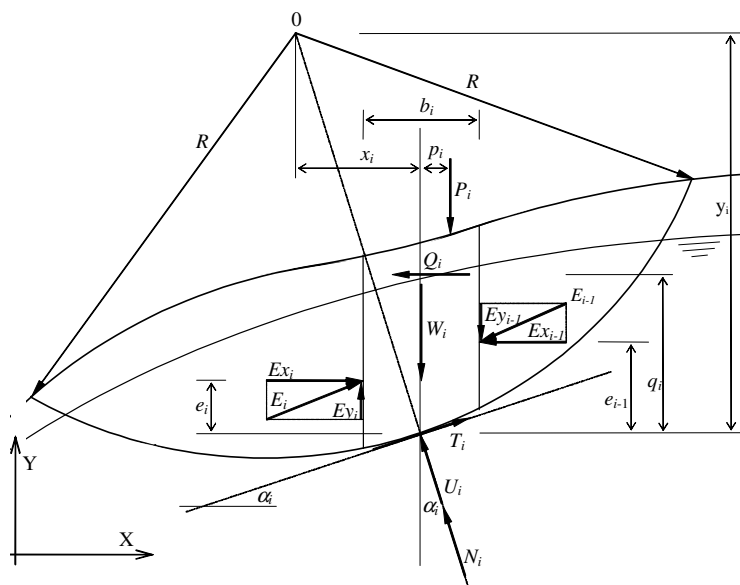
Prav tako se ločeno izvaja reševanje ravnotežnih enačb, s katerimi ob upoštevanju reoloških lastnosti zemljin računamo napetostna in deformacijska stanja ne glede na hidravlični upor zemljine proti izcejanju vode, ter difuzijskih enačb, kjer se upoštevajo napetosti iz takšnega računa.

### Analize stabilnosti

Analize stabilnosti pobočij, brežin vkopov in nasipov, kot tudi stabilnosti tal pod nasipi se običajno izvajajo po metodah potencialnih drsnih ploskev. V takšnih analizah se preverja ravnovesje sil, ki delujejo na zemeljsko telo, ki je navzdol omejeno s predpostavljeno drsno ploskvijo. Pri tem se predpostavlja, da je napetostno stanje v vseh točkah drsne ploskve takšno, da v materialu nastopijo velike plastične deformacije in je presežena njegova strižna trdnost, v kolikor je količnik varnosti enak 1. Oziroma, da je v vseh točkah drsne ploskve dosežene napetostno stanje, ki predstavlja za določen količnik varnosti  $F$  zmanjšano vrednost strižne trdnosti zemljine. Pri takšnih analizah iščemo tisto potencialno drsno ploskev, ki z najmanjšim količnikom varnosti zagotavlja ravnovesje vseh sil, delujočih na togo telo tal nad drsno ploskvijo.

Analize stabilnosti po metodah potencialnih drsin se običajno izvajajo kot analiza stabilnosti v dvodimenzionalnem, ravninskem stanju. Analizira se namreč stabilnost potencialnih drsnih ploskev tankih rezin oziroma prerezov pobočja enotne širine 1,0 m, ki potekajo v smeri predvidenega ali dejanskega drsenja. Realnejši rezultat analize potencialnih drsnih ploskev trodimenzionalnih teles namreč praviloma ne opravičuje težav in komplikacij, ki nastopijo pri takšnih analizah. Poleg tega analiza stabilnosti v dvodimenzionalnem stanju poda konzervativnejše vrednosti količnikov varnosti.

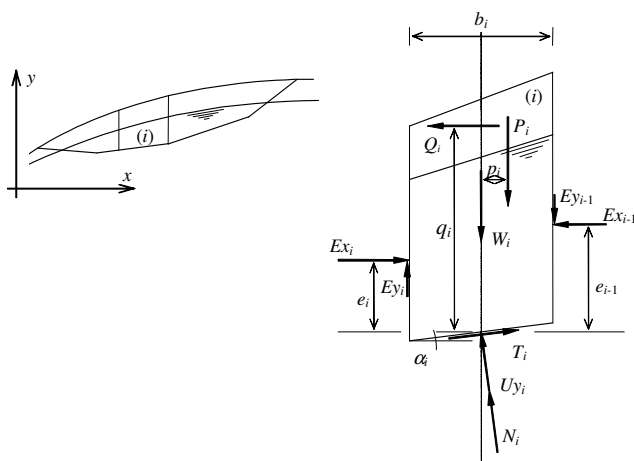
Za potrebe analize stabilnosti pobočij in brežin po metodi potencialnih porušnic je potrebno določiti le prostorninsko težo  $\gamma$  zasičene in nezasičene zemljine ter parametra efektivne strižne trdnosti  $\phi'$  in  $c'$ . Obravnavane parametre je na podlagi laboratorijskih ali terenskih preiskav razmeroma lahko ugotoviti. Zadostujejo lahko že rezultati kvalitetno izvedenih preiskav v strižnem aparatu ali boljše rezultati preiskav v triosnem aparatu. Zato in zaradi enostavnosti predstavljenih analiz stabilnosti se takšen pristop k analizi stabilnosti brežin vkopov in nasipov še vedno zelo pogosto uporablja.



$$F = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i + M^*} \sum_{i=1}^n \frac{c_i b_i + [W_i + P_i - (E_{y_i} - E_{y_{i-1}}) - u_i b_i] \tan \varphi_i}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \varphi_i \sin \alpha_i}{F}}, \quad \text{kje je:} \quad (2.1)$$

$$M^* = \frac{1}{R} \left\{ \sum_{i=1}^n [P_i (p_i + x_i) + Q_i (y_i - q_i)] - E_{x_n} (y_n - e_n) + E_{x_0} (y_0 - e_0) - E_{y_n} (x_n - \frac{b_n}{2}) + E_{y_0} (x_1 + \frac{b_1}{2}) \right\} \quad (2.2)$$

Analična rešitev za račun stabilnosti potencialne drsne ploskve krožne oblike, kot jo je podal Bishop (Povzeto po: Majes, Bishopov num. post., str. 2, 4 in 7)

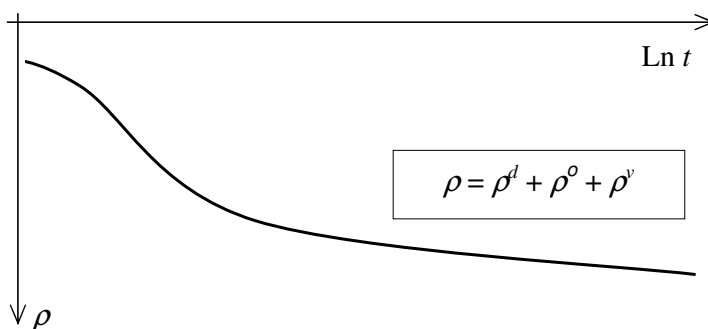


$$F = \frac{F}{\sum_{i=1}^n \{Q_i + [W_i + P_i - \Delta E_{y_i}] \tan \alpha_i\} - (E_{x_n} - E_{x_0})} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{c_i b_i + [W_i + P_i - u_i b_i - \Delta E_{y_i}] \tan \varphi_i}{\cos^2 \alpha_i (F + \tan \alpha_i \tan \varphi_i)} \quad (2.3)$$

Analična rešitev za račun stabilnosti potencialne drsne ploskve poljubne oblike, kot jo je podal Janbu (Povzeto po: Majes, Janbujev num. post., str. 4 in 7)

### Analize posedkov

Pri izvajanju različnih računskih analiz posedkov na osnovi različnih analitičnih rešitev se običajno ločeno obravnava začetne distorzijske posedke, ki so posledica deformacij zemljine brez spremembe volumna, konsolidacijske posedke, ki so posledica spremembe volumna oziroma deleža deleža por v zemljini, ter dolgotrajne viskozne posedke zemljin. Delež posameznih posedkov v celotnem posedku zemljine je odvisen od vrste zemljine ter njene sestave, stopnje njene zgoščenosti v temeljnih tleh, kot tudi od njene napetostne in deformacijske zgodovine.



Slika 2.1 Značilna krivulja posedkov pri neprekonsolidirani vezljivi zemljini z izraženimi viskozni lastnostmi

Fig. 2.1 Characteristic settlements curve of the unconsolidated cohesive soil with the expressed viscose properties

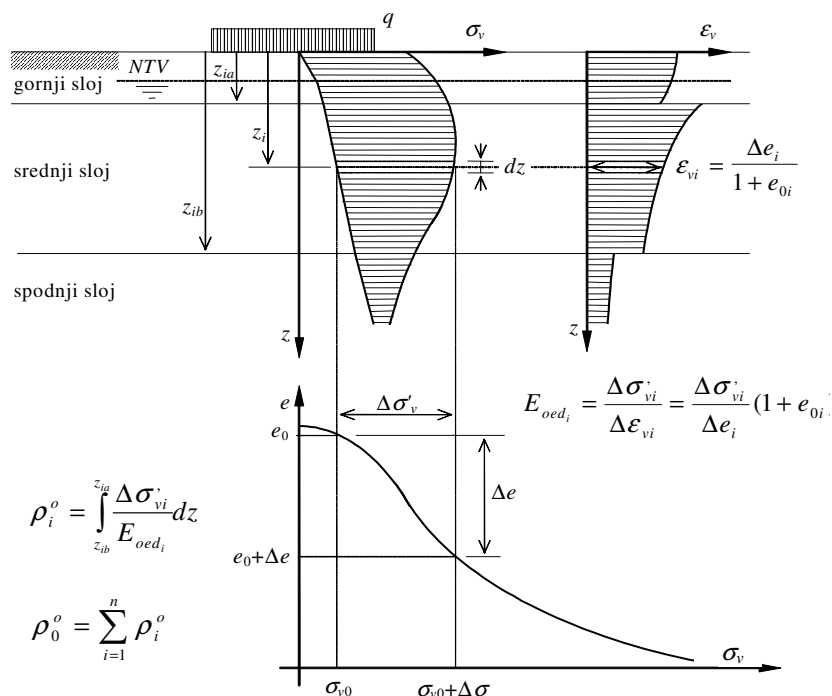
Predvidene posedke temeljnih tal je mogoče določiti na podlagi poznane modula stisljivosti  $E_{oed}$ , določenega pri preiskavi vzorca zemljine v edometru ali na podlagi poznane elastičnega modula  $E$  in Poissonovega količnika  $\nu$ , določenega na podlagi rezultatov triosnega tlačnega preizkusa.

### Račun posedkov na podlagi rezultatov preiskav v edometru

Pri računu posedkov posameznih slojev zemljin v temeljnih tleh na podlagi poznanih modulov stisljivosti ( $E_{oed}$ ) se predpostavlja, da v temeljnih tleh nastopajo enaki napetostno deformacijski pogoji kot v valjastem vzorcu zemljine pri preiskavi v edometru. To pomeni, da se v zemljini pod dodatno vertikalno obtežbo izvedejo samo vertikalne deformacije medtem, ko so bočne deformacije preprečene ( $\epsilon_1 \neq 0$ ;  $\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$ ). To je sorazmerno groba predpostavka, ki kolikor toliko ustreza napetostnemu stanju v temeljnih tleh blizu osi pod simetričnimi širokimi nasipi ter v splošnem manj ustreza napetostnemu stanju v tleh pod obtežbo manjše tlorsne površine ali napetostnemu stanju pod robom širokega nasipa ter pod nesimetrično obtežbo temeljnih tal.

Zaradi predpostavke, da so bočne deformacije nične, so vertikalne deformacije zemljine v tleh enake volumenskim deformacijam ( $\epsilon_1 = \epsilon_v$ ). Posedke temeljnih tal je na podlagi rezultatov preiskave v edometru tako mogoče določiti, kot je prikazano na sliki.





*Prikaz izračuna posedkov na osnovi podatkov pridobljenih z izvedbo edometriškega preizkusa (Povzeto po: Šuklje, 1984, str. 172)*

Kadar posedke temeljnih tal izračunamo na podlagi rezultatov preiskav v edometru  $E_{oed}$ , izračunanih posedkov ne moremo ločiti na distorzijski in volumenski del. Ker se v edometru na vzorcu zemljine izvršijo pretežno volumenske deformacije ( $\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$ ), obravnavamo tako izračunane posedke tal kot volumenske posedke.

#### Račun posedkov na podlagi rezultatov triosnih tlačnih preiskav

Natančneje je posedke temeljnih tal mogoče določiti na podlagi izračuna vrednosti vertikalnih deformacij oziroma premikov posameznih slojev zemljin in hribin v temeljnih tleh pod dodatno obtežbo, ob upoštevanju vrednosti njihovih elastičnih modulov  $E$  in Poissonovih količnikov  $\nu$ . Podobno kot pri preiskavi vzorca v triosnem aparatu se pri takšnem računu posedkov temeljnih tal upošteva, da v temeljnih tleh pod dodatno obtežbo površja lahko nastopijo deformacije tudi v bočni smeri ( $\epsilon_1 \neq 0$ ,  $\epsilon_2 = \epsilon_3 \neq 0$ ).

Posedek posameznega sloja zemljine v temeljnih tleh  $\rho_i$  je v tem primeru mogoče razdeliti na volumenski  $\rho_i^o$  in distorzijski del  $\rho_i^d$ :

$$\rho_i = \rho_i^o + \rho_i^d \quad (2.4)$$

Volumensko komponento posedka, ki se izvrši na račun zmanjšanja prostornine obremenjenih temeljnih tal, obravnavamo kot konsolidacijski posedek. Distorzijska komponenta posedka pa predstavlja tisti del posedka, ki se izvrši pri nespremenjeni prostornini temeljnih tal  $\epsilon_v = 0$ , to je na začetku konsolidacije temeljnih tal.

Za določitev deformacijskih parametrov  $E$  in  $\nu$  se običajno izvaja nekonsolidirano nedrenirano triosno tlačno preiskavo ter konsolidirano drenirano triosno tlačno preiskavo, kjer valjaste vzorce zemljin preiskujemo v osnosimetričnih napetostnih in deformacijskih pogojih ( $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ ).

V kolikor posedke posameznih slojev zemljin in v končni fazi posedek površja temeljnih tal izračunamo z upoštevanjem vrednosti elastičnega modula  $E$  in Poissonovega količnika  $\nu$ , ki jih določimo na podlagi drenirane triosne preiskave, dobimo vrednosti celotnih posedkov temeljnih tal:

$$\rho_i = w_i(z_{\min}) - w_i(z_{\max}) \quad \text{pri } E \text{ in } \nu, \quad (2.5)$$

$$\rho_0 = \sum_{i=1}^n \rho_i \quad (2.6)$$

V kolikor pa posedke posameznih slojev zemljin in v končni fazi posedek površja temeljnih tal izračunamo z upoštevanjem distorzijjskih vrednosti elastičnega modula  $E^d$ , ki ga določimo na podlagi rezultatov drenirane triosne preiskave, kjer so volumenske deformacije vzorca preprečene ( $\varepsilon_V = 0$ ), in Poissonovega količnika  $\nu^d = 0.5$ , dobimo vrednost začetnih ali distorzijjskih posedkov tal:

$$\rho_i^d = w_i^d(z_{\min}) - w_i^d(z_{\max}) \quad \text{pri } E^d \text{ in } \nu^d = 0.5, \quad (2.7)$$

$$\rho_0^d = \sum_{i=1}^n \rho_i^d \quad (2.8)$$

Volumenski oziroma konsolidacijski posedek temeljnih tal tako lahko izračunamo kot razliko med celotnim in distorzijjskim posedkom temeljnih tal:

$$\rho_0^o = \rho_0 - \rho_0^d \quad (2.9)$$

Distorzijjski posedek temeljnih tal se izvrši relativno hitro po obtežbi tal, praviloma že v času same gradnje. Konsolidacijski posedek temeljnih tal pa narašča sorazmerno počasi od njegove ničelne vrednosti takoj po obtežbi tal, do končne vrednosti po končani konsolidaciji temeljnih tal.

Izvedene primerjave kažejo, da so posedki, izračunani na osnovi rezultatov edometrijskih preiskav, podcenjeni v primeru, ko je širina tlora obtežbe na površju tal manjša od debeline stisljivih tal, in precenjeni, če je širina tlora obtežbe sorazmerno velika naproti debelini stisljivih tal. Razlika med posedki temeljnih tal, izračunanimi na osnovi rezultatov triosnih preiskav in posedki, ki jih izračunamo s pomočjo rezultatov edometrijskih preiskav, je tem večja, čim bolj so temeljna tla deformabilna.

Potrebno se je zavedati, da vrednost endometrijskega modula stisljivosti  $E_{oed}$ , kot tudi elastičnega modula  $E$  za posamezno zemljino nista konstantni vrednosti, ampak sta odvisna od napetostnega nivoja. Posebno pozornost pri določevanju posedkov je potrebno posvetiti prekonsolidiranim zemljinam, saj se vrednost modula  $E_{oed}$  in  $E$  pri napetostih, ki so večje od

prekonsolidacijskega tlaka  $\sigma'_{vp}$ , bistveno razlikujejo od vrednosti pri napetostih, ki so nižje od prekonsolidacijskega tlaka  $\sigma'_{vp}$ .

Na glede na to pa se pri takšnih računskih analizah posebkov praviloma upošteva, da je v okviru spremembe napetostnega stanja v tleh, ki je posledica dodatne obtežbe, odnos med napetostmi in deformacijami linearen, oziroma sta vrednosti modulov  $E_{oed}$  in  $E$  konstantni in enaki povprečnim vrednostim za določeno spremembo napetostnega stanja. Morebitno deformacijsko anizotropnost se pri tem zanemari.

### Račun dolgotrajnih viskoznih posebkov

Dolgotrajne viskozne posebke je mogoče določiti ob upoštevanju linerane odvisnosti specifične viskozne deformacije  $\varepsilon_i^v$  vezljivih zemljih od logaritma časa. Pri vezljivih zemljinah z izraženimi viskoznimi lastnostmi je bil namreč takšen odnos ugotovljen na podlagi rezultatov številnih preiskav različnih vzorcev različnih vezljivih zemljih. Specifične viskozne deformacije določene vezljive zemljine z izraženimi viskoznimi lastnostmi v določenem času  $t$  pri določeni spremembi napetostnega stanja  $\Delta\sigma'_v$  je tako mogoče podati kot:

$$\varepsilon_i^v = \varepsilon_i^\circ + \frac{C_\alpha}{1 + e_{oi}} \log \frac{t}{t_i^\circ} \quad (2.10)$$

kjer je:  $\varepsilon_i^v$  ... specifična viskozna deformacija, ki odgovarja času  $t$ ,  
 $\varepsilon_i^\circ$  ... specifična volumenska deformacija po končani konsolidaciji v času  $t_i^\circ$ ,  
 $t_i^\circ$  ... čas pri katerem se je v celoti izvedla konsolidacija,  
 $C_\alpha$  ... indeks sekundarne stisljivosti.

### Račun časovnega razvoja posebkov (konsolidacija)

Ustrezne analitične rešitve za izvajanje računskih analiz časovnega razvoja volumenskih posebkov  $\rho^\circ$  temeljnih tal so podane le za reševanje diferencialne enačbe vertikalne konsolidacije, ki podaja obnašanja valjastega vzorca pri preiskavi v edometru. To pomeni, da poznane rešitve temeljijo na predpostavki, da se voda pod dodatno obtežbo tal iztiska iz zemljine samo v vertikalni smeri, medtem ko je bočno izcejanje vode iz zemljine preprečeno. Takšna predpostavka je sorazmerno ustrezna le za primere, ko se v tleh nahajajo slabše prepustni stisljivi sloji, katerih širina je bistveno večja od širine obtežbe površja temeljnih tal, in zato dreniranje vode v bočni smeri ni mogoče.

Prav tako podane rešitve temeljijo na predpostavki, da so viskozne lastnosti linearno deformabilnih zemljin zanemarljivo majhne, tako da takojšen prehod dodatnih totalnih napetosti zaradi obtežbe v efektivne vrednosti zadržuje samo hidravlični upor izcejanja vode iz skeleta zemljine. Pri tem je upoštevana hipna obremenitev temeljnih tal, kjer se po obremenitvi totalne napetosti v tleh več ne spreminjajo.

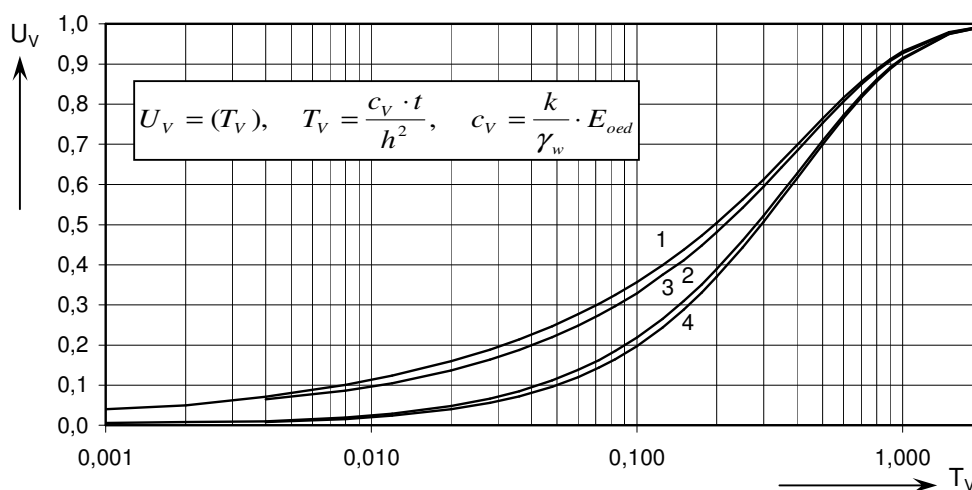
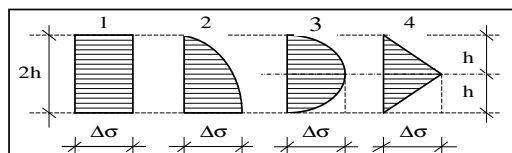
V takšnih primerih je mogoče ustrezne analitične rešitve difuzijske enačbe vertikalne konsolidacije tal podati le za primere, ko je oblika diagrama dodatnih pornih tlakov, ki nastanejo v temeljnih tleh takoj po obtežbi, takšna, da jo je mogoče podati z integrabilno funkcijo.

V kolikor poznamo stopnjo dosežene konsolidacije  $U_v$  v določenem času, je z uporabo takšnih diagramov mogoče podajati dosežene stopnje konsolidacije in velikosti konsolidacijskih

posedkov ob različnih časih med procesom konsolidacije.

$$\rho_t = \rho_\infty \cdot U_V, \quad \text{kjer je } \rho_\infty \text{ vrednost končnega volumenskega posedka.} \quad (2.11)$$

Ker je diferencialna enačba vertikalne konsolidacije linearno odvisna od časa, lahko izvajamo analize konsolidacije v primerih, ko je oblika diagrama začetnih pornih tlakov mogoče sestaviti s seštevanjem ali odštevanjem različnih oblik diagramov začetnih pornih tlakov, za katere poznamo analitične rešitve.



*Odvisnost stopnje konsolidacije  $U_V$  od količnika časa  $T_V$  za različne oblike diagramov začetnih pornih tlakov in različne drenažne pogoje, kot jih je podal Terzaghi (1923) (Povzeto po: Majes, Konsolidacija, str. 4 in 7)*

Iz predstavljenih diagramov je razvidno, da ne glede na obliko diagrama začetnih pornih tlakov presežni porni tlaki upadejo na zanemarljivo majhne vrednosti ( $\Delta u \cong 0$ ) takrat, ko časovni količnik konsolidacije doseže vrednost  $T_V = 2$ . Prav tako je razvidno, da se dosežena stopnja konsolidacije pri določenem času pri različnih oblikah diagrama začetnih pornih tlakov ne razlikuje za več kot 10%.

Tako kot moramo pri analizi konsolidacije upoštevati povprečno vrednost modula stisljivosti  $E_{oed}$  za neko povprečno spremembo efektivnega napetostnega stanja ( $\Delta\sigma'_{zz} = \sigma'_{zz\beta} - \sigma'_{zz\alpha}$ ) v sredini obravnavanega sloja zemljine, je v analizi konsolidacije potrebno upoštevati tudi povprečno vrednost količnika vertikalne propustnosti  $k_v = f((\sigma'_{zz\beta} + \sigma'_{zz\alpha})/2)$  obravnavanega sloja zemljine. Količnik vertikalne propustnosti  $k_v$  določimo na ustrezno obremenjenem vzorcu zemljine v edometru.

Analizo vertikalne konsolidacije na podlagi rezultatov preiskav v edometru je mogoče izvajati tudi po različnih numeričnih postopkih. Poleg različnih sodobnih metod končnih elementov je za takšno reševanje zelo razširjena uporaba različnih diferenčnih metod. Takšen pristop k

reševanju diferencialnih enačb vertikalne konsolidacije namreč omogoča upoštevanje bistveno bolj kompliciranih robnih pogojev, omogoča upoštevanje slojevitosti temeljnih tal, kot tudi upoštevanje razporeda začetnih pornih tlakov, ki odgovarjajo dejanski obliki dodatne obtežbe tal. Prav tako je na takšen način mogoče upoštevati tudi različno naraščanje obtežbe v času gradnje.

### Določitev dodatnih vertikalnih napetosti in pomikov v temeljnih tleh

Pri izvajanju računskih analiz pričakovanih posedkov temeljnih tal, ki temeljijo na rezultatih edometriških preiskav, kot tudi pri analizah časovnega razvoja takšnih posedkov zaradi konsolidacije, je potrebno čim bolj natančno poznati spremembe napetostnega stanja v temeljnih tleh zaradi načrtovane obtežbe temeljnih tal. Poznavanje napetostnega stanja pred in po dodatni obtežbi temeljnih tal je pomembno tudi za določitev ustreznih povprečnih vrednosti mehanskih lastnosti (endometriškega modula stisljivosti  $E_{oed}$  in elastičnega modula  $E$ , količnika prepustnosti  $k$ , nedrenirane strižne trdnosti  $C_u$  ipd.) zemljin in hribin, ki ustrezajo obravnavani spremembi napetostnega stanja. Nenazadnje je poznavanje novega napetostnega stanja, ki ga bo v temeljnih tleh predvidoma povzročila načrtovana obtežba, pomembno tudi za presojo, ali je novo napetostno stanje za zadostni količnik varnosti manjše od mejnega napetostnega stanja.

Razpored dodatnih efektivnih napetosti v temeljnih tleh zaradi dodatne obtežbe tal, je v splošnem odvisen od oblike, togosti in jakosti obtežbe, ki deluje na površje temeljnih tal.

Dodatne napetosti v temeljni tleh pod enakomerno brezkraino široko in dolgo gibko obtežbo so po celotni globini in celotni površini temeljnih tal enako velike. Takšno napetostno stanje v temeljnih tleh pa je mogoče upoštevati le za izračun ocenjene vrednosti posedkov temeljnih tal v osi širokih gibkih nasipov v primerih, ko je debelina stisljivih tal sorazmerno mala napram širini nasipa. V kolikor pa je površina obtežbe temeljnih tal glede na debelino stisljivih slojev sorazmerno mjhna, pa je razpored dodatnih napetosti v splošnem nelinearen glede na globino tal, kot tudi glede na lokacijo pod ali izven območja dodatne obtežbe na površju tal.

Različni avtorji so podali številne rešitve za izračun dodatnih napetosti kot tudi premikov v temeljnih tleh pri obtežbah temeljnih tal različnih oblik in smeri. Takšne rešitve so najpogosteje podane v obliki bolj ali manj zapletenih matematičnih izrazov in/ali v obliki ustreznih diagramov. Pogosto pa so takšne rešitve vgrajene tudi v različna računalniška programska orodja za račun dodatnih napetosti in posedkov v temeljnih tleh.

Največ podanih rešitev se nanaša na predpostavljeni elastični izotropni polprostor temeljnih tal, podane pa so tudi različne kompleksnejše rešitve za račun dodatnih napetosti in premikov v slojevutih, različno deformabilnih tleh. Takšne rešitev običajno temeljijo na različnih predpostavkah.

Z izborom ustreznice analitične rešitve je mogoče izračun dodatnih napetosti in premikov v temeljnih tleh v čim večji meri prilagoditi specifičnim pogojem, ki v posameznem primeru nastopajo. Ne glede na to pa je na podlagi takšnih izračunov mogoče podati le približno oceno dejanskega napetostnega in deformacijskega stanja temeljnih tal pod načrtovano obtežbo. Tla so namreč praviloma nehomogena, pogosto slojevita ter v manjši ali večji globini pogosto nastopajo tudi sloji večje togosti.

Kljub temu pa je podane rešitve mogoče s pridom uporabljati v primerih, ko so dodatne

napetosti zaradi načrtovane obtežbe znatno nižje od napetostnega stanja, pri katerem v tleh nastopijo velike deformacije in porušitev oziroma zlom tal.

Pomemben vpliv na razpored dodatnih napetosti in razpored premikov v temeljnih tleh pod obtežbo določene oblike in velikosti ima tudi togost obtežbe. V praksi se običajno predpostavlja, da nasipi predstavljajo gibko obtežbo temeljnih tal, kar pa, še posebej pri visokih nasipih in nasipih, grajenih iz stabiliziranega materiala, ne odgovarja popolnoma dejanskemu stanju. Togosti nasipa je namreč odvisna od vrste in lastnosti materiala, iz katerega se nasip gradi, načina vgrajevanja materiala, kot tudi od razmerja med njegovo širino in višino. Dodatno težavo pa nenazadnje predstavlja tudi dejstvo, da se nasip gradi bolj ali manj postopoma in se njegova togost med gradnjo lahko tudi močno spreminja. Zaradi vsega navedenega dejanske togosti nasipa običajno ni mogoče določiti.

Dejanski razpored napetosti na stični površini med nasipom in temeljnimi tlemi ter razpored napetosti v temeljnih tleh, kot tudi v nasipu samem, je mogoče upoštevati le v analizah, ki temeljijo na metodah končnih elementov, kjer se hkrati analizira napetostno in deformacijsko stanje v temeljnih tleh, kot tudi napetostno in deformacijsko stanje v nasipu kot zemeljskemu telesu.

#### 2.1.2.2 Računske analize po metodah končnih elementov

Strukturne geometrijske in mehanske lastnosti materialov, ki nastopajo v temeljnih tleh so pogosto nepravilnih, nezveznih in nelinearnih oblik, zato je ustrezne analitične rešitve zapletenih diferencialnih enačb, ki opisujejo njihovo obnašanje, pogosto težko ali nemogoče podati. V takšnih primerih je reševanje zastavljenih nalog z različnimi numeričnimi metodami lažje in učinkovitejše.

Pri takšnem izvajanju različnih računskih analiz se tako pogosto uporabljajo različna programska orodja, ki so izdelana na osnovi različnih numeričnih metod končnih elementov, metod končnih diferenc ali metod robnih elementov. Vsaka ima svoje prednosti in pomanjkljivosti, vsem pa je skupno, da se za izvedbo računske analize obravnava območje temeljnih tal in načrtovanih del razdeli na določeno končno število elementov ali con, katerih oblika, velikost in število so odvisni od narave obravnavanega problema, od zahtev po natančnosti rezultatov izračuna ter od zmogljivosti programske in strojne opreme in podobno.

Izračun napetostnega in deformacijskega stanja se tako izvaja na nivoju posameznega elementa, ki je preko vozlišč z različnimi lastnostmi in kompatibilnimi pogoji povezan z ostalimi sosednjimi elementi v mrežo končnih elementov. Ti so lahko različni linijski, ploskovni in prostorski elementi, katerim pripišemo lastnosti, kot jih ima zemljina, hribina ali drug material, katerega predstavljajo.

Po končani analizi so za vsako vozlišče mreže končnih elementov znane vse izračunane količine, kot so napetosti, premiki, porni tlaki ipd.

Pri analiziranju nelinearnih problemov v geotehniko se najpogosteje uporabljajo različne metode končnih elementov.

Takšen pristop k izvajanju različnih računskih analiz omogoča enotno reševanje problematike napovedi napetostnih in deformacijskih stanj v temeljnih tleh, kot tudi analizo stabilnosti in varnosti temeljnih tal in načrtovanih del. Pri tem se hkrati izvaja reševanje ravnovesnih kot tudi difuzijskih enačb, ob upoštevanju ustreznih robnih pogojev. Računske analize se izvajajo

ob upoštevanju nelinearnih odnosov med napetostmi in deformacijami v celotnem razponu možnih napetostnih in deformacijskih stanj, od začetnih do porušitvenih, ter ob upoštevanju nelinearne odvisnosti prepustnosti od gostote zemljine, ki odgovarja določenemu napetostnemu stanju. Pri tem se ustrezno upošteva tudi napetostna in deformacijska zgodovina materialov. Takšne analize omogočajo tudi ustrezno obravnavanje viskoznih lastnosti zemljin.

Mogoče jih je izvajati v dvodimenzionalnem ali trodimenzionalnem stanju ob upoštevanju anizotropnosti lastnosti materialov in stanja v tleh.

Sodobna programska oprema za izvajanje takšnih numeričnih računskih analiz omogoča natančno prilagajanje mrež končnih elementov dejanski obliki in naravi problema. Vnos podatkov o sestavi in lastnostih tal ter načrtovanih del je enostaven in hiter, predstavitev rezultatov pa pregledna in jasna. Poleg tega je omogočeno tudi analiziranje dogajanja v tleh in v načrtovanih delih pri različnih vmesnih fazah izvajanja del. Na zgrajenem računskem modelu je mogoče analizirati stanje v temeljnih tleh za vsak korak pri izgradnji posebej.

V kolikor je rešitev problema mogoča po analitični poti, je rezultat ob upoštevanju predpostavljenih omejitev in poenostavitve praviloma točen in enoličen. V primeru, ko pa za reševanje uporabljamo različne numerične metode, pa je rezultat vedno le približno točen. Natančnost rezultata je odvisna od konvergenčnih kriterijev, ki so vezani na zadostno število iteracij, izvedenih za doseganje končnega rezultata. S povečevanjem števila iteracij se je sicer mogoče bolj približati pravilnemu izračunu, vendar je takšno početje smiselno samo do neke stopnje natančnosti. Število potrebnih iteracij z večanjem zahtevane natančnosti namreč tedaj nesorazmerno hitro narašča.

Pri uporabi različnih numeričnih metod za izvajanje računskih analiz pa se je potrebno zavedati, da je zanesljivost in natančnost izvedenih analiz odvisna tudi od velikosti in natančnosti mreže končnih elementov in njene prilagojenosti obliki in naravi problema, od vrste in ustreznosti uporabljenih končnih elementov glede na naravo in obliko problema, od vrste in ustreznosti izbranih robnih pogojev in seveda od izbranih materialnih modelov, s katerimi posamezni elementi posnemajo obnašanje materialov v temeljnih tleh in načrtovanih delih.

Rezultate računskih analiz, izvedenih po različnih numeričnih metodah, je zato vedno potrebno inženirsko oceniti. Napaka, ki lahko nastane pri takšnem računskem postopku, mora biti vedno ocenjena glede na obsežnost problema. Zanesljivost izvedenega izračuna mora biti vedno znana.

### Materialni modeli zemljin

Od sodobnih numeričnih postopkov za računske analize geotehničnih problemov se pričakuje, da bodo čim bolj realno podajali dejansko stanje v naravi. Zato je poleg izbora ustreznih končnih elementov ter oblike in velikosti mreže teh elementov v največji meri odgovoren predvsem izbrani materialni model zemljine, ki podaja soodvisnost napetosti in deformacij v elementu snovi ob upoštevanju časa, v kolikor je to za posamezen material pomembno.

Različni materiali, ki nastopajo v geotehnikih, pa naj bodo to materiali, ki se nahajajo v temeljnih tleh, kot tudi materiali, s katerimi izvajamo različne geotehnične objekte, so izrazito nelinearni, pogosto anizotropni, na njihovo obnašanje pa pomembno vplivajo tudi časovni učinki.

Za zemljine je pogosto značilno, da se pri dovolj majhnih napetostih obnašajo kot elastična snov, pri višjih nivojih napetosti pa kot neelastična. Če takšno zemljino obremenimo preko meje elastičnega obnašanja, se deformacije po razbremenitvi ne povrnejo v celoti v izhodiščno stanje. Del deformacij je povraten (elastičen), del pa nepovraten (plastičen). Tenzor prirastkov deformacij tako lahko razstavimo na elastični in plastični del.

$$d\boldsymbol{\varepsilon} = d\boldsymbol{\varepsilon}^{el} + d\boldsymbol{\varepsilon}^{pl} \quad (2.12)$$

Zato se od množice različnih poznanih materialnih modelov v geotehniko zelo uveljavili predvsem elastoplastični modeli zemljin. Takšni modeli so v literaturi dobro obdelani, njihova prednost pa je v tem, da razmeroma dobro opisujejo obnašanje zemljin, kljub temu, da zahtevajo relativno malo parametrov, ki podajajo njihove lastnosti. Obenem pa je potrebno parametre, ki podajajo lastnosti zemljin, v večini primerov mogoče dovolj zanesljivo določiti na podlagi rezultatov standardnih geotehničnih preiskav. Takšni modeli lahko opišejo tako pomembno obnašanje zemljine, kot je odvisnost trdnosti in deformabilnosti od napetostne ali deformacijske preteklosti ali nelinearno histerezo obnašanja pod cikličnim obremenjevanjem.

Njihova najpomembnejša prednost pa je v jasni razmejitvi med obremenjevanjem in razbremenjevanjem tudi pri zapletenih spremembah napetostnega stanja.

Osnovni elementi, ki določajo vse elastoplastične modele, so sledeči:

- elastična zveza med napetostmi in deformacijami, ki podaja odnos med prirastkom napetosti in prirastkom elastičnega dela tenzorja deformacij;
- pogoj plastičnega tečenja, ki določa mejo prestopa iz elastičnega v plastično stanje. Takšno mejo si lahko predstavljamo kot sklenjeno ploskev v šestdimenzionalnem napetostnem prostoru, zato jo imenujemo tudi ploskev tečenja. Matematična funkcija, s katero je pogoj plastičnega tečenja podan, v splošnem vsebuje člen, ki predstavlja začetno obliko in velikost funkcije plastičnega tečenja, in člen, ki pove, kako se ta funkcija spreminja glede na parameter utrjevanja. Material se obnaša elastično, če leži napetostna točka znotraj ploskve tečenja ali pa če leži na ploskvi tečenja in prirastek obtežbe povzroči razbremenitev. Material pa se obnaša plastično, ko se napetostna točka nahaja na ploskvi tečenja in prirastek obtežbe povzroči obremenitev;
- funkcija plastičnega potenciala določa velikost in smer plastičnih deformacij v odvisnosti od napetostnega stanja. Funkcijo imenujemo plastični potencial, enačbo pa pravilo tečenja;
- zakon utrjevanja, ki pove, kako se ploskev plastičnega tečenja spreminja glede na deformacijsko in napetostno stanje delca snovi. Pri mnogih zemljinah rezultati eksperimentov dokazujejo, da velikost in/ali lega ploskve plastičnega tečenja ni konstantna in je odvisna od napetostnega in deformacijskega stanja. Pri izotropnem utrjevanju se ploskev hkrati z večanjem plastičnih deformacij veča enakomerno na vse strani napetostnega prostora. Pri kinematičnem utrjevanju pa se velikost te ploskve ohranja, vendar se z večanjem plastičnih deformacij ploskev skladno premika po napetostnem prostoru. Ostale oblike utrjevanja so razne kombinacije teh dveh.

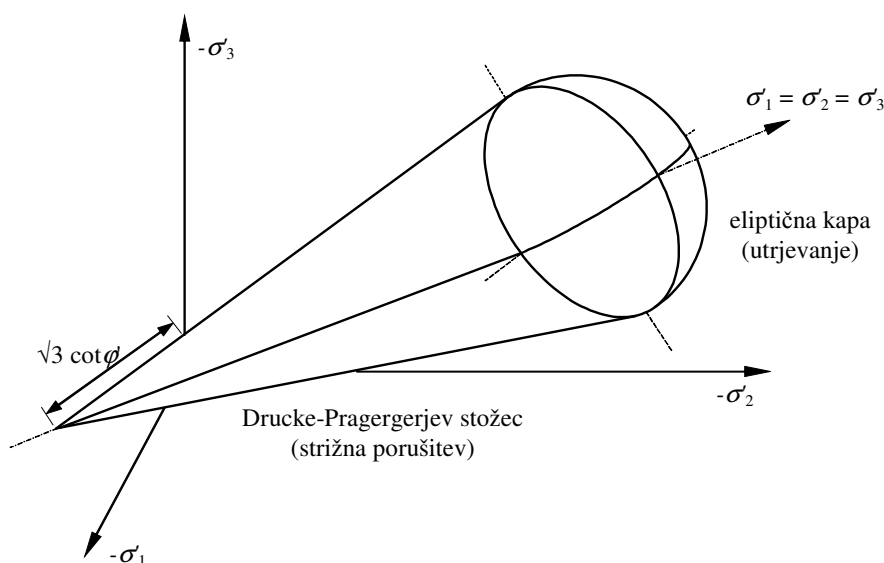
V različno programsko opremo, namenjeno izvajanju računskih analiz napetostno deformacijskih razmer v geotehniko je vgrajeno večje število različnih materialnih modelov. Te je mogoče izbirati skladno z lastnostmi naravnih in umetnih materialov tako, da se je





primeru analize deformacij v normalno konsolidiranih zemljinah pa je potrebna uporaba elastoplastičnih modelov, ki upoštevajo tudi utrjevanje zemljine.

S takšnimi modeli lahko zelo natančno napovedujemo deformacije, če le razpolagamo s kakovostnimi in dovolj številnimi laboratorijskimi in terenskimi preiskavami za določitev potrebnih parametrov. Zelo primerna za takšne analize je skupina Cap modelov in Cam-clay model. V literaturi se navaja še mnogo drugih različno zahtevnih modelov, od katerih pa se jih mnogo nanaša na različne zemljine s posebnimi lastnostmi.



*Prikaz ploskve plastičnega tečenja pri Cap modelih v prostoru glavnih napetosti, pri katerih je območje napetosti, v katerem se material obnaša elastično, dodatno omejen še z ploskvijo konveksne oblike v smeri hidrostatske osi. Sprva je elastično območje razmeroma majhno, a se med obremenitvijo, pri kateri pride do plastifikacije, poveča. (Povzeto po: Logar, 1998, str. 75)*

Za obravnavanje elastoplastičnega obnašanje materialov z utrjevanjem potrebujejo takšni modeli poleg dveh elastičnih deformacijskih modulov  $K$  in  $G$ , več trdnostnih parametrov ter ustrezne parametre, ki podajajo utrjevanje snovi.

Medtem ko je ustrezne parametre zemljine za potrebe preprostih elastoplastičnih modelov mogoče določiti na podlagi standardnih triosnih preiskav ali celo tudi na podlagi kombinacije edometriških in strižnih preiskav, pa je za zanesljivejšo določitev ustreznih parametrov zemljine za nekoliko zahtevnejše modele, ki upoštevajo tudi utrjevanje zemljine, potrebno izvesti serijo triosnih preiskav.

## 2.2 Načrtovanje vkopov

Za razliko od nasipov, pri katerih je nasipno telo kontrolirano grajeno in lahko delno vplivamo na njegove lastnosti, so vkopi objekti, ki so v celoti grajeni v pogojih, katere narekuje geološka zgradba tal.

Osnovni problem pri načrtovanju vkopov je zagotovitev trajne stabilnosti njegovih brežin. Pri izvedbi vkopa se v temeljnih tleh na območju vkopa spremenijo predvsem sledeče razmere, ki lahko močno vplivajo na stabilnost brežine vkopa:

- izrazito se spremeni geometrija terena, saj so projektirane brežine vkopa v primerjavi s prvotnim terenom znatno strmejše,
- v kolikor z vkopom posežemo v vodonosne sloje v tleh, se spremenita nivo in tok podtalnice,
- materiali na vkopnih brežinah se zaradi razbremenitve relaksirajo. Ob tem so materiali, ki so bili pred izkopom skriti globoko pod površjem, nenadoma izpostavljeni atmosferskim vplivom, kot so padavine, zmrzovanje in erozija, kar vse pospešuje preperevanje materiala in s tem spreminjanje njihovih lastnosti.

Poleg naštetega na stabilnost vkopnih brežin bistveno vplivajo še sledeči dejavniki:

- materialne lastnosti hribin in zemljin, ki so v grobem odvisne od načina nastanka, starosti, delovanje tektonike v geološki preteklosti, petrografskih in mineraloških značilnosti, stopnje preperelosti, vlažnosti, zrnavostne strukture, preteklih napetostnih stanj ipd, ter
- smer in vpad plasti oziroma razpok, njihova medsebojna oddaljenost, hrapavost stičnih površin, odprtost ter morebitna zapolnjenost z različnimi nanosi ipd.

Voda je najpogostejši vzrok za pojav nestabilnosti vkopnih brežin. Površinska voda povzroča erozijo, medtem ko lahko tok podtalnice močno vpliva tudi na stabilnost brežin vkopa.

Zlasti sprememba režima toka podtalnice in spreminjanje lastnosti materiala na novo nastalih brežinah vkopa pogojujeta slabšanje stabilnostnih razmer s časom. Vkopne brežine so takoj po izgradnji običajno stabilne, težave pa se običajno pojavijo kasneje. Zato je pri načrtovanju trajnih vkopov pomembno že od vsega začetka misliti na njegovo dolgoročno stabilnost.

## **2.2.1 Lastnosti tal, ki določajo stabilnost brežin vkopov**

### **2.2.1.1 Mehanske lastnosti materialov**

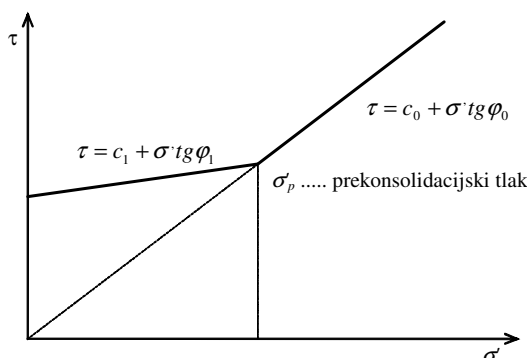
Pri načrtovanju vkopov je pomembno, da se čimbolj realno oceni spremembe, ki bodo kratkoročno in dolgoročno nastale v širši okolici izvedenega vkopa.

Za varno in ekonomično načrtovanje vkopov je potrebno čimbolj natančno določiti geološko sestavo in geotehnične lastnosti posameznih zemljin in hribin, ki nastopajo v tleh na širšem območju tal, v katerih je predvidena izvedba vkopa. Za načrtovanje so zlasti pomembni podatki o strižni trdnosti in prepustnosti zemljin in hribin. Za potrebe izvedbe zanesljivih stabilnostnih analiz pa je potrebno pridobiti tudi zanesljive podatke o specifičnih težah materialov, ki nastopajo v tleh.

Pri določevanju reprezentativnih vrednosti parametrov zemljin in hribin se je potrebno zavedati, da se lahko napetostno stanje in pogoji v temeljnih tleh po izvedbi vkopa bistveno spremenijo, kar pa lahko močno vpliva na geotehnične lastnosti zemljin in hribin, ki v tleh nastopajo. Zato je pomembno, da se določi čimbolj realne vrednosti parametrov, ki določajo

strižno trdnost in prepustnost zemljin in hribin glede na spremenjeno stanje v tleh, katero bo nastopilo v določenem času po izvedbi vkopa.

Zlasti pri globokih vkopih velja, da bodo vzorci iz velikih globin tipično izkazovali velike vrednosti kohezije na račun velikih tlakov, ki nastopajo na mestu odvzema vzorca, v kolikor jih preiskujemo v območju vertikalnih napetosti manjših od geoloških tlakov. Odnos med strižno trdnostjo in vertikalnimi napetostmi za tako prekonsolidirane zemljine je prikazan na sliki:



*Oblika strižnega zakona prekonsolidiranih zemljin po Hvorselvu (Povzeto po: Logar, Popovič, 1997, str. 10)*

Pri izvedbi geotehničnih preiskav je pomembno, da se čim prej določi vse sloje, ki lahko kritično vplivajo na stabilnost brežine vkopa. Obseg, kvaliteto in raspored preiskav za določitev parametrov strižne trdnosti takšnih slojev je potrebno prilagoditi tako, da je mogoče pridobiti zadostne in zanesljive podatke za izvedbo različnih analiz stabilnosti in obnašanja brežine vkopa. Potrebno je upoštevati, da je zaradi nezveznosti sestave in lastnosti temeljnih tal ali zaradi razlike med vertikalno in horizontalno napetostjo v tleh vrednost parametrov efektivne strižne trdnosti močno odvisna od smeri strižne obremenitve vzorca. Pri določitvi smeri le-te je tako pri preiskavi potrebno upoštevati tudi smer potencialne drsne ploskve glede na orientacijo odvzetega vzorca v tleh.

Strižna trdnost pri večini zemljin in kamenin narašča do svoje vrhunske vrednosti pri malih premikih in pade na rezidualno vrednost po nastopu velikih premikov. Pri izbiri ustreznih projektnih vrednosti parametrov strižne trdnosti je tako potrebno upoštevati predvidene oziroma še dopustne deformacije brežin vkopov. Za materiale v katerih se je v preteklosti plazenje že pojavilo je zato potrebno ugotoviti tudi rezidualno vrednost strižne trdnosti.

Materiale, ki so v prisotnosti vode podvrženi razpadanju, je potrebno preiskati tudi v pogojih, ko je vzorec izpostavljen dolgotrajni prisotnosti vode. Pojav razpadanja materiala zaradi prisotnosti vode je običajno še posebej problematičen ob sočasni razbremenitvi materiala.

### Nevezljive zemljine

V suhih nevezljivih zemljinah je naklon stabilne brežine vkopa odvisen le od efektivnega kota notranjega trenja in ni odvisen od višine brežine. Porušitev brežine v takšnih primerih običajno nastopi v obliki plitvih drsin, ki potekajo pretežno vzporedno s površjem vkopa.

Kadar je v zaledju brežin takšnega vkopa prisotna podtalnica, pa je stabilen naklon brežine odvisen tudi od vrednosti pornih tlakov podtalnice v zaledju brežine.

Zaradi relativno visoke prepustnosti takšnih zemljin nastopijo spremembe napetostnega stanja v tleh takoj po izkopu in ni večjih nevarnosti za kasnejše prerazporeditve napetostnega stanja in posledično ogrožanja splošne stabilnosti brežine vkopa. V računskih analizah stabilnosti vkopnih brežin je tako zato mogoče uporabljati vrednosti parametrov strižne trdnosti zemljin, ki odgovarjajo napetostnemu stanju v tleh pred izvedbo predvidenega vkopa.

### Vezljive zemljine

Stabilnost vkopnih brežin v vezljivih zemljinah je odvisna tako od višine vkopne brežine, kot tudi od strižne trdnosti zemljine. Globji kot je vkop, položnejša brežina je potrebna za zagotovitev ustrezne stabilnosti. Pri globokih vkopih v takšnem materialu lahko igra pomembno vlogo tudi geološka zgodovina tal. Pri vezljivih zemljinah je potrebno posebno pozornost posvetiti pojavu razpok, stikov ali drugih nezveznosti v zemljini.

Razpoke in mejne ploskve med posameznimi sloji namreč predstavljajo šibke površine v večji masi zemljine. Po izkopu se lahko takšne razpoke in stiki zaradi zmanjšanja pritiska odpirajo. Na površini brežine vkopa se odpiranje razpok in stikov še nadaljuje zaradi sezonskega izsuševanja in krčenja zemljine. Odprte razpoke predstavljajo odprte kanale, ki omogočajo precejanje vode s površja v tla, kar ima za posledico nastanek hidrostatskega pritiska v zaledju vkopne brežine. Kadar je površina razpok in stikov med posameznimi sloji gladka in njihova strižna trdnost občutno nižja kot pri intaktnem materialu, se v prekonsolidirani zemljini lahko pojavijo značilni zdrsi lusk in blokov vzdolž preperle in razmočene drsne ploskve ter v končni fazi plazenje v obliki naplavin, ko se drseča zemljina pomeša s površinsko in talno vodo.

Nekatere vrste normalno konsolidiranih glin so lahko občutljive na stresanje, kar je posledica nestabilne strukture, nastale zaradi izluženja mineralov pri precejanju vode ali drugih pojavov preperevanja. V takšnih primerih lahko porušitev brežine nastane zaradi vibracij, ki so posledica potresa, miniranja, zabijanju kolov ipd.

### Hribine

Pri vkopih v hribinah je stabilnost brežin odvisna od oblike in strižne trdnosti različnih pojavov nezveznosti v hribini, kot so sloji, stiki, razpoke ali poškodovane cone v hribini in ne od trdnosti intaktne hribine. Pri tem igra pomembno vlogo strižna trdnost takšnih stikov in razpok. Razpoke v hribini nastanejo zaradi tektonskih premikov, delovanja ledenikov ali zaradi preperevanja. Lahko so odprte ali pa so zapolnjene s produkti preperevanja hribine oziroma z delci zemljine, izpranimi iz višje ležečih slojev. Takšne razpoke tvorijo ploskve manjše trdnosti, ki so lahko vzrok za porušitev v številnih različnih oblikah. Razpoke v hribinah prav tako omogočajo prodiranje vode s površja brežine vkopa v tla.

Strižna trdnost različnih nezveznosti v hribini je odvisna od hrapavosti in neravnosti obeh mejnih ploskev, razpok ali drugačnih nezveznosti, razdalje med njima ter kohezije in strižne trdnosti polnilnega materiala, v kolikor so razpoke zapolnjene. Poškodovane cone lahko v celoti vsebujejo material z izraženo slabo strižno odpornostjo. Vrednost parametrov strižne trdnosti takšnih stikov in razpok je mogoče določiti na osnovi rezultatov direktnega strižnega preizkusa vzorca hribine, orientiranega tako, da strig poteka vzdolž stika ali razpoke, ki se

nahaja v vzorcu. Preiskave je potrebno izvesti v laboratoriju, kjer je mogoče simulirati spremembe napetostnega stanja, ki nastopajo v hribini po izvedbi izkopa. V primeru, da, ustreznih laboratorijskih preiskav ni mogoče izvesti, je možno upoštevati v literaturi objavljene običajne vrednosti strižnih trdnosti različnih stikov hribin.

Kadar je hribina mehka ali porozna, lahko vpliv vode, sonca in zmrzovanja povzroči razpadanje intaktne ali razpokane hribine.

Mehke, močno preperete hribine lahko izražajo geomehanske lastnosti nekje med zemljino in hribino. V primeru dvoma je potrebno izvesti ločene analize stabilnosti brežin ob predpostavkah, da se material obnaša kot hribina ali kot zemljina.

Najbolj neugodni pogoji za zagotovitev ustrezne stabilnosti brežin lahko nastopajo pri izvajanju vkopov v različnih pobočnih gruščih. Takšen material se lahko obnaša kot nevezljiva ali kot vezljiva zemljina, kar je odvisno od deleža in konsistence finih zrn preperete hribine ali zemljine, ki predstavlja vezivo. Pogosto namreč površinska voda izpere zrna vezljive zemljine iz zgornjih slojev grušča v dno gruščnate plasti. V kolikor je podlaga pod gruščnatimi nanosi slabše prepustna, lahko na dnu takšnega sloja nastopa tanjša plast grušča, ki ima pore med zrna grušča v celoti zapolnjene s slabo prepustno glineno zemljino. Takšna plast grušča lahko izraža bistveno slabšo strižno trdnost, kot sloj grušča nad njo. Strižni trdnosti takšnega sloja in njegovega stika s podlago je potrebno posvetiti še posebno pozornost, v kolikor se nad takšnim slojem ali pod njim pojavlja podtalnica. V takšnih primerih je potrebno proučiti tudi možnost občasnega nastopa arteških pornih tlakov.

Najbolj zanesljive podatke o stabilnosti pobočnih gruščev je mogoče pridobiti na podlagi preizkusnih izkopov. V pobočnih gruščih mlajšega nastanka izkopa pogosto ni mogoče izvajati v večjem naklonu kot znaša naravni naklon pobočja slabo vezljivega materiala.

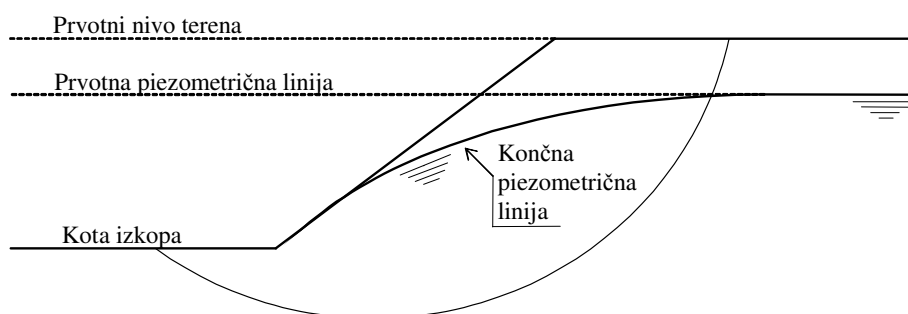
#### 2.2.1.2 Hidrogeološki pogoji

Tok površinske vode preko vkopne brežine lahko povzroči erozijo nevezljivih ali delno vezljivih zemljin. Površinska erozija zemljin se običajno koncentrira v kanale, ki se lahko poglobljajo toliko časa, da v končni fazi nastane jarek vzdolž brežine. Vezljive zemljine so manj občutljive na erozijo. Izjemo predstavljajo močno razpokane gline, kjer lahko voda raztaplja zemljino tako, da nastane tok v obliki naplavin. Tok površinskih voda preko brežine vkopov v hribinah lahko povzroči močno erozijo le, v kolikor je hribina močno razpokana ali je v obliki grušča.

Precejanje podtalnice v zaledju brežine vkopa ima lahko zelo močan vpliv na stabilnost brežin vkopa. Pri tem ni pomembno, ali tok podtalnice nastopa zaradi precejanja iz višjega nivoja podtalnice v zaledju brežine, ali pa tok podtalnice nastopa zaradi precejanja površinske vode, ki vstopa skozi razpoke na brežini vkopa ali v njenem zaledju. Pri analizah možnih vplivov toka podtalnice na stabilnost brežine vkopa je potrebno proučiti različne možne nivoje in režime precejanja podtalnice.

Posebno pozornost je potrebno posvetiti možnim spremembam pornih tlakov, ki nastopajo v zaledju brežine vkopa v odvisnosti od časa. Pred izvedbo izkopa porni tlaki v tleh odgovarjajo naravnem stanju podtalnice. Pri izvajanju izkopa pričnejo piezometrični nivoji v tleh progresivno padati s hitrostjo, ki je odvisna od hitrosti izkopavanja in od prepustnosti zemljine. Pri tem igrajo posebno vlogo morebitni neprepustni sloji, ki lahko preprečijo

vertikalno dreniranje. Na koncu porni tlaki dosežejo novo ravnotežno stanje, ki odgovarja novim stabilnim pogojem precejanja. Seveda je tudi novo stanje podvrženo nihanju glede na spreminjanje vremenskih in hidroloških pogojev v okolici vkopa. V kolikor so porni tlaki in precejne sile v zaledju brežine vkopa tako veliki, da lahko ogrozijo stabilnost brežine, je potrebno proučiti možnost ublažitve vkopa ali vgradnje ustreznega drenažnega sistema, s katerim bi znižali nivo vode in zmanjšali precejne pritiske.



*Primer vpliva vkopa na nivo in režim podtalnice (Povzeto po: BS 6031, 1981, str. 66)*

Pri načrtovanju vkopov v hribini je pogosto nemogoče predvideti dejanske nivoje podtalnice, ki se pretaka skozi razpokano kamenino. Podtalnica se namreč pretaka skozi odprte kanale, ki sledijo razpokam in drugim nezveznostim v hribini. Vpliv različnih nivojev podtalnice na stabilnost vkopne brežine je mogoče oceniti le na podlagi študije idealiziranih modelov, ki odgovarjajo različnim vzorcem precejanja. Posebno pozornost je potrebno posvetiti vplivu razbremenitve na stike in razpoke, ki se lahko odprejo, kar pa ima lahko za posledico spremembo vzorca precejanja podtalnice.

Hidrogeološke razmere v tleh so zelo odvisne od zgradbe tal. Za njihovo določitev včasih zadostujejo že podatki o izmerjenem nivoju podtalnice takoj po vrtanju, vendar so ti podatki lahko tudi močno zavajajoči. Če v tleh nastopa več nepovezanih horizontov podtalnice, jih s takšnim sondiranjem ni mogoče zaznati ali ločiti. Kadar na podlagi predhodnih preiskav ugotovimo, da lahko režim podtalnice odločilno vpliva na stabilnost vkopnih brežin je potrebno vgraditi ustrezne piezometre in opazovati gibanje piezometrične višine skozi daljše obdobje. Kadar se v tleh pojavlja več ločenih vodonosnih slojev, je v vsakega posebej potrebno vgraditi ločeni piezometer. Vsak piezometer je potrebno zatesniti tako, da se prepreči pretakanje vode med posameznimi vodonosnimi sloji. V kolikor v tleh nastopajo slabo prepustni materiali, je potrebno precej časa, da se v piezometrični cevi dvigne nivo vode do višine, ki podaja pravo informacijo o pornem tlaku v tleh. Če je dvig pornega tlaka le kratkotrajen, je le težko določiti dejansko doseženo najvišjo vrednost. V takšnih primerih je potrebno vgraditi piezometre takšne konstrukcije, ki omogočajo neposredno merjene tlakov podtalnice. Prav tako je potrebno razmisliti o uporabi avtomatskega beleženja izmerjenih vrednosti tlakov ali nivojev podtalnice.

Pri določevanju hidroloških pogojev v tleh lahko igra pomembno vlogo vodoprepustnost materiala. Vodoprepustnost temeljnih tal je zaradi vpliva različnih pojavov nezveznosti mogoče najbolj zanesljivo določiti na podlagi nalivalnega ali črpalnega testa, izvedenega na terenu. Pri preiskavah prepustnosti zemljin je potrebno upoštevati tudi različne časovne

vplive, ki lahko močno vplivajo na propustnost zemljin. Vpliv sprememb napetostnega stanja na prepustnost zemljine je mogoče proučevati le na podlagi laboratorijskih preiskav.

## 2.2.2 Projektni cilji pri načrtovanju vkopov

Osnovni cilj pri načrtovanju vkopov je zagotovitev trajne stabilnosti vkopa. Pri tem pa je vedno potrebno ustrezno upoštevati tudi sledeče dejavnike:

- vpliv vkopa na bližnjo okolico, kot so stabilnost bližnjih pobočij, posledice sprememb režima podtalnice na posedke objektov in kvaliteto obdelovalne zemlje ipd.,
- možnost in predvideni obseg vzdrževanja vkopnih brežin,
- vplive vetrov, vključno s snežnimi zameti in peščenimi nanosi,
- različne pojavi erozije,
- izgled vkopa in njegovo vključevanje v okolico ter
- ekonomičnost gradnje.

### 2.2.2.1 Zagotovitev stabilnosti

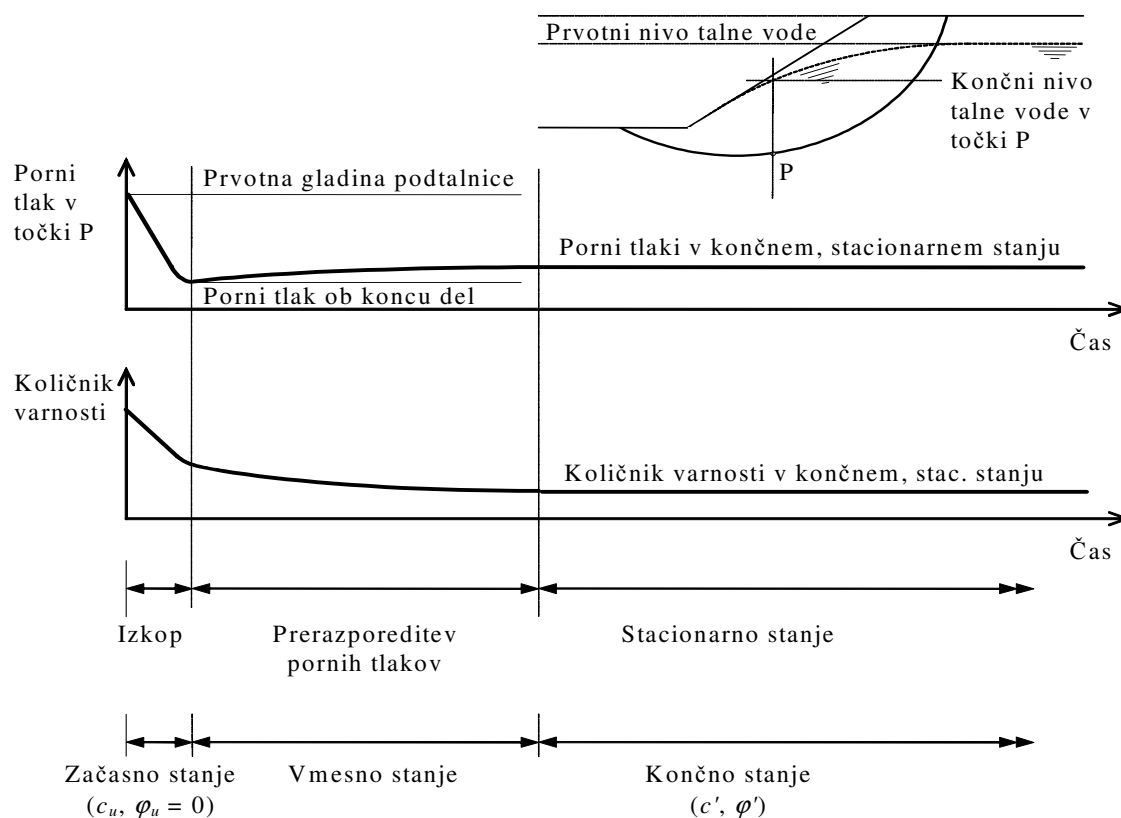
Vkopi so lahko trajnega ali začasnega značaja. Začasne vkope je v splošnem mogoče predvideti v strmejših nagibih, ker neugodni časovni vplivi v kratkem času običajno še nimajo večjega učinka. Pogosto tako lahkočasne vkopne brežine dimenzioniramo z upoštevanjem nedrenirane strižne trdnosti. Na vsak način pa je v takšnih primerih potrebno proučiti vse možne učinke, ki se v času odprtega začasnega vkopa lahko pojavijo kot posledica razbremenitve zaradi izkopa.

Pri analizah srednjeročne in dolgoročne stabilnosti pa je vsekakor potrebno uporabljati ustrezne parametre trajne drenirane strižne trdnosti zemljine ali hribibne. Pri določevanju vrednosti parametrov strižne trdnosti je tako potrebno upoštevati razmere, ki odgovarjajo novemu stanju, ki se v daljšem času po izvedbi vkopa vzpostavi v tleh. Vrednost parametrov strižne trdnosti namreč ni odvisna le od velikosti delcev in mineraloške sestave določene zemljine ali hribine, ampak je poleg tega odvisna tudi od napetostnih in drugih pogojev, ki vladajo v zemljini pri izvedbi strižnega preizkusa tako na terenu kot tudi v laboratoriju.

Pri izvedbi vkopa se skupaj z izkopanim materialom v celoti ali deloma odstrani tudi mirni zemeljski pritisk, ki je pred tem deloval na površino vkopne brežine in dno vkopa. Zaradi tega posledično nastopi zmanjšanje totalnih napetosti, ki ga spremlja ustrezno zmanjšanje pornih tlakov in sprememba strižne napetosti v nastali brežini vkopa. Posledica tega je v splošnem začasni porast stabilnosti brežine izvedenega vkopa. Zaradi precejšnje porne vode iz območja z večjim piezometričnim tlakom globlje v zaledju vkopne brežine, kjer ni več zaznati nobenega vpliva izkopa na razmere in napetostno stanje v tleh, tako reducirani porni tlaki s časom narastejo v novo ravnovesno stanje. Ponovni porast pornih tlakov z začasno znižanega nivoja v tleh na območju za brežino vkopa ima za posledico nabrekanje in mehčanje zemljine ter posledično znižanje njene strižne trdnosti. Stabilnost brežine vkopa tako še naprej pada, dokler porni tlaki v tleh na območju za brežino vkopa ter pod dnom vkopa ne dosežejo



novega ravnotežnega stanja. Tako nastopijo najbolj kritične razmere za stabilnost vkopne brežine šele po preteku daljšega časovnega obdobja, ko je doseženo novo ravnovesno stanje v zaledju vkopne brežine. V primeru močno prepustne zemljine se porni tlaki hitro prerazporedijo v novo ravnovesno stanje in so stabilnostni pogoji, ki odgovarjajo temu ravnovesnemu stanju, hitro doseženi. V primeru zemljin s slabo prepustnostjo pa takšen proces lahko traja tudi več mesecev, let ali celo desetletja.



*Prikaz spreminjanja pornih tlakov in varnosti vkopne brežine v odvisnosti od časa (Povzeto po: BS 6031, 1981, str. 66)*

Glavni faktor, ki pri izvedbi vkopa določa stopnjo sprememb pornih tlakov in posledično stabilnost brežine vkopa, je količnik nabrekanja zemljin.

Podobne razmisleke je mogoče uporabiti pri analizah stabilnosti brežin vkopov v hribinah, pri katerih prihaja do odpiranja stikov in razpok zaradi zmanjšanja pritiskov pri izvedbi izkopa. Vpliv pornih tlakov podtalnice, ki nastopa v stikih, poškodovanih conah in drugih nezveznostih v hribinah na srednjeročno stabilnost vkopne brežine, je lahko podoben kot pri zemljinah. Čas, potreben za vzpostavitev novega ravnovesnega stanja in ustreznih stabilnostnih razmer, je odvisen od prepustnosti sistema razpok in drugih nezveznosti v hribini, oziroma od prepustnosti materiala, ki takšne razpoke zapolnjuje.

Pri prekonsolidiranih zemljinah je v splošnem pomembno razlikovati med prvimi zdrsi in zdrsi na mestih, kjer se je v preteklosti drsenje že pojavilo. Za prve zdrse je namreč značilna

krhkost s spremljajočo možnostjo progresivne porušitve in včasih hitrega razvoja zdrsa, medtem ko so v drugem primeru takšni problemi manjši ali pa jih celo ni. Vsekakor pa je na mestih, kjer se je večje ali manjše drsenje v preteklosti že pojavilo, potrebno v stabilnostnih analizah upoštevati strižno trdnost zemljin in hribin v pregnetenem stanju.

Poleg generalne stabilnosti glede na različne oblike porušitve je pri oblikovanju brežin vkopov potrebno upoštevati tudi možnost lokalnih zdrsov ali zrušitev, ki se lahko pojavijo na brežini. Lokalni zdrsi ali porušitve se lahko pojavijo zaradi prisotnosti naključnih žepov šibkejše nestabilne ali vodonosne zemljine ali zaradi tankih slojev mehke razpokane hribine. V večini primerov je lokalne nestabilnosti mogoče ustrezno sanirati, ko se le te pojavijo. Splošna ublažitev vkopne brežine zaradi pojava takšnih lokalnih nestabilnih mest je le redko upravičena.

#### 2.2.2.2 Zagotovitev trajnosti

Poleg zapoznelega vpliva razbremenitve na prilagoditev pornih tlakov novim napetostnim razmeram v tleh lahko na trajno stabilnost izvedenih vkopnih brežin vplivajo tudi spremembe hidroloških razmer in/ali parametrov strižne trdnosti zemljin, ki nastopajo v zaledju vkopnih brežin. Takšne spremembe so v veliki večini posledica:

- različnih naknadnih del ali ukrepov izvedenih, v širšem zaledju vkopnih brežin, ki imajo za posledico spremembo toka in režima površinskih voda kot tudi podtalnice,
- poškodb ali zamašitve različnih izvedenih sistemov za zajem in odvod površinskih voda v zaledju ali na območju brežine vkopa,
- zmanjšanja prepustnosti ali celo zamašitve različnih v brežino vkopa ali v njeno zaledje vgrajenih drenažnih sistemov za odvod površinskih voda ali podtalnice.

Poleg tega lahko na trajnost izvedenih vkopnih brežin močno vplivajo tudi različni vremenski pojavi kot so dež, sonce in veter. Le ti lahko povzročijo bolj ali manj močno preperevanje in razpadanje zemljine ali hribine v določeni debelini na površju vkopne brežine. Posledica takšnega delovanja je zmanjšanje trdnosti in odpornosti zemljine ali hribine na površju brežine ter nastanek različnih erozijskih pojavov ali celo nastanek plitvih drsin v brežini vkopa. Pri vkopih v vezljivih zemljinah ali mehkih hribinah lahko zaradi izsuševanja in krčenja nastanejo razpoke, po katerih nato padavinska voda vstopa v tla in jih razmaka.

Da bi zagotovili trajno varnost zgrajenega vkopa, je potrebno že v fazi načrtovanja skrbno proučiti možnost nastopa različnih sprememb, ki lahko nastanejo šele v določenem času po izvedbi vkopa ter njihov vpliv pri načrtovanju vkopov ustrezno upoštevati. Prav tako je že v okviru načrtovanja vkopov potrebno predvideti tudi ustrezne ukrepe za ureditve in trajno zaščito brežin.

### 2.3 Načrtovanje nasipov

Stabilnost nasipov ni odvisna le od kvalitete in lastnosti materiala, iz katerega so nasipi zgrajeni, ampak je močno odvisna tudi od nosilnosti in stisljivosti temeljnih tal. Materiali, metode in tehnični ukrepi, ki jih uporabljamo pri gradnji posameznega nasipa, so tako odvisni

od projektnih zahtev, ki jih mora predvideni nasip izpolniti, ter od lastnosti temeljnih tal. V splošnem je pri načrtovanju nasipov potrebno zagotoviti primerno trajno varnost proti poružitvi nasipa in temeljnih tal pod njim ter zagotoviti, da deformacije nasipa in temeljnih tal ne presežejo vrednosti, ki še zagotavljajo ustrezno funkcionalnost vozišča, objektov ter komunalnih vodov na nasipu. Na oblikovanje prečnega prereza nasipa ter vrsto uporabljenih ukrepov za zagotovitev stabilnosti nasipa in temeljnih tal v splošnem vlivajo predvsem sledeči parametri:

- potrebna širina krone in višina nasipa,
- vrsta obtežbe in njena maksimalna vrednost,
- sestava in lastnosti temeljnih tal vključno s hidrogeološkimi razmerami,
- razpoložljivi prostor za izvedbo nasipa, ki je lahko omejen s sosednjimi objekti ali z mejo izvedenega odkupa zemljišč,
- razpoložljivi čas gradnje nasipa,
- vrsta in lastnosti materiala, ki je na razpolago za gradnjo nasipa ter
- različni posebni pogoji, kot so naprimer možnost poplavljanja, zahteva po izgradnji protihrupnih nasipov ali druge okoljevarstvene zahteve ipd.

Včasih je ob peti nasipa potrebno predvideti še dovolj prostora za ustrezno ureditev odvodnje, prestavitve različnih komunalnih vodov ali naprav, izdelavo dostopnih poti za vzdrževanje ipd.

### **2.3.1 Lastnosti, ki določajo izvedbo nasipov**

#### **2.3.1.1 Lastnosti temeljnih tal**

V okviru načrtovanja nasipa je potrebno čim bolj realno oceniti sposobnost temeljnih tal, da prenesejo dodatno obtežbo nasipa brez poružitve ali prekomernih premikov in deformacij temeljnih tal. Za varno in ekonomično načrtovanje nasipov je potrebno čim bolj natančno določiti geološko sestavo tal in geotehnične lastnosti posameznih slojev zemljin in hribin, ki nastopajo v temeljnih tleh. Za načrtovanje so zlasti pomembni podatki o deformacijskih lastnostih, vodoprepustnosti in strižni trdnosti zemljin in hribin. V primeru gradnje na slabo nosilnih z vodo pretežno zasičenih temeljnih tleh je pomemben tudi podatek o nedrenirani strižni trdnosti zemljine. Zaradi zanesljivosti stabilnostnih analiz je potrebno pridobiti tudi zanesljive podatke o specifičnih težah materialov, ki nastopajo v temeljnih tleh.

Za potrebe računskih analiz stabilnosti in predvidenih deformacij pri različnih pogojih v temeljnih tleh je pomembno, da se določi deformacijske lastnosti, strižno trdnost in prepustnost nevezljivih zemljin, ki odgovarjajo napetostnemu stanju v temeljnih tleh pred gradnjo kot tudi spremenjenemu napetostnemu stanju v temeljnih tleh po izgradnji nasipa.

Pri temeljenju nasipov na stisljivih slabo prepustnih tleh je pomembno, da se čim natančneje in čim bolj realno določi dejanske drenažne pogoje v temeljnih tleh. Pomembno je, da se pri določevanju prepustnosti zajame čim večji volumen temeljnih tal. Na podlagi preiskav je potrebno določiti vse boljše prepustne sloje zemljin v sicer slabo prepustnih temeljnih tleh. Za

vse takšne, tudi zelo tanke sloje je potrebno določiti njihovo prepustnost in možnost odvajanja presežnih količin vode. Prav tako je potrebno določiti prepustnost in drenažno sposobnost trdnejše podlage v temeljnih tleh. V kolikor so sicer dobro prepustni sloji ujeti v manj prepustnih plasteh, kljub dobri prepustnosti le ti presežne vode ne morejo odvajati. Takšne sloje moramo v analizah konsolidacije upoštevati kot neprepustne.

V primeru temeljenja nasipov na pobočju je potrebno že v fazi preiskav ugotoviti vse sloje zemljin z nižjo strižno trdnostjo, ki bi lahko vplivali na stabilnost predvidenega nasipa. Za vse takšne sloje zemljin je potrebno podati čim bolj zanesljive vrednosti strižnih trdnosti. Prav tako je pomembno, da se v takšnih primerih ugotovi vse nivoje podtalnice pri različnih vremenskih in hidroloških pogojih v širši okolici. Pri tem potrebno ugotoviti običajne, kot tudi najvišje možne nivoje podtalnice ter ugotoviti odvisnost režima podtalnice od hidroloških pogojev v njenem zaledju. V kolikor se je na pobočju predvidenem za temeljenje nasipa že pojavilo plazenje, je potrebno ugotoviti vzroke in mehanizem plazenja.

Za načrtovanje nasipov na hribinski podlagi v pobočjih je potrebno ugotoviti predvsem smer sistema razpok in stikov med posameznimi plastmi ali bloki hribine ter strižno trdnost stičnih površin oziroma polnilnega materiala, v kolikor se le ta nahaja v takšnih stikih oziroma razpokah.

V nadaljevanju so podane osnovne lastnosti in primernost različnih temeljnih tal za temeljenje nasipov.

### Hribine

V kolikor se nasip gradi na hribinski podlagi v temeljnih tleh, v splošnem ni pričakovati težav v zvezi s trdnostjo in deformabilnostjo temeljnih tal.

### Zrnate nevezljive zemljine

Zrnate zemljine bo dodatni obtežbi pri gradnji nasipov zaradi sorazmerno velike prepustnosti ne dopuščajo razvoja pornih tlakov. Pod težo nasipa se takšna temeljna tla zgoščujejo, njihova strižna trdnost pa se s tem povečuje. Posedki takšnih zemljin zaradi obtežbe z nasipom so v splošnem sorazmerno mali in se izvedejo sproti z napredovanjem gradnje. V temeljnih tleh iz zrnatih nevezljivih zemljin je porušitev temeljnih tal zaradi obtežbe širokih konstrukcij, kot so nasipi, le malo verjetna. Težave lahko nastopijo le pri temeljenju na zasičenih drobno zrnatih peskih, ki se v tleh nahajajo v rahlo zgoščenem stanju. V takšnih primerih lahko nastopi hitra porušitev temeljnih tal v obliki likvefakcije, predvsem zaradi delovanja vibracij, ki jih lahko povzroča gradbiščni promet, težki vibracijski valjarji, zabijanje kolov ipd.

### Gline zemljine

Glinene zemljine so praviloma slabo prepustne, zato se v njih pod dodatno obtežbo razvijejo presežni porni tlaki. Višina teh, glede na nastale dodatne napetosti v temeljnih tleh, je odvisna od prepustnosti takšne zemljine in stopnje njene zasičenosti. Takoj po obtežbi se zato glinene zemljine obnašajo kot v nedreniranem stanju. V času gradnje se v takšnih tleh izvedejo v glavnem le posedki zaradi distorzijskih deformacij zemljin. Praktično celotni delež posedkov zaradi konsolidacije temeljnih tal pa se izvede v določenem času po izvedbi nasipa, ko nastali presežni porni tlaki vode upadejo. Trdnostne in deformacijske lastnosti glinenih zemljin so močno odvisne od vlažnosti zemljine. Na lastnosti in obnašanje temeljnih tal poleg tega lahko močno vpliva tudi struktura materiala ter različni pojavi, kot so slojevitost, stiki, razpoke ipd.,

ki so odvisni od geološke zgodovine tal.

### Meljaste zemljine

Melji izkazujejo lastnosti med lastnostmi glin in peskov. Zanje je značilna velika občutljivost njihove trdnosti in deformacijskih lastnosti na različne poškodbe ali spremembe napetostnega stanja. Stisljivost meljev je lahko zelo velika, vendar se posedki zaradi sorazmerno dobre prepustnosti pogosto izvedejo v roku nekaj mesecev.

### Zemljine organskega izvora oziroma šota

Zemljine organskega izvora lahko nastopajo v različnih oblikah, od šotne glinice do vlaknaste šote. Ne glede na obliko so te za temeljenje nasipov neprimerne. Ker je močno stisljiva, jo je iz temeljnih tal nasipa potrebno odstraniti, v kolikor se pojavlja v slojih večjih debelin. Kjer je odstranitev takšnega sloja neizvedljiva, je potrebno pospešiti posedanje tal z izvedbo preobremenitve ali bolje predvideti premostitveno konstrukcijo temeljeno, v ustrezno nosilno podlago.

### Razni industrijski in komunalni odpadki

Za temeljenje nasipov so v splošnem primerni naslednji industrijski odpadki: sežgani ali nesežgani odpadki pri rudarjenju, različne vrste žindre iz kovinopredelovalne industrije, odpadki iz kamnolomov in kamnoseštva, elektrofiltrski pepeli toplarn in termoelektrarn, različni odpadni produkti iz kemične in predelovalne industrije ipd. Neobdelani komunalni odpadki v splošnem niso primerni za temeljenje nasipov. V okviru analize možnosti temeljenja nasipov na različnih deponijah odpadkov je potrebno posebno pozornost posvetiti vprašanju kemične stabilnosti odpadkov, enakomernosti v sestavi in njihovi zgoščenosti. V preiskave o lastnostih deponiranih odpadkov je potrebno poleg preiskav geomehanskih lastnosti vključiti tudi preiskave vsebnosti sulfatov ter preiskave njihove toksičnosti.

#### 2.3.1.2 Lastnosti in primernost materialov za gradnjo nasipov

Osnovne lastnosti, ki določajo primernost posameznega materiala za gradnjo nasipov so njihova trdnost, togost in vodoprepustnost. Poleg teh je v splošnem potrebno upoštevati še druge kriterije:

- ustreznost granulometrijske sestave,
- odpornost proti drobljenju,
- plastičnost materiala,
- količina organskih primesi,
- kemična aktivnost,
- nevarnost onesnaženja okolja,
- občutljivost materiala na volumske spremembe (nabrekanje),
- občutljivost na povečanje vlažnosti,
- občutljivost na zmrzovanje,

- občutljivost na likvefakcijo ter
- možnost vezanja oziroma cementacije materiala po vgraditvi.

Poleg tega je pri izbiri primerne materiala za gradnjo nasipov potrebno upoštevati tudi vpliv sprememb, ki nastanejo med izkopom, transportom in vgrajevanjem materiala.

Pogosto je primernost nekega materiala za gradnjo nasipa odvisna tudi od deformabilnosti temeljnih tal. V kolikor so namreč temeljna tla močno deformabilna in obstoji možnost nastanka velikih diferencialnih posedkov, relativno tog nasip ni sposoben slediti deformacijam in lahko počí. Zlasti v vezljivih materialih takšen pojav lahko močno ogrozi stabilnost nasipa.

Primernost in vgradljivost posameznih materialov je potrebno dokazati na podlagi ustreznih laboratorijskih in terenskih preiskav ter na podlagi ustrezno instrumentiranih preizkusnih polj. Od kvalitete in lastnosti nasipnega materiala je namreč močno odvisna zasnova in oblika nasipa, obenem pa tudi postopki priprave temeljnih tal, tehnologija gradnje in način zgoščevanja nasipa.

V grobem lahko materiale glede na primernosti za gradnjo nasipov razdelimo v štiri glavne skupine:

*a) zelo primerni materiali*

V to skupino spadajo materiali, pri katerih je mogoče dosežati visoko stopnjo zgoščenosti in visoko strižno trdnost, ki je neodvisna od vlažnosti materiala. Sem spadajo predvsem neobčutljivi kamniti materiali, prodi, gramozi in grobi ter srednje grobi peski brez glinenih primesi.

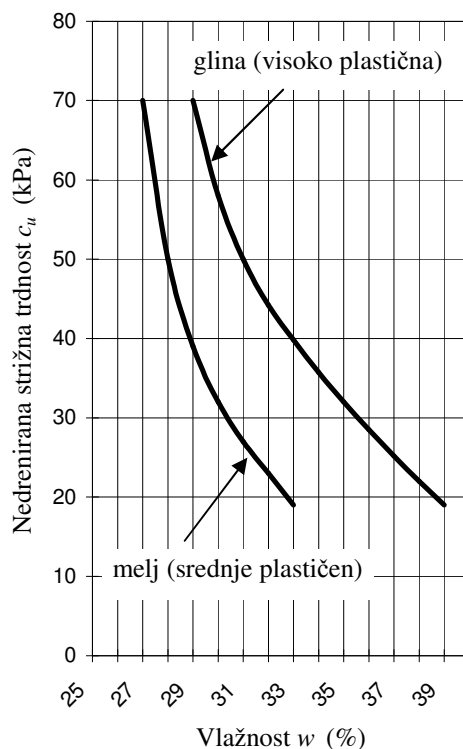
*b) materiali, ki so primerni v določenih okoličinah*

V to skupino uvrščamo materiale, kot so zameljeni peski, peščeni melji, meljne glin ali zdobljene občutljive hribine. Za takšne materiale je značilno zmanjšanje strižne trdnosti pri povečanju vlažnosti nad optimalno vlažnost, ob kateri je pri določeni energiji zgoščevanja mogoče doseči maksimalno suho prostorninsko težo. Pri takšnih materialih je na podlagi laboratorijskih preiskav potrebno določiti odnos med deležem vlage, zgoščenostjo in nedrenirano strižno trdnostjo.

Ustreznost takšnih materialov je mogoče doseči predvsem z izbiro ustrezne geometrije nasipov in priprave temeljnih tal, z izbiro ustreznega načina vgrajevanja in zgoščevanja ter z ustreznimi ukrepi odvodnjevanja ter površinske zaščite nasipa.

*c) materiali primerni ob uporabi posebnih metod*

V to skupino spadajo materiali, ki so primerni za gradnjo nasipov le ob uporabi ustreznih tehnoloških postopkov. Sem spadajo predvsem visoko plastične vezljive zemljine in preperine hribin ter tektonsko pregnetene hribine nizke tlačne trdnosti. Poleg ustreznih gradbeno tehničnih ukrepov je primernost takšnih materialov za vgradnjo mogoče zagotavljati tudi s kemično stabilizacijo z dodatki cementa, apna ali drugih materialov. Včasih je potrebno predvideti vgradnjo vmesnih slojev višje trdnosti in/ali ustrezne drenažne sloje.



*Primer padca nedrenirane strižne trdnosti karakterističnih glinenih in meljnih zemljin zgoščevanih v Proctorjevem aparatu pri povečani vlažnosti (Povzeto po: Pulko, 1997, str. 16)*

*d) materiali, ki niso primerni za gradnjo nasipov*

Materiali, ki pod kakršnimi koli okoliščinami niso primerni za izdelavo nasipov so predvsem:

- organske zemljine kot je šota,
- komunalni odpadki,
- različni industrijski odpadki, ki vsebujejo topljive komponente, katere lahko onesnažijo podtalnico,
- materiali, ki vsebujejo komponente, katere lahko škodljivo vplivajo na različne elemente konstrukcije ter
- materiali, kateri vsebujejo substance, ki se lahko raztopijo, razkrojijo, precejajo ali nabrekajo v prisotnosti vlage.

### 2.3.2 Projektni cilji pri načrtovanju nasipov

Načrtovanje varnih in trajnih ter obenem ekonomičnih nasipov je mogoče le ob natančnem poznavanju vseh pogojev, v katerih se posamezen nasip izvaja. Kvaliteten projekt nasipa mora podati vse potrebne ukrepe za zagotovitev varnosti, funkcionalnosti in trajnosti nasipa.

Da bi zadovoljili vse navedene zahteve, je pri projektiranju nasipov v splošnem potrebno zagotoviti sledeče cilje:

- ustrezno stabilnost nasipnega telesa
- ustrezno stabilnost temeljnih tal, oziroma preprečiti prekoračitev nosilnosti temeljnih tal,
- sprejemljive deformacije oziroma posedke nasipa in njihov časovni razvoj tako, da ne povzročajo poškodb na voziščnih konstrukcijah, komunalnih vodih ali objektih ter ne zmanjšujejo vozno tehničnih lastnosti,
- trajnost izvedenega nasipa oziroma preprečitev poškodb ali porušitev nasipa zaradi izpiranja drobnih delcev iz nasipa ali površinske erozije brežin nasipa.

### 2.3.2.1 Stabilnost nasipnega telesa

Na stabilnost samega nasipnega telesa in brežin nasipa je v fazi projektiranja mogoče vplivati predvsem z izbiro ustreznega naklona brežin in izbiro ustreznega nasipnega materiala ali kombinacije materialov.

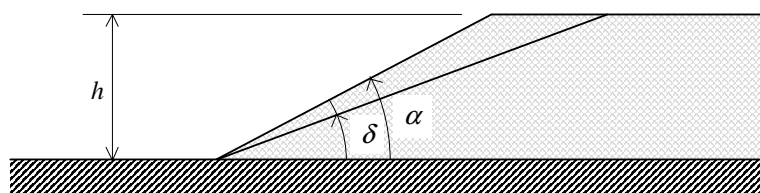
Odvisnost višine nasipa na dobro nosilnih horizontalnih tleh od naklona brežine nasipa in od parametrov efektivne strižne trdnosti nasipnega materiala je okvirno mogoče podati na podlagi izraza:

$$h \leq \frac{2c'_u}{\gamma} \frac{\sin \alpha \cos \varphi'_m}{\sin^2 \left( \frac{\alpha - \varphi'_m}{2} \right)}, \quad \text{kjer sta} \quad c'_u = \frac{c'}{F_c} \quad \text{in} \quad \text{tg} \varphi'_m = \frac{\text{tg} \varphi'}{F_\varphi} \quad (2.13)$$

za ustrezna količnika varnosti  $F_c$  in  $F_\varphi$  zmanjšani vrednosti parametrov efektivne strižne trdnosti nasipnega materiala in  $\gamma$  prostorninska teža nasipnega materiala.

Kot je razvidno iz spodnje slike, kot  $\alpha$  predstavlja naklon brežine nasipa glede na horizontalo, kot  $\vartheta$  pa naklon najbolj neugodne ravne porušnice, ki zahteva za ravnovesje pri istem kotu mobilizirane efektivne strižne trdnosti  $\varphi'_m$  največjo mobilizirano kohezijo  $c'_m$ . Takšno porušnico določa pogoj:

$$\frac{\partial c'_m}{\partial \vartheta} = 0 \quad \Rightarrow \quad \vartheta = \frac{\alpha + \varphi'_m}{2} \quad (2.14)$$



Prikaz vpliva naklona brežine na varnost nasipa (Povzeto po: Majes, Pulko, 1999, str. 24)



V primeru uporabe nevezljivega materiala za gradnjo nasipa mora naklon brežine nasipa izpolnjevati pogoj:

$$\alpha \leq \varphi'_m \quad \text{kjer je} \quad \operatorname{tg} \varphi'_m = \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{F_\varphi}, \quad (2.15)$$

višina nasipa pa v tem primeru od kota efektivne strižne trdnosti  $\varphi'$  ni odvisna.

Parametre strižne trdnosti, ki so potrebni pri analizi stabilnosti brežin nasipa, se običajno določi na podlagi laboratorijskih preiskav rekonstruiranih vzorcev. Za nasipe iz lomljenega kamnitega materiala, kjer je laboratorijska določitev strižne trdnosti lahko težavna ali je ni mogoče izvesti, se upošteva ustrezne vrednosti podane v literaturi na podlagi podobnih izkušenj. Parametre strižne trdnosti in vrednosti pornih tlakov v slabo propustnih zemljinah je mogoče določiti na podlagi laboratorijskega triosnega kompresijskega testa.

Za stabilnost samega nasipnega telesa zgrajenega iz materialov mejne kakovosti je značilno, da se njihova varnost s časom lahko spreminja. Pri kontrolirani gradnji in ustreznem zgoščevanju takšni materiali namreč lahko dosežajo precejšno strižno trdnost predvsem na račun kohezije. Nasipni material se v nasipe praviloma vgrajuje pri optimalni vlažnosti, ki omogoča največjo zgostitev in posledično doseganje sorazmerno visoke strižne trdnosti vgrajenega materiala. Zaradi atmosferskih vplivov pa se vlažnost vgrajenega nasipnega materiala lahko poveča, kar ima za posledico padec strižne trdnosti ter povečanje nevarnosti pojava lokalnih plitvih zdrsov ali usadov. Takšen proces se lahko progresivno napreduje in po določenem času lahko celo ogrozi stabilnost celotnega nasipa.

### 2.3.2.2 Stabilnost temeljnih tal

Stabilnost temeljnih tal je odvisna od:

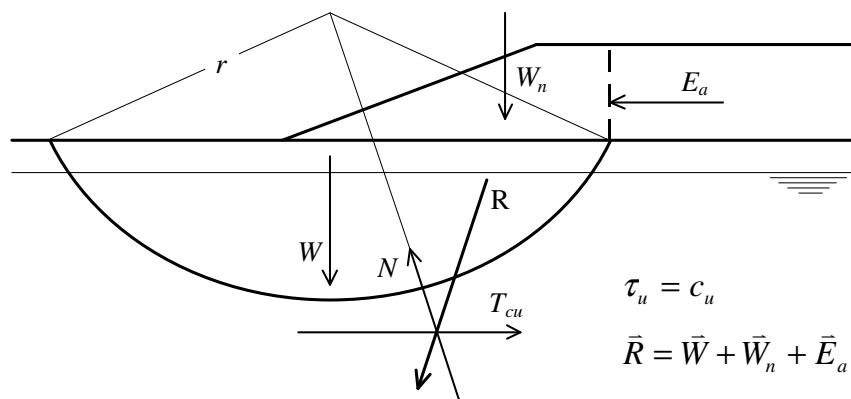
- oblike in višine nasipa ter lastnosti nasipnega materiala,
- sestave in geotehničnih lastnosti temeljnih tal,
- nivoja in režima podtalnice ter
- hitrosti gradnje.

V kolikor se nasip nahaja na malo nosilnih in slabo prepustnih, z vodo zasičenih tleh, je stabilnost nasipa in temeljnih tal potrebno preveriti za vse gradbene faze v odvisnosti od napredujoče konsolidacije. V odvisnosti od razvoja konsolidacije se v temeljnih tleh namreč spreminja tudi strižna trdnost tal, ki je podana z enačbo:

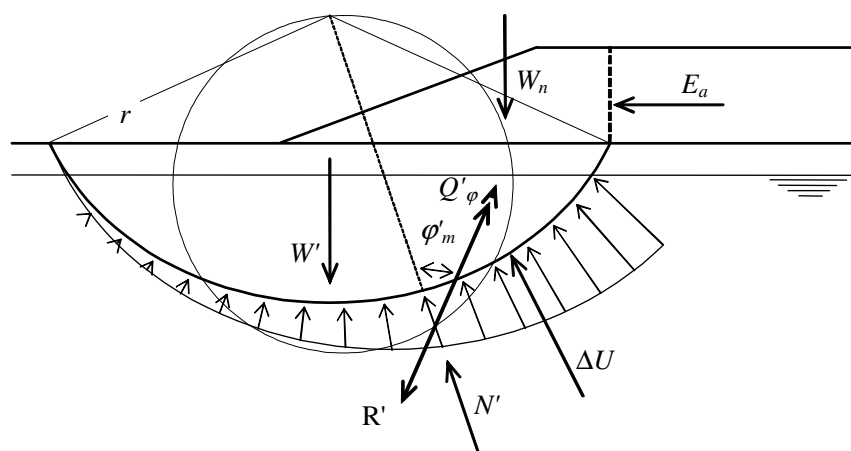
$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi' = c' + (\sigma - \Delta u) \operatorname{tg} \varphi' \quad \text{ali} \quad \tau_u = c_u \quad (2.16)$$

Pri gradnji nasipa totalne napetosti v temeljnih tleh naraščajo v skladu z napredujočo gradnjo nasipa in dosežejo največjo vrednost, ko je nasip izveden. V slabo propustnih z vodo zasičenih tleh porast napetostnega stanja povzroči porast presežnih pornih tlakov  $\Delta u$  in s tem zmanjšanje količnika varnosti. Stanje po zaključku gradnje nasipa, ko je vrednost presežnih pornih tlakov največja, se pogosto imenuje tudi nedrenirano stanje in predstavlja najbolj kritično stanje za stabilnost nasipa. Takšnemu stanju ustreza analiza stabilnosti z

upoštevanjem vrednosti parametrov nedrenirane strižne trdnosti temeljnih tal  $c_u \neq 0$  in  $\varphi = 0$  ali analiza z upoštevanjem vrednosti efektivnih strižnih parametrov  $c'$  in  $\varphi'$  ter upoštevanjem vrednosti presežnih pornih tlakov  $\Delta u$ .

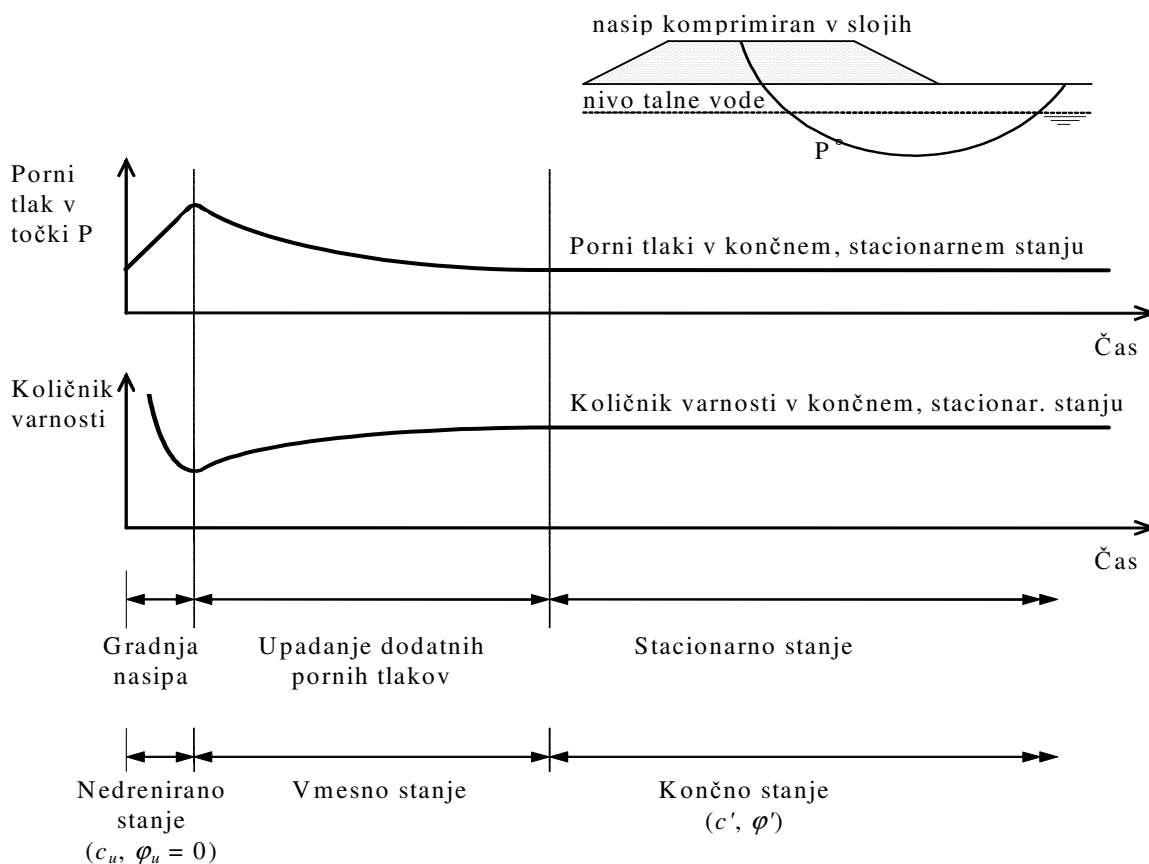


Prikaz izračuna stabilnosti z upoštevanjem nedrenirane strižne trdnost ( $c_u \neq 0$  in  $\varphi = 0$ ) (Povzeto po: Majes, Pulko, 1999, str. 26)



Prikaz izračuna stabilnosti z upoštevanjem vrednosti efektivnih strižnih parametrov  $c'$  in  $\varphi'$  in vrednosti presežnih pornih tlakov  $\Delta u$  (Povzeto po: Majes, Pulko, 1999, str. 26)

Po izgradnji nasipa v končno stanje pričnejo dodatni porni tlaki počasi upadati, efektivne napetosti  $\sigma$  v temeljnih tleh pa naraščati proti vrednostim dodatnih totalnih napetosti. Z naraščanjem efektivnega napetostnega stanja se temeljna tla zgoščajo, s tem pa narašča tudi njihova strižna trdnost. Z napredujočo konsolidacijo se tako varnost proti porušitvi povečuje vse do končne vrednosti, ki je dosežena s popolnim upadom presežnih pornih tlakov v temeljnih tleh. Odvisnost količnika varnosti od časa oziroma poteka konsolidacije je prikazana na spodnji sliki:



*Prikaz vpliva konsolidacije na povečanje varnosti proti globalni porušitvi nasipa (Povzeto po: BS 6031, 1981, str. 66)*

Pri analizah stabilnosti nasipa, ki odgovarja končnemu stanju v temeljnih tleh, je tako potrebno upoštevati vrednosti parametrov efektivne strižne trdnosti  $c'$  in  $\varphi'$ . Glavni faktor, ki določa stopnjo sprememb pornih tlakov in posledično stabilnost nasipa med gradnjo in po njej, je količnik konsolidacije.

Medtem ko v primeru močno propustnih nevezljivih zemljin v temeljnih tleh presežni porni tlaki pod obtežbo nasipa ne nastanejo ali pa le ti sprotno upadajo že med samo gradnjo nasipa, pa v primeru slabo propustnih vezljivih zemljin takšen proces konsolidacije temeljnih tal traja tudi več mesecev, let ali celo desetletja. Hitrost upadanja pornih tlakov in s tem potreben čas za konsolidacijo temeljnih tal pod obtežbo nasipa je odvisen predvsem od propustnosti temeljnih tal.

### 2.3.2.3 Zagotovitev še sprejemljivih deformacij

Še sprejemljiva velikost posevkov nasipa je odvisna predvsem od vrste in funkcije nasipa. Pri nasipih za potrebe izgradnje cest, železnic in drugih prometnic je velikost še sprejemljivih neravnin v vzdolžni smeri omejena predvsem z udobnostjo in varnostjo vožnje, ki je odvisna od nenadnih vertikalnih pospeškov in vertikalnih sil, ki delujejo na vozilo pri vožnji preko

neravnin. Velikost vertikalnega pospeška in sile, ki pri vožnji preko neravnine deluje na vozilo, pa je odvisna tako od globine oziroma višine neravnine, kot tudi od njene dolžine.

Posedanje sorazmerno dolgega nasipa, pri katerem posedki vzdolž nasipa bolj ali manj enakomerno naraščajo od nične vrednosti na začetku nasipa do maksimalne vrednosti na sredini in nato zopet padajo na nično vrednost na drugem koncu nasipa, tako predstavlja manjšo motnjo, kot v primeru hitrega, praktično trenutnega prehoda iz trdnih tal v vkopu ali iz globoko temeljenega objekta, na nasip, ki se je posedel.

Seveda pa na velikost vertikalnih pospeškov pri vožnji preko določene neravnine pomembno vpliva tudi hitrost vožnje vozila. Z večanjem hitrosti vožnje se namreč povečujejo tudi vertikalni pospeški vozila pri vožnji preko daljših neravnin.

Velikost še dopustnih neravnin v prečni smeri vozišča, ki nastanejo zaradi neenakomernega posedanja nasipov ali temeljnih tal pod njimi, pa je omejena predvsem z zagotavljanjem ustreznega prečnega naklona vozišča. Ta je na eni strani omejen s potrebnim minimalnim naklonom, ki še zagotavlja ustrezno odtekanje površinske vode z vozišča, ter na drugi strani z maksimalnim naklonom, ki še preprečuje bočno drsenje vozil v času zmanjšanih trenjskih lastnosti površine vozišča. Poleg tega pa v krivini ustrezni prečni naklon vozišča služi tudi uravnoteženju dela centrifugalne sile, ki deluje na vozilo pri vožnji skozi krivino.

Iz navedenega sledi, da je v tem primeru potrebno posvetiti večjo pozornost zagotavljanju čim večje enakomernosti posedkov preko prečnega prereza nasipa, kot pa njihovi absolutni vrednosti. V kolikor se namreč celoten prečni prerez nasipa posede enakomerno, posedki nimajo vpliva na spremembo prečnega naklona vozišča.

Poleg navedenega lahko posedki nasipa škodljivo vplivajo tudi na delovanje različnih drenažnih in kanalskih sistemov za odvod vode ter različnih komunalnih vodov, ki so vgrajeni na nasipu. Zaradi posedkov nasipa po izgradnji različnih drenažnih in kanalizacijskih sistemov ali sistemov odvodnih jarkov se lahko spremeni njihov vzdolžni naklon, kar ima za posledico zaostajanje vode in odpoved delovanja odvodnega sistema. Poleg tega pa zaradi prekomernih posedkov in deformacij drenažnih ali kanalizacijskih cevi oziroma različnih bolj ali manj togih oblog jarkov lahko le ti razpokajo, kar ima za posledico puščanje in zamakanje voziščne konstrukcije ter posledično njeno pospešeno propadanje, še posebno v kombinaciji z zmrzovanjem. Poleg tega voda iz poškodovanih odvodnih sistemov razmaka in odnaša tudi material iz katerega je nasip zgrajen. V kolikor le ta ni odporen na delovanje vode, to lahko privede do zmanjšanja strižne trdnosti nasipnega materiala in v skrajnih primerih tudi do ogrožanja stabilnosti nasipa.

V okviru analiz predvidenega obnašanja nasipa je tako potrebno ustrezno ovrednotiti predvsem velikost in časovni razvoj posedkov temeljnih tal pod nasipi, kot tudi posedkov samih nasipov.

Velikost in dolgotrajen časovni razvoj posedkov ob zagotovljeni stabilnosti nasipa namreč pogosto narekujejo potrebne ukrepe za zmanjšanje vrednosti posedkov in/ali pospešitev konsolidacije. Pogosto je potrebno, da se glavni del posedkov izvrši pred izdelavo voziščne konstrukcije, objektov, komunalnih vodov ali naprav na nasipu. To je mogoče doseči z izdelavo nasipa dovolj zgodaj pred nadaljevanjem del ali z izdelavo preobremenitve v obliki višjega nasipa tako, da se pospeši konsolidacijo. V primerih, ko je vertikalna prepustnost zemljin nezadostna za upad presežnih pornih tlakov vode v času, ki je na voljo v okviru izgradnje nasipa, je upadanje nastalih presežnih pornih tlakov v temeljnih tleh mogoče

pospešiti z vgradnjo različnih oblik vertikalnih drenaž. Pri tem je potrebno zagotoviti ustrezno odtekanje iztisnjene vode iz vertikalnih drenaž pod nasipom. Temeljna tla je prav tako mogoče ojačati in tako zmanjšati velikost posedkov.

Posedanje samega nasipa je mogoče pričakovati predvsem pri nasipnih materialih mejne kakovosti. Z ustreznim vgrajevanjem in zgoščevanjem je posedanje nasipnega materiala mogoče v veliki meri zmanjšati, vendar ne vedno v celoti odpraviti. Stopnja dosežene zgoščenosti je odvisna predvsem od vsebnosti vlage v nasipnem materialu in uporabljene energije zgoščevanja. Za potrebe ocene velikosti predvidenih posedkov samega nasipa je potrebno izvesti konsolidacijske preizkuse na vzorcih nasipnega materiala, zgoščenih na gostoto, ki se jo v splošnem dosega pri vgrajevanju v nasip.

#### 2.3.2.4 Trajnost

Kot je že bilo prikazano, je varnost izvedenega nasipa in temeljnih tal proti poružitvi najmanjša takoj po dokončanju del, nato pa se do popolnega upada presežnih površinskih tlakov v temeljnih tleh lahko samo še poveča. Zmanjšanje varnosti nasipa proti poružitvi tako lahko nastopi le v primeru, ko se v temeljnih tleh ali v samem telesu nasipa spremenijo oziroma poslabšajo, razmere ali parametri, ki vplivajo na strižno trdnost temeljnih tal ali nasipnega materiala.

V veliki večini je za takšne spremembe odgovorna sprememba nivoja oziroma režima podtalnice ali pa so spremembe posledica delovanja površinskih voda. Na trajnost in stabilnost nasipa lahko vplivata na sledeče načine:

- pojav ali zastajanje in dvig podtalnice ter dvig nivoja podtalnice v temeljnih tleh nad nivo, ki je bil upoštevan pri projektiranju nasipa, kar ima za posledico nepredvidene dodatne hidrostatske pritiske in sile vzgona, kar lahko vodi k poružitvi ravnovesja napetosti v temeljnih tleh,
- razmakanje nasipnega materiala ali temeljnih tal in posledično zmanjšanje trdnostnih parametrov zemljin ter
- pojav erozije v obliki odnašanja nasipnega materiala s površine brežin ali izpiranje drobnih delcev iz telesa nasipa.

Da bi zagotovili ustrezno trajno varnost zgrajenega nasipa, je potrebno že v fazi načrtovanja predvideti ustrezne ukrepe, s katerimi se prepreči škodljive vplive površinskih voda kot tudi škodljive vplive, ki bi lahko nastali zaradi spremembe v režimu podtalnice. Takšni ukrepi so predvsem sledeči:

- pri načrtovanju in analizi stabilnosti nasipa je potrebno zagotoviti ustrezno varnost tudi pri najvišjih možnih nivojih podtalnice v temeljnih tleh ali pa predvideti ustrezne ukrepe, ki bodo zagotovili, da se nivo podtalnice v nobenem primeru ne more dvigniti nad nivo, ki je bil upoštevan pri izračunu stabilnosti,
- izbira ustreznega obstojnega nasipnega materiala glede na pogoje gradnje in uporabe,
- pri izbiri pogojno vgradljivih nasipnih materialov je potrebno predvideti in izvesti ustrezne ukrepe, ki bodo zagotavljali, da nasipni material ne pride v stik z vodo, in sicer:
  - izvedba drenažnih preprog pod nasipom,

- ustrezne ureditve odvodnje površinskih voda in ustrezne zaščite brežin nasipnega materiala,
- izvedba gibkega kanalizacijskega ali površinskega sistema za odvodnjo meteornih voda s krone nasipa, ki zagotavlja ustrezno vodotesnost tudi po izvršitvi predvidenih posedkov nasipa in
- nasipni material ustrezno stabilizirati z dodatki.

### 3.0 IZVEDBA VKOPOV IN NASIPOV

Vkope in nasipe se pogosto izvaja v pogojih, ko takšna dela lahko občutno vplivajo na pogoje življenja in na lastnino okoliških prebivalcev. Poleg tega lahko takšna dela pogosto vplivajo tudi na nastanek poškodb obstoječih sosednjih objektov, vodov in naprav. Pri izvajanju vkopov in nasipov je zato potrebno posvetiti posebno pozornost tudi varnosti in možnim vplivom del na okolico v času gradnje, kot tudi po tem. V kolikor se pri izvedbi vkopov in nasipov v okolici lahko pojavijo prekomerne deformacije ali pa se močno spremeni režim površinskih in podtalnih voda, je potrebno predvideti in izvesti ustrezne ukrepe, da se v čim večji meri zmanjša in omeji poledice takšnih sprememb na okoliških zemljiščih, objektih, vodih ali napravah.

V času izvajanja del je prav tako potrebno predvideti takšno tehnologijo izvajanja del, da se vpliv gradnje na okolico v čim večji možni meri omeji in se zagotovijo varni delovni pogoji pri izvajanju del. Dela pri izvajanju vkopov in nasipov je potrebno izvajati tako, da je v vsakem trenutku zagotovljena ustrezna stabilnost in varnost izvedenih del.

Pri načrtovanju in izvajanju vkopov in nasipov je prav tako pomembno, da se upošteva njihov vpliv na krajinski izgled širše okolice. Kadarkoli je to mogoče, se je potrebno izogibati ustvarjanju motečih, z okoljem neskladnih, erozijsko nestabilnih in nezaraščenih ran v pobočju ali ustvarjanju nenaravnih stopnic in drugačnih oblik v poteku grebenov in pobočij. Naklone brežin je potrebno izvajati tako, da se v čim večji meri vklapljajo v obliko obstoječih pobočij. Potrebno je predvideti spremenljive naklone brežin ali celo konkaven ali konveksen potek brežin, da se le te čim bolj vključujejo v splošni izgled pokrajine. Ravnih linij in nenadnih sprememb profila se je potrebno izogibati. Brežine s položnejšimi nakloni do 1:5 je mogoče ustrezno urediti in vrniti kmetijski rabi.

Vkope in nasipe je včasih potrebno oblikovati tako, da se prepreči ali v čim večji meri zmanjša možnost nastajanja snežnih zametov. V takšnih primerih so dobrodošle izkušnje in rezultati preizkusov v naravnih razmerah na območju predvidene gradnje, kot tudi rezultati preizkusov na modelih v vetrovnikih. V splošnem se ugotavlja, da brežine z naklonom 1:5 in višino ne večjo od 5,0 m občutno zmanjšajo možnost nalaganja snega.

Iz ekonomskih razlogov kot tudi zaradi zahtev po čim manjšem vplivu gradnje na okolico je pogosto zaželjena izravnava mas izkopanega materiala z materialom, potrebnim za izvedbo nasipov. Popolno izravnavo mas je le redko mogoče doseči, zato je pri izvajanju vkopov in nasipov potrebno proučiti tudi možnost zagotavljanja potrebne količine primerne materiala za vgradnjo, kot tudi možnost trajnega deponiranja odvečnega in neuporabnega materiala.

Na podlagi geotehničnih preiskav tal je potrebno oceniti ustreznost izkopanega materiala za vgradnjo v nasipe. Prav tako je potrebno oceniti mogoč vpliv vremenskih pogojev na kvaliteto materiala v času izkopa, transporta in vgrajevanja, kot tudi možnost vmesnega deponiranja materiala. V kolikor material, pridobljen v vkopih, ni najbolj primeren za gradnjo nasipov, je potrebno proučiti možnost izboljšanja takšnega materiala z mešanjem s kvalitetnejšim materialom ali možnost njegovega stabiliziranja pri vgrajevanju v nasipe. Prav tako je potrebno proučiti možnost ublažitve naklona brežin nasipov in s tem omogočiti vgrajevanje tudi slabšega materiala, pridobljenega v vkopih. V primerih, ko je večina izkopanega materiala le pogojno vgradljiva, je potrebno proučiti tudi možnost uporabe boljšega, na

vremenske vplive manj občutljivega materiala iz zunanjih virov. Obe možnosti je potrebno med sabo primerjati tako glede stroškov gradnje, kot tudi glede možnosti nastanka zamud pri gradnji zaradi vremenskih vplivov.

Za razliko od vezljivih zemljin, pri katerih imajo vremenski pogoji dokaj močan vpliv na možnost izvajanja zemeljskih del, je pri hribainah ali grobo zrnatih nevezljivih zemljinah mogoče izvajanje del bolj optimalno organizirati, potrebne prekinitve del zaradi vremenskih pogojev pa so le redke. Vendar so slednji materiali pogosto uporabni tudi v proizvodnji betonskih mešanic, asfaltnih zmesi, kot tudi za vgradnjo v nevezane plasti zgornjega in spodnjega ustroja vozišča ipd. Pred uporabo takšnih materialov za vgradnjo v nasipe je zato potrebno pazljivo proučiti in uskladiti tudi potrebe in možnosti njihove uporabe za izdelavo zahtevnejših konstruktivnih elementov.

V želji, da bi v čim večji meri zmanjšali škodljive vplive gradnje vkopov in nasipov na okolje in obstoječo cestno omrežje, je potrebno transport izkopanega materiala v nasipe v čim večji možni meri izvajati znotraj meja gradbišča. Posledice in stroške pridobivanja nasipnega materiala iz stranskih odvzemov je potrebno primerjati s stroški in posledicami transporta cenejšega materiala na daljše razdalje. Hkrati je potrebno upoštevati tudi stroške sanacije poškodb javnega cestnega omrežja ter drugih cest in objektov ter njihove ureditve v prvotno stanje.

Primerne lokacije za stranski odvzem manjkajočega materiala kot tudi primerne lokacije za trajno deponiranje viškov in neuporabnega materiala je potrebno poiskati tik ob ali čim bližje gradbišču tako, da je za transport in delo mogoče uporabiti kar mehanizacijo, ki se uporablja na samem gradbišču. Na ta način je namreč mogoče občutno zmanjšati hrup in prašenje ter obenem zmanjšati nanašanje blata, motenje prometa in poškodbe javnega cestnega omrežja na najmanjšo možno mero.

Pazljivo načrtovanje in izvedba vkopov in nasipov lahko močno izboljšata vpliv predvidenih del na bližnjo okolico. Z ustrezno izbiro lokacij in načina deponiranja viškov materiala je ob gradnji mogoče zagotoviti ponovno rabo zapuščenih zemljišč, sanacijo gramoznic, kamnolomov in podobno. Prav tako je z ustrezno izbiro stranskih odvzemov včasih mogoče sanirati v preteklosti slabo oblikovana zemeljska dela, kot na primer ublažitev preveč strmo izvedenih brežin in podobno. Včasih je v ta namen mogoče uporabiti tudi stranske produkte različnih industrijskih procesov in na tako zmanjšati potreben deponijski prostor za njihovo trajno odlaganje. Takšne prednosti pa je mogoče zagotoviti le, v kolikor se vsa zemeljska dela na celotnem grajenem odseku prometnice obravnava kot celota. Le tako je namreč mogoče doseči najboljši učinek predvidenih zemeljskih del na širšo okolico in ne samo znotraj meja bodoče gradnje.

V času gradnje je potrebno vzpostaviti ustrezen sistem opazovanja vplivov gradnje na okolico. Predvsem je potrebno vzpostaviti ustrezen sistem merjenja posedkov in premikov tal ter sistem merjenja sprememb nivojev in režima podtalnice v bližnji in širši okolici gradnje vkopov in nasipov. Prav tako je med gradnjo potrebno vzpostaviti ustrezen program pregledov stanja okoliškega terena in objektov ter naprav, za potrebe odkrivanja, opazovanja in merjenja morebitno nastalih razpok in drugih poškodb. Zelo pomembno je namreč, da se morebitne premike in plazenje okoliških tal ali izvedenih zemeljskih del zazna, dokler so premiki še dovolj majhni. Na ta način je namreč mogoče še pravočasno izvesti ustrezne ukrepe za stabilizacijo razmer in zaustavitev plazenja ter tako preprečiti napredujoče padanje strižne trdnosti zemljin zaradi velikih deformacij.



V času izvajanja del je prav tako potrebno posvetiti ustrezno pozornost obremenitvam okolja s prahom, hrupom in vibracijami. Te je le redko mogoče v celoti odpraviti, vendar jih je z ustreznimi ukrepi mogoče občutno zmanjšati. Posebno pozornost je potrebno posvetiti preprečitvi onesnaženja vodotokov in jezer v vodo, ki odteka iz območja gradnje ter s sabo nosi fine delce zemljin.

### 3.1 Gradnja vkopov

Največji še dopustni naklon brežine vkopa glede na predpisane minimalne količnike varnosti je potrebno določiti na podlagi rezultatov stabilnostnih analiz. Zaradi lažjega vzdrževanja, zmanjšanja nevarnosti erozijskih procesov, zmanjšanja nevarnosti nastanka snežnih zametov, oblikovalskih zahtev in boljšega vključevanja v okolje, kot tudi različnih drugih vzrokov, pa je mogoče predvideti tudi blažji naklon brežin.

Naklon brežin, ki vsebujejo različne vodonosne sloje, mora biti takšen, da je omogočeno precejanje vode iz brežine brez nevarnosti erozije. Predvideno stanje pornih tlakov podtalnice ter strujne sile zaradi precejanja vode je v pogojih stabilnega stanja mogoče določiti na podlagi predhodno konstruirane mreže precejnic in ekvipotencialnih linij v zaledju brežine vkopa.

V kolikor se izvaja vkop v tleh, kjer nastopajo sloji zemljine ali kamenine z močno različnimi lastnostmi, je potrebno ustrezno prilagajati tudi naklone brežin in sicer tako, da vsakemu sloju pripada takšen naklon brežine, ki mu glede na njegove lastnosti zagotavlja ustrezno stabilnost. Prav tako je naklon brežin potrebno ustrezno prilagoditi pod nivojem podtalnice in sicer tako, da se v isti zemljini pod nivojem podtalnice naklon brežine ustrezno ublaži.

Tam, kjer propustni vodonosni sloj zemljine ali kamenine leži nad nepropustnim slojem, je potrebno predvideti bermo, ki naj bi sledila stiku med obema slojema. Na bermi se predvidi odprti kanal ali drenaže, ki zagotavljajo zajemanje, zbiranje in odvod vode, ki pronica iz zgornjega vodonosnega sloja.

Berne je prav tako potrebno predvideti za lovljenje padajočega kamenja ali naplavin iz strmih brežin. Višinsko razliko med bermami in njihovo širino je glede na višino in naklon brežine potrebno izbrati tako, da se kamni in večje skale ne valijo navzdol po pobočju preko berm, ampak se na njih ustavijo.

V primeru nevarnosti kotaljenja kamenja ali skal po brežini vkopa je na bermah potrebno namestiti tudi ustrezne lovilne mreže, ograje ali zidove. Za potrebe vzdrževanja je potrebno predvideti tudi ustrezne dostope do vseh berm v brežini. V kolikor so berme namenjene lovljenju odlomljenega kamenja in skal ter naplavin, je potrebno predvideti ustrezne dostopne poti, ki omogočajo dostop mehanizaciji za redno čiščenje in odvoz odloženega materiala.

Površina berm mora biti v zemljinah in v kameninah nagnjena nazaj, proti brežini. Na bermah je potrebno zagotoviti ustrezno odvodnjo površinske vode tako, da v času močnih padavin voda iz berm ne odteka navzdol po površini brežine. Kanali ali drenaže za odvodnjo vode iz berm na brežinah morajo biti izvedeni tako, da kljub premikom brežin zaradi relaksacije ali manjšega plazenja ne nastane prekinitev odvodnega kanala ali drenaže ter posledično zamakanje.

Ob peti brežine vkopa je izven območja prometa, pešpoti in drugih uporabnih površin

potrebno zagotoviti dovolj širok prostor za ustavljanje in odlaganje naplavin. Takšen prostor je potreben tudi za lovljenje odlomljenih skal in kamenja ali lovljenje splazele zemljine, tako da te ne ogrožajo prometa. Pri določitvi širine odlagalnega prostora je potrebno upoštevati iste pogoje kot pri določitvi širine berme. V kolikor v vkopu ni mogoče predvideti dovolj širokega prostora za lovljenje odlomljenih skal in kamenja, je potrebno predvideti ustrezno ograjo ali zid, ki poteka vzdolž zunanega roba vozišča, hodnika za pešce ali podobno. Takšne konstrukcije morajo biti dovolj visoke, da se prepreči možnost padanja posameznih skal preko njih.

Začasne brežine pri izvajanju vkopa ne smejo biti tako strme, da bi se pojavljalo plazenje ali porušitve, ki lahko ogrozijo stabilnost končne brežine vkopa. Mogoče jih je izvesti v obliki serije delovnih teras s strmimi čeli, na katerih se izvaja izkop. Višina in širina vsake delovne terase morata biti takšni, da generalni naklon po celotni višini ne presega končnega naklona brežine ter takšna, da ni ogrožena varnost izvajanja del. V zaključni fazi izvajanja vkopa se delovna čela takšnih teras preoblikuje v končni naklon brežine. V nobenem primeru delovno čelo ne sme biti odkopano v takšnem naklonu, da bi obstojala nevarnost padca oziroma porušitve delovnega čela. Pri izvajanju izkopa je potrebno paziti, da se izkop ne izvede preko projektiranega profila vkopa.

Kadar se za rahljanje kamenine pred izkopom uporablja miniranje lahko zaradi vibracij pri eksploziji nastopi odpiranje razpok in stikov v hribini. Takšen pojav lahko deluje škodljivo na stabilnost strmo izkopane brežine vkopa. Vibracije zaradi eksplozije je mogoče zmanjšati na najmanjšo možno mero z ustrezno razporeditvijo vrtin v povezavi z uporabo ustreznega zaporedja in zamika posameznih detonacij. Odpiranje razpok in stikov v tleh za pobočjem brežine je v nekaterih okoliščinah mogoče zmanjšati z uporabo ustreznih kontroliranih tehnik odstreljevanja.

Hitrost izkopavanja v propustnih vodonosnih zemljinah je potrebno kontrolirati tako, da so v vseh fazah doseženi in vzdrževani stabilni pogoji precejanja. Na ta način se je mogoče izogniti hitremu padcu nivoja podtalnice, kar lahko povzroči nestabilnost brežine. Dno mora imeti ob vsakem času in vsaki fazi izkopavanja ustrezen prečni in vzdolžni naklon, da je preprečeno zastajanje vode. Včasih je zato potrebno izdelati začasne odprte jarke, kanale ali drenaže za odvod vode iz dna izkopa.

Kadar se izvaja izkop v nepropustni zemljini, ki se nahaja nad slojem, ki vsebuje podtalnico pod arteškim pritiskom, je potrebno pravočasno predvideti ustrezne ukrepe za preprečitev dviga ali zloma dna izkopa navzgor. V kolikor v takšnih primerih ni mogoče zagotoviti ustrezne varnosti vkopa z izdelavo različnih drenažnih sistemov, je potrebno predvideti predhodno zmanjšanje pritiska podtalnice z izdelavo razbremenilnih vodnjakov in v skrajnem primeru predvideti tudi črpanje iz takšnih vodnjakov.

### **3.1.1 Ureditev odvodnjevanja**

Pogosto je ena od najučinkovitejših metod za izboljšanje stabilnosti pobočij in vkopnih brežin ali za sanacijo plazov ureditev odvodnje površinskih voda in ustrezno dreniranje podtalnice. Na ta način lahko namreč odpravimo enega od glavnih vzrokov za nezadostno stabilnost brežin. Da lahko predvidimo učinkovit sistem za odvod površinskih in talnih zalednih voda, je

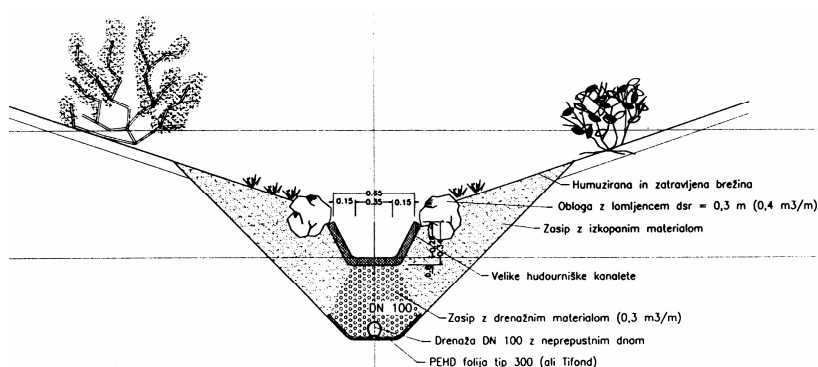
potrebno predhodno natančno raziskati položaj, razpored in režim talne vode znotraj pobočja, kot tudi ugotoviti cone, kjer obstoji največja nevarnost pojava plazanja.

### 3.1.1.1 Zajem zaledne vode

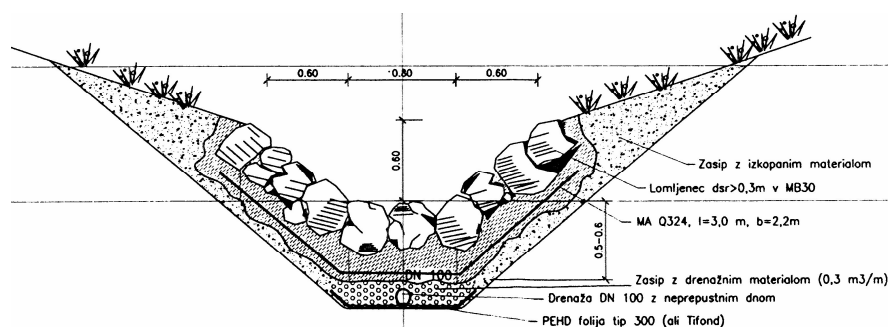
Za zagotovitev ustrezne dolgoročne stabilnosti brežin vkopov in preprečitev različnih erozijskih pojavov se ne sme dopustiti, da bi se površinska zaledna voda prosto pretakala preko zgornjega robu brežine vkopa in nekontrolirana tekla po vkopni brežini navzdol. Zato je potrebno zajeti vse stalne kot tudi občasne površinske vode in jih po najkrajši poti kontrolirano odvesti do vznožja vkopa. Prav tako je potrebno ustrezno zajeti in kontrolirano odvesti vse izvire podtalnice na širšem območju zaledja vkopa. Tok takšne zaledne površinske vode preko brežine vkopa je mogoče preprečiti z izvedbo različnih jarkov ali kanalov v pobočju nad zgornjim robom vkopne brežine.

Zaradi relaksacije in različnih manjših lokalnih premikov ali zdrsov brežin po izvedbi vkopa obstoji nevarnost poškodb jarkov in kanalov, izvedenih v zaledju vkopnih brežin. To pa lahko ima za posledico precejšnje vode v tla na vkopni brežini ter pobočju v njenem zaledju. Posledica takšnega zamakanja je lahko porast pornih tlakov v zaledju vkopne brežine in/ali mehčanje zemljine ter zmanjšanje njene strižne trdnosti ter posledično ogrožanje stabilnosti vkopne brežine. Pri načrtovanju in izvedbi različnih ukrepov za zajem in kontrolirani odvod zalednih voda je tako potrebno predvideti takšne sisteme, ki kljub možnim premikom zagotavljajo ustrezno tesnost.

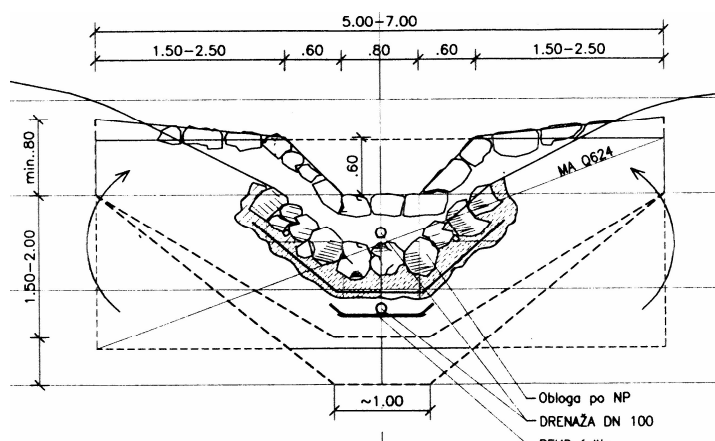
Jarki in odprti kanali morajo biti v takšnih primerih obloženi tako, da so njihovo dno in brežine vodotesni. V kolikor je vzdolžni naklon dovolj velik, da to omogoča, je potrebno uporabljati takšne obložne elemente, ki se stikajo s pomočjo zadostnega preklopa in tako ustrezno tesnijo tudi v primeru manjših premikov. Učinkovit primer ureditve takšnih jarkov je uporaba tako imenovanih hudourniških kanalet. Pri jarkih z manjšim naklonom je potrebno za zatesnitev dna in brežin jarkov uporabljati materiale, ki kljub deformacijam zagotavljajo potrebno tesnost. Za to so primerne različne folije iz umetnih materialov, bentonitne folije ipd. Globina jarkov za zajem in odvod zalednih voda naj ne bi bila večja od 1,2 m, da ni oteženo njihovo čiščenje in vzdrževanje.



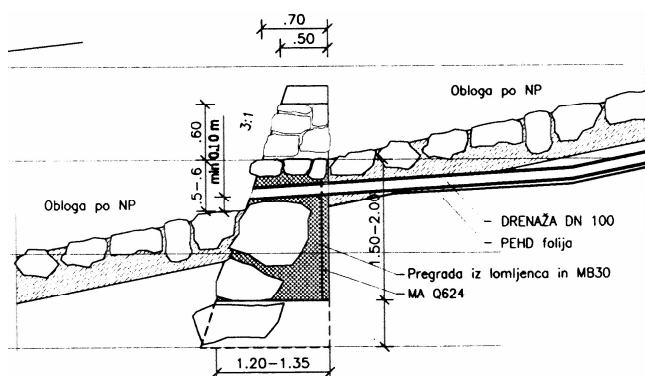
*Primer ureditve jarka za odvodnjo zalednih voda z uporabo velike hudourniške kanalete, ki kljub manjšim premikom ostane vodotesni (Povzeto po: Fazarinc, 2002, pril. 5.1)*



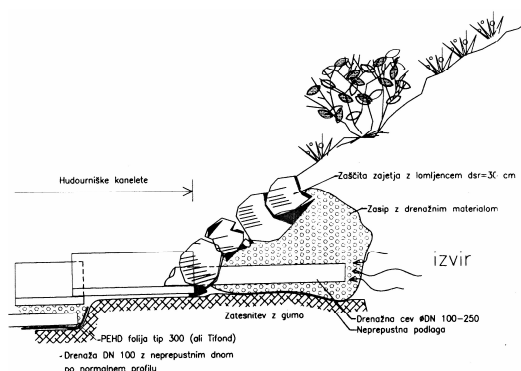
Primer ureditve jarka za odvodnjo zalednih voda z uporabo obloge iz lomljenca v betonu, ki kljub manjšim premikom ostanejo vodotesni (Povzeto po: Fazarinc, 2002, pril. 5.1)



Prečni prerez skozi pregrado ureditve jarka za odvodnjo zalednih voda z uporabo obloge iz lomljenca v betonu. Pregrada omogoča izpust drenaž za zajem vode pod jarkom (Povzeto po: Fazarinc, 2002, pril. 5.2)



Vzdolžni preprez skozi pregrado ureditve jarka za odvodnjo zalednih voda z uporabo obloge iz lomljenca v betonu: pregrada omogoča izpust drenaž za zajem vode pod jarkom (Povzeto po: Fazarinc, 2002, pril. 5.2)



Prečni prerez zajetja izvira

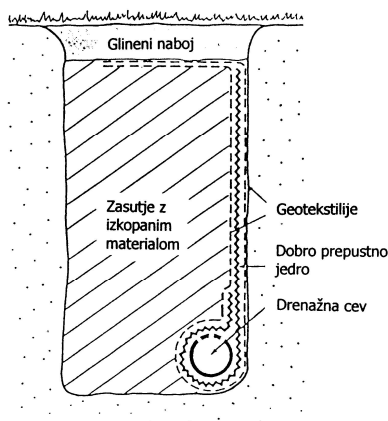
*Vzdolžni in prečni prerez zajema izvira v primeru uporabe velikih hudourniških kanalet za odvod površinskih voda (Povzeto po: Fazarinc, 2002, pril. 5.3)*

### 3.1.1.2 Zajem podtalnice v zaledju brežine vkopa

Podtalnico, ki se preceja v pobočju zaledja vkopne brežine, je najlažje in najbolj učinkovito zajeti ter kontrolirano odvesti, preden le ta doseže območje vkopa. Kasnejši poskusi zajetja in odvodnje precejajoče podtalnice, ko le ta doseže in ponikne v različne odprte, bolj ali manj prepustne sloje na vkopni brežini, so običajno zahtevnejši in manj učinkoviti. V splošnem velja, da bolj kot je izrazit tok podtalnice v zaledju pobočja, lažje jo je prestreči, preden doseže območje vkopa. Globoke prestrežne drenaže, vgrajene v pobočje nad vkopno brežino, lahko preprečijo izcejanje podtalnice iz brežine vkopa in preprečijo razvoj visokih pornih tlakov v tleh tik za izkopno brežino. Takšne drenaže lahko močno prispevajo k stabilnosti in trajnosti vkopnih brežin.

Zaradi možnih kasnejših premikov tal je pri izvedbi drenaž ali kanalizacije potrebno uporabljati takšne cevi, ki kljub večjim deformacijam zagotavljajo ustrezno tesnost. Stiki cevi morajo biti izvedeni na preklop in ustrezno zatesnjeni. Polaganje drenažnih cevi v betonsko posteljico zaradi togosti betona v takšnih primerih ni primerno. Za tesnenje dna različnih drenaž je potrebno uporabljati materiale, ki dopuščajo večje deformacije, kot so različne folije iz umetnih materialov ipd. V normalnih pogojih je potrebno jarke nad drenažno cevjo zasuti z grobim pretežno enozrnatim kamnitim materialom. Kjer obstoji možnost izpiranja finih delcev iz okoliške zemljine, je potrebno takšen prepusten kamniti material obвити z ustrezno filtrno geotekstilijo iz umetnih vlaken. Namesto takšnega zasipa je nad drenažo mogoče vgraditi tudi ustrezno sestavljene kamnite filtrske sloje. Drenaže je mogoče izdelati tudi iz grobega pretežno enozrnatnega kamnitega materiala, zavitega v ustreznih filtrnih geotekstilijah. Takšne drenaže se vgradi na ustrezno oblikovano nepropustno folijo v dnu drenažnega jarka. Dostop površinske vode do drenaže je potrebno preprečiti z vgradnjo zadostne debeline slabo propustne glinene zemljine nad filternim zasipom drenaže. Premer drenažnih cevi v splošnem naj ne bi bil manjši od 150 mm. Za potrebe rednega vzdrževanja in čiščenja je na drenažni cevi potrebno predvideti vzdrževalne jaške ustreznih dimenzij. Pokrovi jaškov morajo omogočati redno ročno odpiranje in zapiranje. Vzdrževalne jaške je potrebno vgraditi na vseh mestih, kjer drenaža spreminja svojo smer, oziroma na vsakih 50 m. Vzdrževalni jaški naj bi vključevali tudi ustrezne lovilce mulja.

Kadar je v zaledju vkopne brežine potrebno ustrezno zajeti in kontrolirano odvesti tako površinsko vodo kot tudi podtalnico, je zaželeno izvesti ločena sistema za vsak namen.



*Primer izvedbe drenaže za zajem pronicujoče vode v tleh brez drenažnega zasipa (Povzeto po: Bell, 1993, str.72)*

Podtalnici je mogoče preprečiti dostop do območja slabše stabilnih vkopnih brežin tudi z izvedbo tesnilne zavese, vgrajene v zaledju takšne vkopne brežine. Takšna tesnilna zavesa je lahko izvedena v obliki globokega jarka, zapolnjenega z nepropustnim asfaltom ali betonom, različno izvedenih trajnih zagatnih sten, injekcijske zavese ipd. O izvedbi tesnilne zavese je potrebno razmišljati predvsem tam, kjer obstoji velika verjetnost pojava notranje erozije mehkega materiala v brežinah vkopa, zaradi povečanega gradienta toka podtalnice kot posledica drenažnih ukrepov oziroma izvedbe vkopa. Te ukrepe je potrebno predvideti tudi tam, kjer bi znižanje podtalnice v zaledju vkopne brežine lahko povzročilo prekomerno posedanje okoliških objektov in zemljišč in/ali povzročilo nedopustne spremembe v režimu podzemnih in površinskih voda, kar ima za posledico znižanje gladine stojećih in tekoćih voda kot tudi prekomerno izsuševanje kmetijskih in drugih zemljišč.

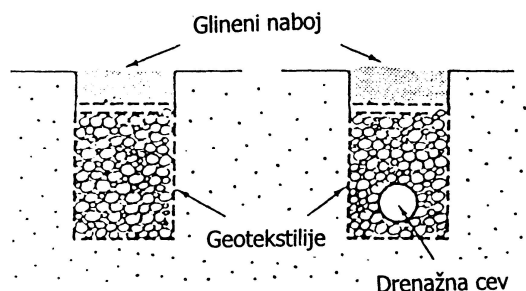
### 3.1.1.3 Pokončni pobočni jarki in drenaže

Namen pokonćnih poboćnih jarkov in drenaž je zajeti stalne in obćasne izvire in solzaje podtalnice v brežini vkopa in jih po najkrajši poti kontrolirano odvesti do ustreznega odvodnika v dnu brežine. Na ta naćin podtalnica, ki stalno ali obćasno izvira v brežini vkopa, ne razmaka tal na poboćju brežine in/ali ne povzroća erozije brežine. Razmakanje na vodo občutljivih zemljin namreć lahko vodi k zmanjšanju njihove strižne odpornosti in posledićno k zmanjšanju stabilnosti brežin. Izvedba pokonćnih poboćnih jarkov ali drenaž se pogosto uporablja tudi kot ukrep za sanacijo nastalih plitvih drsin v brežinah vkopov, kot tudi v naravnih poboćjih.

Pokonćni poboćni jarki ali drenaže potekajo v smeri padnice brežine vkopa navzdol od mesta zajetja podtalnice do dna brežine. Medtem ko so pokonćni drenažni jarki obićajno po celotni dolžini enakomerne globine, je dno jarkov, v katere se vgrajuje pokonćne poboćne drenaže, potrebno izvesti stopnićasto z maksimalno globino izkopa 1,5 do 2,0 m pod površjem brežine. Na ta naćin se prepreći plazenje materiala, vgrajenega v drenaže vzdolž izvedenega jarka. Kadar se takšne drenaže izvajajo v okviru sanacije plazu, je njihov višinski potek potrebno predvideti tako, da dno drenaže zanesljivo sega pod nivo ugotovljene drsine, kot tudi pod nivo

kakršne koli druge drsine, ki se še lahko pojavi. Žal pa je globina takšnih drenaž pogosto omejena z dosegom bagerske žlice, ki znaša 4 do 5 m. Potek drsine je pri izkopu jarkov mogoče dokaj zanesljivo ugotoviti. Pokončne drenaže so lahko široke 1 do 2 m in se včasih v dnu vkopne brežine izvedejo širše kot na vrhu, tako da širina narašča za 1m na vsakih 10 m višine brežine.

Pokončne pobočne drenaže se izvede iz grobega pretežno enozrnatega ostrorobega kamnitega materiala, obvitega z ustreznim filtrom iz ustreznih filtrnih geotekstilij. V takšno drenažo se v dno lahko gradi tudi gibko drenažno cev.



*Izvedba pokončnih drenažnih jarkov brez ali z drenažno cevjo (Povzeto po: Bell, 1993, str. 71)*

Da se prepreči dotok zajete vode v zaledje brežine, mora biti dno prostih jarkov, kot tudi jarkov v katere se vgrajuje pobočne drenaže, v celoti nepropustno, kljub premikom, ki v brežini lahko nastanejo. Dno jarkov mora biti tako zatesnjeno z materiali, ki kljub večjim deformacijam zagotavljajo ustrezno vodotesnost. Z vgradnjo slabo propustne glinene zemljine v zadnjih 0,5 m pod vrhom jarka pa se prepreči dostop površinske vode do drenaže.

Med pobočnimi drenažami je mogoče dodatno izvesti prečne poševne drenaže v obliki vzorca ribje kosti, ki glede na pokončne pobočne drenaže potekajo poševno navzgor pod kotom okrog 45° in se na sredini med dvema pobočnima drenažama lahko na zgornjem delu stikajo. Takšne drenaže so običajno globoke okrog 1,0 m in široke od 0,5 do 0,75 m. Njihova vloga je zajeti vodo posameznih izvirov in solzajev, ki pronica na površino brežine vkopa, in jo odvesti do pokončnih pobočnih drenaž. Podobno kot pokončne pobočne drenaže so tudi te izvedene iz drenažnega zasipa, obvitega s filtrom iz filtrnih geotekstilij, v njih pa je lahko vgrajena tudi gibka drenažna cev. Dno drenaže pa mora biti ustrezno zatesnjeno.

Medsebojna razdalja med dvema pokončnima drenažama običajno znaša 3 do 10 m in je odvisna od pogojev, ki nastopajo v tleh.

Takšni drenažni sistemi morajo biti projektirani tako, da se v zaledju ne pojavlja notranja erozija zaradi toka podtalnice.

#### 3.1.1.4 Površinske ploskovne drenaže

Površinske ploskovne drenaže ali drenaže v obliki drenažne preproge se uporabljajo za zajemanje podtalnice, ki na večji površini pronica iz brežin vkopa v vodonosnih tleh. Predvsem jih je smiselno uporabljati tam, kjer podtalnica pronica na površje bolj ali manj enakomerno na večji površini vkopne brežine in ni mogoče določiti posameznih izvirov ali

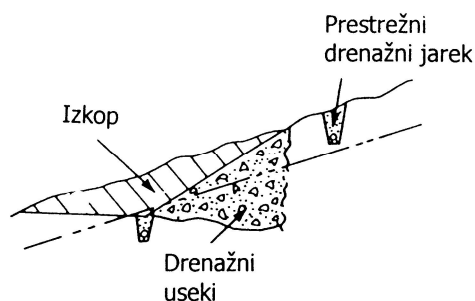
stika med sloji zemljine, po katerih se podtalnica pretaka. Z vgradnjo takšne drenažne preproge na površino vkopne brežine lahko preprečimo erodiranje površine brežine, s svojo večjo specifično težo in strižno trdnostjo materiala vgrajenega v drenažno preprogo pa lahko le ta prevzame dodatne porne tlake zaradi precejanja vode v zaledju brežine in tako lahko prispeva k zagotavljanju ustrezne stabilnosti brežine.

Površinske ploskovne drenaže oziroma drenažne preproge se običajno izvajajo v obliki sloja grobozrnatega kamnitega materiala, pod katerega se vgradi ustrezne plasti gramoznega filtra ali filter iz ustreznih geotekstilij. Namesto slojev grobozrnatega materiala je mogoče uporabiti kamnite obloge, blazine v obliki košar iz pocinkane jeklene pletene mreže ali iz različnih plastičnih mrež, napolnjenih s kamenjem, obloge iz različno oblikovanih betonskih elementov ipd. Na spodnjem robu takšnih drenažnih preprog je potrebno vgraditi ustrezno drenažno cev, ki zbira z drenažno preprogo zajeto vodo in jo kontrolirano odvaja v ustrezen odvodnik. V kolikor se spodnji rob drenažne preproge nahaja na dnu vkopne brežine, kjer ni pričakovati večjih premikov, se drenažno cev vgradi v vodotesen, ustrezno oblikovan beton. V primerih, ko takšna drenažna preproga ne sega do dna vkopne brežine, pa je gibko drenažno cev potrebno vgraditi nad ustrezno vodotesno folijo iz umetnih materialov, ki kljub deformacijam zagotavlja potrebno tesnost.

#### 3.1.1.5 Podporni drenažni useki

Podporne drenažne useke je mogoče s pridom uporabljati v primerih, ko se izkop izvaja v pobočju, kjer se pojavljajo plitve drsine bolj ali manj vzporedno s pobočjem, po katerem se pretaka podtalnica.

Še pred dokončanjem izkopa na predvideno končno globino se v brežino vkopa zasečejo globoki useki širine 2 do 4 m, ki segajo v globino do predvidenega končnega nivoja izkopa. Na dno takšnih vkopov se vgradi nepropusten beton z naklonom, ki omogoča odtekanje zajete vode proti površju brežine vkopa. Bolj ali manj pokončne stene izvedenih usekov se nato obloži z ustreznimi filternimi geotekstilijami, v usek pa se vgradi grobozranti lomljen kamniti material z dobro prepustnostjo in visoko strižno trdnostjo. Namesto kamnitega materiala je mogoče vgraditi tudi ustrezen skalomet, ki je zaradi zagotovitve večje strižne trdnosti lahko izveden tudi v drenažnem betonu.



*Primer izvedenih podpornih drenažnih usekov za stabilizacijo drsenja pobočja (Povzeto po: Bell, 1993, str.57)*



Takšni useki prečno na brežino vkopa se izvedejo na medsebojni razdalji 3 do 6 m vzdolž vkopa. Širino in medsebojno oddaljenost usekov je potrebno določiti na podlagi izvedene analize stabilnosti brežine vkopa.

Po izvedbi takšnih podpornih drenažnih usekov je mogoče nadaljevati z izkopom vkopa na predvideno globino. Po dokončanju vkopa je na dnu vkopa pred podpornimi drenažnimi zaseki potrebno vgraditi ustrezno vzdolžno drenažo, ki zajame in kontrolirano odvede vodo, ki se preceja po podložnem betonu izvedenih drenažnih zasekov.

V kolikor se dela izvajajo po kampadah primerne dolžine, je na ta način mogoče izdelati tudi podporni drenažni zasip ali skalomet, ki poteka vzdolžno po celotni dolžini vkopne brežine. Dolžino kampade je potrebno določiti na podlagi stabilnostne analize brežine vkopa.

Pomembno je, da dno takšnih podpornih drenažnih usekov ali podpornega drenažnega zasipa sega pod nivo potencialne porušne cone, saj v nasprotnem prispevajo le nezaželeno dodatno težo k plazeči zemljini.

#### 3.1.1.6 Horizontalne uvertane drenaže

Horizontalne uvertane drenaže je mogoče vgraditi s površine brežine vkopa. Vgrajujejo se potem, ko je vkopna brežina izkopana do nivoja ca. 1,0 m pod nivo, na katerem so predvidene drenaže. Takšne drenaže se izdelajo v poševnih zacevljenih vrtinah, ki segajo do vodonosnega sloja. Cevne drenaže, ki so sestavljene iz perforirane plastične cevi, obdane z vlaknastim filtrom ali perforirane kovinske cevi, obdane s filtrom iz gramoza ali poroznega pustega betona. Takšne cevne drenaže se vtisne v izdelano vrtino in izvleče zacevljenje vrtine. Drenaže je potrebno vgraditi z rahlim naklonom proti površju brežine vkopa, da zajeta voda odteka gravitacijsko.

Učinkovitost horizontalno uvertanih drenaž je odvisna od njihovega premera in medsebojne oddaljenosti, kot tudi od njihove lege glede na potencialno kritično drsino. Vpliv horizontalnih uvertanih drenaž na stabilnost brežine ali pobočja je večji, v kolikor so drenaže vgrajene bližje potencialni porušitveni coni. S podaljševanjem takšnih drenaž v globino za odlomnim robom potencialnih drsin se njihov vpliv na povečanje stabilnosti bistveno ne povečuje več.

V kolikor se podtalnica pretaka po posameznih bolj prepustnih slojih v pobočju, je uspešnost uporabe horizontalnih uvertanih drenaž odvisna predvsem od uspešnosti zajetja takšnih vodonosnih slojev.

Na zanesljivo delovanje uvertanih drenaž ima pomemben vpliv kvaliteta izvedbe filtrnega ovoja, ki mora uspešno dolgoročno preprečevati zablaittev drenaže ali samega filtrnega ovoja. Prav tako je pomembno, da so vgrajene horizontalne cevne drenaže toliko fleksibilne, da brez večjih poškodb ali celo prekinitve prenesejo manjše premike pobočja zaradi plazenja ali relaksacije.

Horizontalno uvertane drenaže je mogoče še posebej uspešno uporabljati v primerih, ko se podtalnica preceja po relativno tankem vodonosnem sloju ali v primerih, ko je potrebno znižati piezometrično višino podtalnice na območju relativno globoke potencialne drsne ploskve.

### 3.1.1.7 Drenažne galerije

Drenažne galerije je mogoče izvajati kot predorsko gradnjo s površine brežine vkopa ali iz jaška, izkopanega za brežino. Izvedba drenažnih galerij je bistveno dražja od horizontalnih uvrtnih drenaž, vendar je njihova prednost tam, kjer se podtalnica preceja iz razpok ali tankih prepustnih slojev, ki se nahajajo blizu skupaj v tleh. Medtem ko je uporaba plitvih horizontalnih uvrtnih drenaž lahko enako učinkovita kot drenažne galerije, je pri večjih globinah s cevnimi drenažami veliko težje presteči posamezne vodonosne sloje. Galerije pa je mogoče izkopati po najbližji poti do vodonosnega sloja in nato z njo slediti vzdolž vodonosnika v takšni dolžini, da se doseže zadostno znižanje pornih tlakov za brežino vkopa. S pomočjo galerij je tako mogoče izvajati dreniranje tudi na globini 200 in več metrov.

Izvedbo drenažnih galerij je pogosto potrebna pri sanacijskih ukrepih za stabilizacijo velikih plazečih mas, kjer nastopa močno precejanje podtalnice. Drenažne galerije se pogosto uporablja tudi v kombinaciji z uvrtnimi drenažami, ki se jih vgrajuje iz galerije v zaledju cone plazenja.

Pri tem pa obstoji nevarnost, da jih plazeča masa zemljine poškoduje. Da bi zagotovili njihovo drenažno sposobnost tudi v primeru, ko se zaradi plazenja deformirajo, se jih v takšnih primerih zasuje s kamenjem.

Drenažna galerija mora imeti ustrezen vzdolžni naklon, tako da je omogočeno gravitacijsko odvajanje vode proti portalu po cevni drenaži, ki se jo vgradi pod dno galerije.

### 3.1.1.8 Dreniranje s črpanjem iz vodnjakov in elektroozmozo

Nivo podtalnice v propustnih zemljinah ali kameninah je mogoče znižati tudi s črpanjem iz vertikalnih vodnjakov, izdelanih v zaledju brežine vkopa. Takšen ukrep med izvajanjem del omogoča hiter izkop v suhih pogojih. Črpanje se izvaja toliko časa, dokler ni doseženo stabilno stanje pronicanja podtalnice proti izkopni brežini. Izvrtane vodnjake je prav tako mogoče uporabiti kot začasni sanacijski ukrep za znižanje piezometrične višine podtalnice za brežino vkopa in s tem zagotovitev stabilnost brežine. Takšen sistem za odvod vode je neekonomičen in se ga kot stalen ukrep naj ne bi uporabljalo.

Finozrnate zemljine, kot so peščeni melji, melji in meljne gline, je težko drenirati ker kapilarne sile, ki delujejo na vodo v porah, preprečujejo prosti tok zaradi delovanja gravitacije v drenažnem sistemu. Vodni tok je mogoče pospešiti s pomočjo električnega potenciala vzpostavljenega med anodami v obliki jeklenih drog, zabitih v zemljino in katodo, ki jo predstavljajo črpalni vodnjaki. Pozitivno nabiti delci vode potujejo skozi pore v zemljini in se nabirajo na katodi, od koder se jih črpa na površje. Stroški instalacije in delovanja takšnega sistema so visoki glede na gravitacijsko dreniranje ali navadne črpalne vodnjake. Elektroozmozo se tako praviloma uporablja le izjemoma za zaustavitev gibanja nestabilnega območja za čas izdelave geotehničnih preiskav, računskih analiz, projektov ter izvedbe ustreznih ukrepov za trajno sanacijo nestabilnosti.

### 3.1.1.9 Drenaže v dnu vkopa

V dnu vkopa je ob peti brežin na obeh straneh vkopa običajno potrebno predvideti tudi ustrezne odprte drenažne jarke ali cevne drenaže za zajem in odvodnjo vode, ki pronica in

zastaja ob dnu brežin, kot tudi vode, ki pronica iz plasti vozišča, bankin, berm in drugih elementov ceste. V takšnih primerih je dno vkopa potrebno izvesti z ustreznim naklonom proti takšnim drenažam ali jarkom.

V kolikor obstoji večja nevarnost precejanja podtalnice iz dna vkopa, je pod voziščno konstrukcijo potrebno vgraditi tudi ustrezen drenažni sloj, ki omogoča odvajanje precejajoče vode proti obojestranskim drenažam in jarkom ob peti brežin. Da bi preprečili nevarnost zablatitve vgrajenega drenažnega sloja, je pod takšen drenažni sloj pogosto potrebno vgraditi ustrezno filtrno geotekstilijo ali ustrezní gramozni filtrni sloj.

### **3.1.2 Ukrepi za ojačanje strmih brežin**

#### **3.1.2.1 Ojačanje brežin z vgradnjo pasivnih sider**

Pri ojačanju naravnega pobočja ali brežine vkopov z vgradnjo pasivnih sider se v zemljino vgradijo ojačitveni elementi v obliki jeklenih palic ali drogov premera 20 do 30 mm. Za preprečitev korozije so takšne jeklene palice lahko zaščitene z različnimi prevlekami z visoko odpornostjo proti koroziji, v zadnjem času pa se uporabljajo tudi elementi iz steklenih vlaken. Ojačanje brežin z vgradnjo takšnih pasivnih sider se uporablja predvsem za izboljšanje obnašanja zrnatih zemljin in trdih glin. Uporaba takšnih ojačitev pri mehkih glinah z nedrenirano strižno trdnostjo manjšo kot  $48 \text{ kN/m}^2$  niso primerna. Zaradi nizke trenjske odpornosti pri zelo visoki vlagi bi bilo namreč potrebno vgrajevati zelo dolga pasivna sidra, da bi lahko zagotovili ustrezno stabilnost. Zaradi prekomernih deformacij kot posledica lezenja zemljine uporaba takšnih ojačitev ni primerna tudi pri močno plastičnih glinah z indeksom plastičnosti, večjim od 20 %. Prav tako uporaba takšnih ojačitev brežin praviloma ni cenovno učinkovita pri rahlih zrnatih zemljinah, pri katerih standardni penetracijski test izkazuje manj kot 10 udarcev in imajo relativno gostoto manjšo od 30 % ter pri slabo granuliranih zemljinah s količnikom enakomernosti, manjšim od 2. V takšnih primerih bi bilo namreč potrebno površino vkopne brežine pred izkopom predhodno ustrezno stabilizirati.

Ojačanje zemljine z vgradnjo pasivnih sider se normalno uporablja za izboljšanje stabilnosti pobočij in za zagotovitev ustrezne opore pri izkopih. Pri izboljšanju stabilnosti brežin vkopov naj bi dolžina vgrajenih jeklenih palic v splošnem znašala 50 % višine izkopa. Pri stabilizaciji plazenja pobočja pa je dolžina odvisna od lege kritične drsne ploskve.

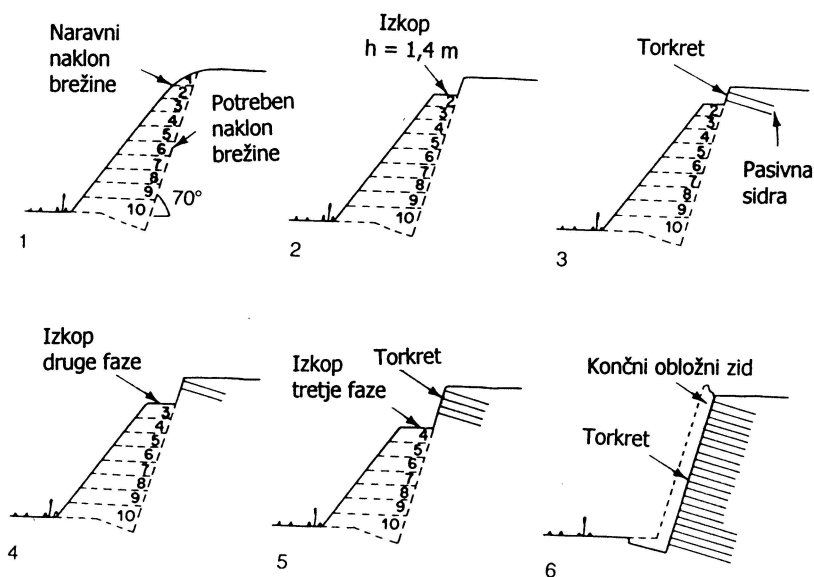
Dela pri ojačanju brežin z vgrajevanjem pasivnih sider v obliki jeklenih palic lahko potekajo zelo hitro, izkop pa je mogoče zlahka sproti oblikovati. Takšna tehnika izboljšanje stabilnosti brežine se zlahka prilagaja spreminjanju pogojev in lastnosti zemljin v vkopni brežini ter spreminjanju pogojev dela pri napredovanju izkopa.

Vgrajevanje jeklenih palic v brežino se izvaja sočasno z izkopom od zgoraj navzdol. Izkop je pri tem potrebno izvajati po korakih, v splošnem po 1 do 2 m višine. Medtem ko se odkop za več kot 2,0 m ali manj kot 0,5 m v zrnatih zemljinah le redko izvaja, pa se v prekonsolidiranih vezljivih zemljinah lahko izvajajo tudi višji odkopi v posameznem koraku. V posameznem koraku mora biti odkopana brežina brez podpiranja stabilna najmanj toliko časa, da se izvede zaščita brežine in vgradi sidra. Zemljina mora tako imeti določeno stopnjo kohezije. V nasprotnem pa je potrebno tla na območju predvidene brežine predhodno poinjektirati, da se zagotovi ustrezno stabilnost površja odkopne brežine. V kolikor se iz površine vkopne brežine

preceja podtalnica, lahko le ta povzroči izpiranje in odpadanje zemljine iz površja brežine, kar onemogoča izdelavo kvalitetne prevleke iz brizganega betona.

Dolžina odkopa v posameznem koraku je odvisna od območja površine, ki jo je mogoče stabilizirati znotraj enega delovnega dne. Vsakršna predrobljena območja površine vkopne brežine je potrebno pred ojačitvijo površine odstraniti. Ojačitev površine odkopne brežine je potrebno izvesti čim hitreje, da se prepreči relaksacijo in razpokanje zemljine. Ojačitev površine vkopne brežine vključuje namestitev in pritrditev običajnih jeklenih armaturnih mrež na površje brežine in nanos brizganega betona, pred vrtanjem lukenj za pasivna sidra. Debelina nanosa brizganega betona znaša 5 do 15 cm pri začasni in 15 do 25 cm pri trajni stabilizaciji brežine. Pri sistemu, kjer se jeklene palice v zemljino zabija, se površino brežine ojača z mrežo in brizganim betonom šele po vgradnji palic.

Za zagotovitev ustreznega dreniranja tako ojačanega območja brežine je potrebno vgraditi drenažni sistem, ki vključuje plitve in globoke drenaže. Plitve drenaže predstavljajo cevke, ki odvajajo vodo iz območja za ojačanim površjem vkopne brežine. Globoke drenaže pa predstavljajo horizontalne uvrtae cevne drenaže, ki običajno segajo globlje kot vgrajena pasivna sidra. S takšnimi globokimi drenažami je potrebno preprečiti podtalnico, ki se pretaka po prepustnih slojih v zaledju vkopne brežine.



*Stabiliziranje strme odkopne brežine z vgradnjo pasivnih sider (Povzeto po: Bell, 1993, str 169)*

Po izvedbi brizganega betona se izvrta serija lukenj na medsebojni oddaljenosti 1,0 do 1,5 m z rahlim naklonom navzdol proti notranjosti zemljine. Jeklene palice se v uvrta v zemljino ali pa se jih zainjektira v predhodno izdelane vrtine. V splošnem znaša premer vrtine 7,5 do 15 cm. To običajno dopušča zadosten ovoj injekcijske mase okrog jeklene palice za zagotovitev ustrezne stopnje zaščite proti koroziji. Normalno se uporablja cementne injekcijske mase, ki se jih vtiska pod nizkimi tlaki. Lahko pa se uporablja tudi sisteme, pri katerih se cementna injekcijska masa pod velikimi pritiski vtiska skozi male odprtine na konci votle jeklene palice medtem, ko se to potiska v vrtino. Pri takšnem načinu injektiranja injekcijska masa zmanjšuje

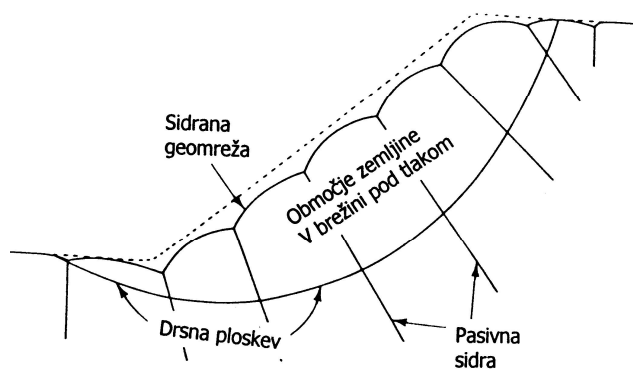
trenje pri vtiskanju jeklene palice v vrtino, obenem pa zagotavlja dobro povezanost jeklenih palic z okoliško zemljino.

Alternativno je jeklene palice mogoče tudi pnevmatsko zabijati. Hitrost vgrajevanja jeklenih palic je pri zabijanju lahko zelo velika. Ob ugodnih pogojih je na ta način mogoče vgraditi 38 mm debele in do 6,0 m dolge jeklene palice že v 2 do 3 minutah.

Vgrajevanje jeklenih palic z zabijanjem pa je lahko v slabo cementiranih, rahlih, nevezljivih zemljinah manj primerno kot vgrajevanje v predhodno izdelane vrtine. Z zabijanjem jeklenih palic se namreč lahko povzroči lokalne porušitve zemljine okrog palice, kar lahko vodi k nizki vrednosti strižnega odpora med površjem palice in zemljino.

Struktura zemljine ojačane z vgrajenimi pasivnimi sidri, mora nuditi zadosten odpor pritisku neojačane zemljine v njenem zaledju, obenem pa mora tudi zagotavljati ustrezno stabilnost potencialnih globokih drsin, ki potekajo pod njo. Pasivna sidra morajo biti vgrajen dovolj gosto tako, da se zagotovi učinkovito sodelovanje med ojačitvami in zemljino, obenem pa morajo biti sidra dovolj dolga in dovolj trdna, da zagotovijo stabilno ojačano cono zemljine. Ker so pasivna sidra vgrajena v zemljino dovolj na gosto, odpovedi posameznih ojačitvenih palic običajno nimajo posebnih posledic.

Pasivna sidra se v tla vgrajuje brez prednapenjanja, zato se natezne napetosti v sidrih mobilizirajo vzdolž njihove dolžine zaradi kasnejših deformacij zemljine. V splošnem so za mobilizacijo nateznih napetosti v sidrih zadosti že zelo mali premiki oziroma deformacije zemljine.



*Primer ojačitve površine strme brežine z geosintetičnimi materiali sidranimi z vgrajenimi pasivnimi sidri (Povzeto po: Bell, 1993, str. 171)*

Površino tako stabilizirane brežine je preko brizganega betona mogoče še dodatno obložiti ali obzidati z različnimi elementi in tako po potrebi izboljšati videz strme brežine. Poleg tega je tako stabilizirano brežino mogoče še dodatno podpreti z izgradnjo težnostnega podpornega zidu ali kamnite zložbe.

Pri novejših metodah ojačitve brežin z vgradnjo pasivnih sider se za prekritje in ojačitev površja pobočja uporabljajo različne trajne geomreže iz različnih kovinskih ali sintetičnih materialov, ki so v posameznih vozliščih pripeti na vgrajene jeklene palice in tako sidrani v pobočje. Ko so v pobočje vgrajene palice ustrezno vtisnjene, za sabo povlečejo geomreže v

zemljino in v njih ustvari natezne napetosti, v zemljini na površju pobočja pa ustrezne tlačne napetosti. Prednost tako stabiliziranih brežin je v tem, da je brežino mogoče tudi ozeleniti.

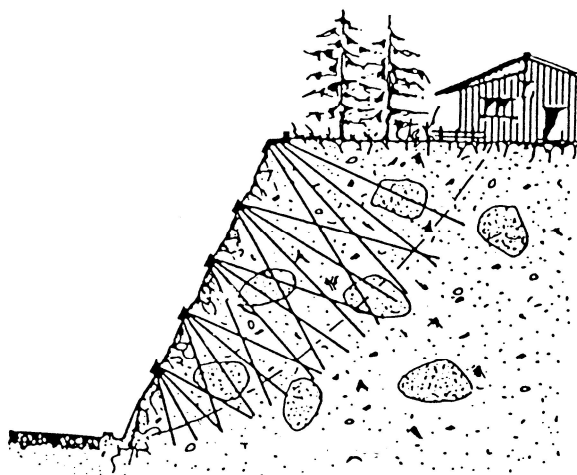
### 3.1.2.2 Mikrokoli, vgrajeni v obliki mreže

Izboljšanje stabilnosti strmih pobočij ali vkopnih brežin je mogoče zagotoviti tudi z vgradnjo mreže kolov malega prereza ali koreninastih kolov, kot jih nekateri imenujejo. Osnovna razlika med takšnimi mikrokoli v obliki mreže in v zemljino vgrajenimi ojačitvenimi jeklenimi palicami je v tem, da ima na ojačanje zemljine pri vgradnji mikrokolov v obliki mreže močan vpliv njihova tridimenzionalna geometrija, oziroma njihova razporeditev v obliki korenin.

Vrtine za vgradnjo mikrokolov malega prereza od 7,5 do 25 cm se izdelata z rotacijskim vrtnjem pri veliki hitrosti. Na takšen način je mogoče vrtati tudi skozi različne obloge oziroma zaščite brežin, kot tudi skozi vse možne vrste zemljin, ki lahko nastopajo v brežini. Takšno vrtnje je mogoče izvajati tudi v urbanih območjih, saj ne povzroča prekomernega hrupa in škodljivih vibracij. Med napredovanjem vrtnja se v vrtino vtiska jekleno zaščitno cev, ki preprečuje porušitev sten vrtine in omeji relaksacijo zemljine.

V središče mikrokolov malega prereza se običajno vgrajujejo ojačitve v obliki jeklene palice, medtem ko je pri kolih večjega premera mogoče vgrajevati tudi armaturne koše z vzdolžnimi jeklenimi palicami na obodu, povezanimi s spiralno armaturo.

Vrtina se nato zapolni z zelo plastičnim betonom, ki vsebuje velik delež cementa in zmes kamnitih zrn malega prereza. Med izvlečenjem zacevljenja se v vrtino s pomočjo črpanja ali pnevmatsko dodaja beton. Tako je mogoče zagotoviti tesen stik med betonom in zemljino ter zadosten pritisk za prodiranje betona v razpoke, v primeru stisljivih zemljin, pa na ta način lahko vgradimo kole večjega premera, kot je zaščitna cev vrtine.



*Primer stabiliziranja strme brežine z vgradnjo mreže mikrokolov (Povzeto po: Bell, 1993, str. 172)*

Z mikrokoli vgrajenimi v obliki mreže je mogoče izboljšati stabilnost gramoznih, peščenih, meljastih in glinenih pobočij. Z vgradnjo različnih skupin mikrokolov, ki se z mesta vgradnje

na površini brežine v globino pahljačasto širijo ter med sabo prepletajo tako, da ustvarjajo nekakšno mrežo kolov, je mogoče v brežini ustvariti monoliten blok ojačane zemljine, ki je sposoben prenesti pritiske neojačane zemljine v zaledju. Takšne v obliki mreže vgrajene mikrokole je mogoče uporabljati za zagotovitev ustrezne stabilnosti strmih brežin, kot je to prikazano na sliki. Sodelovanje takšne mreže mikrokolov z zemljino, v katero so vgrajeni, je zelo kompleksno, saj posamezni koli v zemljini prenašajo natezne napetosti, medtem ko so drugi tlačno obremenjeni, obenem pa so vsi pogosto vsaj na določenem delu tudi strižno obremenjeni.

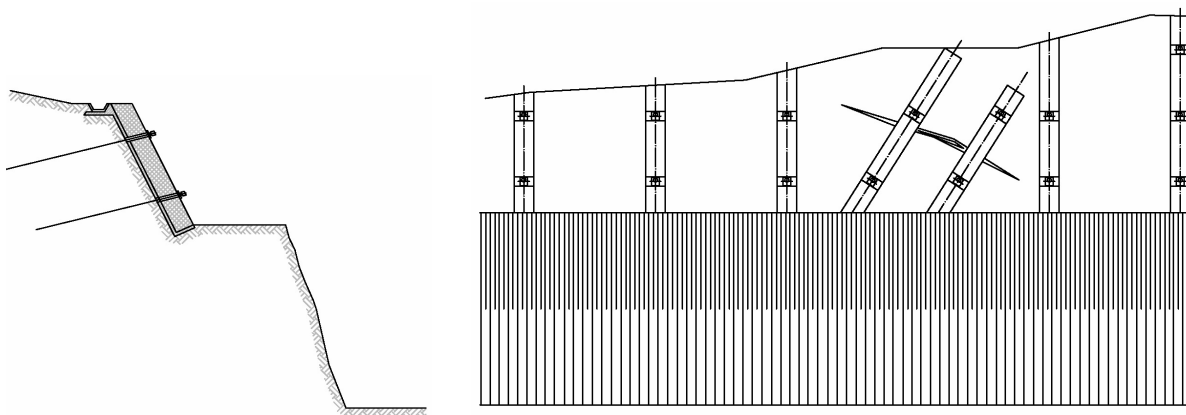
Mikrokoli morajo biti vgrajeni v pobočje dovolj na gosto, tako da se zagotovi sodelovanje med mrežo kolov in zemljino, obenem pa morajo biti dovolj dolgi in trdni, da zagotovijo potrebno stabilnost celotnega območja pobočja, v katerem še lahko nastopijo potencialne drsne ploskve.

Podobno kot pri ojačanju brežine z vgradnjo jeklenih palic, je tudi v tem primeru potrebno površino strme brežine zaščititi ali ojačati z uporabo različnih geotekstilij ali geomrež ali z izdelavo različnih oblog brežine.

### 3.1.2.3 Pokončni pobočni slopi

Stabilnost strmih vkopnih brežin je mogoče zagotoviti z izdelavo armirano betonskih slopov, ki potekajo pokončno po brežini vkopa. Takšni slopi imajo običajno obliko stebra kvadratnega ali pravokotnega prereza, ki so vgrajeni v smeri padnice na brežino vkopa. Lahko so izdelani na površini brežine ali pa so delno ali v celoti vkopani tako, da je vidna le njihova zgornja ploskev. Včasih že sama lastna teža in strižna trdnost takšnih slopov prispevata dovolj za zagotovitev ustrezne stabilnosti brežine. Najpogosteje pa je takšne slope potrebno dodatno sidrati s pasivnimi sidri v obliki jeklenih palic ali pa celo sidrati s prednapetimi sidri.

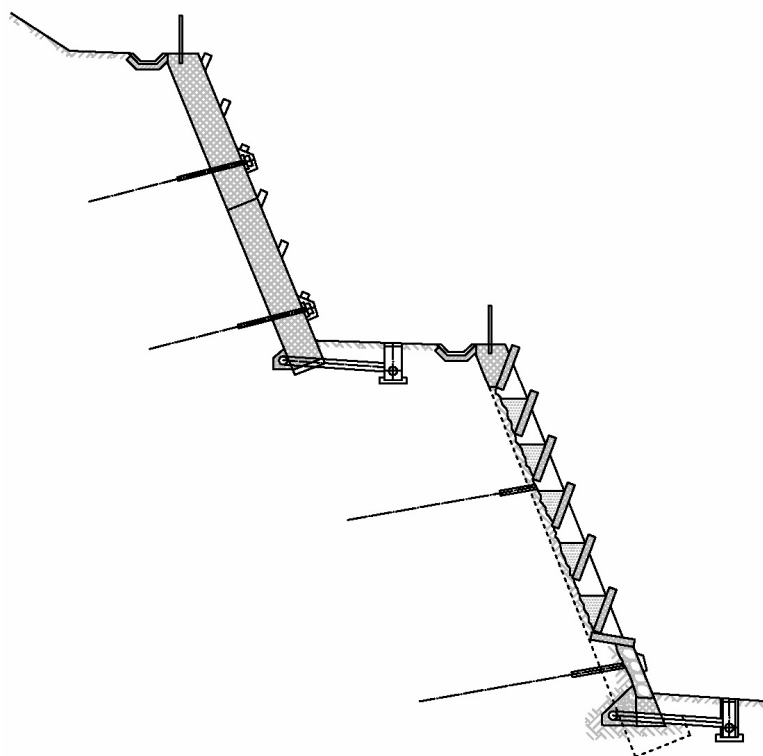
Sidrane slope je običajno mogoče uporabljati predvsem za zagotovitev ustrezne stabilnosti strmih vkopnih brežin v močno slojevitih in predrobljenih hribainah, v mehkih hribinah in v razpokanih in nehomogenih konglomeratih. V kolikor v takšnih primerih površina brežine med slopi ni podvržena preperevanju in eroziji, običajno niso potrebni dodatni ukrepi za zagotovitev stabilnosti in zaščito brežine med slopi.



*Primer izvedbe pokončnih sidranih slopov na območju delno preperele razpokane hribine (Povzeto po: TSC 07.204, 2003, str. 15)*

Nesidrane pa tudi sidrane pobočne slope je mogoče uporabljati tudi za zagotovitev ustrezne stabilnosti strmih vkopnih brežin v gramoznih in gruščnatih tleh, ki so lahko tudi močno zaglinjena ali delno cementirana, kot tudi v trdih prekonsolidiranih glinah. Da bi preprečili erozijo ter pojav lokalnih plitvih drsin v brežini med slopi, je v takšnih primerih običajno potrebno predvideti ustrezne ukrepe za zaščito brežine med slopi.

V takšnih primerih je med pobočne slope mogoče vgraditi prečne armiranobetonske, lesene, kovinske ali drugačne plohe. Prostor za plohi se lahko zapolni s humusom in zasadi z rastlinjem, ki kasneje v celoti preraste konstrukcijo, korenine rastlinja pa zemljinu na površju povežejo in jo s tem dodatno stabilizirajo. Brežino med slopi je prav tako mogoče obložiti ali obzidati s kamnito oblogo ali z betonskimi elementi različnih oblik, vendar je izgled takšnih brežin manj privlačen.



*Primer izvedbe sidranih pobočnih slopov z vgrajenimi prečnimi armiranobetonskimi plohi med njimi: nad bermo je prikazan prerez skozi slop, pod bermo pa prerez skozi območje brežine med slopi. (Povzeto po: TSC 07.204, 2003, str. 16)*

V kolikor se zaščito brežine med vgrajenimi pobočnimi slopi izvede s slabo prepustnim zidom, je potrebno predvideti tudi ustrezen drenažni sistem za dreniranje zaledne vode, ki se lahko pojavi v brežini. V kolikor se v brežini ne pojavljajo izraziti stalni ali občasni izviri vode, ampak voda nastopa le v obliki razmočenih con, je potrebno vgraditi ustrezne plitve drenaže v obliki cevk, ki odvajajo vodo iz območja za takšno oblogo brežine. Stalne ali občasne izrazite izvire vode v brežini pa je potrebno dodatno zajeti z globokimi drenažami v obliki horizontalno uvrtnih cevni drenaž. V kolikor so pobočni slopi v brežino sidrani,



morajo takšne drenaže segati globlje v zaledje brežine, kot so vgrajena sidra. Da bi preprečili zamašitev drenaž v času injektiranja sider, je potrebno globoke drenaže izdelati po končanem injektiranju.

Dimenzije in medsebojno oddaljenost ter potrebno sidranje je potrebno določiti tako, da je zagotovljena ustrezna stabilnost celotne na ta način zaščitene brežine. Pri določitvi medsebojnega razmika pobočnih slopov je poleg tega potrebno upoštevati pogoj, da se med njimi ne sme pojavljati plazenje brežine večjega obsega in globine. V kolikor so pobočni slopi sidrani v brežino, jih je potrebno obravnavati kot kontinuirne nosilce in jih tako tudi ustrezno armirati.

Pobočne armirano betonske slope je mogoče izdelati na licu mesta ali pa jih izdelati iz ustrezno oblikovanih predfabriciranih elementov. Pred izdelavo ali montažo slopov je potrebno brežino ustrezno poravnati ter vgraditi ustrezno plast podložnega betona, ki zagotavlja popolno naleganje slopov na brežino vkopa. V obeh primerih je pobočne slope mogoče izdelovati v celoti po končanem izkopu, ali pa jih izdelovati od zgoraj navzdol, sproti z napredovanjem izkopa. V celoti po končanem izkopu jih je mogoče izdelovati le v primerih, ko izkopana brežina zagotavlja vsaj minimalno začasno stabilnost. V tem primeru je mogoče upoštevati začasni minimalni količnik varnosti proti porušitvi nezaščitene brežine. Takšne slope je mogoče izvajati kot zaščito brežine pred erozijo in prekomernim preperevanjem.

V primeru, da predvidena brežina vkopa brez zaščite s pobočnimi slopi ne zagotavlja vsaj minimalne kratkotrajne stabilnosti, je slope potrebno izvajati po korakih od zgoraj navzdol, sproti z napredovanjem izkopa. V kolikor je potrebno, je v vsakem koraku posebej potrebno slope tudi ustrezno sidrati. Na podlagi ustreznih analiz stabilnosti brežine, je potrebno določiti še dopustno globino odkopa v posameznem koraku.

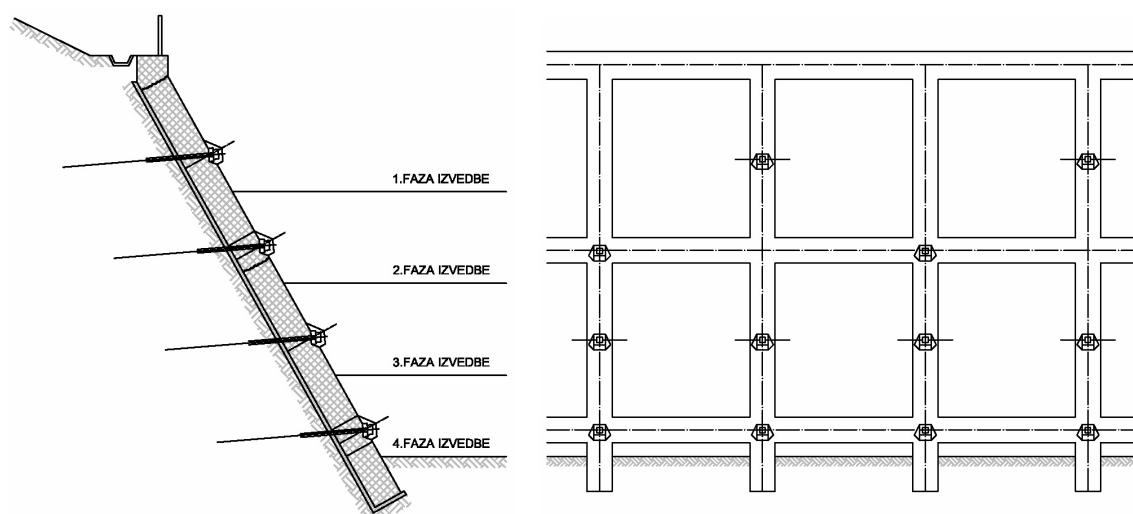
#### 3.1.2.4 Sidrane armiranobetonske brane

V primerih, ko je za zagotovitev ustrezne stabilnosti brežin potrebno vgraditi večje število geotehničnih sider, je namesto pokončnih pobočnih slopov mogoče izvesti sidrano armiranobetonsko brano. Takšna konstrukcija običajno omogoča vgradnjo večjega števila geotehničnih sider, obenem pa se zaradi prečnih elementov lahko uspešno upira premikom konstrukcije navzgor po brežini zaradi delovanja komponente sidrne sile, ki je vzporedna z brežino.

Sidrane armiranobetonske brane je mogoče uporabljati za zagotovitev ustrezne stabilnosti vkopnih brežin običajnega naklona v mehkih hribinah, grobozrnatih nevezljivih zemljinah, kot so na primer pobočni grušči, kot tudi v trdih prekonsolidiranih glinah. Takšne konstrukcije so primerne predvsem tam, kjer je zaradi nevarnosti plazenja z geotehničnimi sidri potrebno prevzeti velike pritiske zaledja brežine.

Tako kot pobočni slopi so tudi armiranobetonske brane lahko izdelane na površini brežine ali pa so v njo delno ali v celoti vkopane.

Dimenzije in medsebojno oddaljenost ter število in razpored geotehničnih sider je potrebno določiti tako, da se zagotovi ustrezna stabilnost celotne na ta način stabilizirane brežine, obenem pa zagotovi cenovno najbolj optimalno rešitev. Pri določanju medsebojnega razmaka vzdolžnih in prečnih elementov brane je potrebno upoštevati tudi pogoj, da se med njimi ne sme pojavljati izrivanje ali plazenje materiala v brežini.



Primer izvedbe sidrane armiranobetonske brane (Povzeto po: TSC 07.204, 2003, str. 19)

Prostor med elementi brane je mogoče zapolniti s humusom in zasaditi z rastlinjem, ki kasneje v celoti preraste konstrukcijo, korenine rastlinja pa zemljinu na površju povežejo in jo s tem dodatno stabilizirajo. Brežino med elementi brane je prav tako mogoče obložiti ali obzidati s kamnito oblogo ali betonskimi elementi različnih oblik, vendar je izgled takšnih brežin manj privlačen.

V kolikor se zaščito brežine med elementi brane izvede s slabo prepustno kamnito ali drugačno oblogo v betonu, je potrebno predvideti tudi ustrezen drenažni sistem za dreniranje zaledne vode, ki se lahko pojavi v brežini. Ker je običajno pri izvedbi brane potrebno vgraditi večje število geotehničnih sider, je potrebno posebno pozornost posvetiti vplivu injektiranja sider na pogoje dreniranja globoko v zaledju brežine. Da bi preprečili zastajanje podtalnice in naraščanje pornih tlakov za območjem injektiranja vgrajenih sider, je potrebno predvideti tudi ustrezno število globokih drenaž v obliki horizontalno uvrtnih cevni drenaž. Takšne drenaže se vgradi šele po končanem vgrajevanju sider.

Ker brežina vkopa brez predvidene zaščite s sidrano brano praviloma ne zagotavlja vsaj minimalne kratkoročne stabilnosti, je brano praviloma potrebno izvajati po korakih od zgoraj navzdol, sproti z napredovanjem izkopa. V vsakem koraku je potrebno vgraditi tudi ustrezno število sider. Na podlagi ustreznih računskih analiz stabilnosti brežine, je potrebno določiti še dopustno globino izkopa v posameznem koraku. Največji še dopusten izkop v posameznem koraku lahko pogosto vpliva tudi na določitev najprimernejše medsebojne oddaljenosti prečnih elementov brane.

### 3.1.2.5 Izboljšanje parametrov zemljine

V nevezljivih peščenih in gramoznih, včasih pa tudi v gruščnatih zemljinah je mogoče tla pred izvedbo vkopa predhodno stabilizirati z injektiranjem različnih veziv. Za stabilizacijo takšnih zemljin so običajno najprimernejša različna cementna veziva. V tleh enakomerno razporejena injekcijska masa poveže zrna nevezljivih zemljin in jim tako lahko močno poveča njihovo strižno trdnost. V takšnih tleh je nato mogoče izvajati vkope tudi z bistveno bolj strmimi,

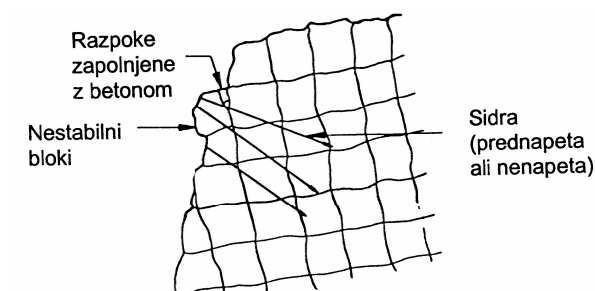
vendar trajno stabilnimi brežinami. Stabiliziranje zemljin v temeljnih tleh z injektiranjem različnih veziv je mogoče uspešno izvajati le v zemljinah, ki nudijo zadostno prepustnost uporabljeni injekcijski masi, zato na takšen način v splošnem ni mogoče stabilizirati glinenih in meljnih zemljin, kot tudi ne zaglinjenih peščenih ali gramoznih zemljin. Za uspešno injektiranje morajo biti temeljna tla prav tako zelo enakomerno in homogeno sestavljena in ne smejo vsebovati različnih tankih ali debelih slabo prepustnih slojev, ki bi ovirali enakomerno prodiranje injekcijske mase v temeljna tla.

V splošnem so takšni ukrepi dragi in zamudni, zato se jih uporablja le izjemoma. Najpogosteje se v omejenem obsegu uporabljajo v urbanih območjih, ko je potrebno vkope izvajati tik ob obstoječih objektih in je prostor za izvedbo vkopa omejen. V teh primerih se temeljna tla pod obstoječimi objekti z injektiranjem različnih veziv stabilizira, da bi se preprečilo posedanje objektov pri izvedbi vkopa, brežino vkopa pa se nato pogosto dodatno zaščiti z ustrezno podporno konstrukcijo.

Takšen način zaščite vkopnih brežin je lahko zelo primeren tudi pri izvajanju vkopa v dobro prepustnih nevezljivih tleh pod stalnim ali občasnim nivojem podtalnice. Z uporabo ustrezne injekcijske mase je močno prepustna temeljna tla v zaledju vkopne brežine mogoče zadovoljivo zatesniti in tako močno zmanjšati dotok podtalnice v izkop. V takšnih primerih je potrebno ustrezno zatesniti tudi dno izkopa in s tem preprečiti prodiranje podtalnice kot tudi zlom dna vkopa navzgor zaradi pornih tlakov, nastalih pod dnom vkopa. Nastale porne tlake v zaledju brežin in pod dnom vkopa je v takšnih primerih potrebno upoštevati tudi v analizi stabilnosti brežin vkopa.

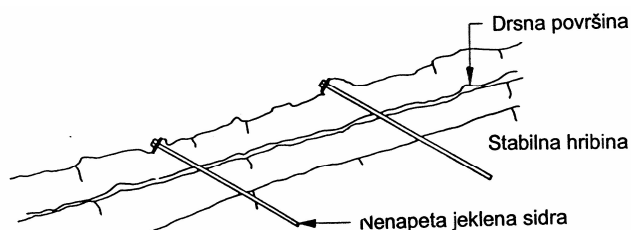
### 3.1.2.6 Sidranje posameznih blokov hribine

Pri vkopih, izvedenih v hribini, pri katerih je sistem razpok in stikov orientiran tako, da omogoča izpadanje posameznih večjih blokov ali skal ali celo plazenje tanjšega sloja hribine po stični ploskvi z nagibom proti izvedenemu vkopu, je včasih mogoče zagotoviti ustrezno stabilnost takšnih blokov ali plasti hribine z njihovim sidranjem v zaledje brežine. Posamezne manjše bloke kamenine ali skale je mogoče sidrati v stabilno zaledje brežine s pomočjo kratkih jeklenih drogov. Takšna krajša jeklena sidra je mogoče vgraditi v predhodno izdelane vrtine in jih zainjektirati s cementno ali epoksidno malto tako. V kolikor je potrebno, je takšna sidra mogoče tudi rahlo napeti. V takšnih primerih je potrebno ločeno injektirati vezni del sidra pred napenjanjem, ostali del sidra pa zainjektirati po napetju.



*Stabiliziranje posameznih nestabilnih blokov v brežini vkopa s sidranjem z jeklenimi sidri v stabilno zaledje (Povzeto po: BS 6031, 1981, str. 70)*

Podobno je mogoče sidrati tudi nestabilne tanjše sloje hribine za preprečitev njihovega drsenja po stiku v obliki daljše drsine z naklonom proti izkupu. V takšnih primerih je sidra potrebno vgraditi čim bolj poševno na drsno ploskev, da so v čim večji meri natezno obremenjena in v čim manjši meri strižno obremenjena.



*Stabiliziranje nestabilne tanjše plasti hribine s sidranjem z jeklenimi sidri v stabilno zaledje (Povzeto po: BS 6031, 1981, str. 70)*

Večje mase nestabilne hribine je mogoče sidrati v stabilno hribino v zaledju brežine s pomočjo daljših prednapetih geotehničnih sider. Sidrni del takšnih sider mora segati za cono v zaledju brežine, kjer še lahko nastopajo potencialne drsne ploskve.

V primeru uporabe večjega števila takšnih sider je potrebno proučiti možnost vpliva injektiranja sider na pogoje dreniranja zaledja brežine. Pri injektiranju sider v širšem obsegu se namreč lahko ustvari neprepustna cona v zaledju brežine, ki lahko predstavlja oviro za prosti tok podtalnice proti brežini vkopa, kar pa ima lahko za posledico porast pornih tlakov v zaledju brežine in zmanjšanje stabilnosti brežine. Da bi to preprečili, je v takšnih primerih po vgradnji in injektiranju sider potrebno izdelati ustrezne horizontalno uvtane drenaže. Takšne drenaže morajo segati globlje v zaledje brežine kot znaša doseg injekcijske mase pri vgradnji sider.

Pri vgradnji pasivnih, še posebno pa pri vgradnji prednapetih sider je potrebno posebno pozornost posvetiti protikorozijski zaščiti vgrajenih sider, kot tudi sidrnih glav. Včasih je potrebno zagotoviti tudi ustrezno dostopnost do sidrnih glav za potrebe dodatnega napenjanja ali merjenja sile, ki nastopa v sidrih.

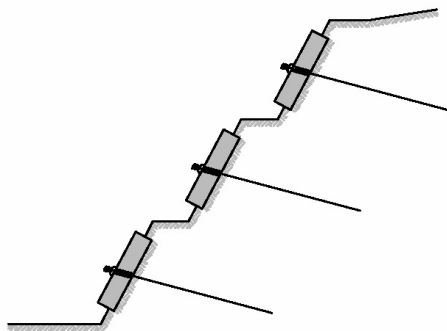
### 3.1.2.7 Plombiranje posameznih mest na površini brežine v hribini

Stabilnost in odpornost proti eroziji in preperevanju posameznih lokalno omejenih mest v sicer stabilni in erozijsko odporni brežini vkopa v hribini je mogoče doseči s tako imenovanim plombiranjem takšnih šibkih mest. Osnovni namen takšnega plombiranja je povezati delce lokalno razpokane in zdobljene hribine v bolj ali manj zlepljeno in homogeno celoto. Na ta način lahko preprečimo premike nepovezanih delcev v brežini in sprostitev notranjih napetosti v brežini po izvedbi vkopa. Takšen ukrep je zato praviloma potrebno izvesti zelo hitro po izkupu. Preperevanje in erozija takšnih lokalno slabših mest v brežini bi namreč lahko s časom privedla do ogrožanja stabilnosti celotne vkopne brežine. Sanacijo takšnih nepovezanih in nestabilnih lokalno omejenih mest je mogoče izvesti z injektiranjem ali z obzidavo ali z obbetoniranjem.

Z injektiranjem je mogoče predvsem povezati in s tem stabilizirati območja predrobljene in nepovezane hribine, kjer razpoke niso zapolnjene z glinenimi nanosi. Takšno injektiranje se običajno izvaja z zelo plastično injekcijsko maso, ki vsebuje velik delež cementa in zmes kamnitih zrn malega prereza. Večje kot so razpoke v zdrobljeni kamenini, večji je lahko maksimalni premer kamnitih zrn v injekcijski masi. V kolikor se v zdrobljeni hribini pojavljajo sorazmerno široke odprtine in razpoke, je takšno injektiranje mogoče izvajati le z zelo plastičnim betonom ustrezne granulometrijske sestave. Najprimernejšo sestavo in gostoto ter plastičnost injekcijske mase je potrebno določiti za vsak primer posebej.

Takšen način sanacije je manj uspešen v primerih, ko so razpoke predrobljene hribine pretežno ali v celoti zapolnjene z glinenimi ali meljnimi nanosi. Prav tako na takšen način ni mogoče stabilizirati večjih razpok in votlin v hribini, ki so zapolnjene z drobno zrnatimi sedimenti.

Sanacijo lokalnih nestabilnih in erozijsko neodpornih mest v sicer stabilni brežini hribine je mogoče izvajati tudi z obzidanjem ali obbetoniranjem takšnih mest. Na takšen način je mogoče sanirati tako mesta, kjer se pojavljajo predrobljena in rahla nepovezana hribina, kot tudi mesta, kjer se v večjih razpokah in votlinah v hribini pojavljajo erozijsko neodporni in nestabilni drobno zrnati nanosi. Prednost sanacije z izdelavo obloge v obliki kamnitega zidu je v tem, da se takšen zid sorazmerno dobro vklaplja v okoliško kamnito brežino, vendar je na ta način mogoče izvajati le sanacije manjših nestabilnih mest v brežini, kjer lahko nastopajo le manjši pritiski zaledne zemljine na izdelan zid. V kolikor v zaledju brežine lahko nastopajo tudi večji pritiski, je primernejša uporaba armirano betonskih zidov, ki jih po potrebi lahko tudi dodatno sidramo v stabilno zaledje brežine.



*Primer izvedbe sanacije lokalno nestabilnega mesta v vkopni brežini z izdelavo sidranih armiranobetonskih zidov oziroma plošč (Povzeto po: TSC 07.204, 2003, str. 17)*

Namesto klasično grajenih betonskih ali armiranobetonskih zidov je mogoče izvajati tudi ustrezne zaščite z nanosom brizganega betona ustrezne debeline. V kolikor je potrebno izvesti večjo debelino brizganega betona, ga je potrebno ustrezno ojačati z jeklenimi mrežami, po potrebi pa je takšno oblogo mogoče tudi sidrati v stabilno zaledje brežine.

Če se v takšnih zdrobljenih in nepovezanih conah hribine občasno sli stalno pojavlja voda, je potrebno ustrezno urediti tudi njeno dreniranje, da voda ne zastaja za izdelano zaščito. V kolikor se zaščita izvede s kamnitim ali betonskim obložnim zidom, se vgradi kratke drenažne

cevi, ki preprečujejo zastajanje vode za oblogo. V primeru, ko pa se sanacija izvaja z injektiranjem takšne cone, pa je po injektiranju potrebno vgraditi horizontalno uvrtnane drenaže, ki morajo segati globlje v zaledje brežine, kot je prodrla injekcijska masa.

### 3.1.3 Podporne konstrukcije vkopnih brežin

Kjer za izvedbo brežine vkopa z ustrezno trajno stabilnim naklonom ni dovolj prostora ali pa bi dolžina takšne brežine v sorazmerno strmem pobočju segala preko razumnih meja, obenem pa drugačnih ukrepov za zagotovitev stabilnosti brežine z večjim naklonom ni mogoče izvesti ali pa le ti ekonomsko niso sprejemljivi, je potrebno predvideti ustrezne podporne konstrukcije, ki omogočajo zmanjšanje dolžine brežine vkopa in zagotavljajo ustrezno stabilnost brežine. Za takšno podpiranje brežine vkopa je mogoče predvideti različne podporne konstrukcije različnih zasnov in oblik, ki so lahko izdelane iz različnih materialov.

Takšne konstrukcije so predvsem:

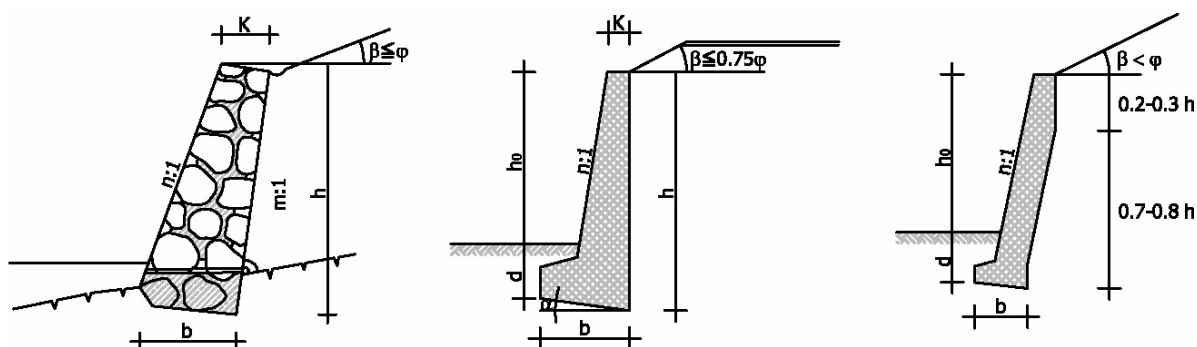
- težnostni zidovi iz masivnega betona ali zidani iz opeke ali kamenja ipd.,
- armiranobetonske podporne konstrukcije različnih oblik,
- armiranobetonske sidrane stene, izvedene od zgoraj navzdol,
- armiranobetonske pilotne stene, ki so lahko konzolne ali sidrane,
- armiranobetonske stene, izdelane kot diafragme, ki so lahko konzolne ali sidrane,
- stene iz jeklenih zagatnic, ki so lahko konzolne ali sidrane,
- podporni zidovi v obliki zložb iz različnih prefabriciranih betonskih elementov, zapolnjenih z zemljino ali kamenino,
- gabioni in
- kamnite zložbe.

Pri izvedbi različnih podpornih konstrukcij za podpiranje vkopnih brežin je zelo pomembno, da se v vseh primerih in pri vseh vrstah podpornih zidov posveti zadostno pozornost izvedbi ustreznih drenažnih sistemov za zajemanje in odvajanje vode, ki pronica iz tal v zaledju podpornih konstrukcij. Na ta način se prepreči hidrostatske pritiske na podporno konstrukcijo in izogne splošnemu dvigu pornih tlakov v zemljini ali kamenini ter dodatni obtežbi podporne konstrukcije. Tam, kjer obstoji nevarnost izpiranja finih delcev iz zemljine, je potrebno vgraditi ustrezno sestavljen peščeni filtrni sloj ali pa grobozrnati drenažni sloj zaščititi z ustrezno filtrno geotekstilijo.

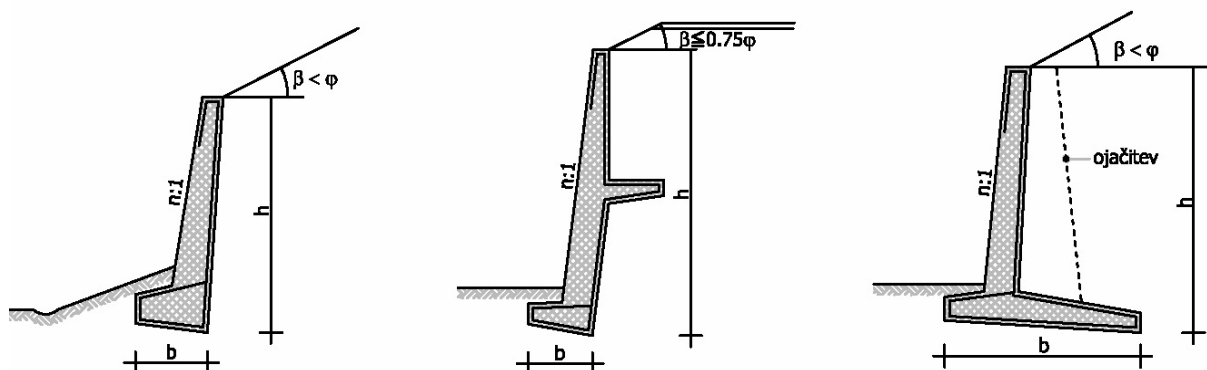
V primeru uporabe večjega števila sider za sidranje različnih podpornih konstrukcij v stabilno zaledje brežin je potrebno proučiti možnost vpliva injektiranja sider na pogoje dreniranja zaledja brežine. Pri injektiranju sider v širšem obsegu se namreč lahko ustvari neprepustna cona v zaledju brežine, ki lahko predstavlja oviro za prosti tok podtalnice proti brežini vkopa. To pa ima lahko za posledico porast pornih tlakov v zaledju brežine in zmanjšanje njene stabilnosti. Da bi to preprečili, je v takšnih primerih po vgradnji in injektiranju sider potrebno izdelati ustrezne horizontalno uvrtnane drenaže, ki morajo segati globlje v zaledje brežine kot znaša doseg injekcijske mase pri vgrajevanju sider.

### 3.1.3.1 Podporne konstrukcije, grajene po izvedenem izkopu

Izdelava različnih oblik težnostnih zidov, ki so lahko izdelani iz različnih materialov ter izdelava različno oblikovanih armiranobetonskih konstrukcij sta za podpiranje brežin vkopov primerni le, v kolikor je zemljino v spodnjem delu vkopa mogoče začasno izkopati v večjem naklonu tako, da je mogoče izvesti predvideni podporni zid. Zato je kljub enostavnosti njihovih konstrukcij uporabnost takšnih zidov za podpiranje vkopnih brežin omejena. Da bi v času gradnje takšnih zidov čim manj ogrozili stabilnost začasne strme vkopne brežine, je takšne zidove potrebno graditi po kampadah dolžine 4 do 6 m. Dolžino kampade je za vsak primer posebej potrebno prilagoditi stabilnostnim razmeram v brežini, ki se pri posameznem zidu lahko tudi spreminja oziroma prilagaja glede na spreminjanje sestave tal, v katerih se izvaja vkop. Pred izkopom za naslednjo kampado zidu je potrebno prostor med zidom in brežino začasnega izkopa predhodne kampade ustrezno zasuti s kontroliranim vgrajevanjem in zgoščanjem zemljine po plasteh. Takšne zidove je mogoče izvajati tudi v predhodno izdelanih razprtih in ustrezno zavarovanih jarkih. Izkop preostale zemljine pred opornim zidom se tedaj izvede po dokončanju zidu in ustreznim zasipom njegovega zaledja.

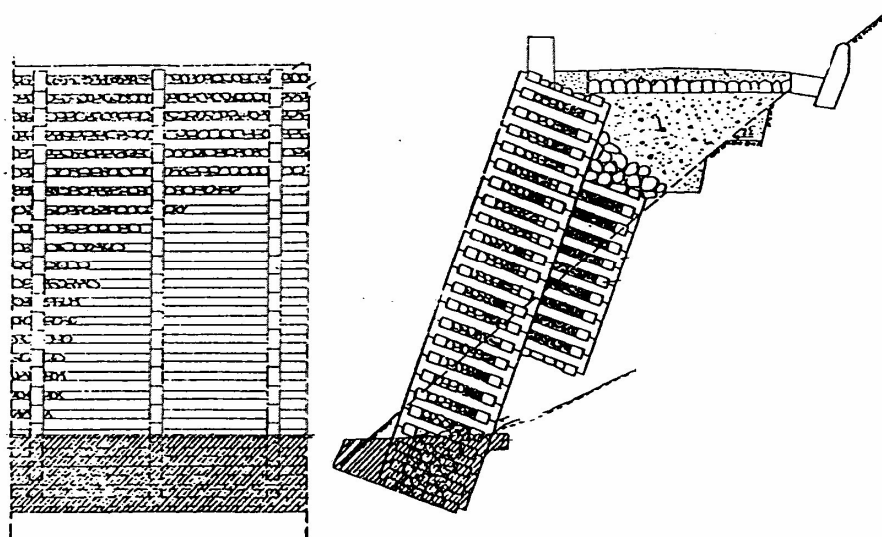


Primeri različnih izvedb težnostnih podpornih zidov (Povzeto po: TSC 07.203, 2004, str.7, 12 in 13)



Primeri različnih izvedb armiranobetonskih podpornih konstrukcij (Povzeto po: TSC 07.204, 2004, str. 18, 19 in 20)

Podobno kot težnostne zidove je za podpiranje brežine vkopa mogoče uporabljati tudi različne kamnite zložbe ali zložbe iz različnih predfabriciranih betonskih elementov, kot tudi različne oblike kašt. Takšne podporne konstrukcije imajo v splošnem nižjo strižno trdnost kot klasični težnostni zidovi, vendar se običajno bolje vključujejo v prostor. Na mestih, kjer je na voljo dovolj kvalitetnega gruščnatega materiala za zapolnitev različnih zložb oziroma kašt, lahko takšne konstrukcije predstavljajo tudi zelo ekonomične rešitve.



*Primer izvedbe podporne konstrukcije v obliki kašt (Povzeto po: Logar, 1999, str. 43)*

Podporne zidove iz armirane zemljine je možno izdelati samo v primerih, ko se da izvesti širši odkop vkopne brežine v takšnem obsegu, da je pri gradnji podpornega zidu v njegovem zaledju mogoče vgraditi tudi ojačitvene elemente armirane zemljine v zadostni dolžini. Zato podporne konstrukcije v obliki armirane zemljine v splošnem niso primerne za podpiranje vkopnih brežin. Običajno je njihova uporaba ekonomsko upravičena le pri sanaciji splazele brežine vkopa, ko je potrebno splazeli material iz brežine v celoti odstraniti. Prednost podpornega zidu iz armirane zemljine je v takšnih primerih tudi v njegovi gibkosti in zmožnosti prilagajanja premikom temeljnih tal brez večjih poškodb. Takšne podporne konstrukcije iz armirane zemljine se običajno izvaja z uporabo različnih običajno armirano betonskih montažnih elementov, na katere so na zunanjem koncu vpeti ojačitveni elementi v oblike različnih trakov. Mogoče pa je izvesti tudi podporno konstrukcijo v obliki nasipa iz armirane zemljine, kjer so ojačitveni elementi v obliki geotekstilij ali geomrež, ki so na zunanjem robu upognjeni navzgor in položeni na vgrajeno plast zemljine ter tako sidrani nazaj v nasip. Strmo brežino takšnega armiranega nasipa je tedaj mogoče ustrezno zatraviti in zasaditi. Primeri takšne izvedbe brežine nasipa iz armirane zemljine so prikazani v poglavju 5.3.5 tega dela.

Različne podporne konstrukcije izdelane iz gabionov so primerne predvsem na lokacijah, kjer je na voljo zadostna količina skal, grušča ali dovolj grobega proda za napolnitev košar iz jeklene pletene mreže. Prav tako mora biti na razpolago dovolj prostora za izvedbo strme stopničaste brežine podpornega zidu, zloženega iz takšnih elementov. Trajnost takšnih

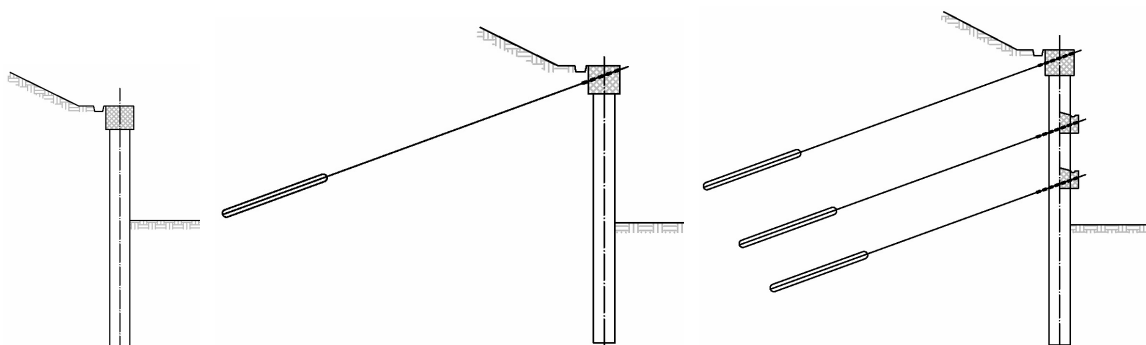


elementov ni zelo dolga, razen v kolikor so jeklene mreže ustrezno zaščitene z vročim cinkanjem in plastificirane. V takšnih primerih se njihova življenjska doba bistveno podaljša. Različne podporne konstrukcije, sestavljene iz gabionov, so še posebno primerne v pogojih, ko je vkop občasno ali stalno poplavljen z vodo in so brežine izpostavljene izpiranju zaradi vodnega toka, plimovanja ali valovanja. Prednost takšnih konstrukcij je tudi v njihovi gibkosti in so zato še posebno uporabne v primerih, ko se pričakuje večje naknadne premike brežine vkopa zaradi relaksacije in nabrekanja brežine vkopa ali premike zaradi morebitnega plazjenja.

### 3.1.3.2 Podporne konstrukcije, grajene pred ali skupaj z napredovanjem izkopa

V nestabilnih vodonosnih tleh, kjer nastopajo zemljine z nizko strižno trdnostjo, praviloma ni mogoče izvesti začasnega izkopa s strmo brežino v spodnjem delu vkopa, razpiranje in zavarovanje začasno izdelane gradbene jame pa je običajno preveč zahtevno in predrago. V takšnih primerih je običajno najprimernejša izdelava podpornih konstrukcij v obliki pilotnih sten, diafragm ali sidranih zidov. Prednost takšnih konstrukcij je v tem, da jih je mogoče izdelati pred izvedbo vkopa, oziroma jih izdelovati skupaj z napredovanjem izkopa.

Pilotne stene so izdelane iz pilotov, ki jih na medsebojni razdalji ne večji od 2 do 3 premerov pilota, vgradimo v temeljna tla še pred pričetkom del na izkopu. Vgrajene pilote se nato zgoraj poveže z armirano betonsko gredo v pilotno steno, ki jo je, v kolikor je to potrebno, mogoče tudi dodatno sidrati v stabilno zaledje brežine s prednapetimi geotehničnimi sidri. Šele tedaj je mogoče pričeti z deli na izkopu pred pilotno steno. V kolikor je potrebno, je z napredovanjem izkopa mogoče pilote dodatno povezati z armirano betonsko gredo in jo dodatno sidrati v stabilno zaledje brežine. V kolikor so piloti v pilotno steno vgrajeni z medsebojnim razmikom, je potrebno odkopano zemljinu med njimi ustrezno zaščititi. V vmesni prostor med piloti je mogoče vgraditi ustrezne predfabricirane armirano betonske elemente, ali pa ga obbetonirati ali obzidati. Namesto tega je mogoče celotno vidno površine pilotne stene obložiti z različnimi montažnimi armirano betonskimi elementi ali jo obzidati in s tem izboljšati njen izgled. Različni montažni fasadni elementi lahko v tem primeru služijo tudi kot vidni opaz drenažnemu betonu, ki ga vgradimo med pilote in fasadne elemente.



Slika 3.1 Primer izvedbe konzolno vpete ter enkrat in večkrat sidrane pilotne stene

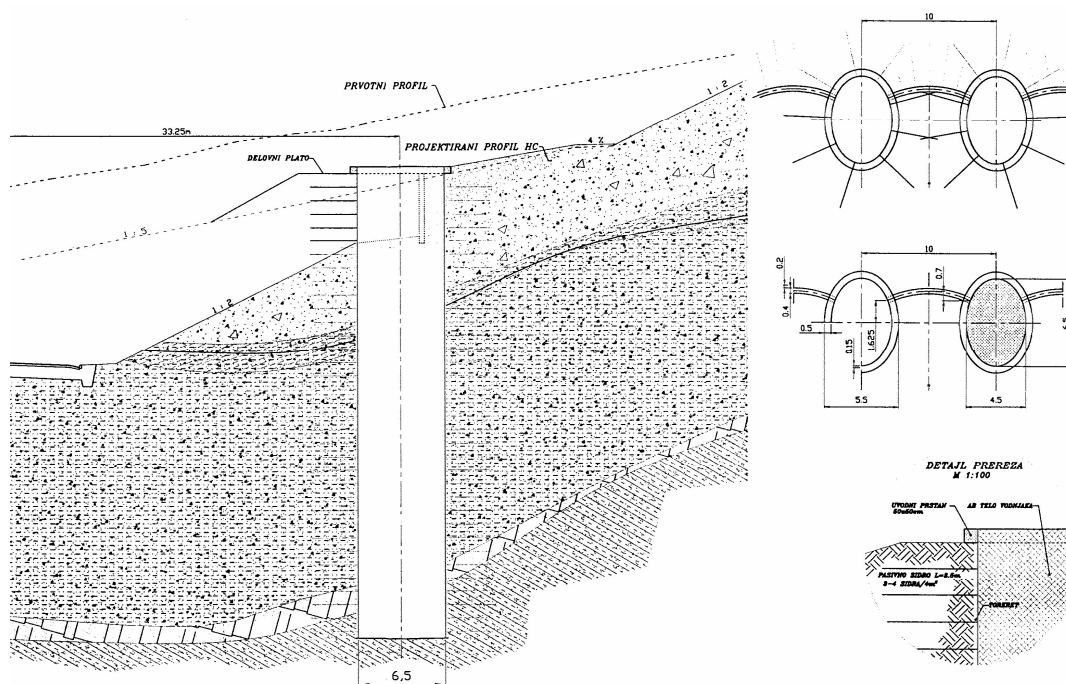
Fig. 3.1 Sample of cantilevered and once or several times anchored pile wall

V kolikor so temeljna tla deloma ali v celoti zasičena s podtalnico, je namesto pilotne stene primerneje izdelati za vodo neprepustno armirano betonsko steno po metodi izvajanja diafragme, ki jo je ravno tako mogoče dodatno sidrati v stabilno zaledje brežine.

Podobno je mogoče uporabiti tudi podporne konstrukcije, izdelane iz različnih jeklenih zagatnic. Le te se običajno uporablja kot začasni ukrep, v kolikor pa se jih ustrezno zaščiti proti koroziji, pa jih je mogoče uporabljati tudi kot trajno podporno konstrukcijo.

Ustrezno izvedene pilotne stene je mogoče uporabljati tudi za zagotovitev ustrezne stabilnosti brežine vkopa v primerih, ko se v tleh nahaja posamezen slabo nosilni sloj zemljine ali hribine z nizko strižno trdnostjo in zato z izvedbo naravnega naklona brežine ni mogoče zagotoviti ustrezne stabilnosti načrtovane brežine. V takšnih primerih se pilotno steno vgradi na izdelani bermi v brežini, izkop pred pilotno steno pa se izvede v stabilnem naklonu brežine. V teh primerih je po izvedbi izkopa vidna le zgornja armirano betonska greda pilotne stene, ki povezuje posamezne pilote. Dodatno sidranje pilotne stene je v takšnih primerih mogoče samo na tej vidni armirano betonski gredi.

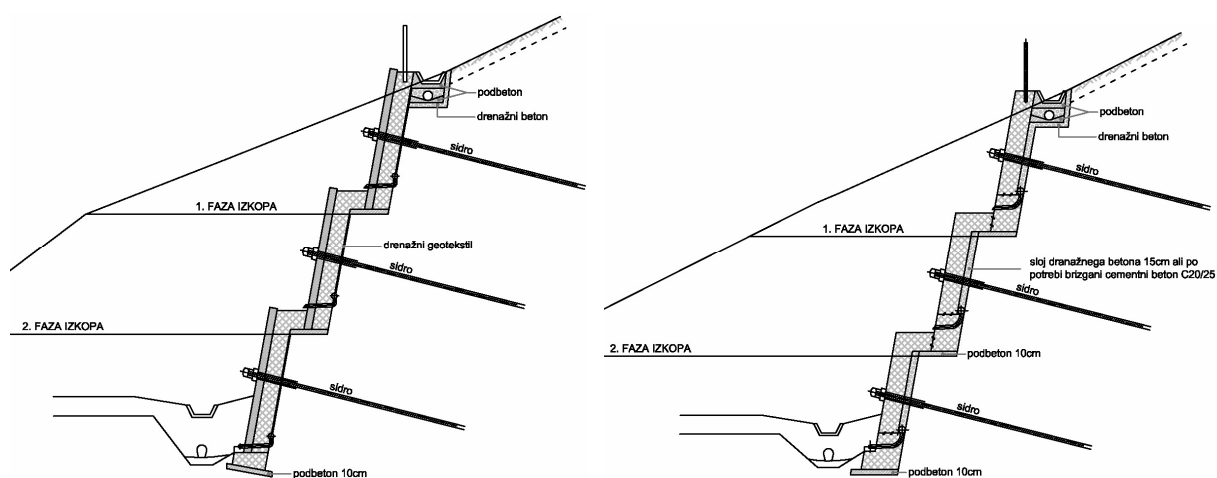
Namesto večkrat sidranih pilotnih sten je v takšnih primerih mogoče zagotoviti ustrezno stabilnost načrtovanih brežin vkopov tudi z vgradnjo vodnjakov večjega premera. Da bi lahko prevzeli velike strižne in upogibne napetosti, morajo biti takšni vodnjaki praviloma polnega armiranobetonskega prereza. Najpogosteje so takšni vodnjaki zasnovani kot konzolne konstrukcije, mogoče pa jih je tudi dodatno sidrati v stabilno zaledje brežine.



Primer izvedbe vodnjakov za stabiliziranje plazu nastalega z izvedbo vkopa (Povzeto po: Pulko, 2004, pril. 3.1)

V bolj stabilnih temeljnih tleh brez prisotnosti večjih količin podtalnice je mogoče izdelati podporne konstrukcije v obliki sidranih armirano betonskih podpornih zidov, ki jih izvajamo

od zgoraj navzdol, skupaj z napredovanjem izkopa. Izkop in zidovi se izvajajo po korakih višine do ca. 4 m. Takšni zidovi se običajno izvajajo iz predfabriciranih ustrezno armiranih betonskih plošč, ki služijo kot zunanji opaž in predstavljajo zunanjo vidno fasado zidu. Prostor med nameščenimi takšnimi fasadnimi ploščami in začasno odkopano brežino se zapolni z ustreznim betonom. Po vgradnji se plošče zidu sidra s prednapetimi geotehničnimi sidri v stabilno zaledje brežine. Nato je mogoče nadaljevati z izkopom in izgradnjo zidu v naslednjem nivoju izkopa. Da bi omogočili kvalitetno zapolnitev prostora med odkopano brežino in nameščenimi armiranimi betonskimi ploščami, je v vsakem naslednjem koraku fasadne plošče potrebno namestiti z zamikom za najmanj 0,5 m proti zaledju vkopne brežine.



*Primer izvedbe sidranega armiranobetonskega zidu z uporabo predfabriciranih armiranobetonskih plošč in primer izvedbe brez njih (Povzeto po: TSC 07.204, 2003, str. 22)*

## 3.2 Gradnja nasipov

### 3.2.1 Temeljenje nasipov in priprava temeljnih tal

Pred pričetkom gradnje nasipa je potrebno ustrezno urediti in preurediti obstoječe vodotoke, jarke, drenažne in namakalne sisteme, tako da je zemeljska dela pri gradnji nasipa mogoče izvajati brez poseganja v vodni režim. Obstoječe sisteme odvodnih jarkov ali drenažne sisteme je potrebno pred predvideno peto nasipa prestreči z ustreznim zbirnim jarkom ali kanalom ter vodo odvesti izven območja poseganja pri gradnji nasipa. Da bi preprečili zastajanje zalednih voda za nasipom, je pogosto potrebno predvideti ustrezne prepuste v dnu nasipa. Velikost, vzdolžni naklon in mesto ter višino vtoka v prepust je potrebno uskladiti tako, da se zagotovi možnost odtoka tudi količin vode, ki se bodo povečale zaradi predvidenih različnih ureditev zemljišč v zaledju, kot tudi zagotovi možnost izvedbe kasneje planiranih ureditvenih del vodotokov tako nad kot pod nasipom. Zagotoviti je potrebno dovolj velik prerez prepusta, da ga je v primeru zamašitve mogoče očistiti s konca prepusta.

Jarki, drenaže, kanalizacija kot tudi različni komunalni vodi naj ne bi bili zgrajeni tik ob peti nasipa, saj jih horizontalne deformacije nasipa ali tal pod njim lahko stisnejo ali odrinejo ter tako poškodujejo. V kolikor to ni mogoče, se priporoča izgradnjo jarkov, kanalov in različnih komunalnih vodov čim kasneje po dograditvi nasipa, ko se večji del deformacij temeljnih tal pod nasipi že izvrši. Priporoča se uporaba gibkih cevi s stiki na preklop in z ustreznim tesnilom. Takšni cevni sistemi namreč zagotavljajo ustrezno vodotesnost kljub deformiranju cevi. Na ta način se lahko prepreči zamakanje pete nasipa in temeljnih tal pod njim tudi potem, ko se predvideni posedki v celoti izvedejo.

V času gradnje nasipov je potrebno izvesti ustrezne začasne preusmeritve vodotokov in jarkov oziroma kanalov za zajem voda tako, da se zagotovi ustrezno odvodnjavanje v času gradnje.

Da bi se izognili poškodbam obstoječih cevovodov, kanalov in drugih komunalnih vodov in naprav, nad katerimi bo zgrajen nasip, jih je pred gradnjo potrebno ustrezno zaščititi z obbetoniranjem ali z drugačnimi za določene komunalne vode primernimi ukrepi. Upravljalci različnih komunalnih vodov pogosto zahtevajo takšne zaščitne ukrepe, ki omogočajo tudi kasnejšo zamenjavo ali obnovo komunalnega voda. To je mogoče zagotoviti le z vgradnjo ustreznih cevnih prepustov ali kinet, skozi katere takšni vodi potekajo.

Pri gradnji nasipov na močno stisljivih tleh je takšne komunalne vode potrebno predhodno prestaviti izven območja predvidenega posedanja temeljnih tal ali pa jih pod nasipom ustrezno zaščititi. Zaščito takšnih komunalnih vodov je mogoče doseči z izvedbo ustrezne gibke kinete ali cevne prepusta zadostnega prereza, ki se pod nasipom poseda skupaj s posedanjem površja temeljnih tal, medtem ko obstoječi cevovod, kanal ali drug komunalni vod ostane na predvidenem mestu oziroma višini kljub posedkom kinete ali cevne prepusta. Zaščito komunalnih vodov pred poškodbami zaradi posedkov temeljnih tal je mogoče zagotoviti tudi z izgradnjo ustrezne kinete okrog obstoječega komunalnega voda, ki je temeljena na kolih, segajočih do nestisljivih slojev v temeljnih tleh. Na ta način je sicer mogoče bolj zanesljivo preprečiti kakršne koli premike oziroma deformacije komunalnega voda in s tem preprečiti različne poškodbe, vendar zaradi posednja temeljnih tal pod nasipom izven območja takšne zaščite na samem nasipu nastopijo veliki diferenčni posedki. Nad takšno zaščitno kineto se nasip namreč ne poseda.

Pri temeljenju nasipov na dobro nosilnih temeljnih tleh je pred gradnjo nasipov potrebno odstraniti vse površinske sloje slabo nosilnih nestabilnih humoznih zemljin. Humus in zemljine z velikim deležem organskih primesi je potrebno odstraniti v celotni debelini do dobro nosilnih tal. Odstranjeni humus je potrebno začasno deponirati na ustrezno urejene začasne deponije v bližini mesta gradnje nasipov tako, da se ga po izgradnji nasipa uporabi za vgradnjo na brežine nasipa in njihovo ozelenitev. Pri začasnem deponiranju humusa je potrebno zagotoviti, da se pri tem ohrani njegovo biološko vrednost in se ga ne onesažuje z neavtohtonimi rastlinskimi vrstami.

Poleg humusa je s površine dobro nosilnih tal potrebno odstraniti tudi vse sloje slabo nosilnih zemljin in različnih odpadkov. Še posebno v okolici vodotokov se namreč pogosto pojavljajo meandri in mrtvi rokavi vodotokov, ki so običajno zapolnjeni s slabo nosilnimi in močno stisljivimi meljastimi in glinenimi nanosi, ki običajno vsebujejo tudi visok delež organskih primesi. Takšne nanose je potrebno odstraniti in jih nadomestiti s kvalitetnim nasipnim materialom. Prav tako je potrebno odstraniti kakršna koli za temeljenje nasipov neprimerna odlagališča odpadkov.

Pred pričetkom gradnje je potrebno površino temeljnih tal ustrezno mehansko zgostiti tako, da se doseže čim boljše nosilnost površine temeljnih tal. Pri takšnem zgoščanju se je potrebno zavedati, da je z valjanjem mogoče zgoščati le površino temeljnih tal. Globina učinka zgoščanja je odvisna od vrste zemljine, ki se nahaja v vrhnjem sloju temeljnih tal in vrste uporabljenega sredstva za zgoščanje. Debelina tako zgoščenega površja temeljnih tal tako znaša od 0,2 pa tja do 1,0 m in je manjša pri vezljivih zemljinah in večja pri nevezljivih zemljinah. Medtem ko je takšno zgoščanje temeljnih tal pod visokimi nasipi ne prispeva bistveno k nosilnosti tal in stabilnosti nasipa in je v glavnem potrebno zato, da se izboljša nosilnost površja tal za transport gradbiščne mehanizacije, je pri nasipih majhne debeline ali pri gradnji voziščne konstrukcije neposredno na temeljnih tleh, z zgoščanjem temeljnih tal potrebno zagotoviti ustrezno nosilnost takšnih tal. V kolikor to ni mogoče, je takšna tla potrebno v ustrezni debelini nadomestiti s slojem ustrezno zgoščenega nevezljivega kamnitega materiala.

V okviru priprave temeljnih tal za gradnjo nasipa je potrebno izvesti tudi ustrezne ukrepe za zajem in odvodnjo vseh voda, ki izvirajo na območju temeljenja nasipa. Vse stalne in občasne izvire in solzaje je potrebno z ustreznimi drenažnimi sistemi zajeti in odvesti izpod nasipa. Drenažni sistem mora biti zasnovan in izdelan tako, da kljub morebitnim posedkom površja temeljnih tal pod nasipom omogoča zanesljiv zajem in odvodnjavanje vode izpod nasipa.

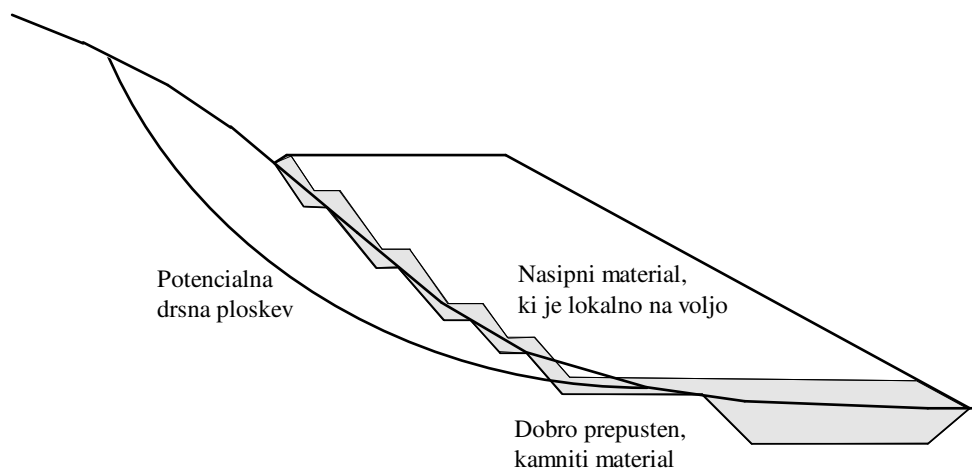
#### 3.2.1.1 Temeljenje nasipov na pobočjih

Pri gradnji nasipov na pobočjih je potrebno predhodno pazljivo proučiti naravno stabilnost pobočja. Še posebno pozornost je potrebno posvetiti pobočjem, kjer so se v preteklosti že pojavile različne oblike nestabilnosti. Nestabilna pobočja je mogoče prepoznati po značilnem valovitem reliefu, pojavu izvirov in močil, poševni rasti drevja, poškodbah obstoječih zgradb in v končni fazi po pojavu plazov, usadov ipd. Na vsak način je pri projektiranju nasipov na pobočjih potrebno natančno proučiti geološko geomehansko stabilnost pobočja in možnost nastanka ali reaktiviranja obstoječih drsnih ploskev pod obtežbo nasipa.

V kolikor se na mestu gradnje nasipa v pobočju pojavljajo različne oblike plazenja, v obliki usadov ali lokalnih plitvih plazov, ki se pojavljajo v sloju preperine na pobočju, je pred izdelavo nasipa potrebno pobočje najprej ustrezno sanirati. Splazelo zemljino je potrebno odstraniti, površino, po kateri je zemljina plazela, pa ustrezno urediti. To vključuje predvsem izvedbo ustreznih stopnic in teras v zdravo še ne preperelo pobočje in izvedbo ustreznega učinkovitega in zanesljivega drenažnega sistema za zajem in odvod zaledne vode, ki izvira in se preceja na območju plazenja. V takšnih primerih je potrebno prečni prerez nasipa prilagoditi tako, da je zagotovljen varen razpored obtežbe nasipa na temeljna tla pobočja v vseh fazah gradnje nasipa.

V primeru gradnje nasipa na pobočju, kjer se pojavlja plazenje večjih razsežnosti z globokimi drsinami, je običajno potrebno predvideti obsežne ukrepe za sanacijo plazenja in zagotovitev ustrezne stabilnosti predvidenega nasipa. Takšni ukrepi pogosto predvidevajo tudi zahtevne podporne ali oporne konstrukcije. Če je le mogoče, se je gradnji nasipov na takšnih pobočjih potrebno izogniti. Včasih je plazenje pobočja mogoče uspešno sanirati ravno z izgradnjo ustreznega oblikovanega nasipa, ki izdatno obremeni peto plazu in tako zagotovi ustrezno ravnovesje splazeli gmoti ter s tem ustavi plazenje.

Pogosto je tako potrebno predpisati tudi način in zaporedje gradnje, da se prepreči poslabšanje razmer in se izogne nestabilni obtežbi plazu v času gradnje nasipa.



Slika 3.2 Nasip, zgrajen na območju pete potencialne drsne ploskve v pobočju, lahko prispeva k ravnovesju pobočja in tako prepreči plazenje

Fig. 3.2 Embankment constructed on the toe of the potential sliding surface in the slope can contribute to the balance of the slope and so prevent landslide

Pri gradnji nasipov na zdravem stabilnem pobočju je potrebno, da se prepreči nastanek drsne ploskve na stiku med nasipom in temeljnimi tlemi. Da bi preprečili drsenje nasipa po pobočju, je potrebno v zdravo trdna tla pobočja izdelati ustrezne terase ali stopnice. Višina in širina stopnic je odvisna od naklona pobočja, vendar naj bi bila širina posamezne stopnice takšna, da omogoča vgrajevanje nasipnega materiala na posamezni stopnici ali terasi. Površina takšnih teras mora imeti takšen prečni naklon, ki omogoča odtekanje vode stran od pobočja. Prečni naklon površine teras naj ne bil manjši od 4 %.

V primeru, da se v pobočju pojavljajo stalni ali občasni izviri in solzaji podtalnice, je potrebno izdelati ustrezen sistem drenaž za zajem in odvod takšnih voda izpod nasipa. Drenažni sistem mora biti izdelan tako, da zagotavlja zanesljiv zajem in odvod zalednih voda tudi v primeru posedkov in manjših zdrsov nasipa. V primerih, ko mest vseh stalnih, predvsem pa občasnih izvirov vode ni mogoče natančno določiti in se za izdelavo nasipa uporablja slabše prepusten in na delovanje vode občutljiv nasipni material, je na celotni površini stika med nasipom in temeljnimi tlemi potrebno vgraditi ploskovni drenažni sloj. Takšen drenažni sloj je potrebno vgraditi tako po horizontalnih kot tudi po vertikalnih ploskvah izdelanih stopnic. V takšen drenažni sloj je potrebno vgraditi dobro prepusten zrnati material, ki ni občutljiv na delovanje vode in ima zadostno strižno trdnost. V kolikor se v temeljnih tleh nahajajo zemljine, pri katerih obstoji nevarnost zablatitve takšnega drenažnega sloja, je potrebno vgraditi ustrezen gramozni filtrni material ali ustrezne filtrne geotekstilije, ki preprečujejo zablatitev drenažnega sloja. Zaželeno je, da se v takšen drenažni sloj vgradi ustrezne piezometre, ki omogočajo spremljanje delovanja vgrajenega drenažnega sloja tudi po kočani gradnje. S tem se omogoči pravočasno ukrepanje, v kolikor bi se drenažni sloj zablatil in bi pritiski vode v tleh v zaledju nasipa narasli. Dodatni pritisk vode bi namreč lahko ogrozil stabilnost samega

nasipa, zaledna voda pa bi razmakala na vodo občutljiv nasipni material, kar bi lahko imelo za posledico zmanjšane njegove strižne trdnosti.

### 3.2.1.2 Temeljenje nasipov na deponijah

Kadar se izkaže potreba po izgradnji nasipa na obstoječi deponiji je potrebno natančno proučiti zgodovino nasipavanja deponije ter ugotoviti sestavo in lastnosti deponiranega materiala. Sestava deponij, ki so nastajale dalj časa, se lahko namreč zelo spreminja glede na lokacijo in globino.

Primernost različnega deponiranega materiala za temeljenje nasipov je močno odvisna od lastnosti deponiranega materiala. Medtem ko je temeljenje nasipov na deponijah različnih gradbenih odpadkov, odpadkov kamnolomov in kamnoseštva, elektrofiltrskega pepela, trdih odpadkov rudarjenja, različnih žlinder kovinsko predelovalne industrije in podobnih odpadkov manj problematično, pa je temeljenje nasipov na deponijah različnih z vodo zasičenih muljev in drugačnih usedlin, kot tudi na deponijah nevgradljivih zemljin, lahko zelo zahtevno in ima lahko za posledico velike posedke temeljnih tal pod nasipom. Vsekakor pa za temeljenje nasipov v splošnem niso primerne deponije različnih komunalnih odpadkov kot tudi ne deponije različnih kemijsko nestabilnih odpadkov predelovalne industrije.

Projektiranju nasipov, na deponijah je potrebno posvetiti posebno pozornost. Predvsem je potrebno natančno analizirati možen vpliv spreminjanja sestave deponija na stabilnost nasipa, kot tudi možen pojav diferencialnih posedkov. Potrebno je predvideti zadostno gostoto vrtn, preiskovalnih izkopov in ustreznih terenskih preiskav, da se čim bolj natančno določi sestavo in lastnosti deponiranega materiala.

Oblikovanje nasipa in priprava temeljnih tal sta predvsem odvisna od globine deponije in vrste in lastnosti deponiranega materiala. Pogosto je potrebno deponirani material do določene globine ali v celoti odstraniti in ga nadomestiti z ustreznim kvalitetnim materialom. Deponirani material pa je mogoče tudi na različne načine izboljšati in utrditi, vendar je pri tem potrebno proučiti ekonomsko upravičenost takšnih ukrepov.

### 3.2.1.3 Temeljenje nasipov v vodi

Včasih je nasip potrebno temeljiti v stoječi vodi, kot so različni bajerji, kanali ali gramoznice ter kamnolomi, zapolnjeni z vodo. Pri načrtovanju takšnih nasipov je potrebno predhodno določiti najvišji in najnižji možni nivo vode ter pazljivo določiti lastnosti zemljin v temeljnih tleh pod vodo. V kolikor se na dnu nahajajo kakršni koli mehki sloji melja, gline ali šote, jih je pred nasipavanjem potrebno odstraniti. Za izdelavo nasipa pod gladino vode ali na območju nihanja gladine vode je potrebno uporabiti takšen material, ki ostane stabilen in nespremenjen tudi, ko je preplavljen z vodo. Da bi v čim večji meri zmanjšali možne posedke in zagotovili trajno stabilnost nasipa, se za izdelavo nasipa na območju, ki je stalno ali občasno pod vodo, priporoča uporabo grobozrnatega materiala, lomljenca ali različnih betonskih elementov. Kadar je odstranitev mehkih slojev na dnu nepraktično ali neekonomično, je potrebno izvajati nasipavanje s čelnim zvrčanjem ali odmetavanjem večjih skal in zelo grobega materiala. Učinkovito mehansko zgoščanje nasipnega materiala je praviloma mogoče šele nad gladino vode. V nasipu je na višini najnižjega možnega nivoja vode potrebno predvideti ustrezne

cevne propuste ali propustne drenažne sloje, ki služijo izenačevanju nivoja vode na obeh straneh nasipa.

Pod gladino vode je v splošnem potrebno predvideti bolj položne brežine, kot je to mogoče nad nivojem vode. Na območju med najnižjim in najvišjim možnim nivojem vode je potrebno brežine nasipa ustrezno zaščititi pred izpiranjem finih delcev iz vgrajenega nasipnega materiala. Na brežino je tako potrebno vgraditi ustrezen filtrni sloj in nato brežino zaščititi pred erozijo zaradi delovanja valov. Takšna zaščita brežine se običajno izvede v obliki kamnite obloge ali skalometa, mogoče pa je uporabiti tudi oblogo izvedeno iz žičnih košar, napolnjenih s grobim kamnitim materialom. Ustrezna zaščita brežine mora segati tudi nekoliko pod najnižji in nekoliko nad najvišji možni nivo vode. V primerih, ko se lahko pojavi nenaden dvig ali padec nivoja vode, je potrebno upoštevati možnost zmanjšanja stabilnosti brežine nasipa zaradi sil, ki nastanejo pri precejanju vode v nasipu iz prejšnega višjega nivoja na novi nižji nivo vode. Slabša ko je prepustnost nasipa, daljši čas je potreben za izenačitev nivoja vode v nasipu spremenjenemu nivoju vode zunaj nasipa, dodatne sile, ki nastopajo pri precejanju vode v zaledju nasipa, pa so večje. Ustrezno stabilnost brežine nasipa je v takšnih primerih mogoče zagotoviti z vgradnjo dobro prepustnega materiala na območju možnega nihanja nivojev vode ali pa z ustrezno ublažitvijo brežin nasipa ter njihovo oblogo s težkim, dobro prepustnim materialom, ki obenem preprečuje izpiranje finih delcev iz nasipnega materiala zaradi precejanja vode.

Zaščiti brežin proti eroziji je potrebno posvetiti posebno pozornost tudi pri nasipih, ki prečkajo poplavno območje vodotokov. V takšnih primerih je nasip večino časa na suhem, toda v času poplav se lahko pojavi močna erozija površine brežin nasipa predvsem v bližini mostov ali propustov zaradi povečane hitrosti poplavne vode, ki odteka skozi odprtino v nasipu.

### **3.2.2 Gradnja nasipov na slabo nosilnih tleh**

Da bi zagotovili ustrezno nosilnost temeljnih tal sestavljenih iz stisljivih slabo nosilnih zemljin ter zagotovili ustrezno stabilnost nasipa, je pogosto potrebno predvideti ustrezne ukrepe za izboljšanje mehkih temeljnih tal. Med ukrepe izboljšanja mehkih temeljnih tal štejemo vse ukrepe, s katerimi zagotovimo hitrejše konsolidiranje in/ali povečanje strižne trdnosti temeljnih tal. Takšni ukrepi so predvsem:

- kontrolirana hitrost gradnje nasipa po korakih, tako da se dopušča dovolj časa za sprotno upadanje presežnih porenih tlakov ter konsolidacijo temeljnih tal in sprotno naraščanje strižne trdnosti;
- pospešitev konsolidacije temeljnih tal in s tem izboljšanja strižne trdnosti temeljnih tal z izdelavo preobtežbe;
- vgradnja vertikalnih drenaž, ki omogočajo hitrejše odtekanje porene vode iz temeljnih tal in s tem hitrejšo konsolidacijo temeljnih tal pod nasipom;
- izdelava propustne drenažne preproge na dnu nasipa iz grobo zrnatega, dobro prepustnega materiala, ki sega nad nivo okolnege terena;
- močna ublažitev naklona brežin nasipa ali izdelavo ustreznih bočnih nasipov;



- odstranitev slabo nosilnega, razmočenega materiala in zamenjava z ustreznim kvalitetnim materialom;
- vgradnja kamnite Pete pod vznožjem brežine nasipa v obliki širokega in globokega jarka, ki ga zapolnimo z grobim kamnitim materialom ali gruščem;
- vgradnja globokih prečnih drenažnih reber v obliki ozkih jarkov zapolnjenih z grobim kamnitim materialom;
- vgradnja gruščnatih, apnenih ali podobnih kolov, ki služijo izboljšanju strižne trdnosti zemljine. Gruščnati koli zaradi njihove dobre propustnosti poleg tega služijo tudi pospešitvi konsolidacije temeljnih tal;
- v skrajnih primerih je mogoče temeljna tla ojačati z vgradnjo različnih konstrukcijskih elementov, kot so mikro koli, različni klasični uvtani ali zabiti koli, jet-grouting koli, armiranobetonski mozniki ipd. Takšne elemente je mogoče vgraditi po celotni površini temeljnih tal pod nasipom ali pa jih vgraditi samo na območju Pete nasipa;
- izdelava mostu ali viadukta preko mehkih tal. Obtežba takšnega objekta se preko kolov prenaša do ustrezno nosilnih slojev ali podlage v večji globini temeljnih tal. To je draga metoda reševanja problema gradnje preko slabo nosilnih tal, vendar se kljub temu v nekaterih primerih lahko izkaže kot najcenejša varianta. Predvsem tam, kjer se v temeljnih tleh nahajajo več metrov debeli sloji šote, je takšen pristop lahko cenejši kot odstranitev neustreznega materiala v celotni debelini in nadomestitev s primernejšim materialom.

Naštete ukrepe je mogoče med sabo več ali manj poljubno kombinirati, saj se mnogi dopolnjujejo. Na takšen način je za vsak posamezen primer mogoče izbrati tehnično in ekonomsko najbolj ustrezen pristop za gradnjo nasipa na mehkih, slabo nosilnih tleh.

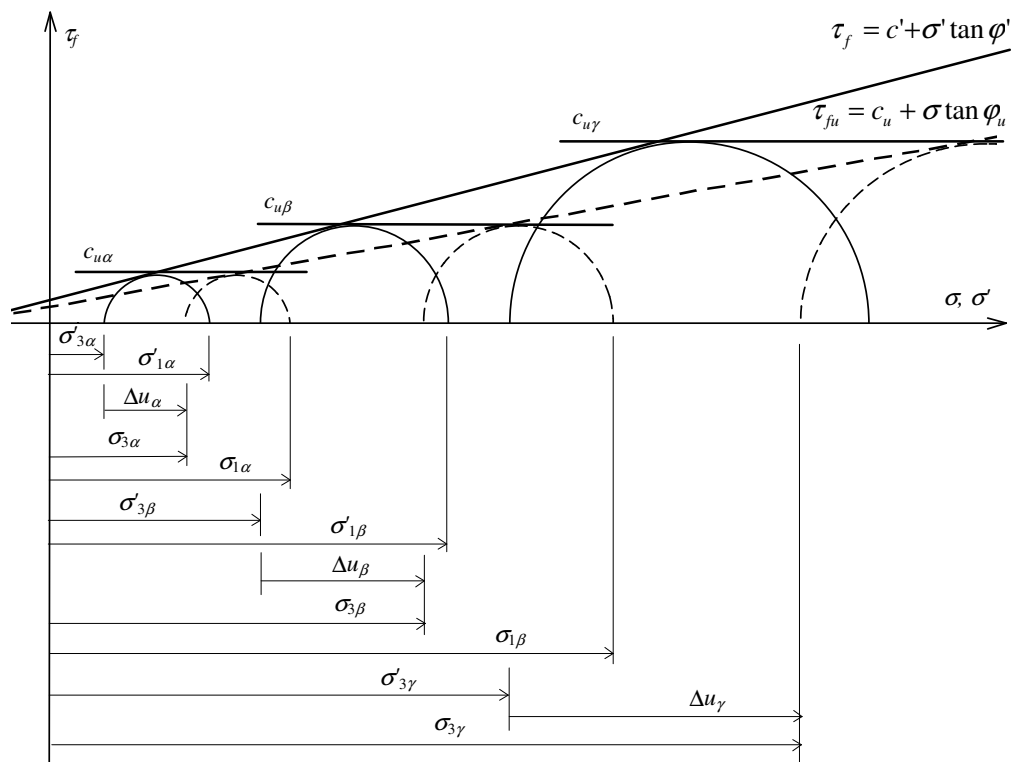
#### 3.2.2.1 Kontrolirana postopna gradnja nasipov

Kot je v poglavju 2.3.2.2 navedeno, je za stabilnost nasipa in temeljnih tal najbolj kritično stanje takoj po izdelavi nasipa, ko porni tlaki v temeljnih tleh hitro narastejo glede na obtežbo temeljnih tal. Z napredujočo konsolidacijo se varnost proti poružitvi temeljnih tal povečuje vse do končne vrednosti, ki odgovarja vpadu pornih tlakov v tleh na hidrostatske vrednosti.

Včasih je za predvideno višino in obliko nasipa na slabo propustnih in slabo nosilnih tleh mogoče zagotoviti ustrezno varnost proti poružitvi šele, ko presežni porni tlaki v tleh upadejo pod določeno vrednost. Takoj po izgradnji nasipa pa zaradi prevelikega porasta pornih tlakov pod obtežbo nasipa ustrezne stabilnosti temeljnih tal brez dodatnih ukrepov za izboljšanja tal ni mogoče zagotoviti. V takšnih primerih se je dodatnim ukrepom za izboljšanje temeljnih tal včasih mogoče izogniti s kontrolirano postopno gradnjo nasipa.

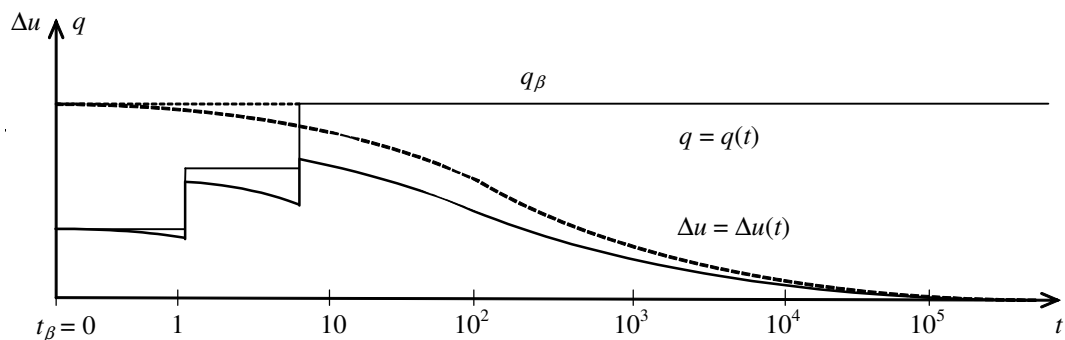
Gradnja nasipa se izvaja po vnaprej določenih korakih tako, da se dopušča dovolj časa za sprotno upadanje presežnih pornih tlakov ter konsolidacijo temeljnih tal, ter s tem sprotno naraščanje strižne trdnosti v temeljnih tleh. Višina nasipa, ki ga je v posameznem koraku mogoče zgraditi, se določi glede na še dopusten porast pornih tlakov pod takšno obtežbo tako, da je pri gradnji vedno zagotovljena minimalna še potrebna varnost proti poružitvi. Pri računu stabilnosti izvedenega nasipa v posameznih vmesnih korakih je včasih mogoče upoštevati

nižje vrednosti količnikov varnosti, kot so predpisani za stabilnost nasipa in temeljnih tal po dokončni dograditvi nasipa.



Prikaz Mohrovih napetostnih krogov pri obremenjevanju zemljine po korakih (Povzeto po: Šuklje, 1984, str. 93)

Po izvedbi nasipa do dopustne višine, izračunane za posamezen korak, je potrebno izgradnjo nasipa prekiniti za toliko časa, da presežni porni tlaki delno upadejo in strižna trdnost temeljnih tal naraste na vrednost, ki omogoča prevzem dodatnih napetosti, nastalih pri povišanju nasipa v naslednjem koraku.



Prikaz vpliva hitrosti gradnje na velikost presežnih pornih tlakov v slabo prepustnih stisljivih tleh (Povzeto po: Majes, Pulko, 1999, str. 27)

Potreben čas za konsolidacijo temeljnih tal, je za vsak korak potrebno v naprej določiti. Pri tem se je potrebno zavedati, da predstavlja tako določen čas le okvirno oziroma orientacijsko vrednost. Z nadaljevanjem nasipavanja nasipa v naslednjem koraku je mogoče pričeti šele, ko z se meritvami dejanskih vrednosti pornih tlakov v temeljnih tleh ugotovi, da so le ti upadli pod vnaprej določeno vrednost in z ustreznimi preiskavami ugotoviti dejanski porast nedrenirane trdnosti temeljnih tal.

V primeru kontrolirane postopne gradnje nasipov je tako bistvenega pomena, da se med gradnjo vzpostavi ustrezen sistem merjenja in spremljanja vrednosti pornih tlakov v temeljnih tleh.

V kolikor se v temeljnih tleh nahajajo zemljine s slabo prepustnostjo, lahko takšen način gradnje vodi k nesprejemljivo dolgotrajni gradnji zaradi počasnega upadanja presežnih pornih tlakov.

Z uporabo kontrolirane gradnje nasipa ob upoštevanju sprotne upadanja presežnih pornih tlakov v temeljnih tleh se čas, potreben od pričetka gradnje pa do zaključka konsolidacije in upad presežnih pornih tlakov po dokončanju nasipa, ne razlikuje od časa, potrebnega za zaključek konsolidacije pri normalni hitri gradnji nasipa.

Upadanje pornih tlakov v temeljnih tleh je v takšnih primerih mogoče pospešiti z vgradnjo ustreznega sistema vertikalnih drenaž, ki omogočajo hitrejše odtekanje porne vode in s tem hitrejše upadanje presežnih pornih tlakov.

#### 3.2.2.2 Uporaba preobremenitve za pospešitev posedanja

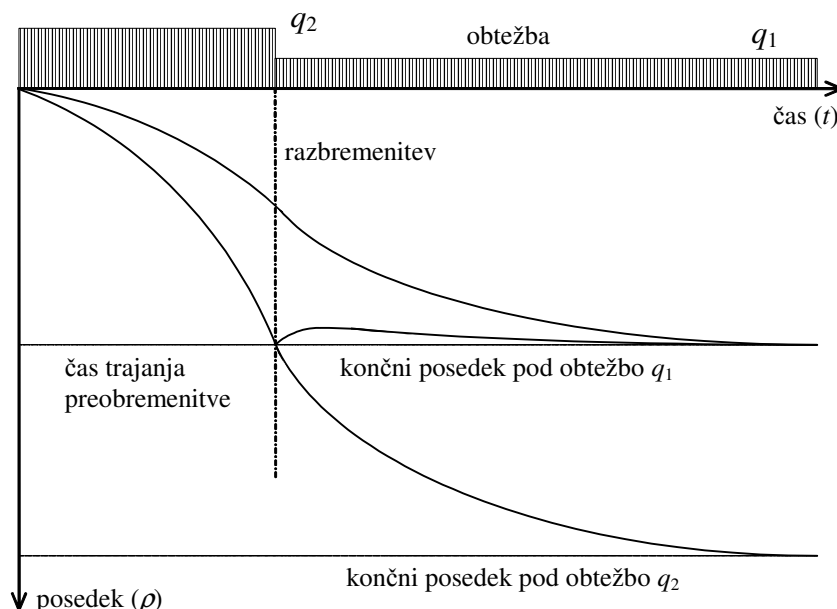
Pospešitev procesa konsolidacije in posledično posedanja temeljnih tal je mogoče doseči z izdelavo preobremenitve temeljnih tal. Uporaba preobremenitve predstavlja učinkovit način za zmanjšanje oziroma kontrolo velikosti posedkov temeljnih tal po dokončanju nasipa. Pospeševanje primarne konsolidacije in posledično razvoj posedkov s pomočjo preobremenitve je mogoče uspešno uporabljati v zemljinah, ki so podvržene občutnemu zmanjšanju volumna pod dolgotrajno statično obtežbo, njihova prepustnost pa je zadostna, da omogoča upad pornih tlakov nastalih v temeljnih tleh pod preobremenitvijo znotraj še sprejemljivih časovnih okvirov. Zemljine, ki so najbolj primerne za uporabo preobremenitve, so običajno stisljivi melji in rahli peski.

Preobremenitev se običajno izvede z izdelavo nasipa večje višine na celotnem območju temeljnih tal, kjer je izražena potreba po pospešitvi procesa primarne konsolidacije. Po tem, ko se določena velikost posedkov temeljnih tal izvede, se del nasipa, ki predstavlja preobremenitev odstrani in nasip uredi v končno obliko in višino.

Velikost oziroma stopnja preobremenitve, ki jo je pri določenih temeljnih tleh mogoče uporabiti, je omejena z nosilnostjo oziroma s strižno trdnostjo temeljnih tal. Na velikost možne preobremenitve predvsem vpliva trdnost temeljnih tal v nedreniranem stanju takoj po izvedbi preobremenitve, ko porni tlaki v temeljnih tleh narastejo na največjo vrednost.

V kolikor je glede na upoštevani količnik varnosti nosilnost temeljnih tal v nedreniranem stanju že v celoti izčrpana z obtežbo predvidenega končnega nasipa, tedaj preobremenitve tal ni mogoče izvesti, oziroma jo je mogoče izvesti le na račun uporabe nižjega količnika

varnosti. Vsekakor pa je tudi preobremenitev mogoče izvajati oziroma nanašati po korakih tako da nosilnost temeljnih tal ni nikoli presežena, kot je opisano v prejšnjem primeru.



Prikaz vpliva preobremenitve na posedanje temeljnih ta. (Povzeto po: Majes, Pulko, 1999, str. 29)

V kolikor nosilnost temeljnih tal ne predstavlja omejitvenega faktorja za izvedbo preobremenitve, lahko višino preobremenitve določimo na podlagi časa, ki ga imamo na voljo za izvršitev potrebnih posedkov. Ker pa je v praksi praviloma velikost možne preobremenitve omejena z trdnostjo temeljnih tal, je mogoče določiti le čas potreben za izvedbo potrebnih posedkov pod določeno preobremenitvijo. Na odločitev o tem kakšen delež posedkov temeljnih tal naj bi se izvedel v določenem času pod določeno še mogočo preobremenitvijo, pa vpliva predvsem velikost še dopustnih posedkov po izgradnji, razpoložljivega časa za gradnjo nasipov ter še dopustnih stroškov gradnje in odstranitve preobremenilnih nasipov.

Potreben čas za izvedbo določenega posedka pod širokimi gibkimi nasipi pri vertikalni konsolidaciji je mogoče podati na podlagi Terzaghijeve enačbe:

$$U_{q+\Delta q} = \frac{\rho_q}{\rho_{q+\Delta q}} \text{ kjer sta:} \quad (3.1)$$

$$\rho_q = \frac{h}{1+e_0} C_c \log \frac{\sigma'_{V0} + \Delta\sigma'_q}{\sigma'_{V0}} \text{ končni posedek pod nasipom brez preobremenitve in} \quad (3.2)$$

$$\rho_{q+\Delta q} = \frac{h}{1+e_0} C_c \log \frac{\sigma'_{V0} + \Delta\sigma'_{q+\Delta q}}{\sigma'_{V0}} \text{ končni posedek pod nasipom s preobremenitvijo,} \quad (3.3)$$

in so:  $h$  ..... skupna debelina stisljivih slojev v temeljnih tleh,  
 $e_0$  .... začetni količnik por v zemljini,  
 $C_c$  .... indeks stisljivosti  $-de/d\log\sigma'_v$  ter  
 $\sigma'_{v0}$  .. začetne efektivne vertikalne napetosti v temeljnih tleh.

Na podlagi tako določene stopnje konsolidacije  $U_{q+\Delta q}$  za predvideno vrednost stalne obtežbe je mogoče določiti odgovarjajoči količnik časa  $T_V$ . Potrebni čas trajanja preobremenitve pri vertikalni konsolidaciji je potem mogoče določiti na podlagi izraza:

$$t = \frac{T_V h^2}{c_V}, \quad \text{kjer je } c_V \text{ .... količnik konsolidacije.} \quad (3.4)$$

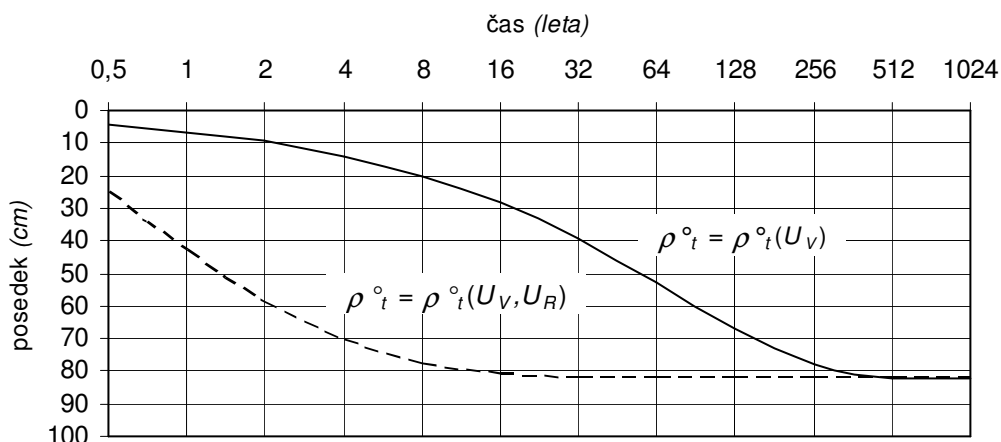
V kolikor želimo, da nabrekanje temeljnih tal po odstranitvi preobremenitve ostane v zanemarljivih okvirih, naj vrednost stalne obtežbe nasipa ne bi bila manjša od tretjine skupne vrednosti stalne obtežbe in preobremenitve. V kolikor je za določena temeljna tla značilen pojav občutnega deleža sekundarnih posedkov tal, je to pri določevanju posedka, ki naj bi se izvedel pod preobremenitvijo, potrebno upoštevati.

Omejeni čas, ki je običajno na voljo za izvedbo posedkov, v splošnem omejuje uporabo preobremenitve na relativno tanke sloje stisljivih tal ali relativno dobro prepustna tla, kjer upadanje dodatnih pornih tlakov poteka dokaj hitro. Upadanje pornih tlakov pod preobremenitvijo temeljnih tal, ki vsebujejo debelejšje sloje slabše propustnih glinenih zemljin, pa je mogoče zelo učinkovito pospešiti z vgradnjo vertikalnih drenaž.

Neenakomernosti v sestavi in lastnostih tal, kot je prepustnost za vodo ali drobna slojevitost, kjer se znotraj slabše prepustne zemljine pojavljajo boljše prepustni tanki sloji, lahko pomembno vplivajo na uspešnost uporabe preobremenitev. Zato je zelo pomembno, da se na podlagi preiskav določi ustrezne parametre, ki vplivajo na razvoj posedkov večje mase temeljnih tal.

### 3.2.2.3 Pospešitev konsolidacije z vgradnjo vertikalnih drenaž

Iz teoretičnih rešitev za račun konsolidacije je razvidno, da je pri določeni slabo propustni zasičeni zemljini čas potreben za popoln upad presežnih pornih tlakov, nastalih kot posledica dodatne obtežbe zemljine, odvisen od kvadrata razdalje, na kateri se preceja presežna porna voda. Pri različnih vrstah zemljin pa je čas, potreben za popoln upad presežnih pornih tlakov, poleg tega tudi obratno sorazmeren od propustnosti zemljin. Pri danih temeljnih tleh je na potreben čas za konsolidacijo temeljnih tal tako mogoče vplivati samo s skrajšanjem razdalje precejanja presežne porna vode. To pa je mogoče doseči samo z vgradnjo ustreznega sistema drenaž. Osnovni namen vgradnje vertikalnih drenaž v temeljna tla je tako zagotoviti lažjo pot za precejanje presežne porna vode, ki jo med procesom konsolidacije dodatna obtežba temeljnih tal iztiska iz slabo propustnega sloja zemljine. Ustrezen pravilen vzorec v temeljna tla vgrajenih vertikalnih drenaž tako hkrati dopušča tako radialen in vertikalni tok presežne porna vode iz zemljine, kar lahko bistveno skrajša čas, potreben za konsolidacijo temeljnih tal. Obenem pa se na ta način lahko posledično doseže hitrejše izboljšanje strižne trdnosti temeljnih tal.



Primer vpliva vertikalnih drenaž na razvoj posedkov tal pod nasipi zaradi konsolidacije (Povzeto po: Majes, Pulko, 1999, str. 31)

Vertikalne drenaže so še posebej učinkovite v slojevitih zemljinah, saj le te praviloma izkazujejo večjo propustnost v smeri, ki je vzporedna s podlago.

Izkušnje kažejo, da vertikalne drenaže ne služijo namenu, v kolikor napetosti zaradi dodatne obtežbe ne presežejo nivoja napetosti prekonsolidacije temeljnih tal. V takšnih primerih je stopnja konsolidacije več ali manj enaka, če drenaže uporabimo ali ne. Vertikalne drenaže prav tako niso posebno učinkovite tudi v primerih, ko je vpliv močno izraženih viskoznih učinkov zemljine na posedek pomembnejši kot primarna konsolidacija. Na primer pri šotah ali organskih zemljinah.

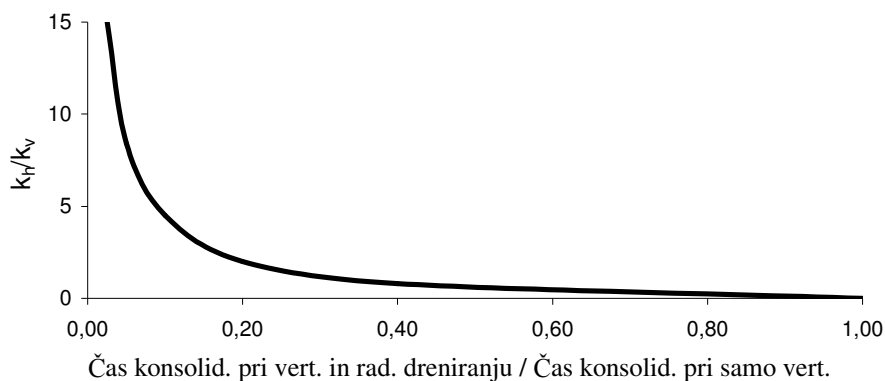
Količnik konsolidacije je v primeru precejanja porne vode v radialni smeri odvisen od horizontalne prepustnosti zemljine in nekoliko manj odvisen od modula stisljivosti. Prav tako pa je količnik konsolidacije odvisen tudi od načina obremenjevanja in nivoja efektivnih napetosti. Potreben čas  $t$  za dokončanje konsolidacije pri radialnem precejanju presežne porne vode v vertikalne drenaže je mogoče podati na podlagi enačbe:

$$t = T_R \frac{4R^2}{c_R} = T_R \frac{4R^2 \gamma_w}{k_R E_{oed}} \quad (3.5)$$

- kjer je:  $T_R$  .... brezdimenzijski časovni faktor za radialno konsolidacijo,  
 $R$  ..... polmer ekvivalentnega cilindričnega volumna zemljine, ki se drenira v vertikalno drenažo,  
 $E_{oed}$  .. endometerski modul stisljivosti  
 $\gamma_w$  ..... specifična teža vode  
 $k_R$  ..... radialna prepustnost zemljine in  
 $e$  ..... količnik por.

Ustrezne količnike prepustnosti za radialno dreniranje v homogenih zemljinah je mogoče določiti na podlagi ustreznih laboratorijskih preiskav nepoškodovanih vzorcev in so normalno enaki ali večji od količnikov prepustnosti v vertikalni smeri. Določitev ustreznih vrednosti količnikov prepustnosti v radialni smeri je še posebej pomembna v primerih, ko se vertikalne

drenaže vgrajujejo v drobno slojevita tla, kjer se izmenjujejo tanki sloji dobro prepustnih peskov ali meljev in sloji slabše prepustnih glin. Vpliv takšnih boljše prepustnih slojev je mogoče kolikor toliko realno oceniti le na podlagi rezultatov terenskih meritev prepustnosti. Običajno razmerje med horizontalno in vertikalno prepustnostjo v takšnih tleh niha med 5 in 10.

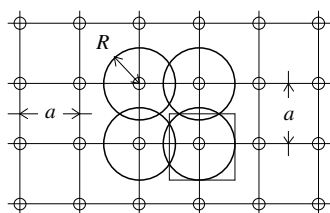


*Prikaz vpliva razmerja med radialno in vertikalno prepustnostjo na učinkovitost vertikalnih drenaž, za primer, ki ga je obravnaval Richart, 1959: upošteval je peščene vertikalne drenaže premera  $d = 0.3\text{m}$ , globine  $H = 3\text{m}$  in z območjem vpliva  $R = 3\text{m}$  ter količnikom konsolidacije  $c_v = 0.096$  (Povzeto po: Bell, 1993, str. 79)*

Pri določevanju količnikov radialne konsolidacije je potrebno upoštevati tudi vpliv porušitve zemljine ob drenaži pri njenem vgrajevanju in posledično nastanku cone slabše prepustne zemljine v okolici drenaže. V takšni pregneteni coni v neposredni okolici okrog drenaže je prepustnost zemljine v radialni smeri pogosto zelo podobna ali pa kar enaka prepustnosti v vertikalni smeri. Velikost cone pregnetene zemljine okrog drenaže je odvisna predvsem od načina vgradnje drenaže v temeljna tla, poleg tega pa njen razvoj vpliva tudi gostota in velikost pornih tlakov. Velikost cone pregnetene zemljine je za posamezen primer potrebno določiti na podlagi izvedenega preizkusnega vgrajevanja.

Na učinkovitost vgrajenih vertikalnih drenaž vpliva predvsem razpored oziroma medsebojna oddaljenost drenaž. V večini primerov se uporablja razpored drenaž v obliki kvadratne ali enakostranične trikotne mreže, z medsebojno razdaljo 1 do 4 m. Najpogosteje se uporabljajo razdalje med drenažami od 1,5 do 2,5 m. Medsebojna oddaljenost vertikalnih drenaž ima na njihovo učinkovitost veliko večji vplov, kot njihov premer.

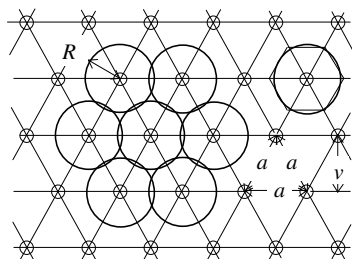
#### Kvadratična tlorisna razporeditev



$$a^2 = \pi \cdot R^2 \quad (3.6)$$

$$R = \frac{1}{\sqrt{\pi}} a = 0,564 \cdot a \quad (3.7)$$

### Trikotna tlorisna razporeditev



$$2 \frac{a^2 \sqrt{3}}{4} = \pi \cdot R^2 \quad (3.8)$$

$$2 \frac{a^2 \sqrt{3}}{4} = \pi \cdot R^2 \quad (3.9)$$

$$R = \sqrt{\frac{\sqrt{3}}{2\pi}} a = 0,525 \cdot a \quad (3.10)$$

*Prikaz različnih možnih tlorisnih razporeditev pri vgrajevanju vertikalnih drenaž (Povzeto po: Majes, Konsolidacija, str. 11)*

Običajno se vertikalne drenaže vgrajuje do globine, ki je enaka debelini slabo propustnih slojev v temeljnih tleh, lahko pa so tudi krajše. Vgrajevanje drenaž do globine okrog 20 m je praviloma ekonomsko še sprejemljivo. Pri večjih globinah pa običajno začno stroški vgrajevanja vertikalnih drenaž nesorazmerno naraščati, predvsem zaradi dodatnih težav, povezanih z njihovo vgradnjo. Celo normalne gline so namreč na globini 30 do 40 m v poltrdem ali trdem konsistenčnem stanju. Poleg tega se je potrebno zavedati, da se praviloma večina posevkov, kot tudi strižnih porušitev slabo nosilnih stisljivih tal pojavlja v sorazmerno plitvih globinah. Načeloma je danes mogoče vgrajevati vertikalne drenaže tudi do globine okrog 50 m.

Na območju temeljnih tal, kjer se vgrajuje vertikalne drenaže, je na površju temeljnih tal potrebno izdelati ustrezno drenažno preprogo iz zrnatega, dobro propustnega materiala. Iz temeljnih tal se pod pritiskom obtežbe namreč iztiska kar precejšnja količina presežne porne vode, takšna drenažna preproga pa omogoča nemoteno odtekanje iztisnjene vode izpod nasipa.

Analitična rešitev za analizo radialne konsolidacije slabo prepustnih tal okrog vgrajenih vertikalnih drenaž je bila podana na podlagi predpostavke, da se tla pod obtežbo deformirajo samo v vertikalni smeri, medtem ko deformacije v radialni smeri ne nastopajo. Prav tako je upoštevano, da se po obremenitvi totalne vertikalne napetosti  $\sigma_{zz}$  v temeljnih tleh več ne spreminjajo. Rešitev je bila kasneje še nadgrajena tako, da je mogoče upoštevati tudi vpliv upora drenaže in vpliv porušitve strukture zemljine ob drenaži. Takšna analitična rešitev za analizo radialne konsolidacije je podana v obliki:

$$U_R = 1 - \frac{A_r}{A_0} = 1 - \frac{\bar{u}}{\bar{u}_0} = 1 - e^{-\frac{8}{\mu_i} T_R} \quad (3.11)$$

kjer je :  $U_R$  ..... povprečna stopnja radialne konsolidacije v vplivnem območju drenaže ter

$$T_R = \frac{c_R \cdot t}{4R^2} \quad \text{časovni faktor radialne konsolidacije,} \quad (3.12)$$



$$c_R = \frac{k_R \cdot E_{oed}}{\gamma_w} \quad \text{koeficient konsolidacije pri precejanju vode v radialni smeri} \quad (3.13)$$

$$\text{in } \mu_i = \mu_0 + \mu_S + \mu_R, \text{ kjer predstavljajo:} \quad (3.14)$$

$$\mu_0 = \ln \frac{R}{r_0} - \frac{3}{4} \quad \text{osnovno rešitev, kot jo je podal Kjellman,} \quad (3.15)$$

$$\mu_S = \left( \frac{k_R}{k'_R} - 1 \right) \ln \frac{r_s}{r_0} \quad \text{vpliv porušitve strukture zemljine ob drenaži in} \quad (3.16)$$

$$\mu_R = \frac{z(h-z)k_R}{k_0 r_0^2} \quad \text{vpliv upora drenaže.} \quad (3.17)$$

V podanih izrazih predstavlja  $k_0$ , količnik prepustnosti vgrajene drenaže s polmerom  $r_0$ ,  $k_R$  in  $k'_R$  količnike radialne prepustnosti zemljine v vplivnem območju drenaže  $R$  in pregnetene zemljine ob stiku z vgrajeno drenažo v debelini  $r_s$ , medtem ko  $h$  predstavlja globino vgrajene vertikalne drenaže.

Podana rešitev da dovolj dobre rezultate za primere, ko je  $n = R/r_0$  razmeroma veliko število. Za praktično uporabo je približna rešitev dovolj dobra, če je  $n > 5$ .

Če poznamo povprečno stopnjo dosežene konsolidacije v določenem času, lahko določimo vrednost konsolidacijskega posedka v tem času na podlagi izraza:

$$\rho_t = \rho_\infty \cdot U_R \quad (3.18)$$

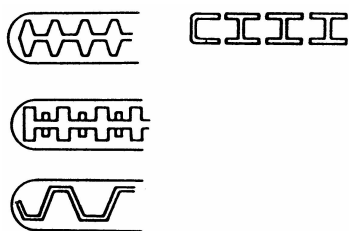
Ker je diferencialna enačba konsolidacije linearno odvisna od časa, je mogoče reševati primere, ko hkrati potekata vertikalna in radialna konsolidacija, ki nastopata v praksi takrat, ko v tla z vsaj enim prepustnim robom (običajno zgornji) vgradimo vertikalne drenaže. Rešitev je mogoče dobiti s superponiranjem rešitev analize vertikalne konsolidacije in analize radialne konsolidacije. Povprečno stopnjo konsolidacije je v tem primeru mogoče določiti na podlagi izraza:

$$U = 1 - (1 - U_V)(1 - U_R) \quad (3.19)$$

Iz enačbe je razvidno, da je konsolidacija končana, ko je končana konsolidacija v vertikalni ali v radialni smeri. V praksi se hitreje konča konsolidacija v radialni smeri, saj ima le v tem primeru vertikalne drenaže smisel vgrajevati.

Za pospeševanje konsolidacije slabo prepustnih tal pod obtežbo so se v začetku uporabljale predvsem peščene drenaže, s pojavom različnih umetnih materialov, pa se je vedno hitreje širila uporaba vertikalnih drenaž iz takšnih materialov. Ker je učinkovitost vertikalne drenaže bistveno bolj odvisna od velikosti oboda kot od površine prereza drenaže so sodobne drenaže praviloma v obliki različnih ploščatih trakov širine okrog 10 cm in debeline okrog 4 mm. Na voljo je več različnih vrst trakastih drenaž. Večinoma so sestavljene iz plastičnega jedra, ki vsebuje drenažne kanale in obodnega tankega filtrnega materiala. Za obodni filter se danes največ uporabljajo nepleteni poliesterski ali polipropilenski filci ali pa so izdelani iz sintetičnega papirja. Obodni filter drenaže ločuje drenažne kanale v jedru drenaže od okoliške

zemljine in preprečuje dostop finih delcev v jedro ter zablatitev drenažnih kanalov. Plastično jedro nudi oporo filtrnemu ovoju in mora zagotavljati ustrezen vzdolžni pretok tudi pri velikih bočnih pritiskih okoliške zemljine ter pri deformacijah drenaže zaradi vertikalnih posedkov. Zato so pomembne tudi mehanske lastnosti jedra, predvsem njegova natezna trdnost, ki se giblje med 0,5 do 2 kN in raztezki, ki znašajo od 6 do 10 %. Filtrni ovoj drenaže mora ves čas delovanja drenaže zagotavljati ustrezno prepustnost, ki ne sme biti manjša od prepustnosti okolne zemljine, prav tako pa ni zaželeno, da bi jo bistveno preseerala.



*Prikaz tipičnih prerezov trakastih vertikalnih drenaž s filtrnim ovojem in brez njega (Povzeto po: Impe, W. F. 1989, str. 85)*

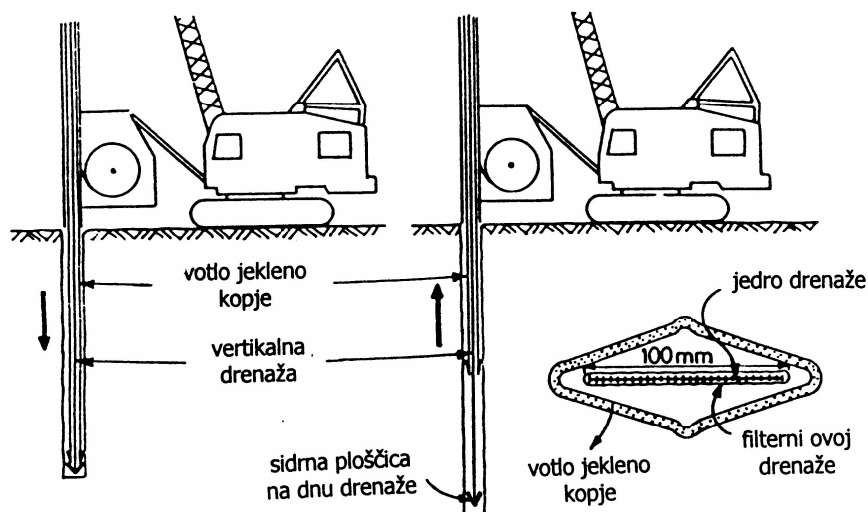
Prepustnost vertikalnih drenaž v obliki trakov je zelo različna glede na vrsto drenaž. Prav tako je prepustnost odvisna od učinkovitega bočnega zemeljskega pritiska na ovoj drenaž. V večini primerov se tedaj filtrni ovoj delno vtisne v sistem drenažnih kanalov v jedru drenaže, kar ima za posledico zmanjšanje prepustnosti drenaže zaradi zmanjšanja površine prereza drenaže.

Na zmanjšanje prepustnosti drenaže lahko močno vpliva tudi prodiranje finih delcev v drenažne kanale in njihovo zablatenje. Zablatenje drenažnih kanalov v jedru drenaže se lahko pojavi v kolikor se pore v filtrnemu ovoju prevelike. Če pa so pore v filtrnem ovoju premale, se lahko pojavi zablatenje samega filtra.

Najprimernejšo vrsto in obliko jedra in filtrnega ovoja vertikalne drenaže je za določeno vrsto temeljnih tal potrebno izbrati na podlagi izkušenj iz podobnih primerov ter na podlagi laboratorijskih preiskav in izvedenega preizkusnega vgrajevanja. Pri tem je potrebno ugotoviti dejansko prepustnost drenaže ter upor precejanju vode po drenaži takoj po vgradnji, kot tudi stopnjo upadanja prepustnosti zaradi zablatitve filtrnega ovoja.

Trakaste vertikalne drenaže se v temeljna tla v glavnem vgrajujejo z vtiskanjem s pomočjo votlega jeklenega kopja. Takšno kopje se statično ali dinamično vtisne v tla. Vertikalna drenaža se pri vtiskanju nahaja znotraj kopja in je pritrjena za snemljivo ploščico, ki zapira dno kopja. Na določeni globini se zaporno ploščico na dnu sprostijo in vodilno kopje izvleče iz tal, medtem ko drenaža ostane z zaporno ploščico zasidrana v tleh.

Nastanek cone pregnetene zemljine pri vgrajevanju je mogoče zmanjšati z uporabo ustrezne velikosti in oblike prereza kopja ter z izbiro ustreznega filtrnega ovoja. Takšni filtri na začetku dopuščajo prehajanje najdrobnejših glinenih delcev zemljine v drenažne kanale v jedru drenaže, kjer jih tok vode odnese na površje. Tako se fini delci tik ob drenaži odstranijo iz zemljine, kar vodi k nastanku naravno grauiranega filtra v okoliški zemljini, ki je lahko debel tudi nekaj mm.



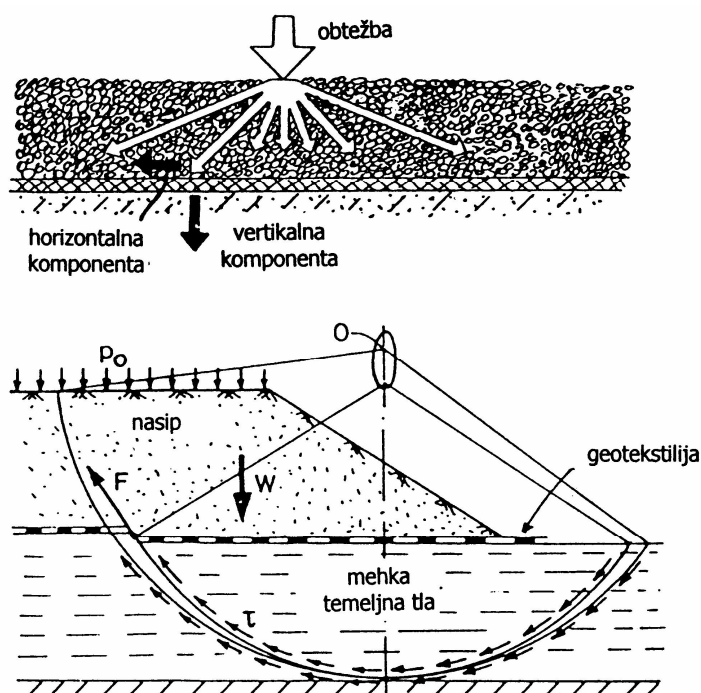
Prikaz vgrajevanja trakaste vertikalne drenaže (Povzeto po: Impe, W. F. 1989, str. 87)

#### 3.2.2.4 Izdelava drenažne preproge in povoznega platoja

Kadar se nasip gradi na stisljivih zasičenih tleh in obstoji možnost izcejanja vode iz temeljnih tal zaradi nastalih pornih tlakov v tleh pod obtežbo nasipa, je v dno nasipa potrebno vgraditi prepusten drenažni sloj ustrezne debeline. Takšna drenažna preproga prestreže vodo, ki se izceja iz temeljnih tal in jo odvaja do drenaž ali odvodnih jarkov ob robu nasipa. Ustrezen drenažni sloj pod celotno površino nasipa tako omogoča neoviran potek konsolidacije temeljnih tal, obenem pa zaradi dobre strižne trdnosti grobozrnatega materiala, ki se običajno uporablja za izdelavo takšnega sloja, nekoliko prispeva tudi k strižni trdnosti in stabilnosti nasipa in temeljnih tal. Drenažni sloj v dnu nasipa je v vsakem primeru potrebno izvesti pri izboljšanju temeljnih tal z vgradnjo vertikalnih drenaž ali gruščnatih kolov. Ustrezne drenažne preproge v dnu nasipa je potrebno izdelati tudi v primeru gradnje nasipa iz materiala, ki je občutljiv na vodo. S tem se namreč učinkovito prepreči možnost kapilarnega dviga vode iz temeljnih tal ali zaledja nasipa v sam nasipni material. To pa bi lahko imelo za posledico povečanje zasičenosti z vlago in padec strižne trdnosti vezljivih zemljin, iz katerih je grajen nasip.

Pri izdelavi drenažne preproge v dnu nasipa, ki obenem služi tudi kot povozni plato na slabo nosilnih stisljivih tleh, je običajno potrebno na površino temeljnih tal prehodno položiti ustrezno prepustno geotekstilijo v obliki filca, tkanine ali geomreže. Takšne geotekstilije ali geomreže izboljšajo nosilnost vgrajenega drenažnega sloja in s tem omogočijo transport težke gradbene mehanizacije preko slabo nosilnih tal.

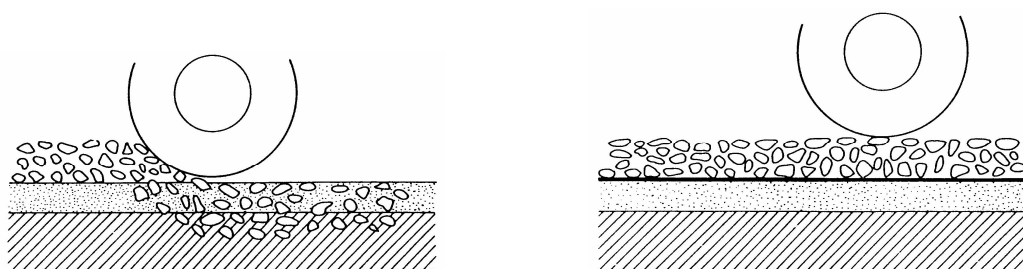
Da bi vgrajene geotekstilije lahko zagotavljale boljšo nosilnost podlage za transport gradbene mehanizacije, se morajo v temeljnih tleh pod koncentrirano lokalno obtežbo izvesti velike deformacije. Geotekstilije namreč nimajo nobene uklonske togosti in so relativno močno raztegljive, poleg tega pa so običajno položene horizontalno in obremenjene normalno na njihovo površino. Tako je potreben kar precejšen vertikalni premik, da se zagotovijo zadostne natezne napetosti v geotekstiliji, ki omogočajo prevzem vertikalne obtežbe.



Primer vpliva vgrajenih geotekstilij na izboljšanje nosilnosti temeljnih tal (Povzeto po: Impe, W. F. 1989, str. 108)

Uporaba geotekstilij položeni na površino slabo nosilnih tal, lahko prispeva k raznosu koncentrirane obtežbe na večjo površino temeljnih tal. Prav tako lahko pomaga pri raznosu obtežbe preko lokalnih mest slabo nosilnih temeljnih tal na okoliško boljše območje tal in tako prispevajo k zmanjšanju lokalnih posedkov. Rezultat je povečana trdnost proti lokalnim porušitvam in zmanjšanje diferenčnih posedkov.

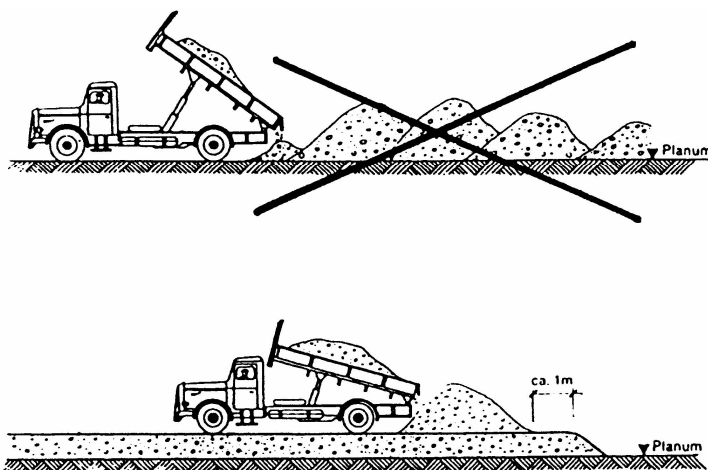
Poleg navedenega geotekstilije, vgrajene med temeljna tla in drenažni sloj na dnu nasipa preprečujejo prodiranje in mešanje nasipnega materiala v podlago pod ponavljajočo se prometno obtežbo gradbiščne mehanizacije.



Uporaba geotekstilije za preprečitev prodiranja zrnatega nasipnega materiala v temeljna tla pod dinamično obtežbo vozil (Povzeto po: Bell, 1993, str. 194)

Vgrajena geotekstilija prav tako preprečuje zablatenje drenažnega sloja, zaradi transporta finih delcev, suspendiranih v vodi iz temeljnih tal v drenažni sloj. Velikost zrn drenažnega

sloja je tako lahko večja kot v primeru, ko se le ta ne uporablja. Tako je za izdelavo drenažne preproge mogoče uporabljati grobozrnate ostrorobe gruščnate materiale, ki zagotavljajo čim boljše prepustnost in čim boljše strižno trdnost. Material drenažnega sloja je na položeno geotekstilijo potrebno vgrajevati s čelnim nasipavanjem in razstiranjem.



*Prikaz nepravilnega in pravilnega navažanja zmesi kamnitih zrn za vgradnjo v drenažno preprogo (Povzeto po: Žmavc, 1997, str. 261)*

Kljub temu, da uporaba geotekstilij občutno prispeva k povečevanju nosilnosti drenažnega sloja ali povoznega platoja za transport gradbene mehanizacije, pa je pogosto potrebno težo mehanizacije omejiti ali pa takšen sloj takoj nadgraditi s slojem nasipnega materiala. Čim hitrejša nadgradnja drenažnega sloja s slojem nasipnega materiala je zaželjena tudi zato, da se prepreči zablatitev vgrajenega drenažnega sloja zaradi gradbišnega transporta.

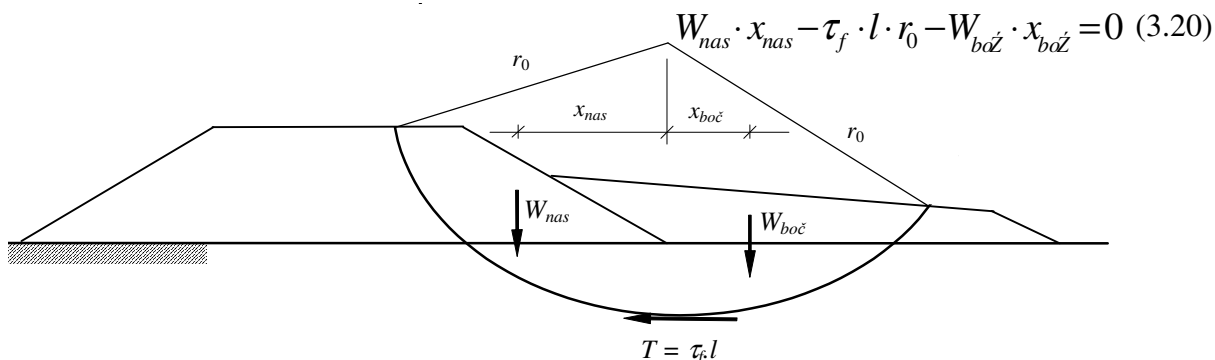
### 3.2.2.5 Zagotovitev stabilnosti z izdelavo bočnih nasipov

Ustrezno stabilnost nasipov na slabo nosilnih tleh je pogosto mogoče zagotoviti tudi z izdelavo ustreznih bočnih nasipov.

S svojo težo namreč lahko bočni nasipi skupaj s strižnimi napetostmi, ki nastopajo vzdolž potencialnih porušnic v temeljnih tleh, pomagajo pri uravnoteženju sile teže samega nasipa. Moment, ki ga glede na središče običajnih krožnih porušnih ploskev povzroča sila teže bočnega nasipa, namreč lahko delno uravnoteži moment, ki ga povzroča sila teže samega nasipa.

Zaradi obtežbe tal z bočnim nasipom se vertikalne napetosti v temeljnih tleh ustrezno povečajo tudi izven območja osnovnega nasipa, kar ima za posledico povečanje zgoščenosti in povečanje strižne trdnosti temeljnih tal po končani konsolidaciji, tudi v tleh pod bočnimi nasipi. Zaradi takšnega povečanja vertikalnih napetosti v temeljnih tleh izven območja osnovnega nasipa se tako zagotovi tudi bolj enakomerno povečanje napetosti v tleh na celotnem območju pod osnovnim nasipom, kar ima za posledico manjše strižne napetosti in deformacije pod robom osnovnega nasipa.

Za zagotovitev stabilnosti in enakomernosti posedkov osnovnega nasipa, bi bilo idealno, da bi imel bočni nasip enako težo kot osnovni nasip. Vendar s tem problema porušitve tal zaradi obtežbe nasipa ne bi rešili, ampak bi ga samo prestavili za širino bočnega nasipa v stran. Teža oziroma višina in oblika bočnega nasipa mora zato biti takšna, da je ustrezna stabilnost samega bočnega nasipa na obravnavanih slabo nosilnih tleh ves čas zagotovljena.



Slika 3.3 Sile, ki vplivajo na ravnovesje temeljnih tal z nasipom in bočnim nasipom nad krožno porušno ploskvijo

Fig. 3.3 Forces influencing on the balance of subsoil with embankment and side embankment above the circular falling surface

Ker bočni nasipi običajno ne nosijo nobene obtežbe, ampak samo s svojo težo prispevajo k stabilnosti osnovnega nasipa in temeljnih tal, so lahko izdelani tudi iz materialov, ki so manj primerni za gradnjo nasipov. Tako je bočne nasipe mogoče koristiti tudi za deponiranje neuporabnega izkopnega materiala. Seveda pa je potrebno manj primeren material v bočne nasipe ustrezno vgraditi tako, da je zagotovljena potrebna stabilnost njihovih brežin. V primeru, da se bočne nasipe gradi iz slabo prepustne zemljine, je potrebno z ustreznim sistemom drenaž zagotoviti prosto odtekanje vode izpod osnovnega nasipa. V primerih, ko je pod osnovnim nasipom predvidena vgradnja drenažne preproge, se mora le ta nadaljevati tudi pod bočnimi nasipi.

Bočni nasipi imajo lahko obliko nasipa prislonjenega k osnovnemu nasipu ali pa imajo obliko zelo položne brežine osnovnega nasipa. Višino in širino bočnega nasipa je potrebno določiti tako, da se zagotovi ustrezna stabilnost osnovnega nasipa. V vsakem primeru pa mora imeti krona bočnega nasipa takšen prečen naklon, da tudi po izvedenih posejkih temeljnih tal zagotavlja zanesljivo odtekanje površinske vode stran od osnovnega nasipa.

Po končani gradnji je površino bočnih nasipov mogoče ustrezno urediti za kmetijsko rabo, ter odvzeto zemljišče vrniti v uporabo lastnikom zemljišč. Pri gradnji prometnic, je na bočnih nasipih mogoče izdelati potrebne deviacije različnih gozdnih in poljskih poti, ki omogočajo ponovno zagotovitev dostopov do zemljišč, kateri so bili z izgradnjo nasipa prekinjeni.

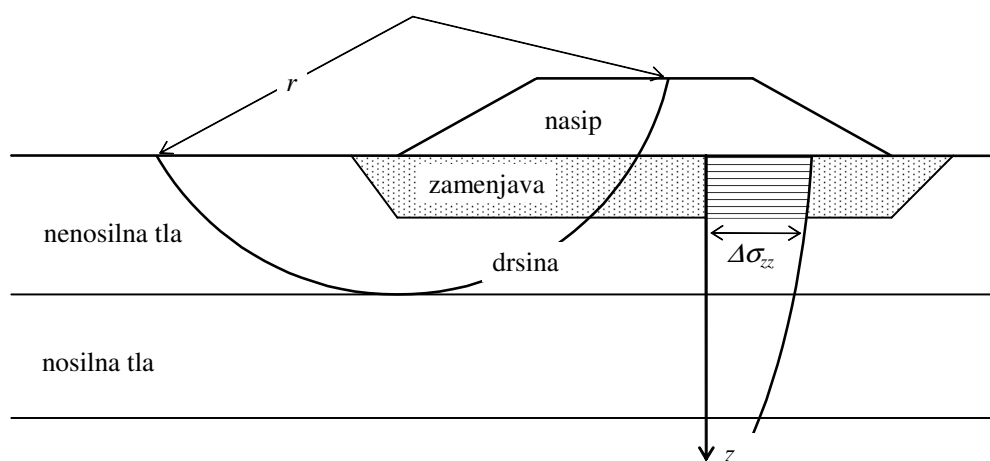
### 3.2.2.6 Zamenjava slabo nosilnih temeljnih tal

Pri gradnji nasipov na slabo nosilnih stisljivih tleh, ki so neprimerna za temeljenje nasipov, je najbolj radikalen ukrep odstranitev takšnega sloja v temeljnih tleh in njegova zamenjava s

kvalitetnim materialom. Vsekakor je takšen ukrep najučinkovitejši način izboljšanja kvalitete temeljnih tal, vendar je praviloma povezan z velikimi stroški za sanacijo. Pri takšnem pristopu k sanaciji slabo nosilnih temeljnih tal je namreč potrebno poleg stroškov izkopa upoštevati tudi stroške odvoza nenosilnega materiala na ustrezno deponijo vključno z vgrajevanjem v deponijo, kot tudi stroške ustrezne končne ureditve deponije. Obenem pa je potrebno upoštevati stroške nabave, prevoza in vgrajevanja kvalitetnega materiala, ki ga vgradimo namesto izkopanih nenosilnih tal. Pri takšnih ukrepih običajno predstavlja dodatno težavo tudi pridobitev primerne lokacije in dokumentacije za deponijo slabo nosilnega materiala.

Primernost takšnega pristopa k sanaciji temeljnih tal je odvisna tudi od lege in debeline slabo nosilnega sloja v temeljnih tleh. V kolikor se takšen sloj slabo nosilne in stisljive zemljine nahaja tik pod površjem temeljnih tal in je manjše debeline, je takšen ukrep lahko še sprejemljiv. V primerih, ko pa se takšen sloj nahaja globlje v tleh pod boljše nosilnimi sloji, je primernost sanacije slabo nosilnih tal z zamenjavo takšnega sloja lahko že močno vprašljiva. Ekonomičnost zamenjave slabo nosilnih tal je odvisna tudi od debeline sloja nenosilnih tal. V kolikor je globina izkopa slabo nosilne zemljine večja od globine dosega bagra, ki običajno znaša okrog 4 do 5 m, izkopa ni več mogoče izvajati s površja temeljnih tal. V takšnih primerih je izkop potrebno izvajati v dveh ali več nivojih. Do globljih nivojev pa je potrebno dodatno urediti ustrezno utrjene gradbiščne poti, da se omogoča odvoz izkopanega materiala. Ker slabo nosilna tla običajno ne omogočajo transporta težke gradbiščne mehanizacije, je tako na vsakem izkopnem nivoju potrebno tla najprej utrditi z ustreznim povoznim platojem, da se omogoči gibanje in delo gradbiščne mehanizacije.

Pri izkopu slabo nosilnih slojev zemljine pod nivojem podtalnice je običajno smislen le izkop do globine dosega izkopnega bagra. V nasprotnem primeru je potrebno predvideti ustrezne ukrepe za začasno znižanje podtalnice v času izvajanja del, kar pa praviloma ponovno vodi k neekonomičnosti takšnega pristopa k sanaciji slabo nosilnih tal.



Slika 3.4 Zmanjšanje posedkov in izboljšanje strižne trdnosti temeljnih tal z delno zamenjavo slabo nosilnih in močno stisljivih tal

Fig. 3.4 Decrease of settlements and improvement of subsoil shear strength with a partial replacement of poor bearing and heavily compressible soil

Medtem, ko je pri tanjših slojih slabo nosilne zemljine v temeljnih tleh običajno smiselna zamenjava celotne debeline slabo nosilnega in močno stisljivega sloja, pa pri debelejših slojih takšne zemljine lahko le to zamenjamo v celoti ali pa le do določene globine. V primeru delne zamenjave slabo nosilnih tal se globina zamenjave običajno določi tako, da se zagotovi ustrezno stabilnost nasipa, medtem ko posedanja nasipa zaradi posedanja preostalega dela slabo nosilnih stisljivih tal na ta način ne odpravimo. Vsekakor pa na ta način dosežemo zmanjšanje posedkov zaradi zmanjšanje debeline stisljivih tal. Pri tem je potrebno upoštevati tudi dejstvo, da dodatne napetosti v temeljnih tleh zaradi obtežbe tal z globino padajo.

Za zamenjavo odkopanih slabo nosilnih tal je potrebno uporabljati nasipni material s čim boljšo strižno trdnostjo. Ker se takšen material vgrajuje pod nivojem temeljnih tal, kjer se praviloma vsaj občasno, če ne že stalno nahaja pod nivojem podtalnice, mora biti material za zamenjavo trajno odporen na delovanje vode. Za izvedbo zasipa je tako najprimernejša uporaba neseepariranega ostrorobega kamnitega materiala iz kamnoloma, ki ne sme vsebovati prevelikega deleža glinenih primesi. Večje skale s premerom, ki presega 2/3 debeline sloja pri vgrajevanju, je potrebno predhodno odstraniti. Možna je tudi uporaba gramoznega materiala, vendar ima le ta zaradi okroglih zrn nižjo strižno trdnost. Nadomestni material je potrebno vgrajevati v posameznih slojih ustrezne debeline in te ustrezno zgoščevati, da se doseže čim večjo zgoščenost in posledično strižna trdnost vgrajenega materiala. Debelina sloja pri vgrajevanju je odvisna od učinkovitosti sredstva, ki ga uporabljamo za zgoščevanje.

Če je glede na dane okoliščine pri posamezni lokaciji nasipa to le mogoče, je na dnu izkopa slabo nosilnih tal potrebno izvesti ustrezen drenažni sistem za zajem in odvod podtalnice. V kolikor glede na dano geometrijo okoliškega terena podtalnice iz dna izkopa ni mogoče gravitacijsko odvesti, je potrebno podtalnico zajeti in odvesti na čim nižjem nivoju, ko je to še mogoče. V primerih, ko pa dviga podtalnice na nivo površja temeljnih tal ni mogoče preprečiti, pa se z nasipnim materialom, ki ga uporabimo za zamenjavo tal, zgradi še spodnji del nasipa v višini 0,5 do 1,0 m nad okoliški nivo tal. Nato se gradnjo nasipa nadaljuje z materialom, predvidenim za gradnjo nasipa.

### 3.2.2.7 Izboljšanje temeljnih tal z izdelavo kamnite pete ali prečnih reber

Za zagotovitev ustrezne strižne trdnosti slabo nosilnih temeljnih tal je namesto celotne zamenjave slabo nosilnega sloja v tleh mogoče izdelati samo ustrezno oblikovano kamnito peto ali rebra v vlogi nekakšnih strižnih ključev.

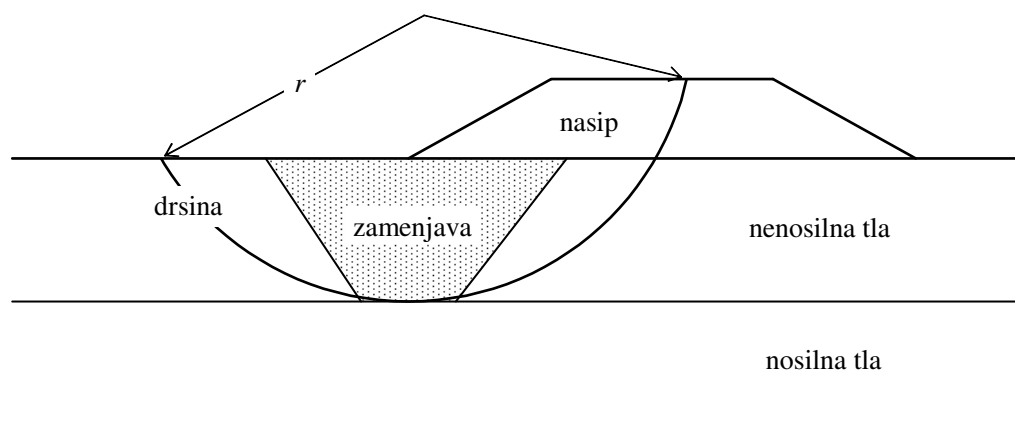
Kamnito peto se izdelava v temeljnih tleh na območju pod brežino nasipa, kjer nastopajo največje strižne napetosti v temeljnih tleh. Slabo nosilna zemljina v tleh se na tem območju izkoplje in nadomesti z grobo zrnatim ostrorobim kamnitim materialom z visoko strižno trdnostjo. Kvaliteten material, vgrajen v takšno kamnito peto tako prevzame večino strižnih napetosti, ki nastanejo v temeljnih tleh pri obtežbi tal z nasipom in presegaajo strižno trdnost slabo nosilne zemljine v tleh.

Namesto kamnite pete, ki poteka vzdolžno pod peto nasipa, je mogoče na podoben način izdelati tudi prečna kamnita rebra, ki se vgrajujejo v temeljna tla prečno na nasip, v določeni medsebojni oddaljenosti.

Takšna kamnita peta ali prečna rebra delujejo tudi kot velika, dobro prepustna drenažna rebra v temeljnih tleh, ki omogočajo bočno dreniranje presežnih tlakov, nastalih v



preostalem delu slabo nosilnih zasičenih tal in tako pospešujejo konsolidacijo tal pod obtežbo nasipa.



Slika 3.5 Izboljšanje strižne trdnosti temeljnih tal z vgradnjo kamnite pete

Fig. 3.5 Improvement of subsoil shear strength with the stone foot built-in

Pri vgradnji kamnite pete ali prečnih reber v bolj stisljiva tla se zaradi različne stisljivosti vgrajenega kamnitega materiala in slabo nosilnih zemljin v tleh lahko pojavijo različni posedki po prerezu nasipa. Velikost diferenčnih posedkov je odvisna od razmerja med stisljivostjo tal in stisljivostjo vgrajenega kamnitega materiala, kot tudi od togosti samega nasipa.

Širino kamnite pete ali prečnih reber ter medsebojno razdaljo med prečnimi rebri je potrebno določiti tako, da nudi zadosten odpor proti poružitvi temeljnih tal, oziroma da je zagotovljena ustrezna varnost proti poružitvi tal in nasipa. Takšne kamnite pete ali prečna rebra se praviloma izvajajo do globine bolj nosilnih slojev v temeljnih tleh. V kolikor je debelina slabo nosilnih tal zelo velika, se kamnita peta ali rebra izvajajo do takšne globine, da se zagotovi potrebno stabilnost temeljnih tal in nasipa. V bolj ali manj homogenih slabo nosilnih tleh namreč najbolj neugodne porušne ploskve potekajo sorazmerno plitvo pod površjem tal, zato izvedba takšne kamnite pete potisne potek najbolj neugodne porušne ploskve globlje v tla. Ker je vrednost vertikalnih tlakov v večji globini tal večja, gostota in s tem strižna trdnost zemljin pa z globino običajno narašča, je na takšen način včasih mogoče zagotoviti dovolj veliko strižno odpornost temeljnih tal, da se zagotovi ustrezno stabilnost nasipa. V kolikor to ni mogoče, je slabo nosilna tla pod kamnito peto ali prečnimi rebri mogoče dodatno ojačati z vgradnjo gruščnatih ali apnenih kolov.

Uporaba kamnite pete za zagotovitev ustrezne strižne odpornosti temeljnih tal je še posebej učinkovita v primerih, ko se nasip nahaja na pobočju ali ob vznožju pobočja in je stabilnost temeljnih tal pod nasipom problematična samo na spodnji, višji strani nasipa, na zgornji strani, kjer je višina nasipa manjša in sestava tal običajno ugodnejša, pa je stabilnost nasipa lahko že zagotovljena brez dodatnih ukrepov za izboljšanje tal.

Pri izkopu takšnih kamnitih pet ali prečnih reber je za zagotovitev ustrezne varnosti proti poružitvi brežin potrebno izvajati sorazmerno položne brežine, saj je strižna trdnost slabo

nosilnih tal, v kateri izvajamo izkop, zelo mala. Ustrezna varnost proti poružitvi izkopanih brežin je še posebej pomembna, v kolikor se v izkopanih jarkih gibljejo ljudje ali gradbiščna mehanizacija. Ob upoštevanju širine dna pete ali reber, ki je potrebna za zagotovitev potrebne stabilnosti tal pod nasipom, ter ob upoštevanju varnega naklona brežin izkopa za izvedbo takšnih pet in reber se potrebna širina izkopa na površju tal hitro približa polovici širine nasipa. Z naraščanjem globine pete pa jo lahko celo preseže. S povečanjem globine kamnite pete ali prečnih reber se tako hitro povečuje količina materiala slabo nosilnih tal, ki ga je potrebno izkopati in obenem količina kvalitetnega materiala, ki ga je v takšno peto ali rebro potrebno vgraditi.

V kolikor je globina kamnite pete ali prečnih reber takšna, da je izkop slabo nosilnih tal mogoče izvajati s površja tal in se vsaj del izkopanih tal sprotno zasipa, je pri izkopu mogoče uporabljati bolj strme brežine z manjšim količnikom varnosti. V takšnem primeru je pri določitvi naklona izkopne brežine mogoče upoštevati tudi kohezijo vezljivih zemljin. V kolikor se izkop izvaja v več nivojih, je takšen strmejši naklon brežin dopustno izvajati samo na delu izkopa pod zadnjim delovnim nivojem, kjer se sprotno z izkopom izvaja tudi vgrajevanje kamnitega materiala. Kadar se vgrajevanje kamnitega materiala izvaja v tanjših plasteh z intenzivnim zgoščanjem z vibracijskimi valjarji, pa je zaradi dinamičnega vpliva vibracij potrebno pri izkopu izvajati bolj položne in stabilnejše brežine z upoštevanjem običajnih količnikov varnosti ter brez upoštevanja kohezije vezljive zemljine.

Ker se izkop izvaja v slabo nosilnih tleh, po katerih običajno ni mogoč transport gradbiščne mehanizacije, je pred izkopom pogosto potrebno izdelati tudi ustrezno utrjen povozni plato, ki se ga potem skupaj z izkopanim materialom odstrani in odpelje v trajno deponijo. V primerih, ko je globina pete ali prečnih reber tolikšna, da je potrebno izkop izvajati v dveh nivojih, pa je potrebno dodatno urediti tudi ustrezno utrjene gradbiščne poti, da se omogoči odvoz izkopane materiala in transport gradbiščne mehanizacije tudi na nižjem platuju.

Pri izkopu kamnite pete ali prečnih reber pod nivojem podtalnice je izkop brez dodatnih ukrepov mogoče izvajati le do globine dosega izkopnega bagra, za globlji izkop pod nivojem podtalnice pa je potrebno predhodno izvesti začasno znižanje podtalnice.

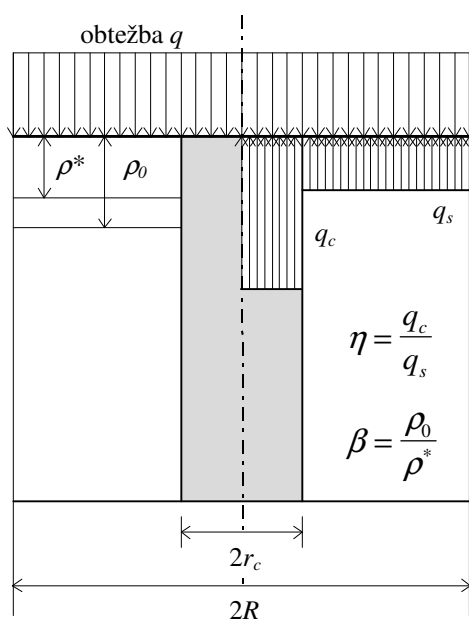
V kamnite pete in prečna rebra v temeljnih tleh pod nasipom je potrebno vgrajevati grobo zrnati ostrorobi kamniti material iz kamnoloma, ki ne sme vsebovati prevelikega deleža glinenih primesi. V dno kamnite pete ali prečnih reber se običajno sprotno z izkopom vgrajuje debelejši sloj grobega kamnitega materiala z večjim deležem velikih skal premera od 0,5 do 1,0 m<sup>3</sup>. Takšen sloj se vgrajuje s čelnim nasipavanjem in razgrinjanjem takoj za izkopom, v debelini 1,0 pa tja do 2,0 m, odvisno od globine izkopa in predvsem od stabilnosti izkopnih brežin. Takšen sloj je potrebno po vgradnji tudi čim bolj zgostiti. Nadalje se kamniti material vgrajuje in zgošča v slojih ustrezne debeline tako, da se doseže čim boljše zgoščenost in s tem strižno trdnost vgrajenega materiala. Premer maksimalnega zrna nasipnega materiala ne sme presegati 2/3 debeline sloja pri vgrajevanju.

V kolikor je glede na dano geometrijo okoliškega terena to le mogoče, je potrebno izvesti ustrezen sistem drenaž za zajem in odvod podtalnice iz kamnite pete ali prečnih reber na čim nižjem nivoju, ki še omogoča gravitacijsko odtekanje vode. V primeru, ko dviga podtalnice v vgrajeni kamniti peti ali prečnih kamnitih rebrih do nivoja površja temeljnih tal ni mogoče preprečiti, je v dnu nasipa potrebno vgraditi ustrezen drenažni sloj, ki omogoča odtekanje vode izpod nasipa.

### 3.2.2.8 Izboljšanje temeljnih tal z vgradnjo gruščnatih kolov

Gruščnati koli imajo obliko pilotov iz zgoščenega gruščnatega ali gramoznega materiala v slabo nosilnih in deformabilnih temeljnih tleh. Pod obtežbo temeljnih tal se gruščnati koli iz nevezljivega materiala bočno oziroma radialno deformirajo z razrivanjem materiala v okoliško zemljino. Na ta način se del vertikalne obtežbe raznese v radialni smeri, del obtežbe površja tal pa se prenaša vertikalno na spodnje nosilne sloje temeljnih tal. Pri tem je potrebno upoštevati, da bi se grušč v kolih, kot nevezljiv material brez bočnega odpora, ki ga je sposobna nuditi zemljina med obremenjevanjem preprosto razlezel. Tako togost gruščnatega kola ni odvisna samo od kvalitete materiala, ki je vanj vgrajen, ampak je v veliki meri odvisna tudi od bočnega odpora, ki preprečuje, da bi se material v kolu razlezel v okoliško zemljino. Velikost bočnega odpora pa je v največji meri odvisna od načina obremenitve temeljnih tal in z njim povezanim pojavom strižnih napetosti med kolom in zemljino.

Pri obtežbi temeljnih tal z relativno togimi konstrukcijami pride zaradi praktično enakih dodatnih vertikalnih deformacij in različne deformabilnosti gruščnatega kola in okoliške zemljine do znatne koncentracije vertikalnih napetosti v gruščnatem kolu, medtem ko so dodatne vertikalne napetosti v okoliški zemljini manjše od površinske napetosti pod obtežbo tal. Delež obtežbe temeljnih tal, ki jo prevzamejo gruščnati koli in zemljina, je odvisen od razmerja njune togosti ter od velikosti in medsebojne oddaljenosti vgrajenih gruščantih kolov.



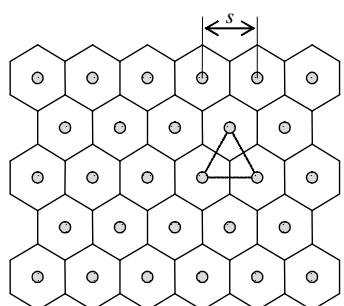
Prikaz prerazporeditve obtežbe, ki jo prevzamejo gruščnati koli in okoliška zemljina pri obtežbi tal ojačanih z gruščnati kol. (Povzeto po: Majes, Pulko, 1999, str. 28)

Enakost posedkov gruščnatih kolov in okoliške zemljine je mogoče zagotoviti le v primeru, ko togost obtežbe presega tako togost zemljine, kot tudi togost gruščnatih kolov. V kolikor obtežbo temeljnih tal predstavljajo pasovni temelji ali armiranobetonska temeljna plošča, potem je ustrezna togost obtežbe zagotovljena. V primeru, ko pa obtežbo predstavljajo zemeljski nasipi, pa ima odločilno vlogo pri zagotavljanju vsaj približne enakosti deformacij predvsem izdelava ustrezne kamnite drenažne preproge v dnu nasipnega telesa ter tehnologija

vgrajevanja in zgoščevanja nasipnega materiala, ki neposredno vpliva tudi na togost samega nasipnega telesa.

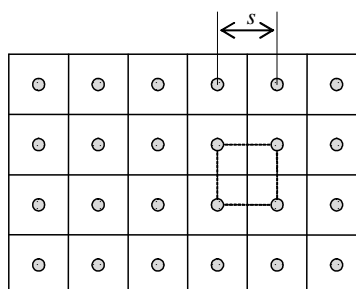
Pod večjimi obtežbenimi ploskvami, kot so nasipi in temelji večjih objektov, običajno izvedemo gruščnate kole v določenem rastru do trdne podlage, oziroma do globine manj stisljivih slojev zemljin v temeljnih tleh. V takšnih primerih je razpored dodatnih vertikalnih napetosti, ki jih povzroči obtežba tal, po globini temeljnih tal praktično konstanten, bočne strižne napetosti pa so zanemarljive.

Gruščnate kole lahko v temeljna tla vgrajujemo v trikotnem, kvadratnem ali šesterokotnem rastru. Površino temeljnih tal  $A$ , ki glede na izbrani raster odpade na posamezni kol, imenujemo sodelujoča površina. V računskih analizah takšno površino najpogosteje nadomestimo s površinsko ekvivalentnim krogom premera  $D_e = 2R_e$ .



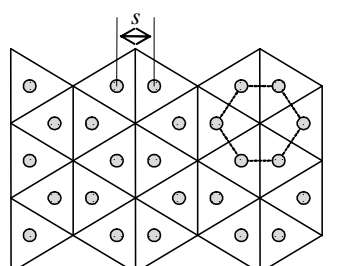
$$D_e = \left(\frac{12}{\pi^2}\right)^{1/4} \cdot s$$

$$D_e = 1.05 \cdot s \quad (3.21)$$



$$D_e = \left(\frac{16}{\pi^2}\right)^{1/4} \cdot s$$

$$D_e = 1.13 \cdot s \quad (3.22)$$



$$D_e = \left(\frac{27}{\pi^2}\right)^{1/4} \cdot s$$

$$D_e = 1.29 \cdot s \quad (3.23)$$

Primeri možnih razporeditev gruščnatih kolov in pripadajoči nadomestni premeri  $D_e$  (Povzeto po: Pulko, 2000, str. 13)

Razmerje med površino gruščnatega kola  $A_c$  s polmerom  $r_c$  in sodelujočo površino polmera  $R_e$ , lahko podamo s količnikom nadomestitve  $A_r$ :

$$A_r = \frac{A_c}{A} = \left( \frac{r_c}{R_e} \right)^2 = \left( \frac{D_c}{D_e} \right)^2 \quad (3.24)$$

Razmerje med deležem obtežbe, ki jo prevzamejo gruščnati koli in deležem, ki jo prevzame zemljina, oziroma razmerje med vrednostjo vertikalnih napetosti v gruščnatem kolu  $\sigma_{zc}$  in vrednostjo vertikalnih napetosti v zemljini  $\sigma_{zs}$  lahko podamo s količnikom koncentracije napetosti oziroma obtežbe:

$$\eta = \frac{q_c}{q_s} = \frac{\sigma_{zc}}{\sigma_{zs}}, \quad \text{oziroma} \quad \eta_c = \frac{\sigma_{zc}}{q} = \frac{q_c}{q} \quad \text{in} \quad \eta_s = \frac{\sigma_{zs}}{q} = \frac{q_s}{q} \quad (3.25)$$

V kolikor homogena temeljna tla pred obremenitvijo izboljšamo z vgradnjo gruščnatih kolov, bo posedek tal  $\rho_z$  manjši od posedka neizboljšanih tal  $\rho_{z0}$ . Razmerje med posedkom izboljšanih tal in posedkom neizboljšanih tal podajamo s količnikom redukcije posedka  $\beta$ .

$$\beta = \frac{\rho_z}{\rho_{z0}} \quad (3.26)$$

#### Posedki z gruščantimi koli ojačanih tal

Večina analitičnih metod za izračun vplivov gruščnatih kolov na zmanjšanje posedkov tal ne upošteva začetnega napetostnega stanja v temeljnih tleh. Analitične metode za izračun zmanjšanja posedkov z gruščnatimi koli ojačanih temeljnih tal lahko v splošnem razdelimo v dve skupini.

V prvi skupini so metode, ki temeljijo na teoriji elastičnosti in izračun vplivov gruščnatih kolov temelji izključno na razliki deformacijskih parametrov zemljine in grušča. Takšen primer sta metodi, ki sta jih podala Aboshi ter Baalan in Booker.

Ob upoštevanju predpostavke, da je razmerje med obtežbo, ki jo prevzame kol in obtežbo, ki jo prevzame zemljina, enako razmerju njihovih modulov stisljivosti  $E_{oed}$ , je Aboshi s sodelavci (cit. po Pulko, 2000) podal količnik redukcije posedkov v obliki:

$$\beta = \frac{1}{1 + A_r(\eta - 1)} < 1 \quad (3.27)$$

Ob upoštevanju osnosimetričnega napetostnega stanja s centrično nameščenim gruščnatim kolom in predpostavke da je razmerje med obtežbama, ki jo prevzameta kol in zemljina enako razmerju njihovih Youngovih modulov elastičnosti  $E_c/E_s$  ter Poissonovega količnika grušča  $\nu_c$  in zemljine  $\nu_s$ , ter ob upoštevanju Lamejevih parametrov

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} \quad \text{in} \quad G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (3.28)$$

pa sta Baalan in Booker (cit. po Pulko, 2000) podala količnik redukcije posedka v obliki:

$$\beta = \frac{E_{oed_s}}{(\lambda_c + 2G_c)A_r + (\lambda_s + 2G_s)(1 - A_r) - 2A_r(\lambda_c - \lambda_s)F}, \quad (3.29)$$

in vrednost količnikov koncentracije napetosti  $\eta_c$  in  $\eta_s$  v obliki:

$$\eta_c = \frac{\lambda_c + 2G_c - 2\lambda_c F}{(\lambda_c + 2G_c)A_r + (\lambda_s + 2G_s)(1 - A_r) - 2A_r(\lambda_c - \lambda_s)F} \quad (3.30)$$

$$\eta_s = \frac{\lambda_c + 2G_c + 2\lambda_c \frac{FA_r}{1 - A_r}}{(\lambda_c + 2G_c)A_r + (\lambda_s + 2G_s)(1 - A_r) - 2A_r(\lambda_c - \lambda_s)F}. \quad (3.31)$$

V drugo skupino pa sodijo metode, ki poleg razlik v deformacijskih parametrih upoštevajo tudi strižno odpornost grušča vgrajenega v kole. Primer takšnih metod so podali Priebe, Van Impe in Pulko.

Priebe (cit. po Pulko, 2000) je ob upoštevanju modela centrično nameščenega gruščnatega kola, ki ga obdaja debelostenski cilindar zemljine z ekvivalentnim premerom  $D_e = 2R_e$ , ter ob predpostavljenelem mejnem osnosimetričnem napetostnem stanju in Mohr-Coulombovem kriteriju porušitve v gruščnatem kolu, količnik redukcije posedka podal kot:

$$\beta = \frac{1}{1 + A_r \left[ \frac{\frac{1}{2} + f(v_s, A_r)}{K_{ac} f(v_s, A_r)} - 1 \right]}. \quad (3.32)$$

in količnik koncentracije napetosti  $\eta$  kot:

$$\eta = \frac{q_c}{q_s} = \frac{1 + 2f(v_s, A_r)}{2K_{ac} f(v_s, A_r)}, \quad (3.33)$$

$$\text{kjer je: } f(v_s, A_r) = \frac{(1 - v_s^2)(1 - 2v_s)(1 - A_r)}{(1 - v_s - 2v_s^2)(1 - 2v_s + A_r)}, \quad (3.34)$$

in  $K_{ac}$  količnik aktivnega odpora grušča v kolu.

Tudi Van Impe (cit. po Pulko, 2000) je ob upoštevanju tega plastičnega konstitucijskega modela za gruščanti kol in elastičnega obnašanja za zemljino predpostavil mejno porušno stanje v osnosimetričnih pogojih z Mohr-Coulombovim kriterijem porušitve v gruščnatem kolu. Metoda omogoča upoštevanje povečanja volumna gruščnatega kola zaradi razmikanja pri strižni obremenitvi zgoščenega grušča  $\varepsilon_{vd}$ . Rešitev za izračun količnika redukcije posedka  $\beta$  je podal kot:

$$\beta = \frac{E_{oeds} \varepsilon_{vd} [C_1 (A_r - 1) - C_2 A_r K_{pc}] - 2q}{q[(2 + C_1)(A_r - 1) - A_r K_{pc} (C_2 + 2k_0)]} \quad (3.35)$$

in rešitev za izračun količnika koncentracije napetosti  $\eta$  kot:

$$\eta = \frac{\sigma_{zc}}{\sigma_{zs}} = \frac{K_{pc} [E_{oeds} C_3 \varepsilon_{vd} (A_r - 1) + q(C_2 + k_0)]}{E_{oeds} C_3 A_r K_{pc} \varepsilon_{vd} + q(C_1 + 2)} \quad (3.36)$$

kjer so konstante:  $C_1 = \frac{2k_0 A_r}{1 - A_r}$ ,  $C_2 = \frac{1 - 2\nu_s + A_r}{(1 - A_r)(1 - \nu_s)}$  in  $C_3 = C_2 - k_0 C_1$ , (3.37)

$K_{pl}$  in  $k_0$  pa količnik pasivnega odpora gruščja in količnik mirnih zemeljskih pritskov.

Pulko s sodelavci (Pulko, 2000) je za gruščnati kol upošteval togo-plastičen konstitucijski model z upoštevanjem Rowove teorije razmikanja, medtem ko je za zemljino privzel elastično obnašanje. Prednost modela je v tem, da za račun ni potrebno ocenjevati stopnje povečanja volumna gruščnatega kola zaradi razmikanja, ampak je vpliv razmikanja podan s kotom razmikanja  $\psi$ . Pri strigu dobro zgoščenega gruščnatega materiala je kot razmikanja  $\psi$  podan kot:

$$\sin \psi = \frac{\sin \varphi'_c - \sin \varphi'_{cv}}{1 - \sin \varphi'_c \sin \varphi'_{cv}}, \quad (3.38)$$

kjer je:  $\varphi'_c$  ... vrhuska vrednost strižnega kota gruščja in  
 $\varphi'_{cv}$  ... vrednost kritičnega strižnega kota gruščja.

Rešitev za izračun količnika posedka  $\beta$  je podal kot:

$$\beta = \frac{2}{(1 - A_r)(2 + C_1 K_\psi) + A_r K_{pc} (C_2 K_\psi + 2k_0)} \quad (3.39)$$

in rešitev za izračun količnika koncentracije napetosti  $\eta$  kot:

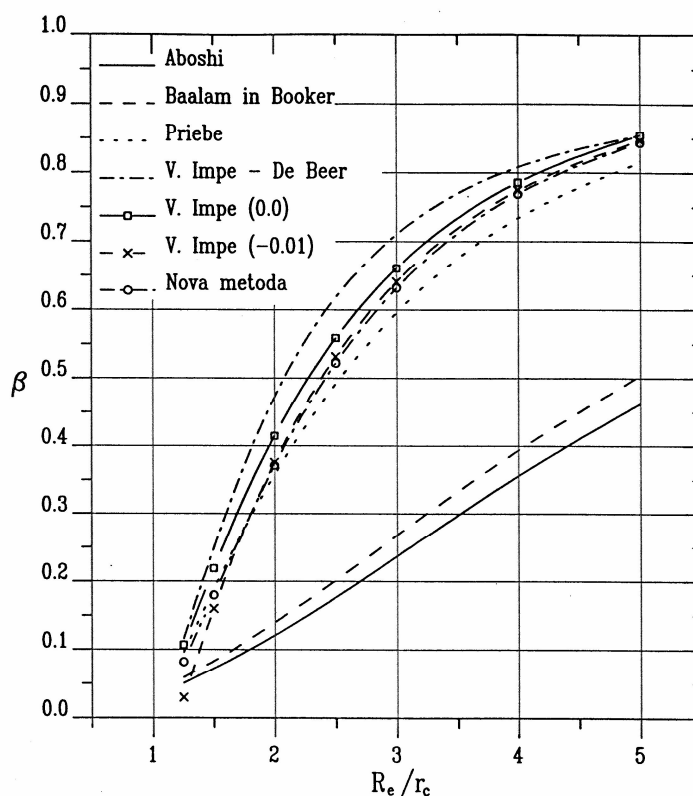
$$\eta = \frac{K_{pc} (C_2 K_\psi + 2k_0)}{C_1 K_\psi + 2} \quad (3.40)$$

kjer so konstante:  $C_1 = \frac{2k_0 A_r}{1 - A_r}$ ,  $C_2 = \frac{1 - 2\nu_s + A_r}{(1 - A_r)(1 - \nu_s)}$ ,  $C_3 = C_2 - k_0 C_1$  in (3.41)

$$K_\psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\psi}{2} \right) \dots \text{količnik razmikanja.} \quad (3.42)$$

Primerjava rezultatov navedenih metod kaže, da se pri modelih, ki upoštevajo mejno stanje gruščca (Priebe, Van Impe, Pulko), vrednosti količnikov redukcije posedka  $\beta$  nahajajo v relativno ozkem območju.

Pri metodah Aboshija ter Baalame in Bookerja so odstopanja rezultatov bistveno večja. Pri slednjih je namreč razmerje glavnih napetosti v gruščnatem kolu, kjer vlada troosno napetostno stanje, odvisno le od razmerja deformacijskih modulov gruščca in okoliške zemljine. Že pri relativno majhnih razmerjih elastičnih modulov gruščca in zemljine se lahko zgodi, da vrednost vrhunskega strižnega kota  $\varphi'_c$  preseže realne vrednosti strižne trdnosti gruščca. Ker material gruščnatega kola ni sposoben prenesti izračunanega napetostnega stanja, se poruši oziroma plastificira, kar pa je v nasprotju s predpostavkami metode. Realne vrednosti količnika redukcije posedkov in koncentracije napetosti tako lahko pričakujemo le ob uporabi na podlagi izkušenj določenega zmanjšanja razmerja deformacijskih modulov gruščca in zemljine.



Primerjava izračunanih količnikov redukcije posedka  $\beta$  v odvisnosti od rastra kolov (Povzeto po: Pulko, 2000, str. 65)

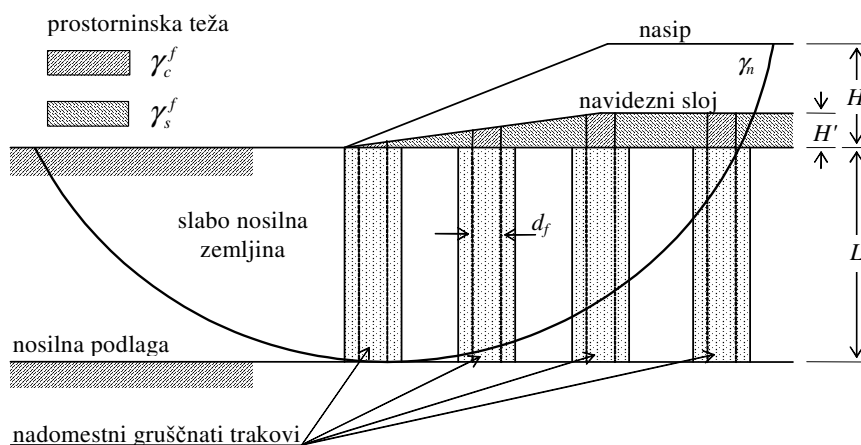
#### Stabilnost z gruščnatimi koli ojačanih tal

Vpliv gruščnatih kolov, vgrajenih v temeljna tla na izboljšanje stabilnosti temeljnih tal, je dvojen. Strižna trdnost temeljnih tal se izboljša zaradi zamenjave slabo nosilnih zemljin s kvalitetnim kamnitim materialom. Dodaten vpliv na izboljšanje stabilnosti tal pod obtežbo pa je posledica koncentracije vertikalnih napetosti v gruščnatih kolih.



Analizo stabilnosti z gruščnatimi koli ojačanih temeljnih tal običajno izvajamo po lamelnih metodah za izračun stabilnosti potencialnih porušnic. V praksi se uporabljata predvsem profilna metoda in metoda nadomestne strižne trdnosti.

Pri profilni metodi vrste gruščnatih kolov pretvorimo v nadomestne trakove širine  $d_f$ . Za vsak trak v analizi stabilnosti potencialnih porušnic nato upoštevamo njegovo dejansko geometrijo in materialne lastnosti gruščnatega materiala.



*Prikaz idealizacije gruščnatih kolov in navideznega sloja zemljine za izvedbo stabilnostne analize po profilni metodi (Povzeto po: Pulko, 2000, str. 100)*

Povečanje strižne odpornosti zaradi koncentracije napetosti v gruščnatih kolih pri obtežbi tako ojačanih temeljnih tal upoštevamo tako, da v računu stabilnosti potencialnih porušnic upoštevamo tanek navidezni sloj na stiku med površjem temeljnih tal in nasipom. S težo takšnih navidezni trakov nad gruščnatimi koli nadomestimo vpliv koncentracije napetosti, ki jo v tleh povzroči obtežba temeljnih tal. Teža sloja navideznega sloja nad osnovno zemljino temeljnih tal pa mora biti negativna, da zagotovimo ustrezno zmanjšanje vertikalnih napetosti v temeljnih tleh.

Takšen sloj nima strižne odpornosti ( $c' = 0$ ,  $\phi = 0$ ), ustrezne prostorninske teže pa izračunamo ob upoštevanju izračunanih količnikov koncentracije napetosti  $\eta_c$  in  $\eta_s$ :

$$\gamma_c^f = \frac{(\eta_c - 1)\gamma_n H_n}{H'} \quad \text{in} \quad \gamma_s^f = \frac{(\eta_s - 1)\gamma_n H_n}{H'} \quad (3.43)$$

- kjer je:
- $\gamma_c^f$  .... nadomestna prostorninska teža navideznega traku nad gruščnatimi koli,
  - $\gamma_s^f$  .... nadomestna prostorninska teža navideznega sloja nad zemljino,
  - $\gamma_n$  .... prostorninska teža nasipa,
  - $H_n$  ... višina nasipa in
  - $H'$  ... višina navideznega sloja med površjem temeljnih tal in nasipom.

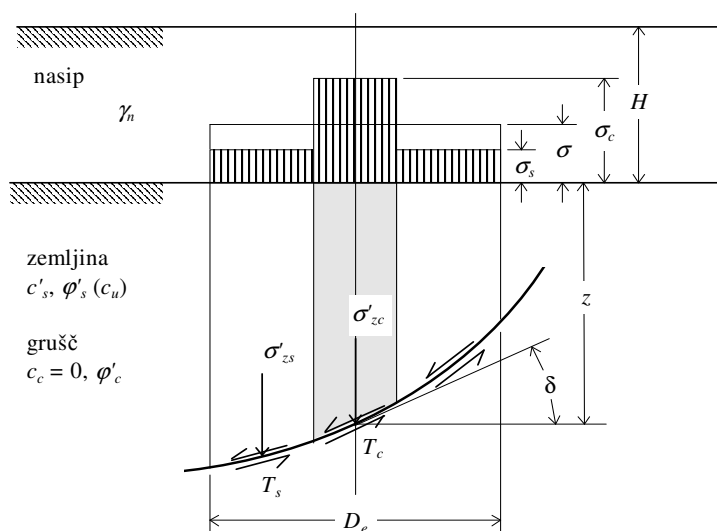
Pri metodi nadomestne strižne trdnosti se pri računu stabilnosti potencialnih porušnic upošteva utežno povprečne vrednosti lastnosti zemljine in grušča.

Postopek temelji na izračunu nadomestne prostorninske teže in nadomestne strižne trdnosti temeljnih tal. Nadomestno prostorninsko težo izračunamo po enačbi:

$$\bar{\gamma} = A_r \gamma_c + (1 - A_r) \gamma_s \quad (3.44)$$

Nadomestno strižno trdnost pa lahko izračunamo po enačbi:

$$\bar{\tau} = (1 - A_r) \tau_s + A_r \tau_c \quad (3.45)$$



*Prikaz načina uvedbe nadomestnih strižnih lastnosti z gruščnatimi koli ojačanih temeljnih tal (Povzeto po: Pulko, 2000, str. 102)*

Ob upoštevanju izrazov, ki podajajo maksimalne strižne napetosti vzdolž potencialne porušnice v zemljini pri dreniranem in nedreniranem stanju in izrazov, ki podajajo efektivne strižne napetosti v gruščnatem kolu in zemljini, dobimo ustrezne izraze za izračun nadomestnega strižnega kota  $\varphi'_{nad}$  in nadomestne vrednosti kohezije  $c'_{nad}$ .

Za nedrenirano stanje dobimo nadomestni strižni kot:

$$\tan \varphi'_{nad} = A_r \mu_c \tan \varphi_c \quad (3.46)$$

za stanje po konsolidaciji pa:

$$\tan \varphi'_{nad} = (1 - A_r) \mu_s \tan \varphi'_s + A_r \mu_c \tan \varphi'_c \quad (3.47)$$

Podobno lahko izračunamo tudi nadomestno vrednost kohezije  $c'_{nad}$  v nedreniranih pogojih:

$$c_{unad} = (1 - A_r) c_u + q A_r (\eta_c - \mu_c) \cos^2 \delta \tan \varphi_c \quad (3.48)$$

in v dreniranih pogojih:

$$c'_{nad} = (1 - A_r)c'_s + q(1 - A_r)(\eta_s - \mu_s) \cos^2 \delta \tan \varphi'_c + qA_r(\eta_c - \mu_c) \cos^2 \delta \tan \varphi'_c. \quad (3.49)$$

Prispevek k strižni trdnosti zaradi obtežbe temeljnih tal  $q$  je odvisen od globine  $z$ . Členi v zgornjih enačbah, v katerih nastopa obtežba  $q$ , predstavljata nadomestno kohezijo tal, ki je odvisna od naklonskega kota drsine  $\delta$ . To onemogoča vpeljavo nadomestne kohezije ojačanih tal  $c'_{nad}$  in direktno uporabo nadomestnih strižnih lastnosti pri analizi stabilnosti potencialnih porušnic. Vrednost nadomestne kohezije je tako potrebno izračunati za vsako lamelo pri vsaki potencialni porušnici posebej, glede na naklon drsne ploskve  $\delta$  v posamezni lameli.

### Izvedba gruščantih kolov

Z vgradnjo gruščnatih kolov v slabo nosilna temeljna tla je tako mogoče povečati nosilnost in strižno trdnost ter zmanjšati deformabilnost temeljnih tal. V vezljivih, slabo propustnih tleh, pa je z vgradnjo dobro propustnega grobozrnatega materiala v gruščnate kole poleg tega mogoče zagotoviti tudi pospešitev procesa konsolidacije in posledično pospešiti porast strižne trdnosti na končno vrednost.

Gruščnatih kolov v organske zemljine in šote načeloma ni mogoče vgrajevati. Pri vgrajevanju in zgoščanju gruščnatega materiala se namreč le ta razleže v okoliško mehko zemljino in tako nastane kol z zelo spremenljivo in nekontrolirano širino. V kolikor bi kljub temu gruščnate kole v takšnih tleh uspeli vgraditi, okoliška zemljina nudi le malo bočne opore. Ko takšna temeljna tla obremenimo, se material gruščnatega kola pod pritiskom razleže v okoliško zemljino, kar ima za posledico velike in nepredvidljive posedke ali celo zlom gruščnatih kolov in okoliške zemljine. V takšnih primerih se priporoča vgradnjo ustreznih geotekstilij ali geomrež v obod gruščnatih kolov, ki s prevzemom natezних napetosti po obodu gruščnatega kola preprečujejo prekomerno razrivanje kola v okoliško zemljino. Zaradi sorazmerno velike deformabilnosti geotekstilij je njihovo vgrajevanje v obod gruščnatega kola primerno le pri zelo stisljivih tleh z nizko strižno trdnostjo. Kljub temu pa tako ojačana tla lahko prevzamejo le lažje enakomerne in dovolj toge obtežbe.

Pri upoštevanju vpliva gruščnatih kolov na pospešitev konsolidacije se je potrebno zavedati, da se lahko prepustnost gruščnatih kolov s časom lahko bistveno zmanjša zaradi prodiranja finih delcev iz okoliške zemljine v gruščnati material kola in njegove zablatitve. V takšnih primerih je potrebno uporabljati takšno sestavo materiala gruščnatega kola, da se zablatitev v čim večji meri prepreči ali pa se v obod gruščnatih kolov vgradi ustrezne filtrne geotekstilije.

V svetu so se razvile različne tehnike vgrajevanja gruščnatih kolov. Način vgrajevanja je odvisen predvsem od lokalnih značilnosti temeljnih tal in razpoložljive tehnologije. V osnovi lahko ločimo:

- različne vibroflotacijske tehnike,
- različne metode vgrajevanja z opažno cevjo in razrivanjem tal ter
- metode z nadomeščanjem zemljine.

### *Vibroflotacijske tehnike vgrajevanja*

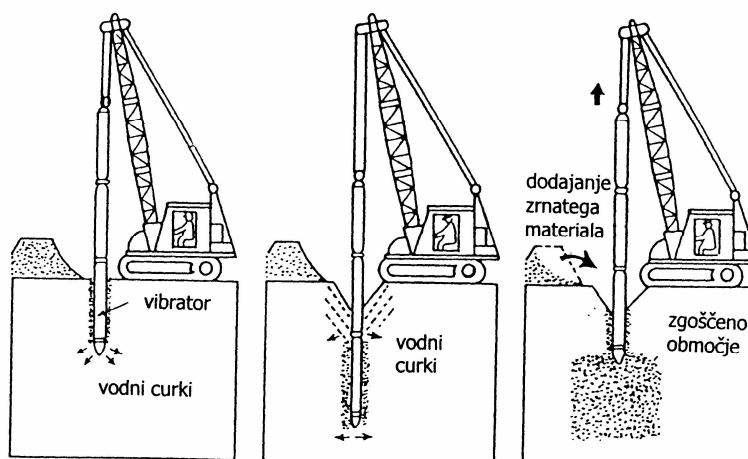
Osnovno opremo vibroflotacijskih tehnik predstavlja vibracijski torpedo z ekscentrično rotirajočo maso okrog vertikalne osi, imenovan tudi vibroflot. Vibroflot običajno dosega dolžino 3,5 do 4,0 m in premer 400 mm, njegova teža pa znaša med 20 in 40 kN. Na konici in

po plašču vibroflota so nameščene šobe, ki s pomočjo močnega curka zraka in vode pomagajo pri prodiranju vibroflota v tal.

Glede na način uporabe vibroflota v različnih sestavah temeljnih tal lahko ločimo tri osnovne metode:

- metoda vibracijskega zgoščevanja,
- metoda vibracijskega nadomeščanja,
- metoda vibracijskega razrivanja.

Pri metodi vibracijskega zgoščevanja pravzaprav ne moremo govoriti o vgrajevanju gruščnatih kolov, saj rahla dobro propustna tla iz nevezljivih zemljin le zgoščamo z globinsko dinamično komprimacijo. V tem primeru vibroflot prodira na željeno globino s pomočjo lastne teže, vibracij in visokotlačnih curkov vode in/ali zraka. Med počasnim dviganjem vibroflota se šobe na konici vibroflota zaprejo, pritisk vodnega in/ali zračnega curka na plašču pa se prilagodi tako, da se omogoči tok dodajanega gruščnatega materiala proti dnu, kjer se pod vplivom vibracij zgošča. Na ta način se nevezljiva tla radialno na vibroflot zgostijo in v osi tvori kol zemljine z izboljšanimi materialnimi lastnostmi.

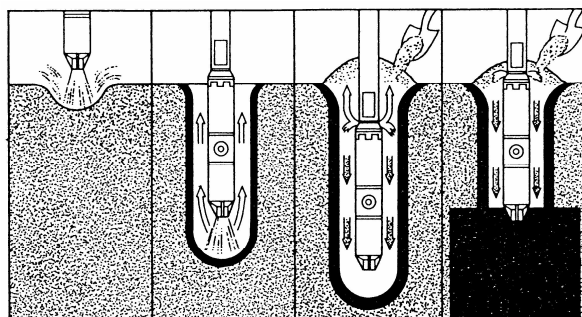


*Prikaz procesa vibracijskega zgoščevanja rahlih nevezljivih temeljnih tal (Povzeto po: Bergado, Chai, Alfaro, Balasubramaniam, 1994, str. 58)*

Zgoščanje lahko poteka tudi brez dodajanja gruščnatega materiala, vendar v tem primeru na površini na območju kola nastanejo posedki v obliki kraterja, ki jih po končanju del izravnamo. V splošnem je na takšen način mogoče zgoščevati le nevezljive zemljine, v katerih vsebnost finih zrn ne presega 20 % in od tega delež glinenih zrn ne presega 3 %.

V glinenih in meljastih slabo prepustnih tleh z vibracijami zaradi pojava dodatnih pornih tlakov ni mogoče doseči željene zgostitve tal. V takšnih primerih uporabljamo metodo vibracijskega nadomeščanja, pri kateri se večji del zemljine na mestu vgradnje gruščnatega kola izpere na površje. V takšnih mehkih tleh se pod vplivom teže in vibracij vibroflota ustvarjajo veliki porni tlaki, ki povzročajo porušitev ali celo utekočinjenje zemljine v območju konice vibroflota. Izdatni vodni tok, ki ga dovajamo na konico vibroflota, pa erodira mehko zemljino in jo odnaša na površje, tako da v tleh nastane odprtina, ki presega premer vibroflota. Z izpiranjem oziroma odstranitvijo porušene zemljine se v veliki meri prepreči

pojav pornih nadtlakov v okoliški zemljini, ki tako ostane razmeroma nepoškodovana. Med dviganjem vibroflota na površje v izvrtino dodajamo gruščnati material, ki skozi ustrezno zmanjšan kontinuirni tok vode pada v območje konice vibroflota. Zgoščanje in vtiskanje gruščnatega materiala v dno in stene izvrtine se izvaja z vibriranjem in rahlim dviganjem in spuščanjem vibroflota. Dobra lastnost metode je v tem, da se pojav nekoliko slabših slojev v temeljnih tleh kompenzira z večjim premerom peščenega kola zaradi manjšega odpora proti bočnemu vtiskanju gruščnatega materiala.



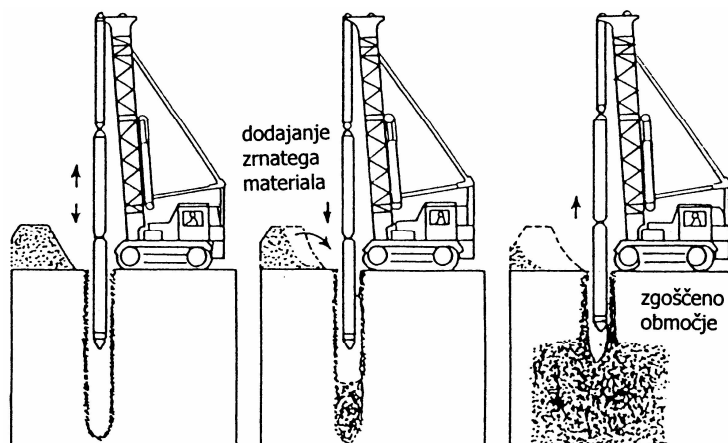
*Prikaz postopka vibracijskega nadomeščanja slabo nosilnih temeljnih tal (Povzeto po: Pulko, 2000, str. 6)*

Metoda daje najboljše rezultate v mehkih, slabo prepustnih vezljivih zemljinah z nedrenirano strižno trdnostjo  $C_u = 15$  do 50 kPa. Ker je z vodnim curkom odstranjena večina drobnih delcev v območju gruščnatega kola, zemljina izven gruščnatega kola ni podvržena velikim volumenskim ali strižnim deformacijam. Posledično ni velikih poškodb zemljine okrog gruščnatega kola in ne večjega vpliva zablatenja sten na sposobnost dreniranja gruščnatega kola.

Pri metodi vibracijskega razrivanja vgrajujemo gruščnate kole podobno kot z razrivanjem zemljine v radialni smeri glede na os vibroflota. Metoda je primerna samo za tla, kjer odprtina po izvlečenju vibroflota ostane stabilna in ni pričakovati vdora podtalnice v odprtino. Najboljše rezultate dosežemo v slabo prepustnih vezljivih zemljinah z nedrenirano strižno trdnostjo  $C_u = 30$  do 60 kPa. Vibroflot prodira v tla zaradi lastne teže in vibracij ter s pomočjo delovanja curka zraka iz šob na konici vibroflota ter ob tem razriva zemljino, ki je podvržena velikim volumenskim in strižnim deformacijam. Ker vibroflot običajno tesno nalega na stene odprtine, ni mogoče doziranje grušča ob plašču vibroflota. Grušč tako lahko doziramo le s površja tal po izvleku vibroflota. Gruščnati material v izvrtini sprotno vtiskamo v dno in stene s pomočjo vibracij in lastne teže vibroflota. Takšna metoda ni učinkovita v kolikor se v izvrtini nahaja voda, saj zračni pritisk v kombinaciji z vodo povzroči nastanek glinene suspenzije, ki otežuje izvedbo in v pretežni meri izniči učinek gruščnatih kolov zaradi prenizke zgoščenosti in zablatenega grušča v kolu.

Sodobnejši vibrofloti so opremljeni z dodatno cevjo za dovod gruščnatega materiala na konico vibroflota. Gruščnati material v silosu in dovodni cevi je pod reguliranim zračnim tlakom, ki omogoča zvezno in sprotno doziranje ter vtiskanje gramoza v izdelano vrtino. Takšen postopek je primeren tudi za zemljine z nedrenirano strižno trdnostjo  $C_u = 15$  do 50

kPa. Alternativno je v takšnem primeru mogoče izvajati prodiranje vibroflota v tla s pomočjo vodnega curka, doziranje gruščnatega materiala pa se vrši skozi konico vibroflota.



*Prikaz metode vibracijskega razrivanja slabo nosilnih materialov v tleh in njegovega nadomeščanja s kvalitetnim materilom (Povzeto po: Bergado, Chai, Alfaro, Balasubramaniam, 1994, str. 59)*

Pri vibracijskem razrivanju prihaja v zemljini do velikih deformacij in porasta pornih tlakov, ki pa zaradi relativno kratkih drenažnih poti hitro upadejo. To ima za posledico povečanje strižne trdnosti okoliške zemljine že kot posledica same vgradnje kolov.

#### Metode vgrajevanja s pomočjo opažne cevi

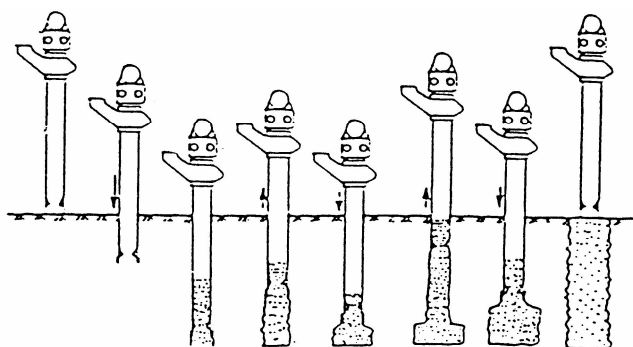
Metode vgrajevanja gruščnatih kolov s pomočjo opažnih cevi se med sabo razlikujejo predvsem v načinu vgradnje jeklene cevi v temeljna tla in načinu komprimacije gruščnatega materiala.

Pri metodah z razrivanjem zemljine se lahko vgradnja kovinske cevi, ki ima na dnu zaklopko ali pa nepovratno konico, izvaja na več načinov, in sicer:

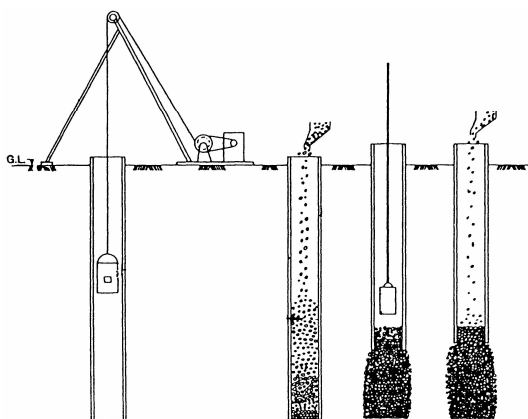
- z uporabo vibracijskih zabijal za pilote,
- z uporabo težnostnih zabijal,
- z uporabo batnih zabijal,
- hidravlično vtiskanje ter
- uporaba navojne opažne cevi z vtiskanjem in rotiranjem cevi.

Doziranje in komprimacija sta delno pogojena tudi z načinom vgradnje. Pri vibracijskih zabijalih se gruščnati material dozira z vrha ali pa preko posebnega silosa, ki je pod reguliranim zračnim tlakom. Zgoščevanje in vtiskanje grušča v zemljino se izvaja s postopnim dviganjem in spuščanjem ter vibriranjem opažne cevi oziroma v primeru uporabe silosa tudi s pomočjo zračnega tlaka.

Pri vgradnji opažne cevi z zabijalom ali z vtiskanjem poteka doziranje materiala z vrha opažne cevi, dvigovanje opažne cevi ter vtiskanje gruščnatega materiala v zemljino pa se izvaja s pomočjo klasičnih, najpogosteje težnostnih nabijal.

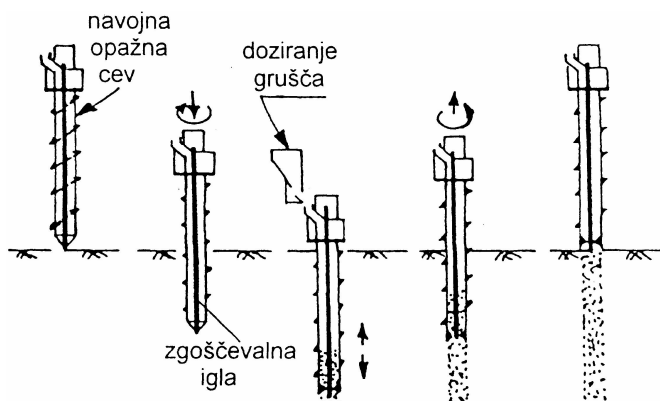


Vibracijsko vgrajevanje gruščnatih kolov s razrivanjem temeljnih tal z opažno cevjo (Povzeto po: Bergado, Chai, Alfaro, Balasubramaniam, 1994, str. 60)



Prikaz vgrajevanja gruščnatih kolov s razrivanjem temeljnih tal z vtiskanjem opažne cevi (Povzeto po: Bell, 1993, str. 130)

Tretji način pa je tako imenovana japonska metoda, kjer se navojna cev vgradi z rotiranjem, za zgoščevanje grušča pa poskrbi zgoščevalna vibracijska igla, ki je nameščena v središčni opažni cevi. Metoda je zlasti primerna za rahle peske in melje, v katerih je možen pojav likvefakcije in je vsaka uporaba vibracijskih ali zabijalnih dinamičnih sredstev nezaželjena.



Prikaz Japonske metode vgrajevanja gruščnatih kolov (Povzeto po: Pulko, 2000, str. 9)

### Ostale metode z nadomeščanjem zemljine

Ostale metode nadomeščanja zemljine z uporabo opažne cevi ali brez nje temeljijo na uporabi strojne opreme za izvedbo armiranobetonskih uvrtnih pilotov. Izkop zemljine na mestu gruščnatega kola se izvede z grabežno žlico ali spiralo, medtem ko se doziranje in zgoščevanje grušča vrši v naprej pripravljene odprtine. Zgoščevalni sistem predstavljajo težnostna nabijala ob postopnemu doziranju grušča. Zaradi slabših učinkov zgostitve osnovne zemljine se takšne metode uporabljajo v primerih, ko ni na voljo ustrežnejše strojne tehnike.

#### 1.3.4.9 Izboljšanje temeljnih tal z vgradnjo apnenih kolov

Apneni ali cementni koli se izvajajo z mehanskim vmešavanjem apna ali cementa v mehko zemljino temeljnih tal. Z izdelavo apnenih in/ali cementnih kolov je mogoče povečati trdnost in zmanjšati stisljivost slabo nosilnih temeljnih tal, saj na takšen način dosežemo izboljšanje mehanskih lastnosti stabiliziranih zemljin zaradi procesa izmenjave ionov in posledično kosmičenja zemljine ter pucolanskih reakcij.

Minerali glin so sestavljeni iz dveh plasti, in sicer iz posebne vrste kremenčeve kisline in kristalizirane oblike aluminijevega oksida, na katerega se veže voda. Pri kaolinitu ( $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ) si dve plasti sledita v enakomernem zaporedju, pri montmorilonitu ( $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 4\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ ) pa nastopa zaporedje treh plasti. Montmorilonitne glin so tako sposobne vezati velike količine vode, zato močno nabrekajo in so zelo plastične.

Pri vmešavanju apna v glinene zemljine dvovalentni  $\text{Ca}^{2+}$  ioni zamenjajo monovalentne  $\text{Na}^+$  in  $\text{H}^+$  ione v dvojni plasti okrog vsakega minerala glin.  $\text{Ca}^{2+}$  ioni tako nevtralizirajo mrežo negativno nabite površine vsakega glinenega minerala, s tem se zmanjša velikost dvojnega sloja in zato povečuje privlačnost glinenih delcev, kar vodi h kosmičenju glin. Poleg tega v procesu, ki se imenuje pucolanska reakcija, silicij in aluminij v mineralih glin reagirata v kalcijeve silikate in kalcij aluminijeve hidrate.

Na kvaliteto apnenih kolov imajo tako pomemben vpliv lastnosti zemljin, kot tudi sestava in količina stabilizacijske mešanice. Pri izdelavi apnenih kolov je mogoče uporabljati živo apno ( $\text{CaO}$ ), hidrirano apno ( $\text{Ca(OH)}_2$ ), delno hidriran gips ( $\text{CaSO}_4 + 1/2\text{H}_2\text{O}$ ) ali v celoti hidriran gips ( $\text{CaSO}_4 + 2\text{H}_2\text{O}$ ), kot tudi različne mešanice teh materialov.

V kolikor se za izdelavo apnenih kolov uporablja mešanica hidriranega gipsa in živega apna v razmerju deležev 75% in 25% se v reakciji z aluminijem v mineralih glin tvori etringit ( $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 + 3\text{CaSO}_4 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$ ). Etringit ima kristalno strukturo v obliki dolgih igel, ki so naključno orientirane, kar še posebno prispeva k povečanju strižne trdnosti izboljšane zemljine. Uporaba takšne mešanice ob prisotnosti kisle podtalnice se ne priporoča, saj je etringit trajno obstojen le v alkalnem okolju.

Na podlagi izvedenih obremenilnih preizkusov posameznih odkopanih apnenih kolov je bilo ugotovljeno, da je obnašanje stabiliziranega materiala v apnenih kolih podobno obnašanju trde razpokane glin. Porušitev prekomerno obremenjenega kola se namreč zgodi vzdolž stičnih ploskev in razpok v apnenem kolu. Tlačna trdnost apnenega kola je tako odvisna od strižne trdnosti vzdolž stikov in razpok v apnenem kolu in manj od strižne trdnosti homogenega materiala stabilizirane zemljine. Strižna trdnost homogenega materiala je lahko 2-krat do 4-krat večja od strižne trdnosti vzdolž stikov in razpok.



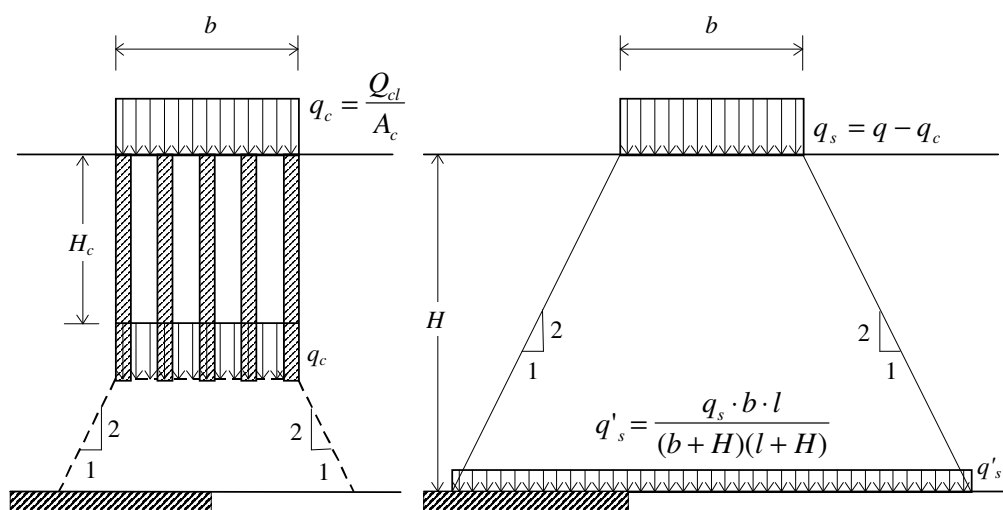
### Račun posedkov z apnenimi koli ojačanih temeljnih tal

Oceno vpliva vgrajenih kolov na zmanjšanje posedkov temeljnih tal je podobno kot pri gruščantih kolih mogoče podati na osnovi analize posedkov po ravnotežni metodi. V primeru relativno toge obtežbe površja tal velja predpostavka, da so posedki apnenih kolov enaki posedkom nestabilizirane zemljine med njimi. Razmerje med obtežbo, ki jo prevzame nestabilizirana zemljina, je tedaj odvisno od razmerja med moduli stisljivosti stabiliziranega materiala v apnenih kolih in okoliške nestabilizirane zemljine. Količnik redukcije posedkov  $\beta$ , ki predstavlja razmerje med posedkom z apnenimi koli izboljšanih tal in posedkom neizboljšanih tal, je v tem primeru mogoče podati kot:

$$\beta = \frac{E_{oeds}}{E_{oedc} A_r + E_{oeds} (1 - A_r)} \quad (3.50)$$

kjer so:  $E_{oeds}$  ... edometrski modul stisljivosti nestabilizirane zemljine,  
 $E_{oedc}$  ... edometrski modul stisljivosti stabilizirane zemljine v apnenih kolih in  
 $A_r$  ..... količnik nadomestitve, ki podobno kot pri gruščantih kolih, podaja razmerje med površino apnenega kola in sodelujočo površino nestabilizirane zemljine.

To pa velja le, dokler osne napetosti v apnenem kolu  $\sigma_c$  ne dosežejo meje lezenja  $\sigma_{cl}$  z apnom stabilizirane zemljine. Apneni kol namreč tedaj ni več sposoben prevzeti dodatnega povečanja obtežbe, zato nadaljni posedki z apnenimi koli ojačanih temeljnih tal enaki posedkom neojačanih temeljnih tal. Posedek temeljnih tal ojačanih z apnenimi koli je tedaj mogoče določiti na naslednji način:



*Izračun posedkov tal ojačanih z apnenimi koli, ki ne segajo do dna slabo nosilnih tal, napetosti v kolih pa dosega mejo lezenja (Povzeto po: Bergado, Chai, Alfaro, Balasubramaniam, 1994, str. 118)*

Enako kot v prvem primeru je obtežbo temeljnih tal mogoče razdeliti na del  $q_c$ , ki jo prevzamejo apneni koli in del  $q_s$ , ki jo prevzame nestabilizirana zemljina med njimi. Velikost obtežbe  $q_c$ , ki so jo sposobni prevzeti apneni koli, je mogoče določiti kot:

$$q_c = \frac{Q_{cl}}{A_c}, \quad \text{kjer je: } Q_{cl} \dots \text{ dolgoročna nosilnost apnenega kola.} \quad (3.51)$$

Dolgoročno nosilnost posameznega apnenega kola je zaradi pojava lezenja za 65% do 85% nižja od njegove kratkoročne nosilnosti. Kratkoročno nosilnost apnenega kola je mogoče določiti na podlagi izraza:

$$Q_c = A_c (3,5c_c + 3\sigma_h), \quad (3.52)$$

kjer je  $c_c$  kohezija stabiliziranega materiala v apnenem kolu in  $\sigma_h$  totalni mirni bočni pritisk, ki deluje na kol na kritičnem območju potencialnega loma kola. Pri tem je bil predpostavljen kot notranjega trenja zemljine  $30^\circ$ . Faktor 3 odgovarja koeficientu pasivnega pritiska  $K_p$  pri kotu notranjega trenja  $\varphi_c = 30^\circ$ . Prav tako je predpostavljeno, da so bočni pritiski okoliške nestabilizirane zemljine enaki  $\sigma_h = \sigma_v + 5C_u$ , kjer so  $\sigma_v$  totalne vertikalne napetosti in je  $C_u$  nedrenirana strižna trdnost okoliške nestabilizirane zemljine.

Preostali del obtežbe  $q_s = q - q_c$  prevzame nestabilizirana zemljina med apnenimi koli. Posedke dela sloja temeljnih tal, ojačanega z vgrajenimi apnenimi koli, je tako v splošnem mogoče izračunati na podlagi izraza:

$$\rho_1(q_s) = \int_0^H \frac{\Delta\sigma_{zs}}{E_{oedi}} dz \quad (3.53)$$

Posedek  $\rho_1(q_s)$  lahko izračunamo tako, da takšen sloj razdelimo v tanjše sloje debeline  $\Delta H_i$ , v katerih predpostavimo konstantno vrednost dodatnih vertikalnih napetosti  $\Delta\sigma_{zsi}$  zaradi obtežbe  $q_s$  in povprečne vrednosti modula stisljivosti  $E_{oedi}$ . Posedek celotnega območja temeljnih tal ojačanega z apnenimi koli, nato lahko izračunamo s seštetjem takšnih posedkov:

V kolikor apneni koli niso izdelani po celotni debelini slabo nosilnega sloja v temeljnih tleh, je tako določenim posedkom z apnenimi koli ojačanega dela tal potrebno prišteti še posedke preostale debeline sloja slabo nosilne zemljine pod nivojem dna apnenih kolov. Pri računu teh posedkov se lahko upošteva, da apneni koli v celoti prenesjo obtežbo površja temeljnih tal na preostali sloj neojačane zemljine pod njim.

#### Vpliv apnenih kolov na stabilnost temeljnih tal.

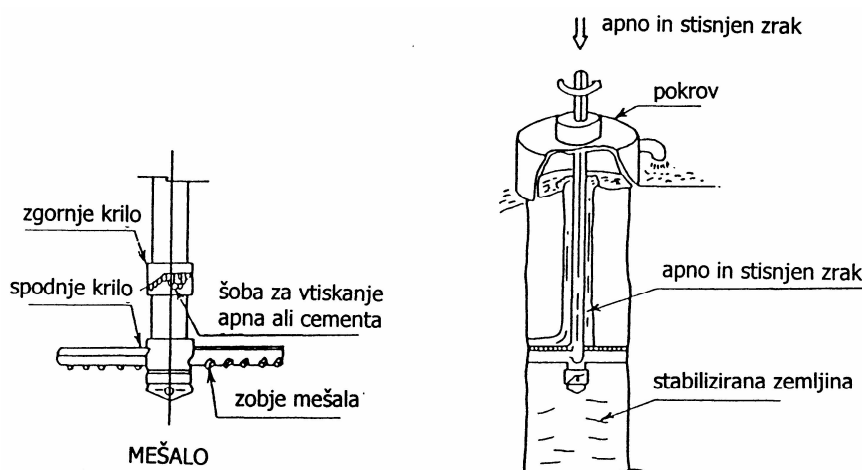
Vpliv vgrajenih apnenih kolov na stabilnost temeljnih tal je mogoče analizirati po istih metodah kot pri gruščnatih kolih, prikazanih v poglavju 3.2.2.8.

#### Izvedba apnenih kolov

Apnene ali cementne kole je v temeljnih tleh mogoče izdelovati s pomočjo vmešavanja apna ali cementa v prahu s posebnimi mehanskimi mešali ali z vmešavanjem s pomočjo močnega curka mešanice apna ali cementa in vode.

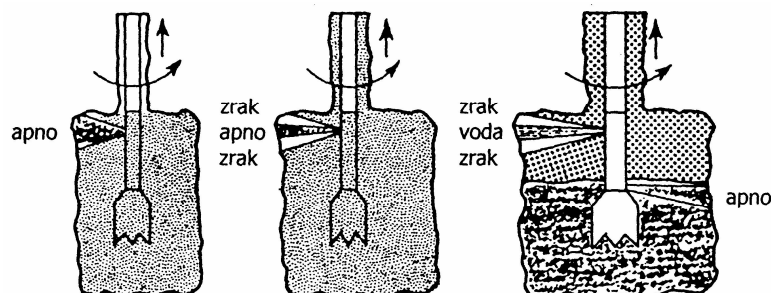
V prvem primeru se v mehka tla vtiska drog z mešalom, ki ima na koncu nameščeno ustrezno oblikovane mešalne lopatice in šobe za dovajanje stabilizacijske mešanice. Pri izdelavi apnenega ali cementnega kola se skozi šobe mešala v tla pod velikim pritiskom zraka vtiska

živo apno ali cement v prahu, obenem pa se z rotacijo mešala le ta mehanično vmešava z okoliško zemljino v tleh. S počasnim dviganjem mešala tako nastane kol stabilizirane zemljine cilindrične oblike. Pri takšni metodi se v tla ne dovaja nič vode, saj se pričakuje, da je v porah zemljine na razpolago dovolj vode, potrebne za vezanje živega apna ali cementa z zemljino. Pri uporabi živega apna se v času vezanja sprošča tudi toplota, kar ima za posledico dodatno sušenje okoliške zemljine. Namesto živega apna ali cementa v obliki prahu je za izdelavo apnenih kolov mogoče uporabljati tudi apno ali cement, zmešana z vodo v obliki apnenega ali cementnega mleka.



*Mehanično mešalo za vmešavanje apna ali cementa v zemljino pri izdelava apnenih ali cementnih kolov (Povzeto po: Bergado, Chai, Alfaro, Balasubramaniam, 1994, str. 104)*

Pri drugi metodi pa se apneno ali cementno mleko z velikim pritiskom vtiska v temeljna tla skozi rotirajoče šobe na konci mešala. Pritisk horizontalnega curka v temeljnih tleh premeša okoliško zemljino z vezivom v določenem premeru okrog mešala. Premer premešane zemljine je odvisen od lastnosti zemljine in pritiska, ki se uporablja pri mešanju. Pomanjkljivost takšne metode je v tem, da se premer tako izdelanega kola v nehomogenih tleh po globini lahko tudi zelo spreminja, saj je odvisen od spreminjanja strižne trdnosti zemljine v temeljnih tleh.



*Izdelava apnenih ali cementnih kolov z mešanjem s pomočjo močnega horizontalnega curka apnenega ali cementnega mleka (Povzeto po: Bergado, Chai, Alfaro, Balasubramaniam, 1994, str. 106)*

Količina dodanega veziva za izdelavo apnenih kolov se običajno giblje med 3 in 10 % teže suhe zemljine. Za natančno določitev najbolj primerne količine kot tudi sestave stabilizacijske mešanice je nujno potrebno izvesti serijo laboratorijskih preiskav. Na podlagi le teh je mogoče podati tudi pričakovane lastnosti stabiliziranega materiala v apnenih kolih. Pri tem je potrebno upoštevati tudi možne težave in odstopanja pri zagotavljanju homogenosti mešanice in zadostnega premera kola pri vmešavanju dodanega apna ali cementa v zemljino. Dejanska trdnost izboljšanih tal je po izvedbi apnenih kolov lahko namreč tudi občutno nižja od vrednosti določenih na podlagi laboratorijskih preiskav.

Z kvalitetno izdelavo apnenih kolov je tehnično mogoče izboljšati vrednost nedrenirane strižne trdnosti  $C_u$  zemljine tudi za 10 do 40 krat, odvisno od začetne vrednosti  $C_u$ . V vsakem primeru pa je mogoče v tako stabilizirani zemljini dosežati nedrenirano strižno trdnost apnenih kolov od 600 do 700 kPa in module elastičnosti do 25 MPa.

Kar se tiče prepustnosti tako izboljšanih tal, kažejo švedske izkušnje, da imajo apneni koli višjo prepustnost kot nestabilizirana zemljina in tako delujejo kot vertikalne drenaže. Po drugi strani pa japonske izkušnje kažejo na zmanjšanje prepustnosti v apnenih kolih glede na okoliško zemljino. Razlog za takšno protislovje je med drugim lahko v tem, da na švedskem izvajajo apnene kole z dodajanjem apna v prahu, medtem ko na japonskem apno najprej zmešajo z vodo in tako suspenzijo vmešavajo v zemljino. Pore v zemljini so v tem primeru delno zapolnjene s hidriranim apnom  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  in zato je njena propustnost lahko tudi bistveno manjša.

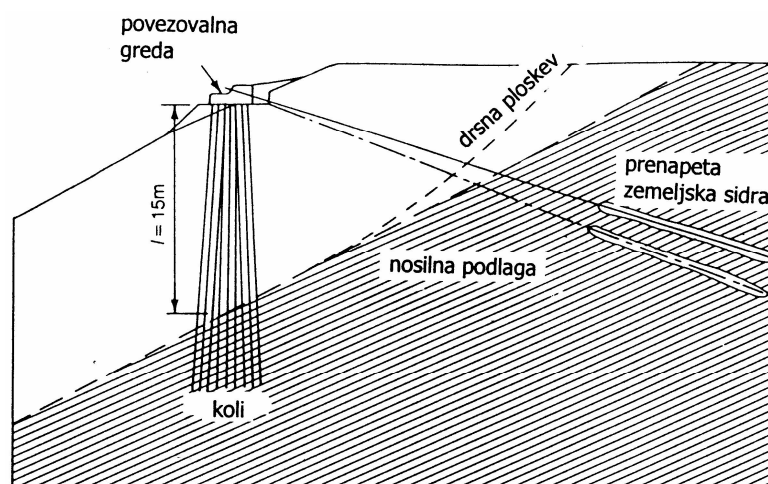
### 3.2.2.10 Izboljšanje temeljnih tal z uporabo različnih konstrukcijskih elementov

Z vgradnjo različno oblikovanih razmeroma togih kolov ali podobnih konstrukcij po celotni površini temeljnih tal pod nasipom je mogoče zagotoviti ustrezen prenos obtežbe nasipa na globlje ležeče dobro nosilne plasti in tako zagotoviti ustrezno stabilnost nasipa in temeljnih tal, obenem pa zmanjšati oziroma v celoti odpraviti posedke temeljnih tal zaradi obtežbe z nasipom. V kolikor se dobro nosilna tla nahajajo na zelo veliki globini, je nosilnost temeljnih tal mogoče izboljšati tudi z vgradnjo visečih kolov, ki segajo do globine kot je potrebna za zagotovitev stabilnosti tal pod nasipom, ne segajo pa vse do dobro nosilne podlage. V takšnih primerih se del posedkov pod obtežbo z nasipom še vedno izvede zaradi posedanja stisljivih tal pod nivojem dna kolov. Na takšen način je mogoče izboljšati nosilnost in stabilnost temeljnih tal z vgradnjo kolov različnih izvedb in oblik. Takšno ojačanje temeljnih tal je mogoče izvesti z vgradnjo različnih jet grouting kolov, mikro kolov ali pa tudi različnih vrst zabitih ali uvrtnih kolov, ki se običajno uporabljajo za izvedbo globokega temeljenja objektov na kolih.

Takšni koli se v temeljna tla vgradijo na določenih, običajno enakomernih medsebojnih oddaljenostih, praviloma v trikotnem ali kvadratnem rastru. Zaradi velike togosti takšnih kolov se obtežba nasipa v celoti prenese na vgrajene kole, ki jo prenesejo na globlje ležeče sloje v temeljnih tleh. Smatra se, da v takšnem primeru zemljina med koli ne prevzame nič dodatne obtežbe nasipa. Da bi to dosegli, je potrebno v dnu nasipa vgraditi dovolj tog sloj grobozrnatega kamnitega materiala, ki omogoča raznos obtežbe nasipa na vgrajene kole. Da bi dosegli čim večjo togost takšnega sloja, ga je mogoče tudi dodatno ojačati z vgradnjo plasti geotekstilij ali geomrež. Koli, vgrajeni v temeljna tla, so v takšnem primeru samo tlačno

obremenjeni. Nevarnost uklona takšnih kolov je minimalna, saj zemljina med koli običajno nudi zadosten bočen odpor. Takšni koli so tako lahko le minimalno armirani.

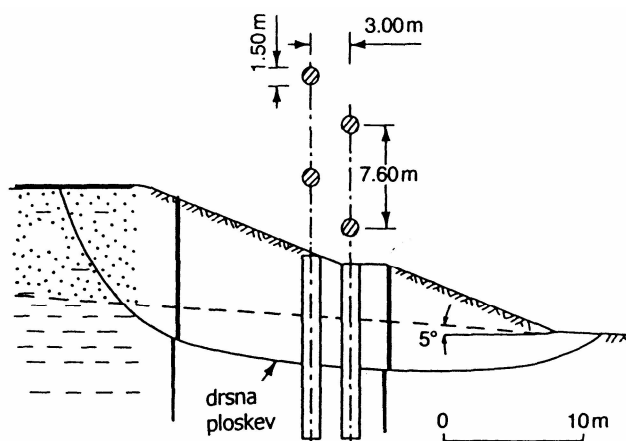
Z vgradnjo različnih togih kolov v temeljna tla samo na območju pete nasipa je mogoče zagotoviti ustrezno stabilnost temeljnih tal pod nasipom, medtem ko posedkov stisljivih temeljnih tal pod obtežbo nasipa na takšen način ni mogoče preprečiti. V tem primeru morajo vgrajeni koli poleg tlačne osne obremenitve prevzeti tudi bočno obtežbo zemljine nad potencialno drsno ploskvijo v temeljnih tleh. Vgrajeni koli prevzamejo takšno obtežbo samo z zadostnim vpetjem v dobro nosilno podlago globlje v temeljnih tleh. Takšne kole je pogosto potrebno na vrhu dodatno sidrati v dobro nosilno podlago temeljnih tal. Vgrajene kole je potrebno zgoraj povezati z ustrezno vzdolžno armiranobetonsko gredo, ki omogoča ustrezno vpetje potrebnih prednapetih zemeljskih sider. Namesto sidranih kolov je za prevzem bočnih pritiskov mogoče izdelati tudi različne konstrukcije, sestavljene iz poševno vgrajenih kolov, ki so na vrhu med sabo toga povezani z ustrezno gredo.



*Primer stabilizacije drsečih temeljnih tal na pobočju s pomočjo vgradnje kolov, ki so v dnu vpeti v dobro nosilno podlago, na vrhu pa povezani z armiranobetonsko gredo in dodatno sidrani (Povzeto po: Bell, 1993, str. 173)*

Za takšno uporabo so primerni predvsem koli različnih izvedb in oblik, ki se običajno uporabljajo za globoko temeljenje objektov, včasih pa je mogoče uporabiti tudi različne izvedbe skupin mikrokolov malega prereza.

V kolikor v temeljnih tleh obstoji nevarnost nastanka potencialne drsne ploskve, ki poteka po stiku med posameznimi sloji zemljine ali po sorazmerno tankem sloju slabo nosilne zemljine, je stabilnost takšnih brežin mogoče zagotoviti z vgradnjo različno oblikovanih moznikov. Mozniki morajo biti razporejeni tako, da se zemljina ne more premikati med njimi. Najbolj učinkovit način za izboljšanje strižne odpornosti potencialne drsine je uporaba moznikov večjega premera od 1,5 pa do tudi več metrov, z veliko upogibno trdnostjo. Učinek moznikov na izboljšanje stabilnosti temeljnih tal se pojavi šele potem, ko se v temeljnih tleh izvedejo zadostni premiki, da se mobilizira zadostno velika bočna sila na mozniku. Bočna obtežba moznikov narašča linearno s premiki okoliške zemljine, vse do njene maksimalne vrednosti.



*Primer sanacije plazanja relativno položnih temeljnih tal pod nasipom z vgradnjo moznikov v obliki kolov (Povzeto po: Bell, 1993, str. 174)*

Mozniki so lahko izdelani v obliki različnih kolov ali vodnjakov krožnega ali eliptičnega prereza in so lahko izdelani iz armiranega betona ali jekla. Načrtovani in izdelani morajo biti tako, da so sposobni prenesti velike strižne in upogibne obremenitve.

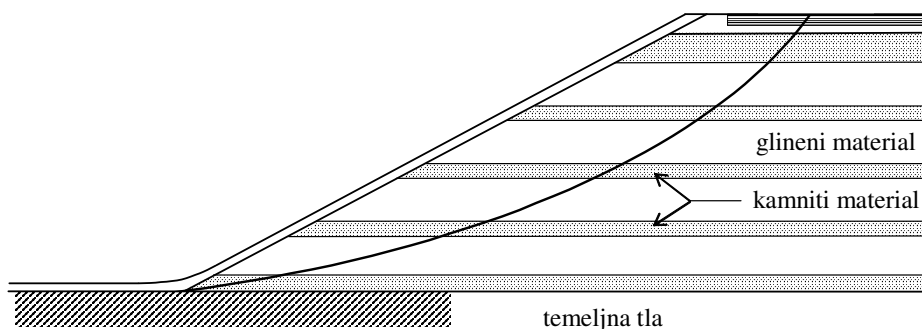
### 3.2.3 Izdelava nasipov

Pri gradnji nasipov je zaželeno, da se nasipe gradi z materialom, ki je na voljo v bližini nasipa. Pri gradnji prometnic so to običajno zemljine ali kamenine pridobljene pri izvedbi vkopov. Pogosto ima večina tako pridobljenih materialov zelo dobre geomehanske lastnosti in so primerni za vgrajevanje v nasipe. Ne redko pa se žal zgodi, da material, ki je na voljo, ni najbolj primeren za gradnjo nasipov.

Po drugi strani pa je za gradnjo nasipov razpoložljiv prostor pogosto omejen z obstoječimi objekti, kot tudi z mejo odkupljenih zemljišč. Zato je potrebno pogosto graditi nasipe z bolj strmimi brežinami, kot bi to dopuščale geomehanske lastnosti razpoložljivega materiala.

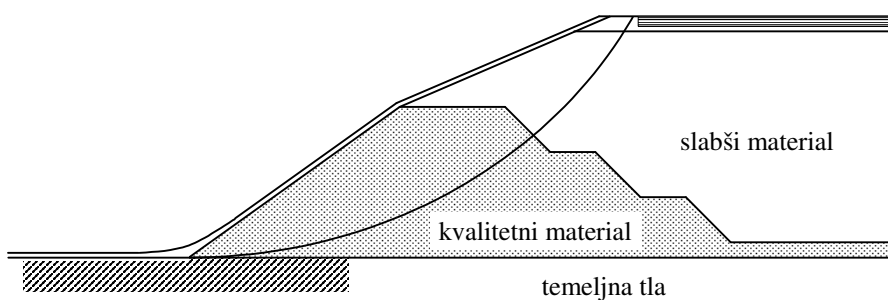
Zasnovo in obliko nasipov, kot tudi tehnologijo gradnje nasipov, je tako potrebno v čim večji, možni meri prilagoditi tako, da je v nasipe mogoče vgrajevati tudi slabši nasipni material. To je mogoče doseči z ustreznim oblikovanjem nasipa in različnimi ukrepi za izboljšanje mehanskih lastnosti materiala vgrajenega v nasipe. V nekaterih primerih je mehanske lastnosti nasipnega materiala mogoče izboljšati z vmešavanjem bolj stabilnih zrnatih materialov ali pa z njihovo stabilizacijo z dodajanjem apna, cementa ali drugih materialov. Večjo trdnost zgrajenega nasipa je mogoče zagotoviti tudi z izmeničnim vgrajevanjem sloja vezljivega materiala slabše kvalitete, ki je lokalno na voljo in boljšega nevezljivega grobozrnatega materiala, ki ga je potrebno pripeljati od drugod. Na ta način se lahko vsaj delno zmanjša potreba po od drugod pripeljanem kvalitetnejšem materialu.

Včasih je ustrezno stabilnost nasipa mogoče doseči tudi z vgrajevanjem različno kvalitetnih materialov na različnih območjih v nasipu. Tam, kjer v nasipu nastopajo nižje strižne napetosti se vgrajuje slabši material, ki je lokalno na voljo, medtem ko se na območjih nasipa, kjer nastopajo višje strižne napetosti, vgrajuje kvalitetnejši material.



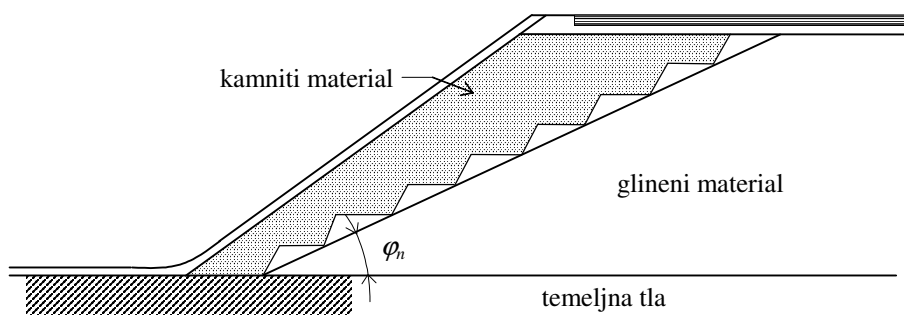
Slika 3.6 Gradnja nasipa z izmeničnim vgrajevanjem slojev lokalnih manj kvalitetnih materialov in od drugod pripeljanih kvalitetnih nasipnih materialov

Fig. 3.6 Construction of embankment with alternate building-in layers of local less qualitative materials and of qualitative embankment materials conveyed from elsewhere



Slika 3.7 Gradnja nasipa z vgrajevanjem različno kvalitetnih materialov na različnih mestih v nasipu

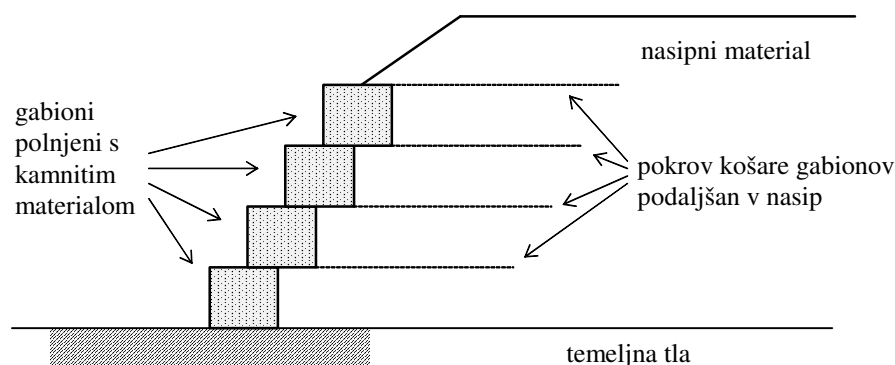
Fig. 3.7 Construction of embankment with building-in of materials of different quality in different parts of the embankment



Slika 3.8 Gradnja nasipa z vgrajevanjem kvalitetnejšega materiala na zunanjem delu nasipa, kar omogoča izdelavo bolj strmih brežin nasipa

Fig. 3.8 Construction of embankment with building-in of better quality material on the outside part of the embankment, enabling construction of steeper embankment slopes

Potrebno stabilnost bolj strmih brežin nasipa je podobno kot pri vkopih mogoče zagotoviti tudi z oblaganjem brežin s težkimi oblogami. V ta namen se najbolj pogosto uporablja oblaganje brežin s skalami dovolj velikih dimenzij (0,5 do 1,0 m<sup>3</sup>), možna pa je tudi uporaba različnih ustrezno oblikovanih predfabriciranih betonskih elementov. Tako prve kot druge je mogoče izvajati tudi s polaganjem v beton. Ustrezno stabilnost strmih brežin nasipov je mogoče zagotoviti tudi z oblaganjem s kamnitimi gabioni.



Slika 3.9 Gradnja nasipa z vgrajevanjem gabionov v strmo brežino nasipa

Fig. 3.9 Construction of embankment with building-in gabions into steep slope of embankment

Ustrezno stabilnost strmih brežin nasipa je mogoče zagotoviti tudi z različnimi oblikami armiranja zemljin. Pogosto pa je pri gradnji nasipov potrebno predvideti tudi izvedbo različnih podpornih konstrukcij.

Kvalitetno vgrajevanje nasipnega materiala je mogoče le z razstiranjem materiala v posamezne sloje in njihovo zgoščevanje. Debelina takšnih slojev je odvisna od vrste nasipnega materiala in njegovega obnašanja pri zgoščevanju ter od opreme, ki se uporablja za zgoščevanje. Za vsak primer posebej je debelino slojev potrebno določiti na podlagi ustreznih laboratorijskih preiskav nasipnega materiala in rezultatov poizkusnega vgrajevanja na licu mesta.

Primeren material je v nasipe potrebno vgraditi čim hitreje po izkopu, da se v čim večji meri prepreči spreminjanje njegove vlage zaradi vremenskih vplivov. V kolikor material, ki je na voljo za vgradnjo v nasipe, le malenkostno presega optimalno vrednost vlažnosti za zgoščanje, ga je ob ugodnih vremenskih pogojih mogoče delno posušiti pred vgradnjo. Nasipni material se pri tem razprostire v dovolj tankem sloju in čim bolj razrahlja. Šele po zadostni osušitvi se ga nato ustrezno zgosti. Takšno sušenje nasipnega materiala je razen v manjši meri in v sprejemljivih vremenskih pogojih praviloma neekonomično in neekonomično, saj je uspešnost odvisna od vremena, obenem pa lahko močno zmanjšuje hitrost gradnje nasipov. Bolj učinkovito od zmanjševanja vlažnosti je praviloma povečanje vlažnosti nasipnega materiala z dodatnim rosenjem in premešanjem rahlega nasipnega materiala pred zgostitvijo.

Včasih razmere pri gradnji določajo potrebo po vmesnem deponiranju izkopanega materiala pred vgradnjo v nasipe. Takšne razmere lahko nastopijo, ko transport izkopanega materiala na



mesto vgradnje ni mogoč, dokler se na primer ne izvede most preko reke ali v primerih, ko je določen material uporaben le na določenih mestih v nasipu. Večkrat je takšno vmesno deponiranje cenejše kot odvoz izkopanega materiala v trajno deponijo in gradnja nasipa z materialom, pripeljanim iz zunanjih virov. Pri gradnji nasipov z vmesnim deponiranjem materiala je potrebno upoštevati realno zmanjšanje strižne trdnosti in drugih mehanskih lastnosti materiala zaradi dvakratnega izkopa, transporta in vgrajevanja materiala. Stopnjo zmanjšanja mehanskih lastnosti materiala je potrebno določiti na podlagi laboratorijskih preiskav. Včasih je deponirani material potrebno delno zgostiti in ustrezno zaščititi tako, da se v čim večji meri ohrani njegovo kvaliteto. Prav tako je na začasni deponiji nasipnega materiala potrebno ustrezno urediti odvodnjo meteornih voda tako, da voda v deponiranem materialu ne zastaja in ga razmaka ter poslabšuje njegove mehanske lastnosti. Lokacijo vmesnih deponij je potrebno izbrati tako, da se potrebno dodatno delo zaradi vmesnega deponiranja zmanjša na čim manjšo možno mero. Tudi pri oblikovanju deponij je potrebno zagotoviti njihovo ustrezno stabilnost. Pri tem je potrebno upoštevati tako trdnost deponiranega materiala, kot tudi trdnost temeljnih tal.

Nasipni material se na mesto vgradnje ne sme navažati po planumu spodnje že vgrajene in zgoščene plasti, ampak le po že razprostrtem materialu sloja v katerega se vgrajuje. Navoženi nasipni material je potrebno čelno ali bočno zvrčati in odrivati ter razprostrirati na mesto vgradnje. Vsako posamezno plast nasipnega materiala je potrebno razprostrti in splanirati vodoravno ali kvečjemu v nagibu planuma zaključnega sloja nasipa v vzdolžni smeri. V prečni smeri mora imeti vsaka posamezna plast nasipnega materiala eno ali dvostranski naklon, ki mora znašati pri vezljivih materialih najmanj 3 do 5 %, pri nevezljivih materialih pa mora biti enak prečnemu naklonu planuma zaključnega sloja nasipa. Vsaka plast nasipnega materiala mora biti razprostrta v takšni širini, da jo je mogoče ustrezno zgostiti tudi na robu nasipa. Neglede na njegovo kvaliteto, materiala vgrajenega na rob nasipa, ni mogoče zgostiti tako kot v sredini nasipa. Da bi zagotovili ustrezno zgoščenost materiala tudi na robu nasipa, je tako potrebno nasip graditi v ustrezno večji širini, slabo zgoščen material na robu takšnega nasipa pa na koncu odstraniti in brežino nasipa oblikovati in urediti v končno stanje. Velikost potrebne razširitve nasipa pri vgrajevanju nasipnega materiala je odvisna od vrste in kvalitete nasipnega materiala in vrste sredstev za zagoščevanje in naj ne bi bila manjša od 0,5 m.

Nasipni material se ne sme vgrajevati na razmočeno ali zmrznjeno podlago, niti se ne sme vgrajevati razmočen ali zmrznjeni nasipni material. Premer največjega zrna nasipnega materiala ne sme biti večji od  $\frac{2}{3}$  debeline plasti nasipavanja in praviloma ne sme biti večji od 30 cm. Zgoščevanje posamezne plasti nasipnega materiala mora praviloma potekati od zunanjega robu proti sredini zgoščevane površine.

V času gradnje nasipa je potrebno zagotoviti, da se na površinah nasipa na katerih trenutno ne potekajo dela, vzdržuje čim bolj gladko in zaprto površino tako, da lahko površinska voda čim hitreje odteče. V primeru gradnje nasipa z vezljivim nasipnim materialom je potrebno pred nadaljevanjem del po obilnejših padavinah površino nasipa skrbno pregledati ter ugotoviti in ustrezno sanirati vsa območja razmočene zemljine. Površina nasipa mora biti ves čas gradnje ravna, da padavine na površini nasipa ne zastajajo in razmakajo vgrajenega materiala. V času večjih padavin je potrebno površinsko vodo na nasipu zajeti z ustreznim sistemom jarkov in jo kontrolirano odvesti s površja nasipa. Velike količine vode, ki prosto teče po brežinah nasipa, lahko povzročijo močno erozijo v obliki globokih jarkov in v končni fazi lahko ogrozijo tudi stabilnost brežine zgrajenega nasipa. Tam kjer je površina brežin nasipa dlje časa nezaščitena, je potrebno izvestičasne ustrezno obložene jarke ali cevi za odvod vode z

nasipa do ustreznih odvodnih jarkov ob peti nasipa ali do bližnjega vodotoka. Ob peti nasipa je potrebno predvideti ustrezne začasne usedalne bazene za odstranitev finih delcev, ki jih s sabo nosi odtekajoča voda.

Za izdelavo nasipov male višine je v primernih okoliščinah v splošnem mogoče uporabljati skoraj vse vrste zemljin. Potrebno je le uporabiti ustrezen način vgrajevanja in zgoščevanja nasipnega materiala ter ustrezen naklon brežin. Izjemo predstavljajo materiali z večjim deležem organskih primesi in šote, ki v nobenem primeru niso primerni za vgradnjo v nasipe. Za gradnjo višjih nasipov pa je pogosto že potrebno uporabljati ustrezen kvaliteten material ali pa ga pri vgrajevanju ustrezno izboljšati.

V splošnem velja, da srednje in visoko plastičnih glin z mejo žitkosti  $w_l > 35 \%$  in indeksom plastičnosti  $I_p > 12 \%$  ni mogoče vgrajevati v zaključne plasti nasipov, če le te niso pri tem ustrezno kemično stabilizirane. V kolikor se nevezljive zemljine vgrajuje v nasipe nad globino zmrzovanja, le te ne smejo vsebovati več kot  $5 \%$  zrn premera do  $0,06 \text{ mm}$ , če je količnik neenakomernosti materiala  $U \geq 5$ , oziroma ne več kot  $15 \%$  zrn premera  $0,06 \text{ mm}$ , če je količnik neenakomernosti materiala  $U \geq 8$ . V kolikor hribine, ki se jih uporablja za gradnjo nasipov, niso odporne proti preperevanju, jih je potrebno takoj po vgradnji zaščititi pred vremenskimi vplivi.

Na slabše nosilnih tleh je posebno pozornost potrebno posvetiti tudi gradnji nasipov do višine  $2.0 \text{ m}$ , predvsem zaradi sledečih vzrokov:

- pogosto imajo temeljna tla pod površnim slojem slabšo strižno trdnost kot zgornji površinski sloj temeljnih tal. Prav tako se lahko vlažnost zgornjih slojev tal močno spreminja, kar lahko močno vpliva na obnašanje tal pri vgrajevanju prvih slojev nasipa;
- pri večjih nasipih je mogoče slabši nasipni material vgraditi na lokacijah, kjer ne more bistveno vplivati na stabilnost nasipa, ali pa se ga meša z boljšim materialom. Pri gradnji nizkih nasipov to ni mogoče in lahko nastopijo težave z uporabo takšnega nasipnega materiala;
- posebno pozornost je potrebno posvetiti izbiri mehanizacije za transport in vgrajevanje ter organizaciji gradnje, tako da se šibka tla ne preobremeni ali poškoduje. Pomembno je, da se pri gradnji ne poškoduje kakršnih koli obstoječih drenažnih sistemov ali komunalnih vodov.

### 3.2.3.1 Zgoščanje nasipnega materiala

Pri mehanskem zgoščanju nasipnega materiala z uporabo statične ali dinamične obtežbe različnih valjarjev ali nabijal se delci zemljine zbijajo bolj skupaj in zato se zmanjša delež votlin v zemljini. Pri tem se iz votlin v zemljini iztiska zrak, ne da bi se vsebnost vode bistveno spremenila, kar vodi k povečanju stopnje zasičenosti zemljine. Vsekakor vsega zraka iz zemljine z zgoščanjem ni mogoče iztisniti, zato popolne zasičenosti ni mogoče doseči. Ne glede na to pa zgoščanje vodi k zmanjšanju tendence po spremembah vsebnosti vlage v zemljini. Katera metoda zgoščevanja je najbolj primerna je odvisno od vrste in kvalitete zemljine, vključno z njeno granulometrijsko sestavo in vlažnostjo v času zgoščevanja, potrebne stopnje zgostitve, debeline sloja ter od geometrije predlaganih del.

Vežljive zemljine z nizko vsebnostjo vlage je težko zgoščevati, saj imajo sorazmerno veliko trdnost zaradi negativnega pornega tlaka, ki nastane kot posledica delovanja adhezijskih sil v kapilarah zemljine. Ko vsebnost vlage narašča prične adhezijska sila v kapilarah upadati, kar povzroča mehčanje zemljine. Takšno zemljino je zato lažje zgoščevati, kar ima za posledico doseganje višjih gostot. Pri nadaljnem naraščanju vlažnosti in njenemu približevanju zasičenosti zemljine pa porni tlaki pričnejo nasprotovati učinkovitemu zgoščevanju. Pri vsaki zemljini tako obstoji optimalna vsebnost vlage, pri kateri je mogoče pri zgoščevanju dosegati njeno maksimalno gostoto.

Odnos med maksimalno gostoto suhe zemljine in optimalno vlažnostjo pa je odvisen tudi od energije, uporabljene pri zgoščevanju. Pri uporabi več energije za zgoščevanje je mogoče dosegati višjo gostoto zemljine pri drugačni vrednosti optimalne vlažnosti kot pri uporabi manj energije. Ko se pri zgoščevanju prične gostota posamezne zemljine približevati teoretični maksimalni gostoti suhe zemljine, ki odgovarja zemljini brez votlin med zrni, začne potrebna energija za dodatno zgoščevanje skokovito naraščati. S tem pa seveda začno hitro naraščati tudi stroški zgoščevanja nasipnega materiala, medtem ko se trdnost zgoščenega materiala bistveno ne povečuje več. Zaradi pojava predrabljanja zrn lahko strižna trdnost tako zgoščenega materiala celo nekoliko upade.

Na osnovi obsežnih preiskav je bila zato leta 1993 v cestogradbeno prakso v ZDA uveden Proktorjev preizkus za določitev realno še dosegljive energije zgoščanja. Za določitev optimalne vlažnosti potrebne za maksimalno zgostitev zemljine se od takrat uporablja Standardni Proktorjev preizkus, kjer je za zgoščanje predpisanega vzorca zemljine porabi delo  $A \approx 0,6 \text{ MNm/m}^3$ , medtem ko se za grobozrnate nevezljive zemljine in kamenine uporablja Modificirani Proktorjev preizkus, kjer se za zgoščevanje porabi delo  $A \approx 2,65 \text{ MNm/m}^3$ .

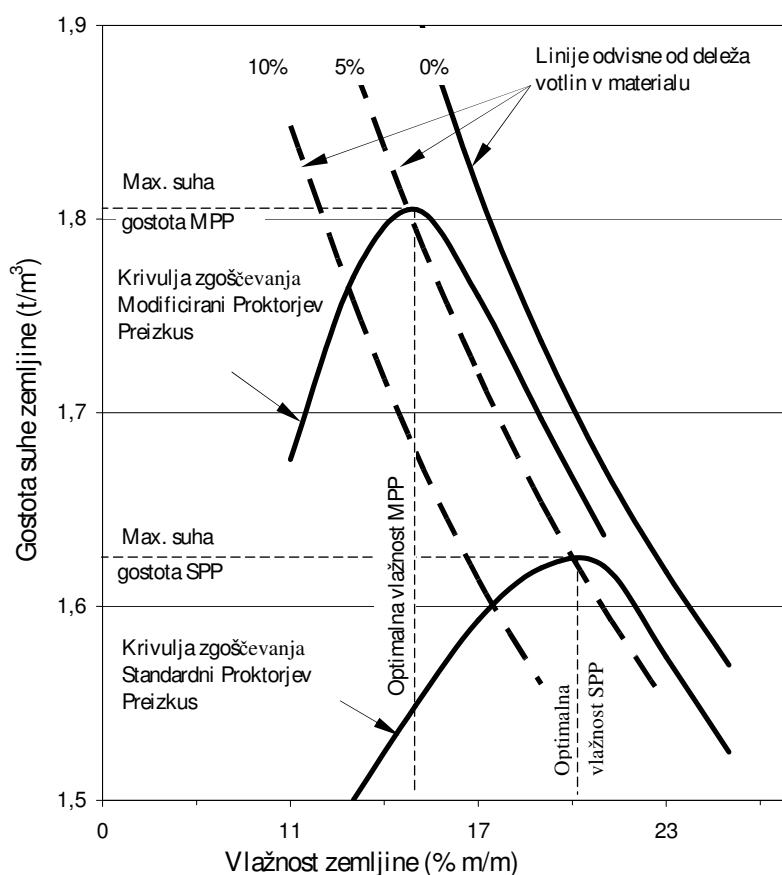
Zahtevana ali dosežena gostota pri zgoščevanju nasipnega materiala se tako podaja v obliki relativne zbitosti, ki predstavlja razmerje med maksimalno gostoto suhe zemljine doseženo pri zgoščanju na gradbišču in gostoto suhe zemljine dosežene po Proktorjevem postopku v okviru predhodnih preiskav v laboratoriju.

Da bi za posamezne zemljine pri vgrajevanju in zgoščanju lahko dosegli potrebno zgoščenost je potrebno ustreznost postopka in opreme za zgoščanje določiti oziroma potrditi na podlagi izvedenega preizkusnega zgoščanja na preizkusnem polju. Na ta način je potrebno določiti vrsto in maso sredstva za zgoščanje, hitrost njegovega premikanja, število potrebnih prehodov in maksimalno debelino posameznih slojev, optimalno vlažnost za zgoščevanje skupaj s še dopustnimi mejami odstopanja v vlažnosti zemljine, kot tudi druge parametre, ki vplivajo na učinkovitost zgoščevanja, kot je na primer frekvenca in amplituda vibracij pri uporabi vibracijskih valjarjev. Preizkusno polje je potrebno izvesti v enakih pogojih, kot se bodo izvajala dela pri gradnji nasipov, pri čemer je potrebno upoštevati tudi možno variabilnost v sestavi in lastnostih nasipnega materiala tako, da bo dosežen zadosten učinek zgoščevanja tudi pri najslabših zemljinah in najslabših pogojih, kot jih lahko pri gradnji realno pričakujemo.

Uporabnost različnih zemljin za gradnjo nasipov je odvisna od njihovih geomehanskih lastnosti in sicer predvsem od njihove strižne trdnosti in konsolidacijskih lastnosti. Potrebna stopnja zgostitve posameznih zemljin pri vgrajevanju v nasipe je tako odvisna od geomehanskih lastnosti vgrajene zemljine, potrebnih, da nasip lahko izpolni s projektom predvideno funkcijo.

Strižna trdnost zgoščenih glinenih zemljin je odvisna od njihove dosežene gostote in

vlačnosti. Na trdnost takšnih zemljin lahko pomembno vplivajo tudi porni tlaki, ki se razvijejo v zemljini pri strigu. Glinene zemljine z vsebnostjo vlage, ki je bistveno nižja od optimalne vlažnosti potrebne za zgoščevanje, praviloma izražajo visoko strižno trdnost. Z naraščanjem vlažnosti proti optimalni vsebnosti vlage pa strižna trdnost glinenih zemljin pada, kar se z naraščanjem vlažnosti preko optimalne vrednosti še nadaljuje. Poleg tega pri strigu glinenih zemljin, katerih vlažnost se približuje optimalni vsebnosti vlage, začnejo nastopati porni tlaki, katerih vrednost se s povečevanjem vlažnosti zemljine hitro povečuje. Kljub temu, da pri zgoščanju zemljine njena vlažnost narašča, je pri zgoščanju glinenih zemljin pri vsebnosti vlage tik pod optimalno vrednostjo, učinek povečanja strižne trdnosti zemljine zaradi povečanja kota notranjega trenja pri gostejši zemljini bistveno večji, od učinka zmanjšanja strižne trdnosti zaradi povečanja vlažnosti in pojava pornih tlakov pri strižni obtežbi zemljine.



Primer krivulje zgoščevanja, ki kaže odvisnost zgoščenosti v odvisnosti od vsebnosti vlage v zemljini (Povzeto po: Žmavc, 1997, str. 60)

Od gostote in vsebnosti vlage zagoščenih vezljivih zemljin je prav tako odvisna tudi njihova stisljivost. V kolikor je namreč vezljiva zemljina zgoščena pri vlažnosti, ki je bistveno nižja od optimalne vrednosti in je nato zasičena z vodo, se pod obtežbo pojavijo dodatni posedki, medtem ko le ti ne nastopijo, če je bila zemljina zgoščena pri vlažnosti nad optimalno vrednostjo. Glinene zemljine, zgoščene pri manjši vlažnosti od optimalne vrednosti, so prav tako bolj podvržene nabrekanju kot enake zemljine, zgoščene pri vlažnosti, večji od optimalne vsebnosti vlage. To je v prvi vrsti tudi posledica dejstva, da imajo v prvem primeru zgoščene

zemljine nižjo stopnjo zasičenosti kot v drugem primeru. Vendar celo pri isti stopnji zasičenosti, zemljine, zgoščene pri manjši vlažnosti nabrekajo bolj kot zemljine zgoščene, pri vlažnosti, večji od optimalne. Kadar je za gradnjo nasipov potrebno uporabljati glinene zemljine, ki so močno podvržene nabrekanju, naj bi se le te zgoščevale pri čim večji vlagi, kot je to mogoče. Na ta način je res mogoče vplivati na zmanjšanje nabrekanja in pritiske zaradi nabrekanja, vendar takšno zgoščevanje vpliva tudi na manjšo trdnost in večjo stisljivost vgrajenega materiala. Pri uporabi zemljin, ki so močno podvržene nabrekanju, je tako bolje razmisliti o možnosti dodajanja različnih soli ali apna za stabilizacijo zemljin.

Propustnost zemljin se pri zgoščevanju v splošnem zmanjšuje. Bolj ko je zgoščanje učinkovito, bolj se propustnost zgoščene zemljine zmanjša.

Pri meljastih zemljinah ima lahko vsebnost vlage še posebno velik vpliv na učinkovitost zgoščevanja kot tudi na trdnost zgoščene zemljine. Že malo povečanje vlažnosti zemljine za 1 do 2 % ima namreč lahko za posledico opazno zmanjšanje strižne trdnosti zemljine tako, da takšnega materiala ni mogoče vgrajevati in zgoščevati.

Pri čistih zrnatih zemljinah pa vsebnost vlage bistveno ne vpliva na učinkovitost zgoščanja, saj so tudi zgoščene nevezljive zrnate zemljine praviloma še vedno relativno dobro prepustne. Pri določeni energiji zgoščanja je mogoče dosegati visoko zgoščenost tako v suhih kakor tudi v zasičenih grobo zrnatih zemljinah, medtem ko je pri delno zasičenih zrnatih zemljinah mogoče doseči le nekoliko nižjo gostoto. Vodo je iz por dobro propustnih zrnatih zemljin namreč mogoče iztisniti z opremo za zgoščevanje. Vsekakor pa velja, da v kolikor takšne nevezljive zemljine vsebujejo samo določen manjši delež finih zrn, se v njih pri zgoščevanju razvijejo tudi visoki porni tlaki, če je pri zgoščevanju njihova vlažnost opazno višja od optimalne vrednosti. V preglednici so navedene zahtevane zgoščenosti nasipov v skladu s Posebnimi tehničnimi pogoji za zemeljska dela in temeljenje pri gradnji cest v R Sloveniji:

Opis dela	Zahtevana zgoščenost glede na maso materiala		Zahtevana nosilnost $E_{v2}$ (MN/m <sup>2</sup> )
	po SPP (%)	po MPP (%)	
• nasip od 0,5 pod vrhom nasipa do vrha nasipa			
– zemljine	92	---	---
– izboljšani materiali	92	---	---
– kemično stabilizirani materiali in elektrofitrski pepel	92	---	---
– kamenine	---	92	---
• nasip od 2,0 m do 0,5 m pod vrhom nasipa			
– zemljine	95	---	15
– izboljšani materiali	95	---	20
– kemično stabilizirani materiali in elektrofitrski pepel	95	---	30
– kamenine	---	95	60
• nasip od 2,0 m do 0,5 m pod vrhom nasipa			
– zemljine	98	---	20
– izboljšani materiali	98	---	25
– kemično stabilizirani materiali in elektrofitrski pepel	98	---	40
– kamenine	---	98	80

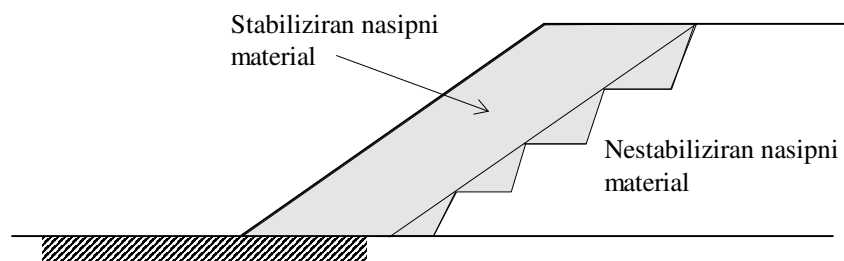
SPP - standardni Proktorjev postopek, MPP - modificirani Proktorjev postopek

Navedene vrednosti podajajo povprečne vrednosti. Spodnje mejne vrednosti zgoščenosti, ki morajo biti zagotovljene na vsakem mestu v nasipu, pa ne smejo biti manjše kot za 3 % od ustrezne povprečne vrednosti. Prav tako so v preglednici podane tudi zahtevane vrednosti nosilnosti vgrajenih plasti, podanih z deformacijskimi moduli  $E_{v1}$  in  $E_{v2}$ , ki morajo biti praviloma merjeni na planumu plasti v globini 2,0 m pod vrhom nasipa in na planumu plasti v globini 0,5 m pod vrhom nasipa.

Razmerje deformacijskih modulov  $E_{v2}/E_{v1}$  lahko znaša največ 2,2. V kolikor izmerjena vrednost deformacijskega modula  $E_{v1}$  presega 50 % zahtevane vrednosti deformacijskega modula  $E_{v2}$ , zahtevano razmerje ni odločilno za oceno nosilnosti vgrajene plasti materiala. Za plasti kamnitega materiala sme zanašati razmerje deformacijskih modulov  $E_{v2}/E_{v1}$  največ 3,0.

### 3.2.3.2 Stabilizacija zemljin

Skupaj z ustreznim mehanskim zgoščanjem vgrajenega materiala v nasipe je lastnosti nasipnih materialov mogoče dodatno izboljšati z njihovo stabilizacijo s pomočjo dodajanja apna, cementa ali drugih veziv. Medtem ko je cement primernejši za stabilizacijo zrnatih nevezljivih zemljin, je apno predvsem primerno za stabilizacijo drobno zrnatih vezljivih zemljin z velikim deležem gline. Glinene zemljine je sicer do neke mere mogoče stabilizirati tudi z dodajanjem cementa, vendar je uporaba apna običajno učinkovitejša. Osnovni princip izboljšanja lastnosti zemljine na podlagi kemične reakcije med delci zemljine, porne vode in dodanega materiala je skoraj analogen v primeru uporabe apna in v primeru uporabe cementa.



Slika 3.10 Uporaba s cementom ali apnom stabiliziranega nasipnega materiala za izdelavo brežine nasipa z večjim naklonom

Fig. 3.10 Use of fill material stabilised with cement or lime for construction of embankment slope with larger inclination

S stabilizacijo zemljin v splošnem izboljšamo njihove mehanske lastnosti, kar ima za posledico izboljšanje njihove strižne trdnosti in obstojnosti.

Cementna stabilizacija se le redko uporablja za izboljšanje samega nasipnega materiala, saj imajo nevezane zrnate zemljine že same po sebi dobre mehanske lastnosti za gradnjo nasipov. Stabilizacije vezljivih glinenih zemljin z dodajanjem apna pa je mogoče kar s pridom uporabljati pri gradnji nasipov. Na ta način je pri gradnji nasipov pogosto mogoče uporabljati tudi zemljine iz vkopov, ki jih zaradi njihove prevelike vlažnosti ali slabše kvalitete normalno v nasipe ni mogoče vgrajevati. Z ustrezno stabilizacijo takšnih zemljin je tako pogosto mogoče zagotoviti ustrezen, a poceni material za gradnjo nasipov, obenem pa se zmanjša

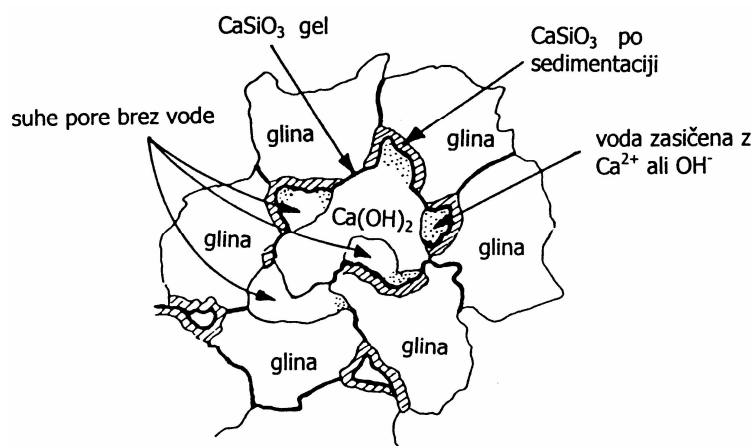
potreba po deponiranju večjih količin izkopanega materiala. S cementom stabilizirane zrnate zemljine se uporabljajo predvsem kot spodnji vezani nosilni sloji voziščnih konstrukcij za potrebe povečanja nosilnosti voziščne konstrukcije, obenem pa takšen sloj preprečuje dviganje finih delcev iz podlage v voziščno konstrukcijo zaradi dinamičnega vpliva prometne obtežbe. Cementna stabilizacija se lahko uporablja tudi za zaščito brežin nasipov iz nevezljivih materialov pred erozijo. V tem primeru se na robu takšnega nasipa iz nevezljivih zemljin vgradi cementno stabilizacijo v širini 2 do 3 m.

Z uporabo cementne ali apnene stabilizacije nasipnega materiala je mogoče tudi zagotoviti ustrezno stabilnost bolj strmih brežin nasipa, kot to dopuščajo lastnosti samega nasipnega materiala.

### Stabilizacija z dodajanjem apna

Apnena stabilizacija zemljin se izvaja z dodajanjem različnih produktov žganja apnenca v obliki žganega oziroma živega apna (kalcijev oksid  $\text{CaO}$ ) ali hidriranega oziroma gašenega apna (kalcijev hidroksid  $\text{Ca(OH)}_2$ ). Stabilizacija zemljin z apnom je v splošnem bolj učinkovita pri vezljivih zemljinah z velikim deležem glinenih zrn in manj uspešna pri grobozrnatih zemljinah. Dodajanje apna ima namreč le malo učinka na zemljine, ki vsebujejo mali delež glinenih primesi ali so celo brez njih.

Apno običajno reagira z večino zemljin, katerih indeks plastičnosti se giblje med 10 in 15 %. Pri zemljinah z indeksom plastičnosti pod 10 % je apnu potrebno dodajati pucolane, ki omogočajo reakcijo zemljine z apnom. Kot dodatek se običajno uporablja elektrofilterski pepel. Apno je še posebej primerno za stabilizacijo težkih glin, prav tako pa je lahko bolj učinkovito kot cement tudi za stabilizacijo močno zaglinjenih gramozov. Za uspešnost stabiliziranja različnih zemljin z apnom, pa je odločilna predvsem reakcijska sposobnost mineralov glin in prostih oksidov (naprimer  $\text{SiO}_2$ ), kar pa je povezano z nastankom zemljine oziroma lastnosti kamenin iz katerih so zemljine nastale. Dodatno apno tako na primer lahko zelo hitro reagira z glinami, ki vsebujejo pretežno minerale montmorilonita, medtem, ko je reakcija z glinami, ki vsebujejo pretežno minerale kaolina, bistveno počasnejša. Dodano apno pa slabše reagira z minerali ilita in klorida v glinah.



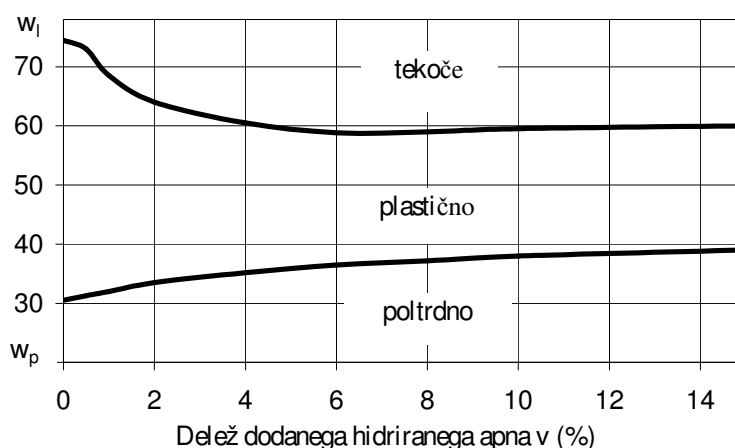
*Prikaz principa stabilizacije grud zemljine z živim apnom (Povzeto po: Impe, W. F. 1989, str. 43)*

Žgano in hidrirano apno vsebujeta visok delež kalcijevih oksidov CaO in deloma tudi magnezijevih oksidov MgO, ki pri reakciji z vezljivimi zemljinami povzročita spremembo strukture zemljine. Ta postane zdrobasta, tako da se tvorijo sprimki ali skupki najfinejših delcev zemljine. To spremembo strukture povzroči izmenjava ionov in z njo povezana koagulacija. Izmenjava ionov je odvisna od njihove razporeditve v zemljini in izmenljivosti. Določeni Na<sup>+</sup> in H<sup>+</sup> ioni se lahko zamenjajo s Ca<sup>2+</sup> ioni. Na ta način se lahko na primer nabrekli in visokoplastična Na glina spremeni v mnogo manj vodovpojno Ca glino.

Z apnom stabilizirani material lahko v določenih pogojih v zbitem stanju karbonizira kot apnena malta, s čimer se poveča trdnost materiala. Kljub temu takšne stabilizirane zemljine ni mogoče smatrati kot trden material, ampak kot zmes zrn s povečano trdnostjo.

Pri stabilizaciji glinenih zemljin dodano apno z minerali glin tvori kalcijeve silikate v obliki gela, ki obvijajo in poveže mineralna zrna zemljine v konglomerat in istočasno delno zapolni pore v zemljini. S tem se zmanjša sposobnost vpijanja vode ter poveča odpornost z apnom stabilizirane zemljine na delovanje vode. Reakcija poteka samo dokler je v zemljini prisotno dovolj vode, ki omogoča prenos kalcijevih Ca<sup>2+</sup> ionov na površino glinenih mineralov in omogoča katalitično funkcijo hidroksidnih OH<sup>-</sup> ionov z zvišanjem pH vrednosti preko 12. Takšna visoka koncentracija namreč omogoča popolno zamenjavo kationov in zviša topnost v zemljini vsebovanih silikatov in aluminatov. Pri sušenju zemljine se tako reakcija ustavi, medtem ko zelo suhe zemljine z apnom ne reagirajo.

Količina dodanega apna naj bi bila prilagojena mineralni sestavi zemljine in naj ne bi bila večja, kot je to potrebno za reakcijo. Tako lahko 3 % dodanega apna že izboljša lastnosti meljastih glin, težkih glin kot tudi zelo težkih glin. Medtem ko je za stabilizacijo meljnih glin potrebno dodati 3 do 4 % apna, se za stabilizacijo težkih in zelo težkih glin predlaga 3 do 8 % dodanega apna glede na suho težo zemljine. Okvirne količine apna, ki ga je potrebno dodati zemljinam, je mogoče določiti na podlagi pravila, da se doda po 1 % apna glede na težo suhe zemljine za vsake 10 % glinenih delcev v zemljini. Najprimernejšo količino apna, ki ga je potrebno dodati za stabilizacijo posamezne zemljine, je potrebno natančno določiti na podlagi laboratorijskih preiskav in preizkusov.

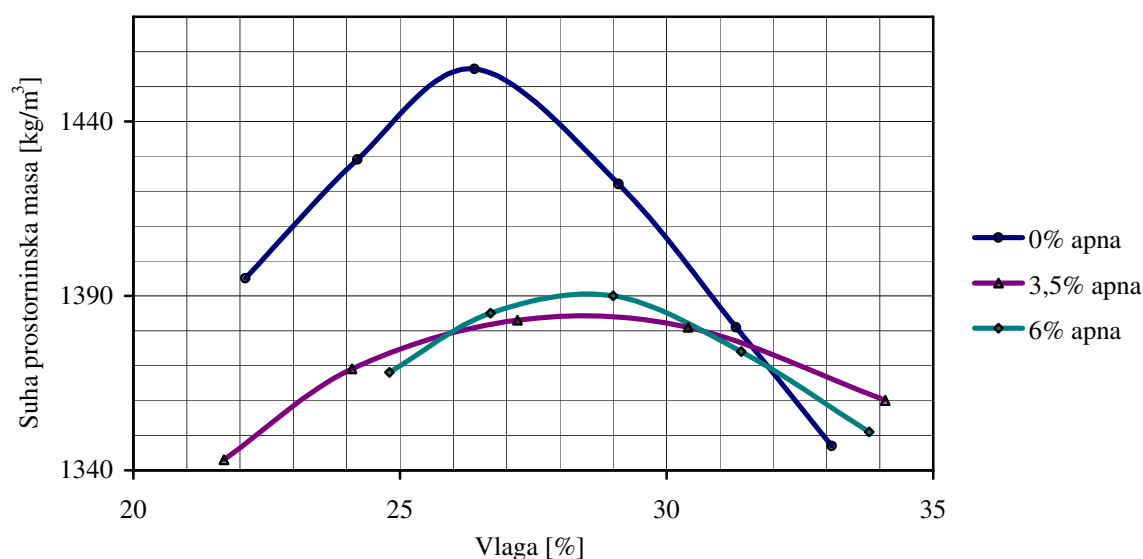


*Primer spremembe konsistenčnih mej visokoplastičnega glinenega materiala v odvisnosti od količine dodanega apna, po 28 dneh ležanja v vlažnem prostoru (Povzeto po: Žmavc, 1970, str. 49)*



V večini primerov se po dodajanju apna poveča indeks plastičnost zemljine, kot posledica povišanja meje plastičnosti in zmanjšanja meje lezenja. Takšno povečanje indeksa plastičnosti nastopi pri glinah, ki vsebujejo predvsem minerale montmorilonita praktično trenutno, medtem ko pri glinah, ki vsebujejo pretežno minerale kaolina, šele po določenem času.

Dodajanje apna glinenim zemljinam zviša optimalno vrednost potrebne vlage za njihovo zgoščevanje, obenem pa zniža maksimalno suho gostoto, ki jo je pri zgoščevanju z enako energijo mogoče doseči. Dodano apno vpliva tudi na ublažitev oziroma sploščitev krivulje zgoščevanja zemljine, zato je mogoče dosegati predpisano zgostitev pri vgrajevanju stabilizirane zemljine pri veliko širšem območju vlažnosti.



*Primer vpliva dodajanja apna na krivuljo zgoščevanja glinenih zemljin: prikazani so rezultati preiskav vpliva dodajanja apna visokoplastični glini za gradnjo visokega nasipa na AC odseku Višnja Gora - Bič, ki jih je v letu 1999 izvedel ZAG iz Ljubljane (Povzeto po: Stefan, 2001, str. 22)*

Velikost takšnih sprememb je odvisna od količine dodanega apna in količine ter vrste glinenih mineralov v zemljini.

To velja tudi za trdnost z apnom stabilizirane zemljine. Ta ne narašča linearno z naraščanjem količine dodanega apna. Pri preveliki količini dodanega apna trdnost stabilizirane zemljine celo upade, kar je posledica dejstva, da samo apno nima velike strižne trdnosti niti ne kohezije. Optimalna količina dodanega apna za doseganje maksimalne trdnosti stabilizirane zemljine se tako giblje med 4,5 in 8 %. Večje količine so potrebne pri zemljinah z večjim deležem glinenih delcev. Pri zemljinah, stabiliziranih z apnom, je značilno zmerno naraščanje trdnosti tudi še več mesecev po končanem vezanju apna. Višje temperature skrajšujejo čas vezanja apna, obenem pa tudi povečujejo trdnost z apnom stabilizirane zemljine. Nasprotno pa se reakcija med zemljino in apnom pri nizkih temperaturah lahko tudi zavleče ali celo ustavi, ko temperatura pade pod 4°C.

Dosežena trdnost z apnom stabilizirane zemljine prav tako upada z večanjem vsebnosti vlage. Trdnost z apnom stabiliziranih zemljin, ki jih zgoščamo pri ali tik pod optimalno vlažnostjo, pa je običajno mogoče izboljšati z navlaženjem takšnega sloja po njegovi zgostitvi.

Prepustnost glinenih zemljin potem, ko jih stabiliziramo z apnom, poraste, kar je verjetno posledica kosmičenja stabilizirane zemljine. Večji ko je delež gline v zemljini, bolj njena prepustnost po stabilizaciji naraste. V kolikor z apnom stabilizirane zemljine zgoščamo pri vlažnosti pod optimalno vlažnostjo, le te razvijejo večjo prepustnost kot če jih zgoščamo pri vlažnosti na mokri strani optimalne vlažnosti. Ne glede na to pa prepustnost z apnom stabiliziranih zemljin sčasoma delno upade, kar je posledica nastajanja želatinastih produktov, ki delno zapolnijo povečan delež votlin in nato otrdijo.

Pri gradnji nasipov se mešanje nasipnega materiala z dodanim apnom praviloma izvaja na samem mestu vgradnje. Ko se zemljino, predvideno za vgradnjo v nasip, pripelje na mesto vgradnje, se jo razgrne v sloj ustrezne debeline ter po celotni globini in širini sloja ustrezno razrahlja in predrobi. Apno v prahu se enakomerno razprostire v vnaprej določeni količini. Po ustrezni navlažitvi suhega apna se izvede mešanje, da se dodano apno enakomerno vmeša v zemljino po celotni globini in širini sloja. Posebni stroji za mešanje omogočajo mešanje slojev debeline tudi do 40 cm. Kvaliteta mešanja je mogoče še izboljšati z uporabo rotacijskih drobilcev, ki zemljino zdrobijo na velikost grud pod 2 cm premera in jo premešajo z dodanim apnom. Med mešanjem se po potrebi dodaja voda, da se zagotovi vlažnost mešanice, ki je rahlo pod optimalno vrednostjo vlažnosti za zgoščevanje.

V kolikor je naravna vlažnost zemljine znatno višja od optimalne vlažnosti za zgoščevanje, je najprimernejša uporaba žganega apna, ki porabi del odvečne vode za gašenje, del pa je tudi izpari zaradi razvijajoče se temperature pri gašenju. Na ta način je mogoče sorazmerno hitro odstraniti odvečno količino vode iz zemljine. Hidratizirano apno je smiselno uporabljati v primerih, ko vsebuje zemljina približno optimalno vlago za njeno zgoščevanje.

Za stabilizacijo zelo suhih vezljivih zemljin pa je priporočljiva uporaba apna, zmešanega z vodo v obliki apnenega mleka različnih koncentracij. Uporabljena koncentracija je odvisna od količine apna, ki ga je potrebno dodati zemljini in optimalne vlažnosti, ki jo je potrebno zagotoviti za učinkovito zgoščevanje. Glede na to, da je apno v obliki mleka bistveno manj koncentrirano, je potrebno izvesti vmešavanje z dvema ali več prehodi, da se zagotovi ustrezen delež apna v zemljini. Čeprav uporaba apnenega mleka zagotavlja bolj enakomerno porazdelitev apna v zemljini, ta metoda ni uporabna v mokrih zemljinah. Njena uporaba je običajno omejena na primere, ko je potrebno zemljini primešati manj kot 4 % apna, drugače lahko z dodajanjem apnenega mleka hitro presežemo optimalno vsebnost vlage v zemljini za potrebe zgoščevanja.

Zmes apna in zemljine je potrebno na koncu zgostiti do visoke gostote, tako da se razvije maksimalna trdnost in stabilnost vgrajene, z apnom stabilizirane zemljine. To je mogoče doseči le z zgoščanjem pri vlažnosti, ki je v bližini optimalne vlage za zgoščanje. Zgoščevanje zmesi zemljine in apna je potrebno izvesti čim prej po mešanju. Zamik zgoščevanja po vmešanju apna v zemljino za nekaj ur še nima škodljivega vpliva na kvaliteto vgrajene apnene stabilizacije. Pri glinah se tlačna trdnost stabilizirane zemljine, zgoščene šele po 24 urah, lahko zmanjša tudi za 30 %, vendar je to še mogoče nadoknaditi z večjim zgoščevalnim delom. Po vgradnji je potrebno v apneni stabilizaciji vzdrževati ustrezno vlažnost v splošnem še 5 do 7 dni ter tako omogočiti ustrezne pogoje za vezanje dodanega apna z zemljino.

Uporaba apna za stabilizacijo zemljin z visokimi deležem organskih primesi ne daje najboljših učinkov. Ne glede na to pa nekatere izkušnje kažejo, da v kolikor apnu dodamo ca. 20 % gipsa, ga je mogoče uporabljati tudi za stabilizacijo zemljin z organskimi primesmi, vse dokler ne vsebujejo preveč naravne vlage.

### Stabilizacija z dodajanjem cementa

Dodatek majhne količine cementa lahko opazno spremeni lastnosti zemljine medtem ko večje količine lahko povzročijo radikalne spremembe. Količina cementa, potrebnega za stabilizacijo zemljine, običajno znaša med 3 in 16 % teže suhe zemljine in je odvisna od vrste zemljine ter zahtevanih lastnosti s cementom stabilizirane zemljine. V splošnem velja, da potrebna količina cementa za stabilizacijo zemljine narašča z večanjem deleža glinenih delcev v zemljini. Za stabilizacijo zemljine s cementom se v splošnem lahko uporablja kakršen koli cement, vendar je najbolj razširjena uporaba Portland cementa.

S cementom je načeloma mogoče stabilizirati kakršne koli zemljine, razen zemljin z visoko vsebnostjo organskih primesi in nekaterih visoko plastičnih glin. Zemljine, ki jih stabiliziramo s cementom, naj ne bi vsebovale več kot 50 % finih zrn premera pod 0,18 mm. Za stabilizacijo s cementom so predvsem primerne nevezljive zrnate zemljine, saj je potrebna manjša količina cementa za njihovo stabilizacijo, obenem pa se v takšne zemljine dodani cement lažje enakomerno vmeša. Tipične zemljine, primerne za stabilizacijo s cementom, vsebujejo 5 do 35 % finih delcev. V kolikor so posamezna zrna zemljine večja od zrna cementa, le te cementna pasta enakomerno obviije in jih na točkah, kjer se zrna dotikajo, zlepi. Delci vezljivih zemljin pa so veliko manjši od zrn cementa, zato je nemogoče, da bi jih cementna pasta obvila. Vezljive zemljine se zato predhodno razbijejo na male koščke, ki jih cementna pasta nato obviije in zlepi.

Produkti, ki nastanejo na začetku vezanja s cementom, so močno želatinasti in amorfni in sčasoma otrdijo. V nadaljevanju procesa vezanja se nato razvijejo hidroksidi kalcijevih silikatov in kalcijevih aluminatov. Končno hidratirani cement tvori skeletno strukturo, katere trdnost je odvisna od velikosti delcev zemljine in uporabljene količine cementa. Poleg tega prosto apno v cementu reagira z glinenimi delci in naredi zemljino bolj rahlo.

Za uspešno stabilizacijo težkognetnih glin bi bilo potrebno dodajati veliko količino cementa, da bi lahko dosegli ustrezno homogeno zmes. Zato glinenih zemljin, katerih meja lezenja presega 40 % in imajo indeks plastičnosti nad 18 %, običajno ne stabiliziramo s cementom. Primernost cementa za stabilizacijo glinenih zemljin je odvisna tudi od njihove teksture ter kemične in mineraloške sestave. Medtem ko kaolin in dobro kristaliziran ilit nimata bistvenega vpliva na proces hidratacije in proces strjevanja s cementom stabilizirane zemljine, pa lahko na primer montmorilonit močno vpliva na proces vezanja cementa zaradi svoje velike afinitete do prostega apna v cementu. V splošnem velja, da je v takšnih primerih apno primernejše za stabilizacijo zemljin kot cement.

Hidratacijo in vezanje cementa lahko zavrejo tudi primesi organskih snovi ali vsebnost soli v zemljini. Kot neprimerne za stabilizacijo s cementom se lahko obravnava zemljine, ki vsebujejo več kot 2 % organskih primesi in zemljine z vrednostjo pH manj kot 5.

Lastnosti določene s cementom stabilizirane zemljine so odvisne od količine dodanega cementa in njihove zgoščenosti. Z večanjem količine dodanega cementa se trdnost s cementom stabiliziranih zemljin povečuje. Propustnost zemljin po stabilizaciji s cementom se

v splošnem zmanjša. Občutljivost na nabrekanje vezljivih zemljin zaradi vpijanja vode se po stabilizaciji s cementom zmanjša, ne pa v celoti odpravi.

Mešanica zemljine in cementa je med vezanjem podvržena krčenju in različne vrste s cementom stabiliziranih zemljin kažejo različne vrste razpok. Pri stabiliziranih glinenih zemljinah se pojavlja večje krčenje, vendar se razvijejo ožje razpoke v manjšem medsebojnem razmaku kot pri s cementom stabiliziranih nevezljivih zemljinah. Razvoj razpok zaradi krčenja je mogoče zmanjšati z vzdrževanjem ustrezne vlažnosti cementne stabilizacije tik pod optimalno vsebnostjo vlage tudi po končanem vezanju cementa.

Gostota stabilizirane zemljine je močno odvisna od zgoščevanja, strukture zemljine, v primeru glinenih zemljin pa tudi od vrste glinenih mineralov, ki se nahajajo v zemljini in določajo obnašanje zemljine v odvisnosti od vlage.

Trdnost s cementom stabiliziranih zemljin narašča linearno glede na količino dodanega cementa, vendar je naraščanje pri različnih zemljinah različno. Bolj predrobljene zemljine in bolj homogeno premešane zemljine v splošnem dosežajo boljše trdnosti. Trdnost s cementom stabiliziranih zemljin močneje naraste v kolikor se čas vezanja podaljša. Dosežena trdnost je prav tako večja pri višji temperaturi med vezanjem. V hladnem vremenu poteka strjevanje s cementom stabiliziranih zemljin vse dokler temperatura ne pade pod 0° C. Močnejše sušenje ima sicer za posledico povečanje trdnosti s cementom stabilizirane zemljine, vendar vodi k prekomernemu krčenju in razpokanju stabilizirane zemljine.

Pri cikličnem obremenjevanju s cementom stabilizirane zemljine se pojavijo plastične deformacije in posledično lahko nastopi porušitev že pri doseganju 60 % do 70 % porušne trdnosti. Kadar je s cementom stabilizirana zemljina podvržena stalni obtežbi, je le ta podvržena lezenju.

Pri izvajanju cementne stabilizacije nasipne zemljine na mestu vgradnje se uporablja ustrezne mobilne mešalce, ki premešajo zemljino in dodani cement na licu mesta. Nasipni material se na mestu vgradnje razprostre v sloj ustrezne debeline, se ga zgosti in poravna. Nato se preko njega enakomerno razprostre cement v naprej določeni količini in vse skupaj premeša. Pogosto je v tej fazi potrebno dodajati tudi vodo. Po vmešanju cementa in ustrezne količine vode, da se doseže optimalno vlažnost mešanice, se izvede zgoščevanje in ravnanje v končno obliko in naklon sloja. Vgrajeno s cementom stabilizirano zemljino je v času vezanja cementa potrebno ustrezno zaščititi pred izsuševanjem.

Pri vgrajevanju manjših količin s cementom ali apnom stabiliziranih zemljin se lahko zemljino, vezivo in ustrezno količino vode meša tudi v stacionarnem bobnastem mešalcu. Tako zmešano homogeno mešanico se nato transportira na mesto vgradnje, kjer se razprostre v sloj ustrezne debeline in zgošča z ustreznimi komprimacijskimi sredstvi.

#### Stabilizacija z dodajanjem elektrofilskega pepela

Različne elektrofilske pepele je za stabilizacijo zemljin mogoče uporabljati same ali skupaj z apnom ali cementom. Elektrofilski pepel je pucolan in skupaj z žganim apnom (kalcijev oksid CaO) in vodo tvori cementni material. Zaradi svojega počasnega pridobivanja trdote se elektrofilski pepel za stabilizacijo zemljin praviloma uporablja skupaj z apnom ali cementom. Še posebno je učinkovito njegovo mešanje z hitro vezočim cementom, saj tako dosežemo hitro naraščanje trdnosti stabilizirane zemljine, kar nudi ustrezno varnost proti škodljivim učinkom vremenskih razmer po zgoščanju. Mešanica elektrofilskega pepela s

cementom ali apnom je najprimernejša za stabilizacijo peskov ali gramozov z nizko vsebnostjo glinenih delcev. Gramoz z dobro stopnjevano zrnastostjo je tako na primer mogoče uspešno stabilizirati z dodajanjem 10 % elektrofilterskega pepela in 5 % navadnega Portland cementa.

Tlačna trdnost tako stabilizirane zemljine je odvisna od lastnosti elektrofilterskega pepela in cementa ter od učinkovitosti mešanja dodanih materialov z zemljino in stopnje zgoščenosti stabilizirane zemljine. V splošnem je z elektrofilterskim pepelom mogoče uspešno stabilizirati zemljine že z razumno nizkim dodatkom cementa. Da bi lahko dosegli enakomeren in homogen razpored cementa, vmešanega v zemljino, se priporoča, da se elektrofilterskemu pepelu doda vsaj 7 % cementa.

### Stabilizacija z dodajanjem bitumnov

Pri uporabi različnih bitumnov za stabilizacijo zrnatih zemljin se stabiliziranim zemljinam zagotovi kohezijo in tako poveča njihovo trdnost. Pri uporabi v vezljivih zemljinah dodani bitumen zemljino zaščiti proti vpijanju vode in na ta način preprečuje zmanjšanje njene trdnosti. Količina bitumna potrebnega za uspešno stabilizacijo vezljivih zemljin, se povečuje s povečanjem vsebnosti glinenih delcev v zemljini. Poleg tega lahko zemljine z enako vsebnostjo glinenih delcev zahtevajo različne količine bitumna, odvisno od njihove afinitete do vode. Podobno kot uporaba apna ali cementa tudi uporaba bitumna ne daje uspešnih rezultatov pri stabilizaciji zemljin z večjim deležem organskih primesi.

Pri stabiliziranju različnih zemljin z bitumenskimi vezivi velja, da so za stabilizacijo nevezljivih grobo zrnatih materialov z velikim kotom notranjega trenja in majhno kohezijo primerna bolj gosto tekoča veziva, medtem ko so za stabilizacijo vezljivih fino zrnatih materialov z majhnim kotom notranjega trenja in veliko kohezijo bolj primerna redko tekoča veziva. Čim večja je viskoznost bitumenskega veziva za stabiliziranje zemljin, tem hitreje narašča in tem večja je nosilnost stabilizirane plasti. Nasprotno pa je z uporabo bolj tekočih bitumenskih veziv strjevanje stabilizirane plasti počasnejše, njena nosilnost je manjša, mešanje z zemljino pa je tedaj zelo olajšano.

Lepljivost bitumenskih veziv z minerali zemljin je mogoče izboljšati z različnimi dodatki zemljinam, vezivu ali obema. Bitumenska veziva se praviloma dobro lepijo samo na hidrofobne površine mineralov bazičnih kamenin, slabo pa na hidrofilne površine kisljih kamenin. Z dodajanjem apna ali cementa se v takšnih primerih lepljivost lahko izboljša. Hidratizirano apno tako na primer istočasno izboljša sposobnost mešanja materiala in zmanjšuje njegovo občutljivost na vodo.

Za stabilizacijo zemljin je mogoče uporabljati vroči bitumen, rezani bitumen in bitumensko emulzijo. Rezan bitumen oziroma bitumen, razredčen z dodatkom lahko hlapljivih olj (običajno parafin ali nafta) se uporablja pogosteje kot vroči bitumen. Slednji namreč včasih povzroča težave pri mešanju z zemljino, saj se v stiku s sorazmerno hladno zemljino hitro ohladi in otrdi. Rezan bitumen, pomešan z zemljino, le to stabilizira, ko iz njega izhlapijo primešana lahko hlapljiva olja. Večji kot je delež topila v rezanem bitumnu, nižja je njegova viskoznost in lažje ga je enakomerno vmešati v zemljino. Čas vezanja bitumna z zemljino je tem krajši, čim večja je njegova hlapljivost.

Rezani bitumen je mogoče uporabljati predvsem za stabilizacijo nevezljivih zrnatih zemljin z zelo majhnim deležem finih delcev. V zmernih klimatskih pogojih je zrnate zemljine,

stabilizirane z dodajanjem rezanega bitumna, težko zgoščevati, v kolikor vsebujejo več kot 5 % meljastih zrn. V toplejših klimatskih pogojih je mogoče tolerirati 10 % ali celo več meljastih primesi. Pri stabilizaciji mokrih peskov je potrebno vmešati 4 do 10 % rezanega bitumna potem, ko se zemljini predhodno primeša 1 do 2 % hidriranega apna, ki pomaga pri obvijanju zrn zemljine z bitumnom.

Količina rezanega bitumena in posledično vsebnost topila, potrebnega za doseganje maksimalne zgoščenosti in posledično trdnosti stabilizirane zemljine je lahko manjša od količine, potrebne za učinkovito mešanje in zgoščanje. To zahteva uporabo različnih vsebnosti topil v rezanem bitumnu pri različnih fazah izdelave bitumenske stabilizacije zemljin. V zemljino je tako potrebno vmešati bitumen v višjo vsebnostjo topila, potem pa pustiti dovolj časa, da pred zgoščanjem del topila izhlapi.

Prednost uporabe bitumenskih emulzij je v tem, da jih je mogoče uporabljati za stabilizacijo vseh vrst zemljin, celo za stabilizacijo meljno-glinenih zemljin. Zaradi razmeroma visoke vsebnosti vode so bitumenske emulzije za stabilizacijo zemljin v splošnem primerne samo za stabilizacijo zemljin v klimatskih pogojih, kjer je mogoče hitro sušenje. V primeru uporabe bitumenskih emulzij za stabilizacijo vezljivih zemljin v manj suhih klimatskih območjih se mešanici bitumenske emulzije in zemljine nato primeša še apno ali cement. To pospeši razpadanje emulzije, poleg tega pa dodano apno ali cement absorbirata del presežne vlage zaradi hidratacije in nudita dodatno povečanje trdnosti zemljine. Pri takšnem načinu stabilizacije vezljivih zemljin se dodaja 5 do 7,5 % bitumenske emulzije in 3 do 5 % apna ali cementa.

Postopek stabilizacije zemljine z dodajanjem bitumna na gradbišču je podoben kot pri uporabi apna ali cementa. Razlika je le v tem, da je bitumensko vezivo potrebno pod pritiskom vbrizgavati neposredno v mešalno napravo. Le tako je namreč mogoče zagotoviti enakomerno premešanje bitumena z zemljino. Optimalna vsebnost vlage, potrebna za mešanje bitumna z zemljino, je običajno previsoka za učinkovito zgoščevanje mešanice bitumna in zemljine. Zato je pri stabilizaciji zemljin običajno potrebno počakati, da se mešanica delno posuši, preden jo zgoščamo.

Pri stabiliziranju nasipnih materialov z bitumenskimi vezivi je pomembno, da se jih zgoščuje s statičnimi kompresijskimi sredstvi. Še posebej primerni so valjarji z gumijastimi kolesi. Z vibriranjem se namreč lahko bitumensko vezivo dvigne na površje sloja.

#### Stabilizacija z dodajanjem drugih kemičnih sredstev (raztopine soli, kisline ipd.)

V določenih posebnih okoliščinah je za stabilizacijo zemljin mogoče uporabljati tudi nekatere druge kemične dodatke, kot so na primer fosforna kislina, natrijev klorid, kalcijev klorid, natrijev hidroksid in različne sintetične smole.

Stabilizacije s fosforno kislino so omejene na kisle zemljine in so normalno učinkovite v peščenih in meljastih zemljinah. Stabilizacija takšnih zemljin je posledica delovanja kisline na glinene minerale in raztapljanje aluminija v njih.

Stabilizacija zemljine z natrijevim kloridom je učinkovita v večini vrst zemljine, vendar je njegova uporaba uspešna v slanih zemljinah in zemljinah z visoko vsebnostjo organskih primesi. Natrijev klorid pomaga pri zgoščevanju zemljin, saj zagotavlja homogenost mešanice in znižuje izhlapevanje vode iz zemljine. Njegova slaba lastnost je, da ga voda izpira iz

zemljine, zato je potrebno tako stabilizirano zemljino zaščititi pred izpiranjem. Dodajanje natrijevega klorida dobro vpliva na lastnosti zemljin z visokimi mejami plastičnosti.

Podoben učinek na stabilizacijo zemljin ima tudi kalcijev klorid, vendar le ta škodljivo vpliva na zgoščevanje prepustnih zemljin.

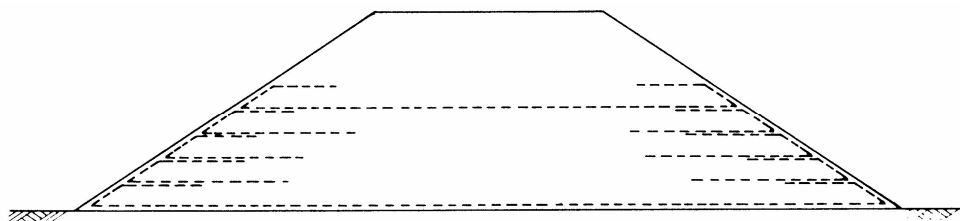
Pri stabilizaciji zemljin z dodajanjem natrijevega hidroksida le ta reagira z minerali glin, ki vsebujejo aluminij. Po začetnem vezanju se tako v glinah, ki vsebujejo kaolin, poveča njihova trdnost. Nasprotno pa dodajanje natrijevega hidroksida glinam, ki vsebujejo montmorilonit, vpliva negativno in vodi k zmanjšanju njihove trdnosti.

Uporaba različnih sintetičnih smol za stabilizacijo zemljin je omejena le na posamezne posebne primere, saj je uporaba takšnih postopkov zelo draga.

### 3.2.3.3 Ojačanje nasipov z uporabo armirane zemljine

Armirana zemljina predstavlja mehansko stabilizirano zemljino, ki vsebuje ustrezne ojačitve iz jeklenih, polimernih ali naravnih materialov. Zemljine v splošnem niso sposobne prenašati natezних napetosti, toda če se v njih vgradi ojačitve, je natezne napetosti mogoče prenesti z zemljine na ojačitvene elemente. Tako se ojačitve, ki imajo veliko natezno trdnost, lahko uspešno kombinira z zemljino določene tlačne trdnosti, da dobimo kompoziten material z določeno natezno trdnostjo v smeri, v kateri so vgrajene ojačitve. Prav tako takšne ojačitve zadržujejo nastanek zveznih porušitvenih ploskev skozi zemljino, kar ima za posledico izboljšano togost in strižno trdnost armirane zemljine.

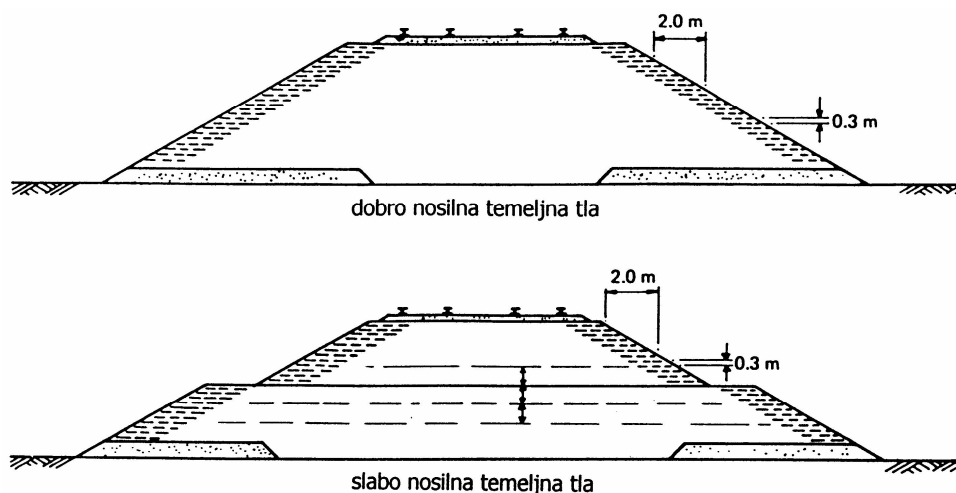
Način uporabe armirane zemljine pri izdelavi nasipov je odvisen od narave problema, ki ga želimo na ta način rešiti. Najpogosteje se armirana zemljina uporablja za izdelavo strmih brežin nasipa. Z izgradnjo zunanjega dela nasipa iz armirane zemljine je tako mogoče izdelati nasip z bistveno večjim naklonom brežin, kot to omogoča sam nasipni material.



*Primer nasipa ojačanega z armirano zemljino za zagotovitev ustrezne stabilnosti (Povzeto po: Jones, 1988, str. 10)*

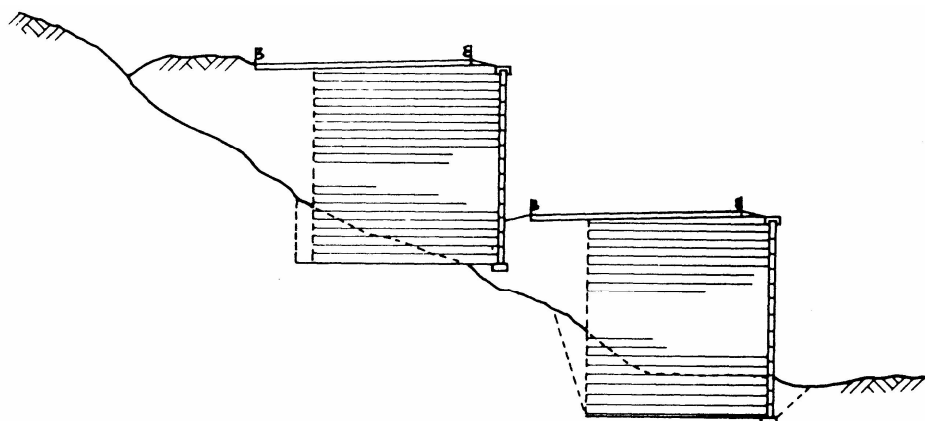
Na ta način je mogoče bistveno zmanjšati potrebo po prostoru za izgradnjo predvidenega nasipa, poleg tega pa se lahko bistveno zmanjša tudi poraba ustreznega nasipnega materiala, kar je lahko še posebej pomembno, v kolikor na območju gradbišča ni na razpolago zadostna količina ustreznega materiala za gradnjo nasipov. Pri uporabi armirane zemljine za ojačitev roba nasipa se omogoča tudi delo težke mehanizacije za zgoščanje nasipa na samem robu. Na ta način se lahko zagotovi enakomerna zgoščenost po celi širini nasipa in s tem prepreči naknadne posedke zaradi slabe zgoščenosti robu. Prav tako se na ta način lahko izboljša

strižno odpornost nasipa proti pojavu lokalnih drsin v brežinah nasipa, obenem pa se poveča odpornost brežin nasipa proti eroziji.



*Primer izvedbe železniškega nasipa z ojačanimi robovi iz armirane zemljine, kot ga predpisuje standard japonskih narodnih železnic (Povzeto po: Jones, 1988, str. 18)*

Pri uporabi armirane zemljine v obliki podpornih zidov, katerih lice je izdelano iz različnih, običajno predfabriciranih elementov, je mogoče izdelati tudi vertikalne brežine nasipov. To omogoča izdelavo armiranih pobočnih nasipov tudi na razmeroma strmih pobočjih, s premalo razpoložljivega prostora za izvedbo običajnih nasipov z dolgimi položnimi brežinami, pod naklonom, ki odgovarja lastnostim razpoložljivega nasipnega materiala.



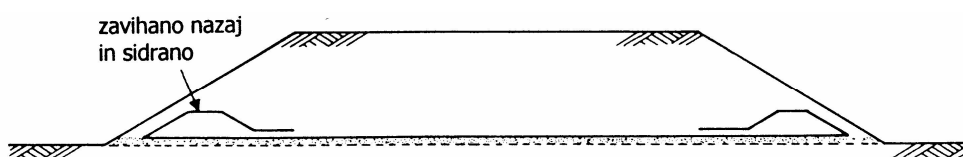
*Primer konstrukcije podpornih zidov in nasipa iz armirane zemljine pri izvedbi avtoceste, ki poteka na pobočju (Povzeto po: Jones, 1988, str. 13)*

Prednost uporabe takšnih podpornih nasipov oziroma zidov iz armirane zemljine pred uporabo klasičnih težnostnih ali sidranih armiranobetonskih zidov je tudi v tem, da so le ti



dovolj gibki in lahko prenesejo tudi sorazmerno velike posedke brez porušitve. Ker se podporni nasipi oziroma zidovi iz armirane zemljine gradijo istočasno z izdelavo nasipa, so še posebej primerni za uporabo na stisljivih temeljnih tleh, saj brez večjih težav prenesejo diferencialne posedke tako med samo gradnjo, kot tudi po izgradnji.

Z uporabo armirane zemljine pri gradnji nasipov na slabo nosilnih stisljivih tleh je mogoče zmanjšati nevarnost bočnega lezenja ter porušitve nasipa in temeljnih tal pod njim. Prečne ojačitve v dnu nasipa namreč zadržujejo bočne deformacije nasipa in površja temeljnih tal, ter s tem povečajo stabilnost temeljnih tal in samega nasipa.



*Primer z armirano zemljino ojačanega spodnjega dela nasipa za preprečitev bočnih deformacij in porušitve nasipa in temeljnih tal (Povzeto po: Jones, 1988, str.11)*

Nadalje nasipi, ojačani z armirano zemljino, dobro prenašajo diferenčne posedke neenakomernih slabo nosilnih temeljnih tal. Nasipi, izdelani iz armirane zemljine, se obnašajo kot togo telo, ki plava na stisljivi podlagi in raznaša obtežbo na tla tako, da se le ta enakomerno posedajo in tako izenačuje oziroma zmanjšuje diferencialne posedke.

Ne nazadnje je z uporabo ustrezne izvedbe armirane zemljine do neke mere mogoče omogočiti tudi uporabo slabšega nasipnega materiala, ki za izdelavo običajnega nasipa ni najbolj primeren. Pri takšni uporabi armirane zemljine pa je potrebno v celoti upoštevati parametre in ukrepe, ki omogočajo izdelavo armirane zemljine iz slabše nosilne zemljine.

### Lastnosti armirane zemljine

Učinkovitost armirane zemljine je odvisna od natezne trdnosti ojačitvenih elementov in zlepljenosti oziroma trenja, ki se razvije med površino ojačitvenih elementov in zemljino. Tako strižna trdnost same zemljine kot tudi strižna trdnost na stiku med zemljino in površino ojačitvenih elementov sta neposredno odvisni od razporeda normalnih efektivnih napetosti v armirani zemljini. Učinkovitost armiranja zemljine je tako odvisna od velikosti, geometrije in vrste obtežbe, kot tudi od vrste nasipnega materiala in ojačitvenih elementov ter od pogojev dreniranja v zemljini nasipa.

Ojačitveni elementi morajo biti izdelati iz materiala, ki nudi potrebno natezno trdnost ter morajo biti takšnih oblik in velikosti, da zagotavljajo potrebno trenje na površini, ki preprečuje zdrs zrn zemljine ter porušitev zaradi izvlečenja ojačitvenih elementov. Ojačitveni elementi morajo biti prav tako odporni na delovanje korozije in odporni proti propadanju zaradi kakršnih koli drugih vplivov. Kot ojačitveni elementi se uporabljajo predvsem različni jekleni ali aluminijasti trakovi, žične mreže, jekleni kabli, različni s steklenimi vlakni ojačani plastični ali polimerni trakovi in mreže ter različne tkane ali netkane geotekstilije, kot tudi različni naravni materiali, kot je na primer bambus.

Pri ojačitvenih elementih v obliki palic, trakov ali geotekstilij se povezava med ojačitvenimi elementi in zemljino zagotavlja s pomočjo trenja vzdolž površine ojačitvenega elementa. Učinkovitost armirane zemljine je tako neposredno odvisna od strižnih lastnosti stika med površino ojačitvenega elementa in zemljino. V kolikor so le te boljše od strižnih lastnosti same zemljine, je učinkovitost armirane zemljine odvisna od strižnih karakteristik slednje. Pri večini tipov ojačitvenih elementov je mogoče izraziti količnik trenja  $\mu$  kot določen delež od kota notranjega trenja nasipnega materiala:

$$\mu = f_b \tan \varphi', \quad \text{kjer znaša } 0 < f_b \leq 1 \quad (3.54)$$

Idealno hrapavost površine bi bilo mogoče doseči z lepljenjem sloja zemljine na površino ojačitvenega elementa. Ustrezno hrapavost površine ojačitvenega elementa pa je mogoče doseči z ustrezno grobo teksturo tkanja pri geotekstilijah, oziroma z izdelavo različnih reber, brazd, žlebičenja ali različnih vtisnjenih vzorcev in drugih obdelav površine pri trakovih in palicah. Kakšna je idealna hrapavost ojačitvenih elementov, je odvisno od globine in postavitve ojačitvenih elementov, od njihove deformabilnosti ter seveda od granulometrijske sestave in oblike zrn zemljin.

Pri ojačitvenih elementih v obliki trakov se odpor proti izvlečenju zagotavlja izključno s trenjem na zgornji in spodnji površini ojačitvenih elementov. Silo odpora proti izvlečenju posameznega ojačitvenega elementa je mogoče podati kot:

$$T_{izvli} = 2s_i \int_0^{l_e} \mu_i \cdot \sigma_{zi} \cdot dl_i = 2s_i \mu_i \sigma_{zi} l_e \quad (3.55)$$

kjer je:  $s_i$  ... širina posameznega ojačitvenega elementa,  
 $\mu_i$  ... vrednost količnika trenja med površino ojačitvenega elementa in nasipnim materialom,  
 $l_e$  ... vezna ali sidrna dolžina ojačitvenega elementa.

Pri ojačitvenih elementih v obliki palic ali jeklenih kablov okroglega prereza pa je potrebno upoštevati delovanje normalnih napetosti na celotni površino oboda palice  $\pi d$  in ne samo na zgornji in spodnji površini. Pri izračunu odpora proti izvlečenju je za normalne napetosti, ki delujejo na površino ojačitvenih elementov okroglega prereza, tako mogoče upoštevati vertikalne napetosti  $\sigma'_z$  na zgornji in spodnji površini palice v skupni širini  $2d$ , medtem ko je na preostalem delu oboda palice  $d(\pi-2)$  potrebno upoštevati horizontalne napetosti  $\sigma'_x$ .

Odpor proti izvlečenju posamezne palice okroglega prereza je tedaj mogoče podati kot:

$$T_{izvli} = \int_0^{l_e} \mu_i [\sigma'_{zi} 2d + \sigma'_{xi} d(\pi - 2)] dl_i = \int_0^{l_e} \sigma'_{zi} \mu_i [2d + Kd(\pi - 2)] dl_i = d\mu_i \sigma'_{zi} [2 + K(\pi - 2)] l_{ei} \quad (3.56)$$

kjer je  $K = \frac{\sigma'_x}{\sigma'_z}$  razmerje med efektivno horizontalno in vertikalno napetostjo. (3.57)

Pri analizah stabilnosti zemljine, ojačane s pasivnimi sidri v obliki jeklenih palic je potrebno poudariti, da v literaturi obstoji veliko teorij o vplivu upogibne in strižne trdnosti takih pasivnih sider na stabilnost ojačane zemljine. V kolikor se v analizi stabilnosti predpostavlja, da takšna vgrajena pasivna sidra prenašajo samo natezne napetosti, jih je mogoče obravnavati na enak način kot druge oblike ojačitvenih elementov v armirani zemljini. Stabilnostne analize pa postanejo bolj kompleksne, v kolikor v analizah upoštevamo tudi vpliv upogibne in strižne trdnosti takšnih ojačitvenih elementov na stabilnost armirane zemljine.

Ojačitveni elementi v obliki tkanih ali netkanih geotekstilij nudijo zelo velik odpor proti izvlečenju zaradi zelo velike površine stika med zemljino in ojačitvenim elementom, obenem pa imajo zaradi hrapavosti površine tudi zelo velik količnik trenja ( $0,7 < f_b \leq 1$ ). Silo odpora proti izvlečenju takšnih ojačitvenih elementov je mogoče podati kot:

$$T_{izvli} = 2 \int_0^{l_e} \mu_i \cdot \sigma_{zi} \cdot dl_i = 2\mu_i \sigma_{zi} l_{ei} \quad (3.58)$$

Sila odpora proti izvlečenju  $T_{izv}$  ojačitvenih elementov v obliki različnih geomrež je sestavljena iz sile trenjskega odpora  $T_{vzd}$  na vzdolžnih elementih mreže in sile sidrnega odpora  $T_{preč}$  na prečnih elementih mreže.

$$T_{izv} = T_{vzd} + T_{preč} \quad (3.59)$$

Medtem, ko je sila odpora zaradi trenja vzdolž vzdolžnih elementov mreže  $T_{vzd}$ , podobno kot pri ojačitvenih elementih v obliki trakov, palic ali kablov odvisna od efektivnega kota notranjega trenja med obodno površino vzdolžnih elementov mrež in normalne efektivne napetosti, ki deluje na površino ojačitvenih elementov, pa mehanizem delovanja prečnih elementov mreže na zagotavljanje odpora na izvlek mreže še ni docela raziskan. Vsekakor pa so za aktiviranje polne vrednosti pasivnega odpora na prečnih elementih potrebni večji premiki kot za aktiviranje trenja na površini vzdolžnih elementov mreže. Pri računu sile odpora na vzdolžnih elementih mreže je zato potrebno upoštevati rezidualne vrednosti kota notranjega trenja in kohezije.

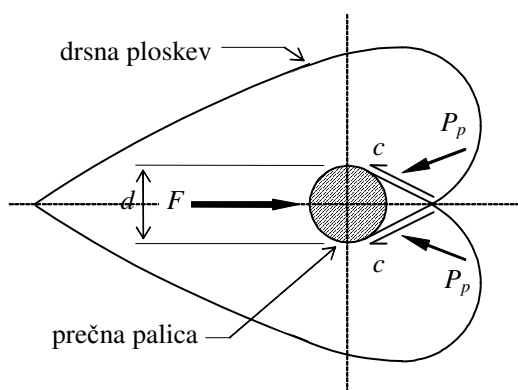
Sila odpora  $T_{preč}$  na prečnih elementih mreže predstavlja pasivni odpor zemljine na nosilnih prečnih elementih mreže in jo je v splošnem mogoče podati v obliki:

$$T_{preč} = \sum_{i=1}^n N_{qi} \sigma_{vi} d \quad (3.60)$$

kjer je:  $d$  ..... premer prečnih elementov,  
 $n$  ..... število prečnih elementov na dolžini  $l_e$ ,  
 $N_q$  .... količnik nosilnosti prečnih elementov.

Vpliv prečnih elementov na velikost izvlečne sile mreže je za velikostni razred večji od vpliva trenja vzdolžnih elementov mreže. Za določitev maksimalnega odpora posameznih prečnih elementov mreže proti izvlečenju iz zemljine različni avtorji predlagajo različne rešitve.

Peterson in Anderson (cit. po Bergado, Chai, Alfaro, Balasubramaniam, 1994) sta predlagala rešitev na podlagi upoštevanja mehanizma splošne strižne porušitve.



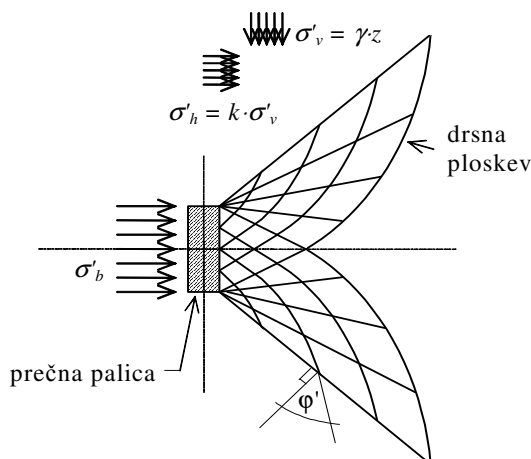
$$\sigma'_p = c' N_c + T'_n N_q \quad (3.61)$$

$$N_c = \cot \varphi' (N_q - 1) \quad (3.62)$$

$$N_q = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) \cdot \exp(\pi \tan \varphi') \quad (3.63)$$

Splošna strižna porušitev kot sta jo podala Peterson in Anderson (Povzeto po: Bergado, Chai, Alfaro, Balasubramaniam, 1994, str. 142)

Jewell pa je s sodelavci (cit. po Bergado, Chai, Alfaro, Balasubramaniam, 1994) kot primernejšo predlagal rešitev na podlagi upoštevanja mehanizma prebojne porušitve.



$$\sigma'_b = \sigma'_v N_q \quad (3.64)$$

$$N_q = \tan \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) \cdot \exp \left( \frac{\pi}{2} + \varphi' \right) \tan \varphi' \quad (3.65)$$

Prebojna porušitev kot jo je podal Jewell s sodelavci (Povzeto po: Bergado, Chai, Alfaro, Balasubramaniam, 1994, str. 142)

Mnogi rezultati preizkusov izvlečenja takšnih ojačitvenih elementov kažejo, da predstavljeni rešitvi predstavljata spodnjo in zgornjo mejo dobljenih rezultatov. Tako obe teoriji ne predstavljata dejanskega mehanizma porušitve pri preiskusu nosilnosti. Chai (cit. po Bergado, Chai, Alfaro, Balasubramaniam, 1994) je tako podal rešitev na podlagi upoštevanja ustrezno modificiranega mehanizma prebojne porušitve. Količnik za določitev pasivnega odpora  $\sigma'_p$  zemljine na prečnih elementih mreže je podal kot:

$$N_q = \left( \frac{1+k}{2} + \frac{1-k}{2} \cdot \sin(2\beta - \varphi) \right) \frac{1}{\cos \varphi} \cdot \tan \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \exp(2\beta \tan \varphi) \quad (3.66)$$

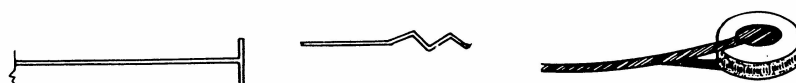
$$N_c = \frac{1}{\sin \varphi} \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \exp(2\beta \tan \varphi) - \cot \varphi \quad (3.67)$$

kjer je:  $k$  ... količnik horizontalnega zemeljskega pritiska,  
 $\beta$  ... kot rotacijske porušitvene cone,  
 $c'$  ... kohezija in  
 $\varphi$  ... kot notranjega trenja nasipnega materiala.

Če je zemljina bolj stisljiva, je kot  $\beta$  manjši. Za kot  $\beta = \pi/2$  in  $k$  enak 1.0, predlagana enačba dobro napoveduje rezultate laboratorijskih testov izvlečenja.

Različne mreže so se izkazale kot učinkovita oblika ojačitvenih elementov pri izdelavi armirane zemljine iz nevezljivih kot tudi vezljivih zemljin. Ojačitvene elemente v obliki mrež je mogoče uporabljati za povečanje strižne trdnosti vezljivih zemljin pri kratkotrajni kot tudi dogotrajni obtežbi. Pri takšni izdelavi armirane zemljine je tako pogosto mogoče uporabljati tudi cenejši, manj kakovosten vezljiv nasipni material, ki je na razpolago v bližnji okolici gradnje nasipa.

Na podobnih mehanizmih za prevzem natezne napetosti delujejo tudi ojačitveni elementi v obliki sider, ki imajo na koncu pritrjene različne sidrne plošče ali pa so ojačitveni elementi oblikovani v zanke različnih oblik.

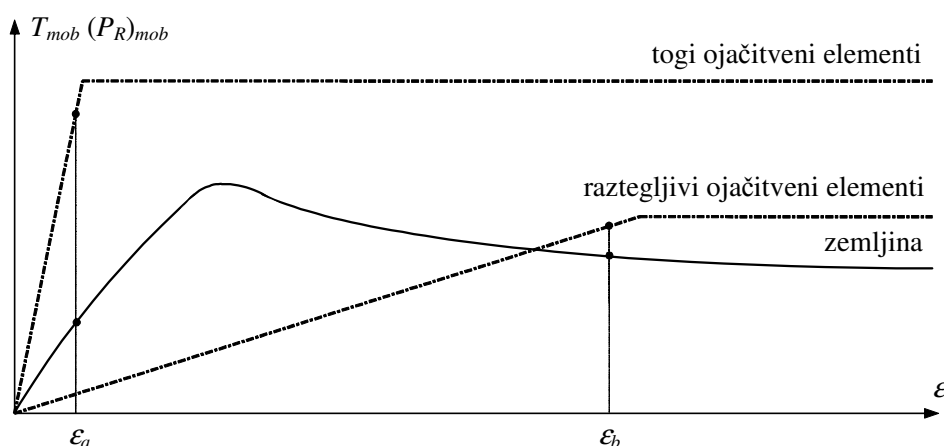


*Primer različnih oblik izdelave sider na ojačitvenih elementih v obliki sidrnih palic (Povzeto po: Jones, 1988, str. 63)*

Medtem ko upogibna togost ojačitvenih elementov nima bistvenega vpliva na obnašanje armirane zemljine, pa ima vzdolžna togost ojačitvenih elementov zelo pomemben vpliv na obnašanje armirane zemljine. Zaradi trenja na stiku med ojačitvenimi elementi in zemljino so deformacije zemljine enake vzdolžnim deformacijam ojačitvenih elementov. Učinek vgradnje ojačitvenih elementov v zemljino v smeri pojava nateznih napetosti je tako v zmanjšanju deformacij zemljine in nastanku natezne sile v ojačitvenih elementih, ki je proporcionalna nastalim vzdolžnim deformacijam. Ravnotežno stanje je torej doseženo v odvisnosti od vzdolžne togosti ojačitvenih elementov in odnosa med obtežbo in deformacijami v zemljini.

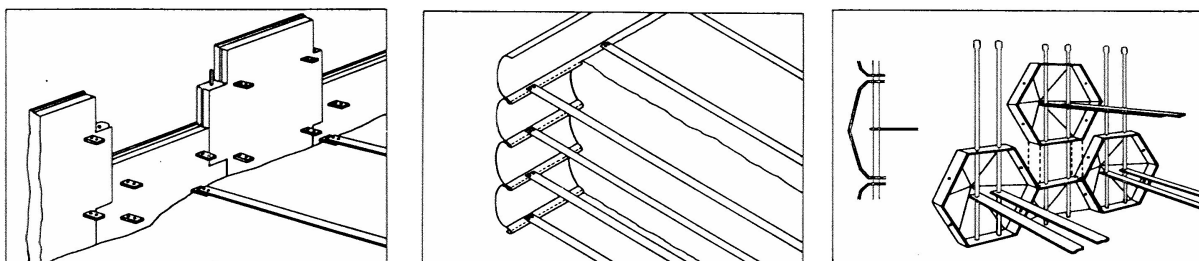
Odnos med napetostmi in deformacijami pri ojačitvenih elementih je običajno bolj ali manj linearen (naprimer v jeklu), vendar to načelo ne drži za zemljine. Te se namreč plastično deformirajo, ko napetostno stanje doseže strižno trdnost. Modul elastičnosti ojačitvenih elementov je praviloma veliko večji od modula elastičnosti zemljine. To pomeni, da so rezultirajoče deformacije v zemljini tako majhne, da je zemljina v armirani zemljini v stanju mirnega zemeljskega pritiska. To pa drži le za primere, ko v armirani zemljini nastopajo tako nizki nivoji napetosti, da so maksimalne deformacije ojačitvenih elementov in posledično tudi zemljine manjše od deformacij pri vrhunski strižni trdnosti zemljine. Pri višjih ali bolj obremenjenih konstrukcijah iz armirane zemljine, v katerih nastopajo višji nivoji napetosti, kateri vodijo k deformacijam ojačitvenih elementov in zemljine, večjih od deformacij pri

vrhunski strižni trdnosti zemljine, pa se velikost efektivnih bočnih pritiskov v zemljini zmanjša na vrednost aktivnega zemeljskega pritiska. V primeru, ko deformacije presežejo nivo deformacij, ki odgovarjajo vrhunski strižni trdnosti, sama zemljina izgubi del svoje strižne trdnosti, vendar armirana zemljina kot kompozitni material zaradi vpliva ojačitvenih elementov izraža višjo trdnost kot osnovna zemljina.



Prikaz tipičnih krivulj mobilizirane strižne trdnosti zemljine in natezne napetosti v različno togih ojačitvenih elementih (Povzeto po: Clayton, Milititski, Woods, 1993, str. 292)

Pri konstrukcijah iz armirane zemljine je potrebno zagotoviti nekakšno obliko podporne konstrukcije, ki na zunanjem robu ali licu vgrajeno zemljino podpira. Takšna konstrukcija je lahko gibka ali toga, vendar mora biti dovolj močna, da podpre zemljino in omogoči vpetje ojačitvenih elementov. Prav tako mora biti takšna konstrukcija zasnovana tako, da dopušča vertikalne posedke vpetih ojačitvenih elementov skupaj z morebitnim posedanjem armirane zemljine zaradi konsolidacije samega nasipa ali posedanja temeljnih tal. Za izdelavo takšne konstrukcije na zunanjem robu se danes uporabljajo različni betonski ali drugi predfabricirani elementi. Pri uporabi geotekstilij ali geomrež za ojačanje zemljine pa se zunanji rob armirane zemljine pogosto izvede kar z obvitjem zunanjega robu z geotekstilijo, ki se na vrhu nasipnega sloja nato zapogne nazaj in sidra nazaj v telo nasipa. Tako nastalo brežino se nato zaščiti z ozelenitvijo ali pa se jo obzida oziroma obloži z različnimi fasadnimi elementi.



Primeri izdelave lica armirane zemljine z uporabo predfabriciranih elementov (Povzeto po: Jones, 1988, str. 5)

Pri izdelavi konstrukcij iz armiranih zemljin se v splošnem uporablja omejeni obseg različnih vrst nasipnega materiala. Prve armirane zemljine so se izvajale izključno le iz čistih zrnatih materialov. Danes je vrsta uporabljenega nasipnega materiala odvisna tudi od namena uporabe armirane zemljine. V splošnem velja, da je potrebno za armirane zemljine v obliki različnih podpornih konstrukcij uporabljati nasipne materiale boljše kvalitete kot za potrebe izgradnje nasipov.

Kadar nasipni material vsebuje delež finih zrn premera 0,08 mm večji kot 15 % teže, je potrebno posebno pozornost posvetiti odnosu med vlažnostjo in gostoto nasipnega materiala. Navodila oziroma pogoji za vgrajevanje in zgoščanje nasipnega materiala morajo tedaj poleg debeline sloja pri vgrajevanju podajati tudi še dopustno vsebnost vlage nad in pod optimalno vrednostjo za zgoščevanje. Poleg tega je potrebno posvetiti tudi posebno pozornost dreniranju pornih tlakov v samem nasipu, ki nastopajo pri vgrajevanju nasipnega materiala.

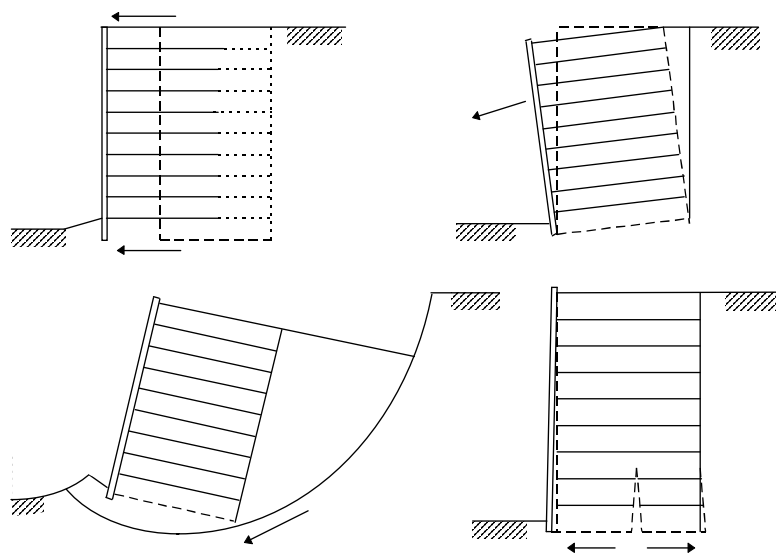
Vrhunska in rezidualna strižna trdnost med zemljino in površino ojačitvenih trakov je odvisna tudi od gostote zemljine. Poleg tega višja gostota zemljine lahko poveča normalne napetosti, ki delujejo na ojačitvene elemente in posledično povečujejo trenje. Zato je pri izbiri ustreznega količnika trenja potrebno poznavanje deleža votlin, gostote, strižne trdnosti in stanja deformacij v zemljini.

Sprva je veljalo mnenje, da so za uporabo v konstrukcijah iz armirane zemljine primerne le zrnate zemljine zgoščene do gostote, ki pri strigu zagotavlja povečanje volumna. V kolikor so takšne zemljine dobro drenirane, se prenos učinkovitih normalnih napetosti med ojačitvenimi elementi in zemljino nasipa izvede trenutno, takoj ko je vgrajen naslednji sloj nasipa. Povečanje strižne trdnosti armirane zemljine tako ne nastopa z zamikom glede na povečanje vertikalne obtežbe. Zrnate zemljine se znotraj napetostnih nivojev, ki normalno nastopajo v konstrukciji iz armirane zemljine, obnašajo kot elastični materiali. Tako v takšnih konstrukcijah ni pričakovati dodatnih posedkov po končani gradnji zaradi lezenja ali prerazporeditve napetosti.

Po drugi strani pa je pri fino zrnatih vezljivih zemljinah adhezija in trenje med nasipnim materialom in ojačitvenimi elementi slaba in se lahko še zmanjša zaradi porasta tlaka porne vode. Takšne zemljine so zaradi konsolidacije vgrajenega materiala praviloma slabo prepustne in prenos učinkovitih napetosti med zemljino in ojačitvenimi elementi ni trenuten. Tako je nasip iz armirane zemljine potrebno izvajati počasi ali pa v času gradnje upoštevati nižji količnik varnosti. Poleg tega se vezljivi materiali pogosto obnašajo elastoplastično ali plastično, kar ima za posledico večje ali manjše posejke po končani gradnji.

Kasneje pa so izkušnje pokazale, da je takšne fino zrnate vezljive zemljine mogoče uspešno uporabljati pri gradnji nasipov iz armirane zemljine. Vezljive zemljine z nizkim kotom notranjega trenja je mogoče uporabljati tudi tako, da se ojačitvene elemente armirane zemljine vgrajuje v vmesne sloje propustnega peska. Debelina sloja peska je močno odvisna od hrapavosti površine ojačitvenih elementov, v splošnem pa je debelina takšnega peščenega sloja 15 mm dovolj, da poveča trenje med zemljino in površino ojačitvenih elementov na skoraj enako vrednost, kot bi jo imel nasip izveden v celoti iz zrnatega nasipnega materiala.

Pri projektiranju konstrukcij iz armirane zemljine je potrebno zagotoviti ustrezno zunanjo kot tudi notranjo stabilnost konstrukcije. Pri analizah stabilnosti se posamezen blok armirane zemljine obravnava kot enoten homogen, sorazmerno tog konstrukcijski element. Stabilnost takšnega bloka se nato analizira proti zdrsu, prevrnitvi, globalni stabilnosti in porušitvi zaradi prekoračitve nosilnosti tal, kot je prikazano na sliki:



*Kriteriji za ugotavljanje zunanje stabilnosti armirane zemljine (Povzeto po: Jones, 1988, str. 38)*

Interna porušitev armirane zemljine se lahko pojavi kot posledica prekoračitve trenja med zemljino in ojačitvenimi elementi, kar vodi k izvleku ojačitvenih elementov ali kot posledica prekoračitve natezne trdnosti ojačitvenih elementov, kar ima za posledico porušitev zaradi pretrganja ojačitvenih elementov.

Nenadna izguba nosilnosti ojačitvenih elementov zaradi prekoračitve njihove nosilnosti ima za posledico nenadno zmanjšanje strižne trdnosti armirane zemljine na vrednost strižne trdnosti same zemljine, kar praviloma vodi k porušitvi. Zato je pri določitvi nosilnosti ojačitvenih elementov potrebno upoštevati ustrezno visoke količnike varnosti.

Manj nevaren je mehanizem porušitve pri izgubi oziroma prekoračitvi trenja med zemljino in površino ojačitvenih trakov, saj zaradi zdrsov nastopi prerazporeditev napetosti, kar ima za posledico počasno deformiranje konstrukcije iz armirane zemljine.

Pri analizi interne stabilnosti armirane zemljine je potrebno obravnavati tako odpor proti izvlečenju posameznega sloja ojačitvenih elementov, kot tudi globalno porušitev armirane zemljine zaradi nastanka drsne ploskve in izvlečenja ojačitvenih elementov.

Naloga ojačitvenih elementov, vgrajenih v zemljino je, da s svojo natezno trdnostjo prevzamejo bočne pritiske, ki nastopajo v nasipu s strmo brežino in jih sam nasipni material s svojo strižno trdnostjo ni sposoben prevzeti. Za vsak sloj ojačitvenih elementov, vgrajenih v nasip se predpostavlja, da prevzame lokalne horizontalne napetosti, ki delujejo na delu polovice višine sloja nasipa nad in pod obravnavanim slojem ojačitvenih elementov.

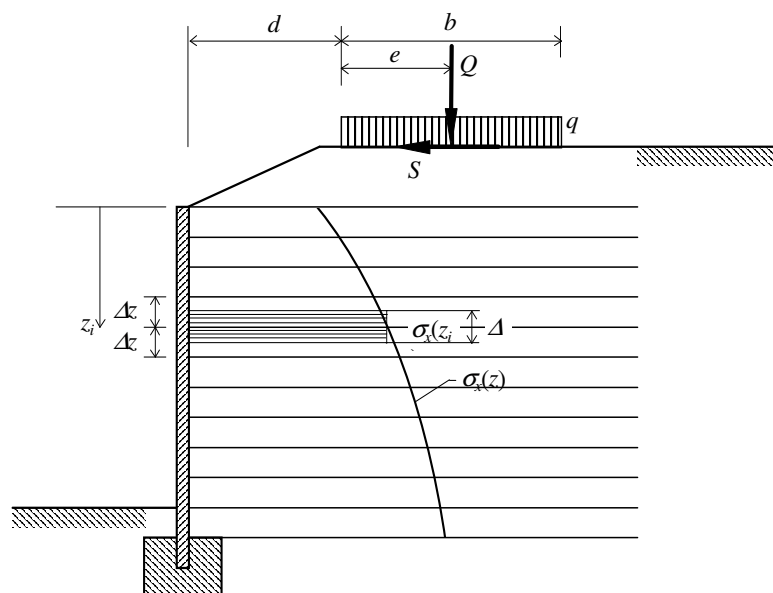
Natezno silo, ki jo mora prevzeti posamezni sloj ojačitvenih elementov na tekoči meter širine sloja, je tako mogoče podati kot:

$$T_{mi} = \sigma'_{xi} \cdot \Delta z = K \cdot \sigma'_{zi} \cdot \Delta z, \quad (3.68)$$

kjer je  $\Delta z$  vertikalna oddaljenost med sloji ojačitvenih elementov in  $K$  količnik zemeljskega



pritiska ( $K_a \leq K \leq K_0$ ). Vertikalne efektivne napetosti  $\sigma'_{zi}$ , ki delujejo na določeni globini armiranega nasipa, je mogoče določiti s suponiranjem vertikalnih napetosti zaradi lastne teže nasipnega materiala in dodatnih vertikalnih napetosti zaradi različnih obtežb, ki delujejo na površje armiranega nasipa.



*Bočne napetosti ob robu nasipa z navpično brežino, ki jih morajo prevzeti ojačitveni elementi armirane zemljine (Povzeto po: Clayton, Milititski, Woods, 1993, str. 298)*

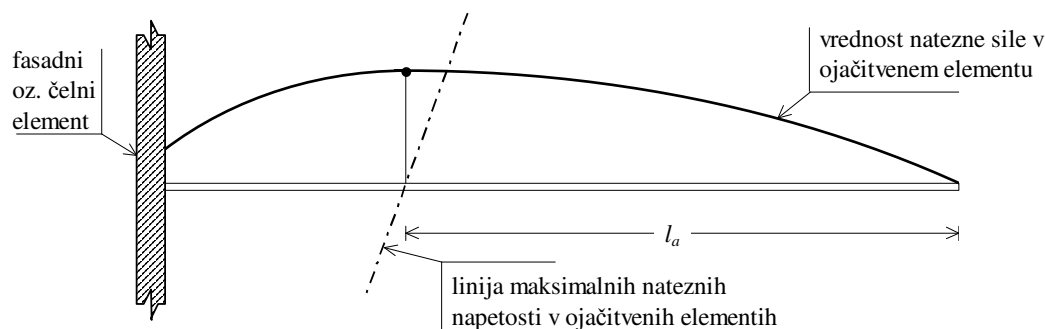
Medtem ko je razpored efektivnih vertikalnih napetosti za vertikalno čelno konstrukcijo armirane zemljine pri nasipu z neobremenjenim horizontalnim zaledjem mogoče analitično dokaj enostavno določiti, pa je dodatne efektivne vertikalne napetosti zaradi različnih obtežb, ki delujejo na površje nasipa v zaledju čelne konstrukcije armirane zemljine, analitično težko natančno določiti.

V analizi stabilnosti brežin nasipov iz armirane zemljine pogosto privzamemo, da v zaledju čelne ploskve armirane zemljine po celotni višini nastopa aktivno napetostno stanje. Za mirne zemeljske pritiske, ki se v armirani zemljini razvijejo v času gradnje, se predpostavlja, da so le začasnega oziroma prehodnega značaja.

Za vsak sloj ojačitvenih elementov je potrebno določiti potrebno dolžino veznega ali sidrnega dela ojačitvenega elementa  $l_e$ , ki sega od točke maksimalne napetosti v ojačitvenem elementu do konca elementa. Maksimalna natezna sila v ojačitvenem elementu nastopa na določeni oddaljenosti od lica armirane zemljine, ki je odvisna od globine sloja.

Ploskev, ki povezuje vsa mesta, kjer v vseh ojačitvenih elementih nastopajo maksimalne natezne napetosti, deli armirano zemljino na aktivno cono in cono sidranja.

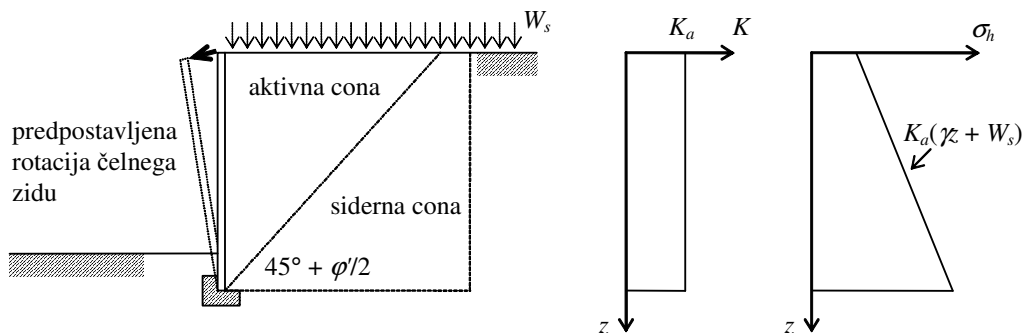
Za vsak sloj ojačitvenih elementov je tako potrebno zagotoviti zadostno sidrno dolžino  $l_e$  elementov izven območja aktivne cone armirane zemljine, da se zagotovi zadosten odpor proti izvlečenju ojačitvenih elementov.



Prikaz razporeda natezih napetosti vzdolž ojačitvenega elementa (Povzeto po: Clayton, Milititski, Woods, 1993, str. 305)

Za analizo globalne porušitve armirane zemljine zaradi nastanka drsne ploskve in izvlečenja ali pretrganja ojačitvenih elementov se pri projektiranju najbolj pogosto uporabljata metoda analize stabilnosti klinov in koherentna gravitacijska analiza.

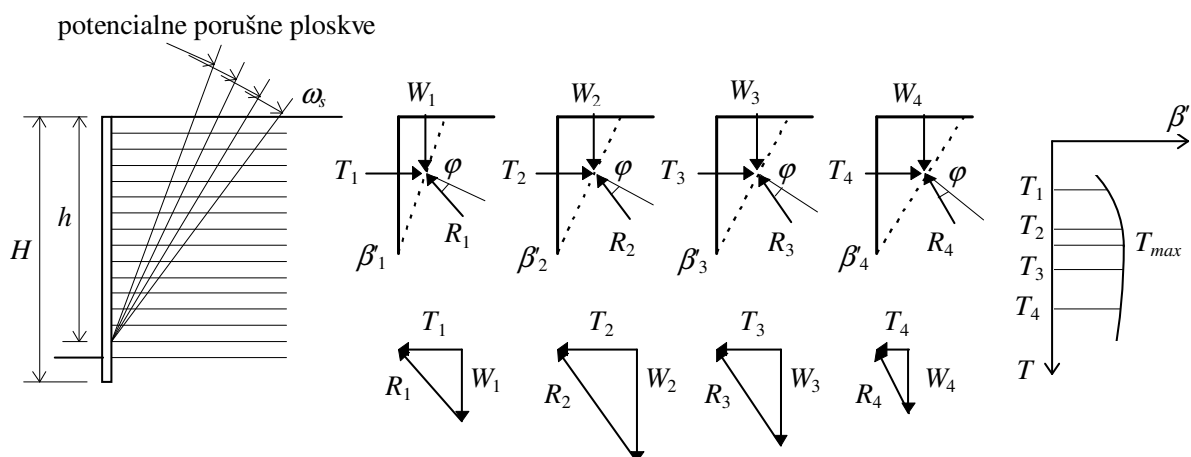
Analiza stabilnosti posameznih klinov temelji na predpostavki, da se pri porušitvi armirane zemljine čelo konstrukcije zasuče naprej okrog spodnje točke pri temelju.



Prikaz predpostavljenega mehanizma porušitve pri metodi stabilnosti klinov (Povzeto po: Clayton, Milititski, Woods, 1993, str. 301)

Pri obravnavani metodi se analizira stabilnost dela armirane zemljine v obliki klina, ki ga omejuje čelna ploskev oziroma konstrukcija armirane zemljine in potencialna drsna ploskev. Posamezne kline armirane zemljine v analizi obravnavamo kot toga telesa. Takšni klini so lahko različnih velikosti in oblik. Stabilnost vsakega takšnega klina je zagotovljena, ko so normalne in trenjske sile, ki delujejo na potencialno porušno ploskev skupaj z natezno odpornostjo ojačitvenih elementov vgrajenih v nasip, sposobne prevzeti lastno težo in obtežbo takšnega klina armirane zemljine.

V okviru analize stabilnosti je potrebno preveriti stabilnost različnih klinov z različnimi potencialnimi porušnimi ploskvami tako, da poiščemo maksimalno vrednost natezne sile  $T$ , ki jo morajo prevzeti ojačitveni elementi, vgrajeni v nasip, kot je prikazano na sliki:



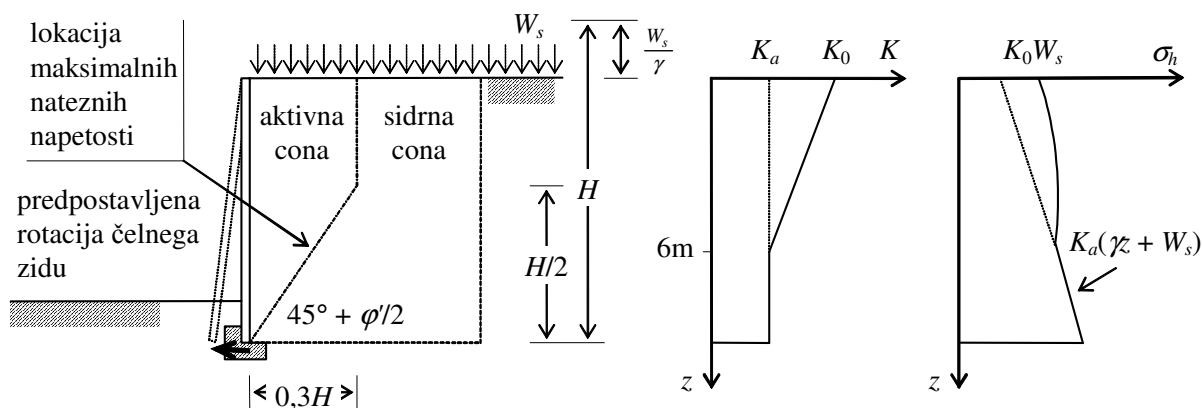
Prikaz principa analize stabilnosti nasipa iz armirane zemljine po metodi stabilnosti togih klinov (Povzeto po: Jones, 1988, str. 76)

Za običajne dimenzije armiranih nasipov z ali brez dodatne enakomerne gibke obtežbe v obliki dodatnega nasipa nad njim je naklon kritične potencialne porušne ploskve mogoče podati kot:

$$\beta = \left( 45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (3.69)$$

Skupen odpor vseh ojačitvenih elementov, ki so vgrajeni v nasip za potencialno porušno ploskev najbolj kritičnega klina, mora tedaj za ustrezen količnik varnosti presegati maksimalno vrednost natezne sile  $T$ .

Koherentna gravitacijska analiza pa temelji na predpostavki, da se pri poružitvi armirane zemljine čelna konstrukcija zasuče naprej okrog zgornje točke, kot je prikazano na sliki.



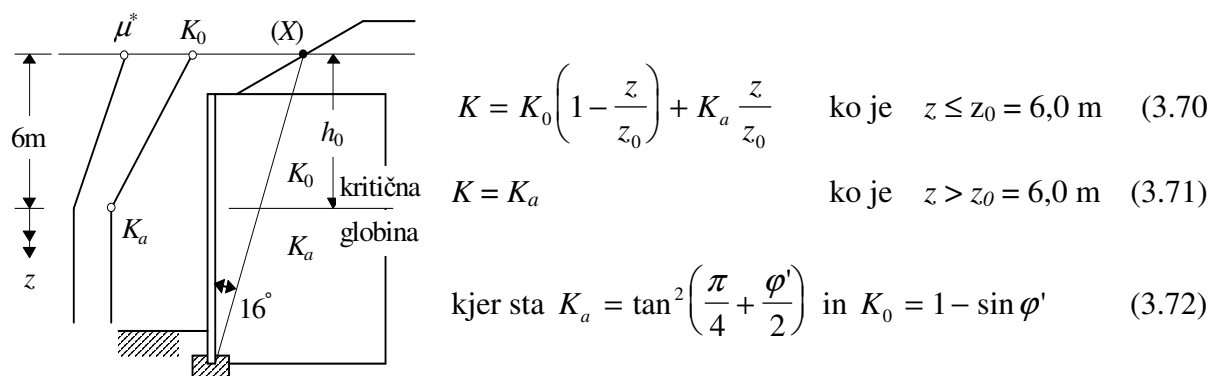
Prikaz predpostavljenega mehanizma poružitve pri koherentni gravitacijski analizi (Povzeto po: Clayton, Milititski, Woods, 1993, str. 302)

Koherentna gravitacijska analiza je podana na podlagi obsežnih modelnih preiskav in opravljenih meritvah in analizah v okviru opazovanja dejansko izvedenih nasipov.

Obravnavana analiza se nanaša predvsem na armirane zemljine, izdelane iz nevezljivih zemljin. Koherentna gravitacijska analiza interne stabilnosti armirane zemljine temelji na naslednjih osnovnih predpostavkah:

- da mejo med aktivno in sidrno cono predstavlja ploskev, ki povezuje mesta maksimalnih natezних napetosti v ojačitvenih elementih, kot je prikazano na sliki in
- da napetostno stanje znotraj armirane zemljine ni enotno. Tako se predpostavlja, da na zgornjem delu v armirani zemljini nastopajo mirni zemeljski horizontalni pritiski  $p_0$ . Pod določeno kritično globino pa, predpostavljamo da nastopa aktivno napetostno stanje  $p_a$ . Dejanski koeficient trenja med površino ojačitvenih elementov in nasipnim materialom je določen na podlagi izvedenih testov izvlečenja ojačitvenih elementov.

Glede na privzeto napetostno stanje v armirani zemljini se empirično določena vrednost količnika horizontalnega zemeljskega pritiska  $K$ , ki podaja vrednost bočnih napetosti v odvisnosti od vertikalnih napetosti z globino, spreminja, kot je prikazano na sliki:



Prikaz spreminjanja vrednost količnika horizontalnega pritiska  $K$ , v odvisnosti od globine, kot se upošteva pri koherentni gravitacijski analizi stabilnosti armirane nasipa (Povzeto po: Jones, 1988, str. 76 in 77)

Za nevezljivi nasipni material se predpostavlja, da se dejanski koeficient trenja  $\mu^*$  med površino ojačitvenih elementov in nasipnim materialom po globini armiranega nasipa spreminja, in sicer:

a) če je  $z \leq z_0 = 6,0 \text{ m}$  
$$\mu^* = \mu_0 \left( 1 - \frac{z}{z_0} \right) + \frac{z}{z_0} \tan \varphi', \quad \text{kjer je:} \quad (3.73)$$

$$\mu_0 = 1,2 + \log C_u \quad \text{pri ojačitvenih elementih z velikim trenjem in mrežah,} \quad (3.74)$$

$$\mu_0 = 0,4 \quad \text{pri gladkih jeklenih ojačitvenih elementih.} \quad (3.75)$$

b) če je  $z > z_0 = 6,0$  m  $\mu^* = tg\varphi'$  pri ojačitvenih elementih z velikim trenjem  
in mrežah, (3.76)

$\mu^* = 0,4$  pri gladkih jeklenih ojačitvenih elementih. (3.77)

$C_u$  je količnik enakomernosti ( $D_{60}/D_{10}$ ), globina  $z_0$  pa je merjena od točke X, določene, kot je razvidno iz zgornje slike.

V želji, da bi zagotovili čim večjo učinkovitost armirane zemljine, je ojačitvene elemente potrebno vgraditi v zemljino na lokacijo in v smereh primarnih natezних napetosti znotraj zemljine. V večini konstrukcij izdelanih iz armirane zemljine se ojačitveni elementi vgrajujejo bolj ali manj horizontalno in vzporedno med sabo. Čeprav se je takšen pristop izkazal kot razumen konstrukcijski pristop pa pomeni, da ojačitve niso vedno vgrajene v smeri glavnih natezних napetosti, ali se celo ne nahajajo v conah, kjer se v zemljini pojavljajo maksimalne natezne deformacije. Učinkovitost posameznih slojev armirane zemljine se tako spreminja v odvisnosti od stopnje odstopanja lokacije in orientacije ojačitvenih elementov od optimalnega položaja v zemljini.

#### 3.2.3.4 Nasipi iz različnih lahkih materialov

Na slabo nosilnih stisljivih tleh je včasih mogoče zagotoviti še sprejemljive posedke in ustrezno stabilnost temeljnih tal pod nasipi tudi z uporabo lahkih materialov za gradnjo nasipa. Običajni težki nasipni material, ki se uporablja za gradnjo nasipov ima prostorninsko težo 18 do 20 kN/m<sup>3</sup>, medtem ko imajo lahki materiali naslednje prostorninske teže:

- elektrofitrski pepel 10 do 15 kN/m<sup>3</sup>,
- ekspandirana glina 8 do 10 kN/m<sup>3</sup> in
- zelo lahki materiali iz umetnih mas pod 1 kN/m<sup>3</sup>.

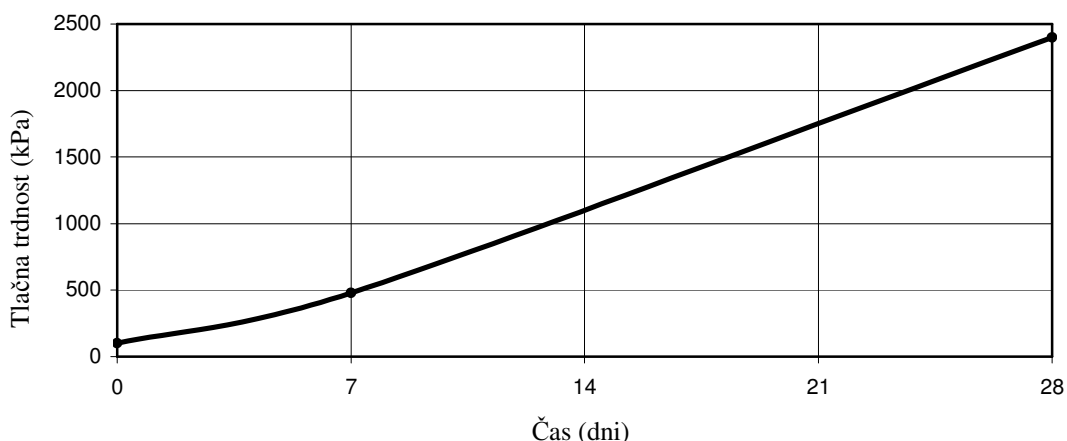
Nasipi iz lahkih materialov predstavljajo tako 25 do 50 % manjšo obtežbo temeljnih tal, medtem ko je dodatna obtežba tal pri uporabi zelo lahkih materialov za gradnjo nasipov tudi do 90 % nižja, pri ustreznem načinu izvedbe nasipa pa lahko tudi nična. Uporaba lahkih materialov nam tako omogoča gradnjo predvidenih nasipov na slabo nosilnih in močno stisljivih tleh, ki jih z običajnimi materiali ne bi mogli zgraditi ali pa omogoča gradnjo nasipov brez dodatnih ukrepov za izboljšanje nosilnosti temeljnih tal. Edina ovira za množičnejšo uporabo takšnih materialov je pogosto njihova cena.

#### Elektrofitrski pepel

Za gradnjo lahkih nasipov je zelo razširjena uporaba elektrofitrskih pepelov, ki nastanejo pri izgorevanju premoga v termoelektrarnah ali toplarnah. Le ta predstavlja odpadni produkt v dokaj velikih količinah, ki ga je potrebno ustrezno deponirati, zato ga je za gradnjo nasipov mogoče pridobiti v večjih količinah po še sprejemljivih cenah. Zaradi kasnejšega vezanja in strjevanja se proizvedeni elektrofitrski pepel običajno vgrajuje direktno v nasipe, brez vmesnega deponiranja, zato je hitrost gradnje odvisna od proizvedene količine, kar lahko predstavlja oviro pri napredovanju del.

Zaradi pucolanske reakcije lahko ustrezno vgrajen elektrofilterski pepel hitro razvije enoosno tlačno trdnost preko 3 MPa.

Nasip v celoti izdelan iz elektrofilterskega pepela, bi bil zaradi vezanja in strjevanja preveč tog, da bi lahko sledil neenakomernim posedkom slabo nosilnih in stisljivih temeljnih tal. Da bi preprečili pokanje takšnega nasipa, je potrebno vgrajevati vmesne tanke plasti peščenega materiala.



*Primer prirasta tlačne trdnosti elektrofilterskega pepela iz termoelektrarne Trbovlje s časom, kot ga je na podlagi izvedenih preiskav ugotovil ZAG iz Ljubljane (Povzeto po: Petkovšek. 1999, str. 4)*

Elektrofilterski pepel je potrebno pri vgrajevanju dobro zgostiti, saj je zaradi njegovih finih zrn pretežno enotnega premera zelo občutljiv na likvefakcijo in erozijo. Zato elektrofilterskega pepela ni mogoče vgrajevati pod nivojem poplavnih voda. Ves čas med gradnjo je potrebno zagotavljati ustrezen odvod padavinske vode s površja nasipa in brežine nasipa sprotno humusirati in zatraviti ter zaščititi pred erozijo.

### Ekspandirana glina

Širšo uporabo ekspandirane gline za gradnjo lahkih nasipov omejuje njena sorazmerno visoka cena. Ekspandirana glina praviloma nastopa v obliki okroglih zrn premera 4 do 31 mm. Prostorninska teža takšnih lahkih agregatov je v nasutem stanju 4 do 10 kN/m<sup>3</sup>, vgrajeni in predrobljeni pa lahko tudi presegajo 10 kN/m<sup>3</sup>. Takšen material lahko v vgrajenem stanju dosega kot notranjega trenja  $\varphi \approx 35^\circ$  in deformacijski modul okrog 20 MPa.

V kolikor se ekspandirana glina vgrajuje pod nivojem podtalnice ali na poplavnem območju, le ta zaradi poroznosti vpija vodo, njena prostorninska teža pa se posledično poveča. Kljub temu pa je njena prostorninska teža še vedno bistveno nižja kot teža običajnih nasipnih materialov.

Vgrajevanje lahkih agregatov iz ekspandirane gline lahko poteka enako kot vgrajevanje običajnih zrnatih nasipnih materialov. Pri tem je potrebno le zagotoviti, da se zrna ekspandirane gline pri vgrajevanju in zgoščanju prekomerno ne predrablajo. Za zgoščevanje je tako potrebno uporabljati lažjo mehanizacijo in tanjše nasipne plasti.

### Zelo lahki materiali

Med zelo lahke materiale za gradnjo nasipov štejemo predvsem materiale, katerih prostorninska teža ne presega  $1 \text{ kN/m}^3$ . To so predvsem materiali iz različnih sintetičnih mas, poznani kot stiropor, lendapor, polivretanska pena ipd. S takšnimi materiali v obliki kvadrov je mogoče brez težav in hitro graditi nekaj metrov visoke nasipe na zelo stisljivih in slabo nosilnih tleh. Ker je nasip zelo lahek, le ta praktično plava na temeljnih tleh, posedki takšnega nasipa po končani gradnji pa so minimalni.

Glavna ovira za množičnejšo uporabo takšnih zelo lahkih materialov za gradnjo nasipov je njihova visoka cena, ki z višino nasipa vrtoglavo narašča. Poleg tega je uporaba omejena tudi na poplavnih območjih. Zaradi delovanja vzgona bi namreč takšne lahke nasipe voda lahko dvignila.

Nasipi, zgrajeni iz zelo lahkih materialov, zaradi svoje togosti ne prenesejo večjih deformacij zaradi neenakomernega posedanja temeljnih tal. Sam nasip zaradi majhne teže sicer ne predstavlja velike dodatne obtežbe temeljnih tal, vendar moramo pri tem upoštevati celotno težo nasipa skupaj s podlago iz gruščnatega materiala, zgornji ustroj, zasip brežin ter prometno obtežbo. Takšne nasipe je tako potrebno graditi tako, da bodo posedki temeljnih tal še v dovoljenih mejah ali celo nični. To lahko dosežemo na tri načine:

- obstoječa temeljna tla predhodno odstranimo v takšni debelini, da je teža odstranjenega materiala enaka ali nekoliko manjša od teže celotnega nasipa skupaj z obtežbo nasipa. Na ta način lahko preprečimo dodatne posedke temeljnih tal zaradi izgradnje nasipa in njegove obtežbe, vendar je takšen način gradnje zaradi izkopa temeljnih tal dražji.
- predhodno izdelamo preobtežbo temeljnih tal z običajnim težkim nasipnim materialom za čas, ki je potreben, da se izvedeta konsolidacija in posedki temeljnih tal do takšne stopnje, ki odgovarja posedkom temeljnih tal zaradi obtežbe z nasipom iz zelo lahkega materiala. Ko je ustrezen posedek temeljnih tal dosežen, se težak nasipni material odstrani in zgradi nasip iz zelo lahkega materiala. Takšen način gradnje se najpogosteje uporablja.
- kombinirana uporaba običajnega in zelo lahkega materiala, kjer nasip do določene višine, običajno nad nivo poplavnih voda, zgradimo z običajnim na delovanje vode odpornim materialom, zgornji del nasipa pa zgradimo z zelo lahkim materialom. Pred izgradnjo zgornjega dela nasipa se običajno nasip za določen čas preobremeni, da se izvedejo predvideni končni posedki. V kolikor je potrebno, je konsolidacijo temeljnih tal mogoče pospešiti z vgradnjo vertikalnih drenaž. Po odstranitvi preobtežbe se nasip dogradi do končne višine z zelo lahkim materialom.

V kolikor se nasip iz zelo lahkih materialov vgrajuje na temeljna tla, kjer ni pričakovati neenakomernega posedanja tako v vzdolžni kot tudi v prečni smeri, je zelo lahke materiale mogoče vgrajevati neposredno na ustrezno pripravljena temeljna tla brez zgoraj naštetih ukrepov.

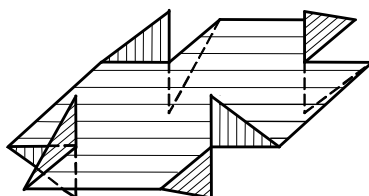
Uporaba zelo lahkih materialov je predvsem primerna za gradnjo različnih priključnih nasipov k premostitvenim objektom. Takšni objekti so namreč zelo dragi, z izgradnjo visokih priključnih nasipov pa jih je mogoče skrajšati. Seveda pa je potrebno pri tem predhodno preveriti, do kakšne višine je takšen priključni nasip še cenejši od premostitvene konstrukcije.

Prav tako je uporaba zelo lahkih nasipnih materialov je smiselna tudi pri rekonstrukcijah cest, ki so se zaradi posevkov slabo nosilnih tal prekomerno deformirale. Stari nasip v takšnih primerih odstranimo in ga nadomestimo z nasipom iz zelo lahkega materiala. Ker se je pretežni del konsolidacije temeljnih tal pod starim nasipom najbrž že izvedel, se po takšni sanaciji nasip ne bo več dodatno posedal.

Za gradnjo nasipov iz zelo lahkih materialov se najpogosteje uporablja ekspanzirani polistiren (stiropor) v obliki blokov dimenzij 3,0 x 1,0 x 0,5 m s prostorninsko maso 20 do 40 kg/m<sup>3</sup>, tlačno trdnostjo 100 kN/m<sup>2</sup> pri 5 % deformaciji in 10 % vodovpojnostjo po 6-tih letih. Takšen material je gorljiv, ni odporen proti vplivom naftnih derivatov in ni odporen proti škodljivcem, vendar je običajno najcenejši. Navedene pomanjkljivosti pa je z ustreznimi zaščitnimi ukrepi, upoštevanimi pri načrtovanju in gradnji mogoče odpraviti.

Nasipe iz takšnih zelo lahkih materialov se gradi z zlaganjem blokov po sistemu opečnih zvez, na predhodno pripravljene delovni plato. Delovni plato se izdelava iz plasti gramoznega materiala s premerom zrn 0 do 16 mm, običajno debeline 20 do 30 cm, nasutega na predhodno položeno geotekstilijo. Da bi zagotovili čim boljše stikovanje blokov zelo lahkega materiala, je potrebno zagotoviti enako ravnost površine delovnega platoja, kot se zahteva za tamponsko plast zgornjega ustroja voziščnih konstrukcij. Zaradi slabe nosilnosti temeljnih tal je praviloma potrebno izravnavo izvesti ročno.

Dimenzije blokov zelo lahkega materiala morajo biti takšne, da predstavlja dolžina mnogokratnik širine bloka. Tako je mogoče zagotoviti, da se stiki med bloki v posameznih plasteh med sabo ne pokrivajo. Stiki med posameznimi bloki morajo biti čim tesnejši, kar zahteva ustrezno točnost dimenzij blokov in ravnost njihovih ploskev. Bloke zelo lahkega materiala se med sabo spoji s pomočjo moznikov, s pomočjo točkovnega lepljenja z bitumnom ter z medsebojno povezavo blokov s horizontalnimi vezmi iz armaturnih palic.

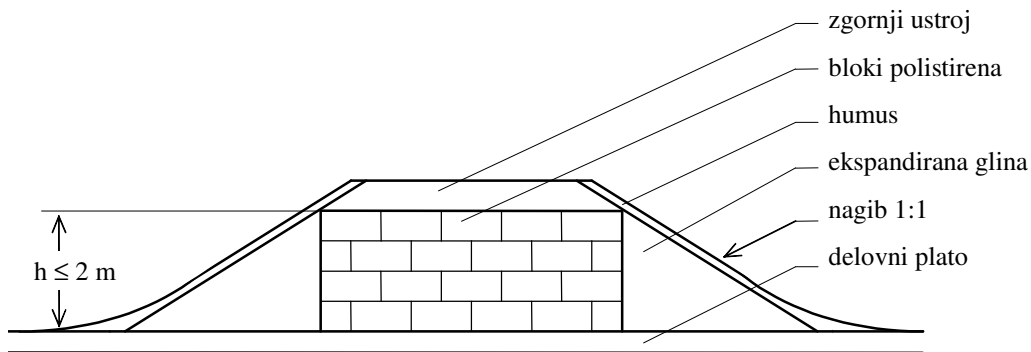


*Primer moznika iz jeklene pločevine 330 x 330 x 0,6 (0,8) mm, kot je bil uporabljen pri izgradnji poiskusnega nasipa iz polistirena na Rudniku pri Ljubljani (Povzeto po: Prah, Di Batista, Vilhar, 1984, str. 31)*

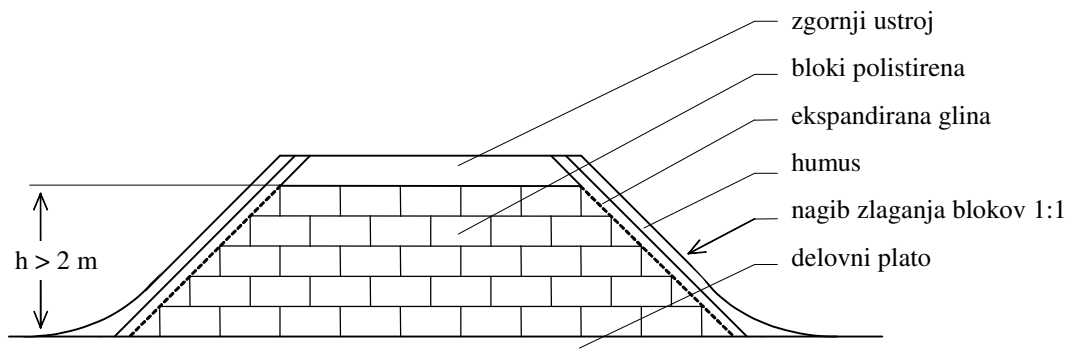
Pri gradnji nasipov do višine okrog 2,0 m se običajno iz zelo lahkega materiala zgradi samo jedro nasipa, brežine pa se izdelava iz težjih materialov, navadno iz elektrofilitrskega pepela ali ekspanzirane gline, ki se jo prekrije z zadostno debelino humusa.

Pri nasipih, višjih od 2,0 m, pa se bloke zelo lahkega materiala ob robu nasipa zлага stopničasto v naklonu 1:1. Nastale brežine se nato obsuje in izravna z elektrofilitrskim pepelom, ekspanzirano glino ali običajnim nasipnim materialom in nato humusira.

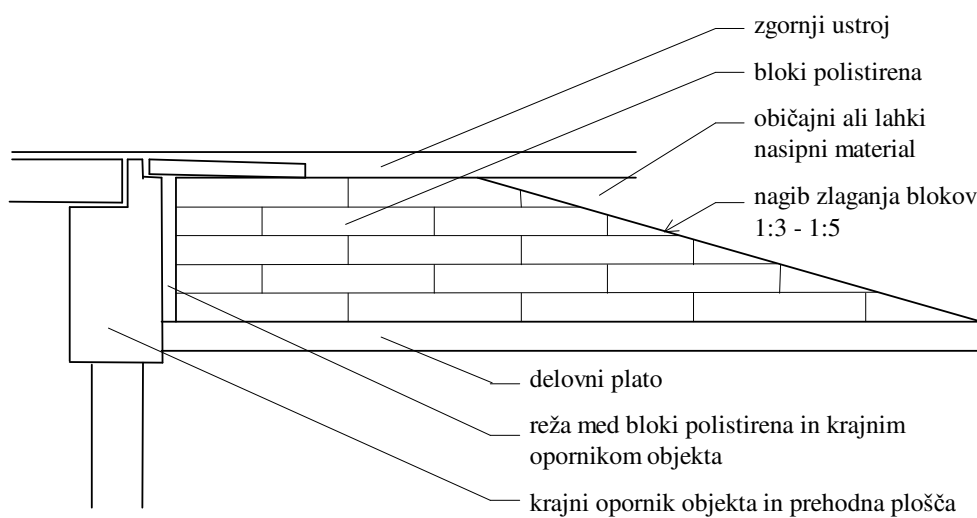




Prečni prerez nasipa višine do 2,0 m (Povzeto po: Prah, Di Batista, Vilhar, 1984, str. 13)



Prečni prerez nasipa, višjega od 2,0 m (Povzeto po: Prah, Di Batista, Vilhar, 1984, str. 13)

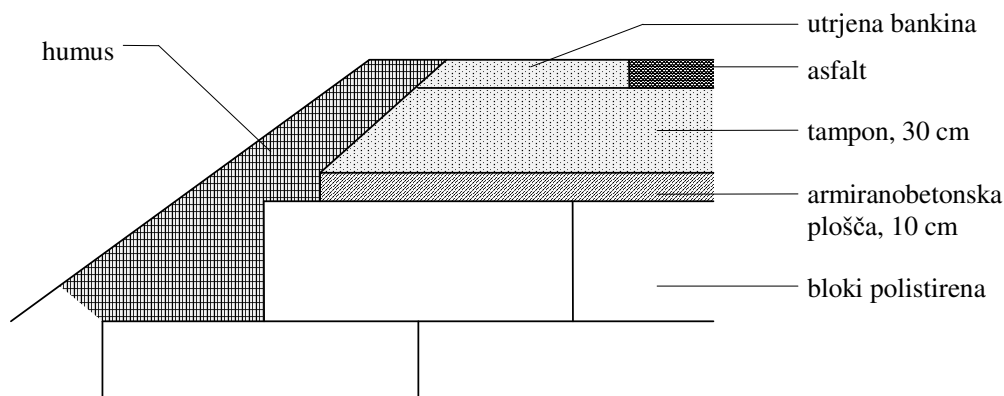


Vzdolžni prerez priključnega nasipa k premostitvenemu objektu (Povzeto po: Prah, Di Batista, Vilhar, 1984, str. 14)

Pri gradnji priključnih nasipov na premostitvene objekte se bloki zelo lahkega materiala ne zložijo do krajnega opornika objekta, ampak se vmes pusti nekaj centimetrov široko režo, ki se jo premosti s prehodno ploščo. Tako na krajni opornik premostitvenega objekta ne delujejo nobeni zemeljski pritiski. Prehod iz zelo lahkega nasipnega materiala v običajni nasipni material v vzdolžni smeri se izvede v naklonu 1:5, kot je razvidno iz slike.

Različni zelo lahki materiali so v primerjavi z običajnimi nasipnimi materiali mehki. Zato je potrebno takšne nasipe praviloma zgoraj zaključiti z 10 do 15 cm debelimi armiranobetonskimi ploščami. Takšna plošča medsebojno poveže zgornji sloj blokov in zaščiti zelo lahek material pred izlitjem naftnih derivatov ter ognjem. Betonska plošča mora biti armirana z ustrežno armaturno mrežo, položeno v nevtralni coni. V vzdolžni smeri mora biti plošča na vsakih 8 do 10 m dilatirana z navideznimi stiki.

Na armiranobetonsko ploščo se nato vgradi normalni gibki zgornji ustroj, sestavljen iz tampona in asfaltnih plasti.



Zgornji ustroj na nasipu iz zelo lahkih materialov (Povzeto po: Prah, Di Batista, Vilhar, 1984, str. 14)

Betonska plošča omogoča gradnjo sorazmerno tankega zgornjega ustroja. V kolikor bi sorazmerno drago betonsko ploščo opustili, bi morali izvesti bistveno debelejši zgornji ustroj, da bi dosegli ustrezno nosilnost in nepodajnost vozišča.

Brežine nasipa je proti izlitju naftnih derivatov sicer mogoče zaščititi z vgradnjo ustrezne neprepustne folije, vendar izkušnje kažejo, da vsaka razlita tekočina hitro odteče po zatravljeni površini brežine nasipa, in ne pride v stik z zelo lahkim materialom v nasipu. Razlitje naftnih derivatov po brežini nasipa je mogoče preprečiti tudi z ustrežno izvedbo odvodnjavanja vozišča in betonsko varnostno ograjo.

Glede ognja velja prepričanje, da so možnosti za požar minimalne. V kolikor pa do požara pride, so intervencije gasilcev praviloma tako hitre, da ogenj ne doseže lahkih materialov v nasipu. Samougasljivih polistirenov se tako zaradi višje cene v glavnem ne uporablja.

Različni glodalci zelo lahkih materialov ne uživajo, vendar zaradi njihovih izolacijskih lastnosti obstaja možnost gnezdenja glodalcev v takšnih materialih. Mogoče jih je zaščititi s posebnimi kovinskimi mrežami.

### 3.3 Zaščita brežin vkopov in nasipov

Pred izbiro najprimernejše ureditve novo nastalih brežin vkopov in nasipov je pomembno, da se pazljivo analizira vse možne vzroke, ki bi lahko povzročili erozijo brežin. Nato je potrebno izbrati takšno zaščito, ki bo glede na dane pogoje najbolj učinkovita. Pri odločanju med idealno obliko zaščite, ki preprečuje pojav kakršne koli erozije, ali med cenejšo rešitvijo, ki zahteva obsežnejšo redno periodično vzdrževanje, je potrebno pazljivo analizirati vse stroške ene in druge variante. Poleg tehničnih in ekonomskih faktorjev pa je pri odločitvi pogosto potrebno upoštevati tudi okoljevarstvene zahteve.

Ureditev in zaščito brežin vkopov in nasipov je v vsakem primeru potrebno obravnavati kot del projekta zemeljskih del in jo je pogosto mogoče uporabljati tudi kot ukrep za učinkovito zmanjšanje vpliva načrtovanih del na okolje. Pri tem je pomembno, da se ustrezno zaščito brežin izvede čim hitreje po dokončanju zemeljskih del.

V nadaljevanju so opisani ukrepi, ki se v splošnem uporabljajo za zaščito brežin nasipov in vkopov pred delovanjem erozije.

#### 3.3.1 Vegetacija

Najbolj pogosto uporabljena in učinkovita zaščita brežin vkopov in nasipov je običajno vegetacijska zaščita. V splošnem je učinkovita samo v klimatskih pogojih, kjer je izbrana vegetacija sposobna sama poganjati in se vzdrževati. Zato je zelo pomembno, da se vrsta vegetativne zaščite v čim večji možni meri prilagodi klimatskim razmeram. Pri tem je potrebno upoštevati tako makro klimatske razmere (razmere v primorju ali na krasu so različne od razmer v predalpskem ali alpskem svetu), kot tudi mikro klimatske razmere (razmere za rast na prisojnih legah so lahko zelo drugačne od razmer na osojnih legah). Poleg tega je vrsto vegetativne zaščite je potrebno izbirati tako, da se okolja po nepotrebnem ne poslabšuje. V kolikor je vegetativna zaščita ustrezno projektirana, se lahko pogosto izkaže kot pozitiven prispevek k ureditvi okolja.

##### 3.3.1.1 Zatravitve

Za ureditev in zaščito brežin vkopov in nasipov takoj po izgradnji se najpogosteje uporablja travo. V običajnih razmerah je namreč zatravitev učinkovit in poceni način zaščite brežin pred erozijo. V splošnem so za zatravitev primerne vse vrste semenskih mešanic, ki so naravne v določenem okolju in ne poganjajo visokih stebelastih travnih bilk.

Poleg izbire vrste travne mešanice pa na uspešnost izvedene zatravitve močno vpliva tudi čas setve. Ugodne razmere za rast trave so namreč pri temperaturi tal okrog 8° C in pri zadostni vlažnosti. Takšni pogoji pri nas običajno vladajo od maja do septembra, vendar se zatravitve izvedene v juniju, juliju in avgustu zaradi običajno zelo male količine padavin praviloma manj uspešne. Seveda je setev možno izvajati tudi v času mirovanja rasti, to je zgodaj spomladi in pozno jeseni, pri čemer je prvo primernejše od drugega. V takšnih primerih se je potrebno zavedati, da bodo takšne brežine dalj časa izpostavljene različnim vremenskim vplivom, tako da se do začetka rasti različni erozijski procesi lahko že močno razvijejo. Mogoče si je pomagati z različnimi zaščitami setve.

Poznanih je več vrst zaščite zasejanih površin, vsem pa je skupno, da preprečujejo hiter odtok in koncentracijo padavinske vode, ki lahko povzroča spiranje semen z brežin in premeščanje drobnih delcev na površini brežine ter s tem onemogoča nemoteno kaljenje semen. Takšna zaščita prav tako preprečuje hitro izhlapevanje tal, kar ugodno vpliva na rastne razmere. Zaščita zasejanih površin se v glavnem izvaja s prekrivanjem z različnimi materiali, največkrat z različnimi pletivi kot naprimer kokos, juta ter kovinske mreže in mreže iz umetnih mas v kombinaciji s senenim nastilom. Prav tako je zelo razširjena tudi uporaba zaščite z biotorkretom, kjer zasejano površino brežin zaščitimo s senenim nastilom, katerega prebrizgamo z bitumensko emulzijo.

Pri sejanju se lahko uporablja različne tehnike kot so navadna setev, vodna setev in setev z rastno pulpo. V vseh premerih je semenski mešanici mogoče dodajati tudi ustrezen delež gnojila.

Tam, kjer je zaradi velike nevarnosti erozije ali zaradi kakršnih koli drugih vzrokov potrebno izvesti hitro zaščito brežin, je zatravitev mogoče izvesti s polaganjem travne ruše. Travne ruše je mogoče pridobiti z izrezom na že dobro zaraščenih travnih površinah ali pa jih je mogoče vzgojiti na ustrezni umetni podlagi. Po položitvi je potrebno travne ruše dobro nabiti in jih po možnosti dodatno pritrditi s pleteno kovinsko mrežo ali z mrežo iz umetnih mas. Položene ruše se v sušnem obdobju lahko skrčijo tako, da se odprejo stiki med njimi. takšni odprti stiki lahko predstavljajo kanale, ki omogočajo vstop vode do podlage in njeno erozijo. Zato je nastanek takšnih odprtih stikov potrebno preprečiti z zalivanjem ali z zapolnitvijo s humusom.

Ko se zasejana travna mešanica zadostno razraste je zaželeno izvajanje rednega košenja, kar prispeva k hitrejšemu tvorjenju travne ruše in zmanjšuje rast plevela. Včasih pa je iz okoljevarstvenega stališča zaželeno, da se dopusti svobodno rast vegetacije tako, da se ustvari čim bolj naravna flora in favna na brežini. Travne brežine tedaj zagotavljajo koristen življenski prostor za male živali, kar pa v neposredni bližini vozišča praviloma ni zaželeno.

### 3.3.1.2 Zasaditve

Zasaditev drevja in grmovja predstavlja boljšo zaščito brežin vkopov in nasipov, saj njihove korenine segajo globlje kot pri travi. Poleg kvalitetne zaščite proti eroziji brežin pa imajo različne zasaditve tudi veliko estetsko vrednost, saj je z ustreznim izborom drevja in grmovja mogoče doseči spajanje izvedenih novih brežin z okolico. Dolgoročno pa ima takšna zaščita tudi ekonomsko prednost, saj košnja takšnih brežin ni potrebna. Pomembno je, da se vrsto drevja in grmovja, ki se uporablja za izvedbo zasaditev v čim večji možni meri prilagodi lokalnemu okolju. Pri izvedbi različnih zasaditev je potrebno paziti, da rast korenin ne poškoduje različnih vgrajenih drenažnih sistemov in komunalnih vodov.

Primeren čas za izvedbo zasaditev je v glavnem v času mirovanja rasti, to je od konca oktobra do začetka maja. V primeru, da se za izvedbo zasaditev uporablja sadike v sadilnih lončkih, pa jih lahko sadimo vse leto. Vsekakor pa sajenja ni mogoče izvajati, v kolikor so tla zmrznjena, v primeru večjih padavin, ko so tla razmočena, pa je sajenje močno oteženo.

Zasaditve drevja in grmovja je praviloma mogoče uspešno izvajati samo na brežinah, na katere je predhodno nanešen vsaj 20 cm debel sloj humusa. Sajenje je potrebno izvajati v ustrezno pripravljene sadilne jame, ki morajo biti vsaj 1,5-krat širše od korenin sadik. V kolikor površina brežine ni ustrezno prekrita s humusom, je v sadilne jame potrebno dodajati tudi ustrezno količino humusa in po potrebi tudi ustrezna gnojila.

Za zasaditev bolj strmih brežin v mehkih hribinah, ki so podvržene močnemu preperevanju, je mogoče uporabljati tako imenovane biološke vegetacijske pasove. Na strmo brežino se v tem primeru namesti jekleno pleteno mrežo, na katero so pritrjeni posebno oblikovani trakasti žepi, izdelani iz jute. Takšne žepe se nato napolni s humusom, kateremu se primeša ustrezno gnojilo in sadi drevesno in grmovno vegetacijo. Na brežino je pred polaganjem mreže z žepi mogoče nanesti seneni nastilj ali biotorkret ter jih zasejati z ustrezno travno mešanico.

Zasaditev močno preperele hribine ali raznih pobočnih in drugačnih gruščev je mogoče izvajati tudi s pomočjo vrbovih popletov. V tem primeru se na brežino v ravnih vrstah zabijejo količki sveže posekane vrbe ali jelše. Med količki se izvede poplet iz svežih vrbovih šib tako, da je za poplet mogoče namestiti ustrezno količino humusa, ki se mu po potrebi primeša še ustrezno gnojilo. V tako pripravljene žepe humusa je mogoče nato tudi saditi ustrezne sadike, običajno vrbe, jelše ali drugih hitro rastočih dreves in grmovja. Takšen način saditve je lahko še posebno uspešen na območju brežin z veliko vlažnostjo.

V splošnem na kvaliteto izvedenih zasaditev ni potrebno izvajati obsežnih vzdrževalnih del. V kolikor se izkaže za potrebno, pa je v času 2 do 3 let po zasaditvi potrebno le dognojiti in zaščititi sadike pred plevelom ter zamenjati morebitne izpadle sadike. Pri starejših zasaditvah je potrebno posebno pozornost posvetiti nevarnosti padca starih dreves na vozišče. Takšno nevarnost je potrebno pravočasno zaznati in drevesa redno sekati.

V glinenih zemljinah lahko rast dreves in grmovja povzroči razpokanost in posedke površine, saj korenine glini odzamejo vlago. Po poseku takšnih dreves in grmovja se lahko glina zopet navzame vlage, kar ima za posledico nabrekanje površina.

Poleg kvalitetne zaščite proti eroziji lahko koreninski sestav ustrezno izbranih dreves prispeva tudi k izboljšanju stabilnostnih razmer oziroma prispeva k zmanjšanju nevarnosti pojava plitvih drsin na brežinah vkopov in nasipov. Korenine drevja in grmovja dobro prepletejo in povežejo zemljinu v tleh tudi do nekaj metrov okrog dreves. Prav tako lahko ustrezno izbrane zasaditve drevja in grmovja prispevajo k osušitvi razmočenih območij v brežinah vkopov in nasipov ter s tem prispevajo k stabiliziranju razmer.

### **3.3.2 Drenaže**

Za preprečevanje pojava erozije, ki jo povzročajo različni izviri in solzaji v brežinah vkopov, včasih pa tudi nasipov, je zelo pomembno, da se izvedejo ustrezni drenažni sistemi za zajem in odvodnjo pronicujoče vode. Različni ukrepi za zajem površinske in talne vode so že bili opisani v poglavju 3.1.1 te naloge.

### **3.3.3 Druge oblike zaščite**

Za zaščito brežin vkopov in nasipov pred erozijo se v posameznih primerih uporablja tudi različne obloge. Takšne obloge so praviloma precej dražje od vegetativne zaščite, pogosto zahtevajo večji obseg vzdrževanja, poleg tega pa se slabše vključujejo v okolje in so zato z okoljevarstvenega stališča manj sprejemljive. Zaradi vsega navedenega se različne obloge brežin vkopov in nasipov pred erozijo uporablja le tam, kjer izvedba vegetativne zaščite ni najbolj primerna, oziroma je ni mogoče izvesti.

### 3.3.3.1 Kamnite obloge in skalometi

Kamnite obloge in skalometi predstavljajo zelo učinkovito zaščito brežin pred erozijo. Še posebej primerni so v primerih, ko so brežine izpostavljene eroziji zaradi delovanja stoječe ali tekoče vode kot je na primer vodni tok rek in potokov, valovanje in plimovanje morja in jezer, spreminjanje višine gladine v različnih akumulacijskih jezerih in podobno. Medtem ko se za izvedbo kamnite obloge uporablja manjše kamne, pa se za izvedbo skalometov uporabljajo težki kamni ali skale, ki po svoji večji ploskvi dobro nalegajo na brežino. Pri izvedbi takšnih oblog brežin je potrebno posebno pozornost posvetiti izvedbi pete obloge, da se zanesljivo prepreči nevarnost erozije tal pod dnom obloge.

Kamnite obloge in skalomete je mogoče izvesti tudi v betonsko podlago s stiki, zapolnjenimi s cementno malto. V takšnih primerih je potrebno posebno pozornost posvetiti nevarnosti zastajanja vode za izdelano oblogo in nevarnosti porasta pornih tlakov v zaledju brežine. V takšno oblogo brežine je zato potrebno vgraditi ustrezne drenažne cevke, ki omogočajo prosto odtekanje vode, ki pronica iz brežine.

V kolikor se stike kamnite obloge in skalometa zapolni s humusom, jih je mogoče zatraviti ter v stike posaditi različne sadike drevja in grmovja. Na takšen način je obloženo brežino mogoče ozeleniti tako, da se bolje vključi v okolje.

### 3.3.3.2 Obloge iz betonskih in kamnitih tlakovcev

Za zaščito brežin vkopov in nasipov pred erozijo je prav tako mogoče uspešno uporabljati obloge iz različnih betonskih ali kamnitih tlakovcev. Takšne obloge se pogosto uporabljajo predvsem na brežinah, kjer vegetacija ne more uspevati, kot so na primer brežine pod različnimi premostitvenimi objekti. Za izvedbo takšne zaščite je potrebno površino brežine predhodno ustrezno poravnati in komprimirati. Oblogo iz različno oblikovanih tlakovcev se običajno polaga na sloj peska, ki ga lahko tudi rahlo stabiliziramo z dodanim cementom. Stike med tlakovci je potrebno zapolniti s cementno malto ali humusom, da se prepreči pronicanje površinske vode. V kolikor zatesnitev stikov med tlakovci ni ustrezno izvedena ali se poškoduje, lahko hitro nastane močna erozija, ki ima za posledico hiter propad izvedene obloge in poškodbe brežine.

Na brežinah, kjer rast vegetacije ni ovirana, je zaščito brežin pred erozijo mogoče izvesti tudi z oblaganjem s posebno oblikovanimi betonskimi tlakovci, ki vsebujejo različno oblikovane odprtine. Takšne odprtine in stike položenih tlakovcev se zapolni s humusom in zaseje s travo. Po ozelenitvi položenih tlakovcev pogosto ni več mogoče opaziti. Takšna obloga brežine običajno nudi ustrezno zaščito proti eroziji v primeru občasnega poplavljanja brežine z mirujočo ali počasi tekočo vodo.

### 3.3.3.3 Obloge iz gabionov

Čeprav se gabioni uporabljajo predvsem v vlogi podpornih zidov, imajo široko uporabnost tudi za zaščito brežin vkopov in nasipov pred erozijo. Podobno kot skalometi in kamnite obloge so še posebej uporabni za zaščito pred erozijo zaradi tekoče vode. Pomanjkljivost gabionov lahko predstavlja samo korozija jeklene mreže, iz katere so izdelane košare gabionov. Vendar je z uporabo različnih tehnik zaščite jeklene mreže, kot je vroče cinkanje,

barvanje in plastificiranje, mogoče njihovo življenjsko dobo močno podaljšati. Velika prednost oblog brežin z gabioni je tudi v njihovi fleksibilnosti in sposobnosti prilagajanju morebitnim premikom brežine zaradi nabrekanja, plazjenja ali erozije pod njimi, ne da bi izgubili vlogo ščitenja brežine pred nadaljno erozijo. Pomembno je le, da so na brežini ustrezno pritrjeni.

#### 3.3.3.4 Obloga z jeklenimi pletenimi mrežami

Za zaščito strmih brežin vkopov v močno razpokani in razpadajoči kamnini se pogosto uporablja obloga iz različnih, običajno jeklenih pletenih mrež. Takšna zaščita samih erozijskih procesov ne preprečuje, ampak nudi le ustrezno zaščito pred padajočim kamenjem. Pri namestitvi različnih pletenih jeklenih mrež je potrebno zagotoviti možnost rednega odstranjevanja in odvoza erodiranega materiala, ki se nalaga v dnu brežine.

## **4.0 GEOTEHNIČNI NADZOR, OPAZOVANJE IN VZDRŽEVANJE**

Za zagotovitev kvalitetne izvedbe vkopov in nasipov ter njihovega temeljenja, kot tudi kvalitetne izvedbe različnih drugih geotehničnih konstrukcij, je potrebno zagotoviti sledeče:

- ustrezen geotehnični nadzor nad gradnjo,
- ustrezno redno geotehnično opazovanje obnašanja izvedenih del, tako v času same gradnje, kot tudi določeno obdobje po dokončanju del,
- ustrezno redno vzdrževanje izvedenih del.

Potrebni obseg in kvaliteto geotehničnega nadzora nad gradnjo, geotehničnega opazovanja ter vzdrževanja izvedenih del je potrebno predvideti in določiti že v fazi projektiranja, ustrezne zahteve in usmeritve pa navesti v geotehničnem projektu.

Obseg in kvaliteta s projektom predvidenega geotehničnega nadzora in opazovanja kot tudi vzdrževanja morata biti skladna z izbrano zasnovo izvedbe vkopov in nasipov ter njihovega temeljenja, skladna z izbranimi količniki varnosti ter skladna z izbranimi vrednostmi projektnih parametrov, ki podajajo lastnosti in obnašanje zemljin.

Projektne odločitve, na katere lahko vplivajo rezultati geotehničnega nadzora in opazovanja, morajo biti v geotehničnem projektu jasno določene in obrazložene.

Že v fazi načrtovanja je potrebno jasno določiti potrebne preglede in kontrole ter terenske in laboratorijske preiskave, ki jih je potrebno izvajati v okviru geotehničnega nadzora in opazovanja. V primeru nastopa nepredvidenih dogodkov je potrebno pogostnost in obseg geotehničnega nadzora in opazovanja ustrezno povečati.

### **4.1 Geotehnični nadzor nad izvajanjem del**

Geotehnični nadzor nad izvajanjem vkopov in nasipov ter ureditvijo in pripravo temeljnih tal mora običajno obsegati sledeče:

- preverjanje veljavnosti predpostavk, upoštevanih pri izdelavi projekta,
- ugotavljanje razlik med dejanskim stanjem v temeljnih tleh in med tistim, kar je bilo upoštevano pri izdelavi projekta,
- preverjanje, ali se dela izvajajo v skladu s projektom.

Za izvajanje geotehničnega nadzora je potrebno še pred začetkom del izdelati ustrezen plan geotehničnega nadzora, v katerem mora biti določena vrsta, kvaliteta in pogostnost geotehničnega nadzora. Plan geotehničnega nadzora mora biti skladen z:

- stopnjo nezanesljivosti predpostavk, upoštevanih pri izdelavi projekta,
- kompleksnostjo v sestavi in lastnostih temeljnih tal ter obtežbenih pogojev in
- verjetnostjo potrebe po spremembi projekta ali uporabi dodatnih ukrepov pri gradnji.



V okviru geotehničnega nadzora naj bi se redno pregledovala kvaliteta in ustreznost izvedenih del. Za geotehnično manj zahtevne objekte in zemeljska dela je geotehnični nadzor mogoče omejiti na inženirsko geotehnične preglede stanja izvedenih del, na podlagi katerih se določi vrsta in kvaliteta zemljin in hribin, ki nastopajo na območju izvajanja del, ter oceni skladnost obnašanja izvedenih del s projektom.

Za geotehnično zahtevnejše objekte in zemeljska dela je v okviru geotehničnega nadzora potrebno preveriti dejanske geotehnične lastnosti zemljin ali hribin na ali v katerih se vkopi ali nasipi nahajajo oziroma so temeljeni. Pri gradnji nasipov in zasipov je poleg tega potrebno izvajati tudi redno preverjanje lastnosti in kvalitete materiala, ki se v nasipe vgrajuje. Zato je pogosto potrebno izvajati ustrezne terenske preiskave ali odvzeti vzorce zemljin in kamemin ter jih preiskati v laboratoriju, da se določijo lastnosti zemljin in kamenin, ki določajo njihovo trdnost, deformabilnost, prepustnost ipd.

Za geotehnična zelo zahtevne objekte in zemeljska dela, katera lahko neugodno vplivajo na širšo okolico ali katerih porušitev lahko vključuje nenormalno tveganje za premoženje ali življenja, je v okviru geotehničnega nadzora pogosto potrebno izvesti natančnejše preiskave za določitev detajlov v temeljnih tleh, ki lahko imajo pomemben vpliv na projekt. Pogosto je potrebno izvesti tudi dodatne računske analize za potrebe potrditve ali spremembo posameznih rešitev, ki so predvidene v projektu.

V okviru geotehničnega nadzora nad gradnjo je tako potrebno izvajati redno opazovanje spreminjanja nivojev podtalnice in preverjati njen vpliv na izvedena dela kot tudi na bližnjo in širšo okolico. V kolikor lahko spremembe pornih tlakov močno vplivajo na varnost in obnašanje izvedenih del, je v okviru geotehničnega nadzora potrebno vzpostaviti redno opazovanje gibanja nivojev pornih tlakov, vse dokler gradnja ni končana ali dokler vrednosti pornih tlakov ne upadejo na varne vrednosti.

Rezultate in ugotovitve geotehničnega nadzora nad gradnjo je potrebno ustrezno analizirati in interpretirati ter jih primerjati s predpostavkami in parametri, ki so bili upoštevani pri izdelavi projekta. Pri interpretaciji je potrebno upoštevati tudi pridobljene posredne podatke o geotehničnih lastnostih temeljnih tal, kot so na primer ugotovljeni odpor pri zabijanju kolov ali zagatnic, odpor in prepustnost pri injektiranju in podobno.

O vsakem ugotovljenem bistvenem odstopanju vrste in lastnosti temeljnih tal, kot tudi bistvenem odstopanju režima podtalnice in nivojev pornih tlakov od vrednosti, upoštevanih pri izdelavi projekta, je potrebno nemudoma obvestiti projektanta.

V kolikor ugotovljeno stanje v temeljnih tleh bistveno odstopa od pogojev in vrednosti, ki so bili upoštevani pri izdelavi projektov je pred nadaljevanjem del potrebno projekte ustrezno dopolniti ali spremeniti tako, da se projektne rešitve uskladi z ugotovljenim dejanskim stanjem. Pri oceni ustreznosti projekta glede na ugotovljeno dejansko stanje je potrebno upoštevati tudi najbolj neugodne pogoje, ki lahko nastopijo v času gradnje.

## **4.2 Geotehnično opazovanje**

Osnovna namena izvajanja geotehničnega opazovanja obnašanja izvedenih del pri gradnji vkopov, nasipov in drugih zemeljskih del ter obnašanja izvedenih konstrukcij sta:

- preveriti, ali se izvedena zemeljska dela in konstrukcije med gradnjo obnašajo v skladu z napovedmi, predvidenimi v projektu in
- zagotoviti, da se bodo izvedena zemeljska dela in konstrukcije po njihovem dokončanju obnašale v skladu z zahtevami in pričakovanji.

Geotehnično opazovanje vkopov in nasipov ter drugih zemeljskih del in konstrukcij naj bi vključevalo naslednje:

- opazovanje in ustrezne meritve za potrebe spremljanja obnašanja izvedenih del in okolice med samo gradnjo, da se lahko ugotovi morebitno potrebo po spremembi oziroma prilagoditvi izvedbe del in
- opazovanje in ustrezne meritve za potrebe ocene in spremljanja dolgoročnega obnašanja izvedenih del, da se lahko pravočasno ugotovi morebitno nevarno obnašanje izvedenih del in še pravočasno predvidi ter izvede ustrezne sanacijske ukrepe.

Geotehnično opazovanje med samo gradnjo kot tudi po njej je potrebno izvajati v skladu s predhodno izdelanim programom, v katerem mora biti določen predmet oziroma vrsta geotehničnega opazovanja ter natančnost, pogostnost in trajanje geotehničnega opazovanja. Ustrezen program geotehničnega opazovanja je potrebno pripraviti v skladu z določili, podanimi v geotehničnem projektu. Pri tem je potrebno ustrezno upoštevati tudi opažanja in rezultate geotehničnega nadzora med gradnjo.

V splošnem se priporoča, da se čim večji delež ustrezne opreme in naprav za potrebe meritev v okviru geotehničnega opazovanja vgradi že pred začetkom gradnje, oziroma čim prej med samo gradnjo. Na ta način je obnašanje izvedenih del ter njihov vpliv na okolico mogoče spremljati od samega začetka gradnje, pa vse do vzpostavitve novih stabilnostnih razmer v določenem času po končani izgradnji. Dolžino izvajanja geotehničnega opazovanja po dokončanju izgradnje je potrebno določiti glede na rezultate opazovanj v času gradnje ter ob upoštevanju možnega vpliva izvedenih del na okolico. Podatke, pridobljene v okviru geotehničnega opazovanja je potrebno ustrezno ovrednotiti in interpretirati ter na osnovi tega podati oceno obnašanja izvedenih del v primerjavi z obnašanjem, predvidenim s projektom.

Pri enostavnih objektih je oceno obnašanja običajno mogoče podati že na podlagi izvedenih periodičnih pregledov stanja izvedenih del. Za zahtevnejše geotehnične objekte pa je oceno obnašanja izvedenih del potrebno podati na osnovi izvedenih različnih meritev premikov, napetosti, nivojev pornih tlakov in podobno. Za zelo zahtevne geotehnične objekte, ki lahko neugodno vplivajo na širšo okolico ali katerih porušitev lahko vključuje nenormalno tveganje za premoženje ali življenje, pa je oceno obnašanja izvedenih del potrebno podati na podlagi izvedenih še bolj obsežnih in natančnih meritev, pogosto pa je potrebno izvesti tudi ustrezne računske analize, pri katerih se upoštevajo tudi postopki in načini gradnje.

V takšnih primerih je ustrezno geotehnično opazovanje potrebno izvajati celotno življenjsko obdobje izvedenih del.

Pri pripravi programa geotehničnega opazovanja je še posebno pozornost potrebno posvetiti izvedbi zemeljskih del in objektov, ki imajo lahko škodljiv vpliv na tla ali podtalnico, oziroma obstoji možnost razmakanja ali spreminjanja režima podtalnice. Takšni primeri so predvsem:

- različni objekti, namenjeni zadrževanju vode,
- objekti, namenjeni zadrževanju oziroma preprečevanju pronicanju podtalnice,

- predori in veliki podzemni objekti,
- objekti globokega temeljenja,
- različne podporne konstrukcije pobočij in nasipov ter
- različne izboljšave temeljnih tal.

V splošnem naj bi geotehnično opazovanje obnašanja izvedenih zemeljskih del in konstrukcij vključevalo naslednje aktivnosti:

- redni inženirsko geotehnični pregledi,
- meritve premikov na površju,
- meritve premikov v globini,
- meritve posedkov,
- meritve nivojev podtalnice in pornih tlakov,
- meritve zemeljskih pritiskov in napetosti v različnih elementih konstrukcij,
- meritve sprememb geotehničnih lastnosti zemljin in kamenin.

#### **4.2.1 Inženirsko geološki pregledi**

Ne glede na zahtevnost izvedenih zemeljskih del in konstrukcij je dobra praksa, da se v okviru geotehničnega opazovanja izvaja redne periodične preglede stanja. Takšni pregledi se še posebej priporočajo v prvih mesecih po dokončanju del. Dokler se trava ne razraste v zvezno in stabilno travno rušo in korenine grmovnic in drevja ne povežejo zgornjega sloja brežin, je namreč površina brežin nasipov in vkopov lahko še močno podvržena eroziji. Takšni pregledi naj bi vključevali naslednja opažanja:

- morebitnih posedkov na zgornjih in izrivanj na spodnjih delih brežin in pobočij, kar lahko kaže na pojav plazenja,
- morebitnih pojavov pretežno vzporednih razpok v zgornjih delih brežin in pobočij, kar lahko kaže na pojav plazenja, medtem ko naključni vzorci razpok lahko kažejo na krčenje zaradi izsuševanja,
- odpiranj stikov in razpok v kamnitih in drugačnih oblogah lahko nakazujejo na drsenje po stikih,
- zamakanj in precejanj vode iz brežin, ki lahko kažejo na neustrezno delovanje ali neustrezno izvedbo drenažnega sistema ali pa kažejo na neustrezno tesnost in poškodbe različnih vgrajenih kanalizacijskih ali vodovodnih sistemov,
- pojavov erozijskih žlebičev ali celo jarkov vzdolž brežine ali pobočja, ki kažejo na erozijsko neodpornost brežine nasipa, kot tudi na neustrezno izvedbo zajema in odvodnje padavinskih voda,
- izdatnosti oziroma količine vode, ki izteka iz različnih vgrajenih drenažnih sistemov ob različnih vremenskih in hidroloških pogojih.

Pregledi stanja izvedenih del naj bi se izvajali predvsem po obdobjih močnega deževja, po taljenju snega in po odtajanju dlje časa zmrznjenih tal. Pri brežinah in pobočjih iz pretežno glinenih zemljin je pregled stanja potrebno izvesti takoj po padavinah, katere sledijo daljšemu sušnemu obdobju, da se ugotovi vpliv vode, ki pronica v razpokano površino.

Enostaven način zaznavanja deformacij in plazenja je tudi periodično merjenje medsebojne oddaljenosti in naklona količkov, zabitih v brežino in pobočje. Takšne meritve je mogoče izvajati z običajnimi daljšimi merskimi trakovi, libelami in svinčnicami.

Sestavni del rednih inženirsko geoloških pregledov je tudi pregled stanja različne vgrajene opreme za spremljanje obnašanja izvedenih del ter redno periodično odčitavanje izmerjenih podatkov o obnašanju izvedenih del. Takšne podatke je potrebno redno analizirati in jih interpretirati.

#### **4.2.2 Meritve premikov površja**

Merjenje horizontalnih in vertikalnih premikov površja izvedenih nasipov in vkopov ter različnih konstrukcij je mogoče izvajati po različnih geodetskih metodah snemanja površja. Katera od geodetskih metod je za takšne meritve najbolj primerna, je odvisno od zahtevane natančnosti in zanesljivosti, kot tudi od topografskih značilnosti opazovanega območja.

V primerih, ko ni potrebna visoka natančnost in zanesljivost meritev, je mogoče izvajati meritve premikov kovinskih klinov ali lesnih količkov, zabitih v površino brežine. Za takšne meritve je mogoče uporabljati običajne nivelirje in teodolite, ki se uporabljajo pri gradnji prometnic, z navezavo meritev na eno ali več stabilnih repernih točk, določenih na primerni razdalji od obravnavanega območja.

V primerih, ko pa je zahtevana večja natančnost ( $\pm 5$  mm ali manj) in večja zanesljivost meritev in ko naj bi se meritve izvajale v določenih enakomernih intervalih v daljšem časovnem obdobju, je potrebno predvideti uporabo eno imed naštetih metod ali njihovo kombinacijo:

- natančno niveliranje z uporabo natančnih geodetskih nivelirjev,
- triangulacija z uporabo prvovrstnih teodolitov,
- natančno pozicioniranje z uporabo natančnih GPS sistemov.

Takšne meritve morajo izvajati ustrezne geodetske službe, specializirane za izvajanje natančnih meritev.

Meritve je potrebno navezati na stabilne površinske reperne točke s fiksnim centriranjem merilnih instrumentov. Merjene točke je v teh primerih potrebno opremiti tako, da je zagotovljena popolna enoličnost merjene točke pri vsaki ponovitvi meritve, tudi v daljšem časovnem obdobju izvajanja meritev. Ustrezne čepe, ki omogočajo fiksno nastavitve merne tarče, je potrebno vgraditi v ustrezno oblikovane masivne betonske temelje, ki v brežini segajo pod globino zmrzovanja. Tako se prepreči vpliv razmakanja in izsuševanja kot tudi zmrzovanja površja brežine na položaj merske točke.

Izračun položajev mernih točk je v takšnih primerih potrebno izvajati po postopkih za izvajanje geodetskih meritev najvišje natančnosti in rezultate prilagajati možnim

odstopanjem. Za vsako merilno točko je zato potrebno poznati elipso maksimalnih možnih odstopanj.

Pri interpretaciji rezultatov merjenja premikov posameznih mernih točk je vedno potrebno upoštevati velikost možnih pogreškov meritev, kot tudi upoštevati vremenske in druge pogoje, v katerih so bile meritve izvedene.

### 4.2.3 Meritve premikov v globini

#### 4.2.3.1 Merilniki relativnih premikov

Z merilniki relativnih premikov lahko spremljamo premike posameznih točk na brežini nasipa in v določeni globini v zaledju brežine glede na os nasipa. Na ta način je mogoče spremljati horizontalne deformacije nasipa in še pravočasno zaznati nevarnost plazjenja oziroma porušitev brežine.

Merilnike se na določeni kritični višini v kritičnih profilih nasipa vgradi v horizontalne plastične cevi, ki potekajo pravokotno na os nasipa. Merilnik je sestavljen iz kablov, ki se prosto premikajo, vsak v svoji plastični cevi. Vsak kabel je na eni strani pritrjen na sidrno ploščo, katere se vgradijo v različnih globinah nasipa. Pri tem se priporoča, da se najgloblja sidrna plošča vgradi v osi nasipa. Na drugem koncu se kabli nahajajo v skupni merilni glavi, ki se jo vgradi v brežino nasipa. Kabli se v merilni glavi lahko vzdolžno prosto premikajo. Primer takšnega merilnika je prikazan na sliki 5.28 poglavja 5.4.1.1 tega dela. Meritve premikov konice posameznega kabla v merilni glavi se lahko izvajajo z natančnimi, mehanskimi merilnimi uricami, možno pa je tudi avtomatsko merjenje in zapisovanje premikov. Natančnost merjenja premikov in maksimalni premik, ki ga je mogoče še izmeriti, je potrebno določiti glede na pričakovano velikost premikov.

Na podlagi izmerjenih premikov v glavi merilnika je mogoče določiti relativne horizontalne premike glave merilnika na brežini nasipa in premike posameznih vgrajenih plošč merilnika glede na najgloblje vgrajeno sidrno ploščo. Pri izvajanju meritev premikov v glavi merilnika je potrebno vedno tudi geodetsko posneti položaj glave merilnika. Pri vgradnji merilnika relativnih pomikov v brežino nasipa je potrebno glavo merilnika ustrezno obbetonirati in ob njej vgraditi tudi ustrezen čep, ki omogoča natančne geodetske posnetke položaja.

#### 4.2.3.2 Inklinometri

Inklinometri omogočajo natančno zaznavanje globine in smeri horizontalnih pomikov v tleh ali v telesu nasipov. Oprema inklinometra je sestavljena iz posebno oblikovane inklinometrične cevi z vzdolžnimi vodilnimi žlebovi (vgradi se v izdelano vertikalno vrtino) in inklinometrične sonde, ki med spuščanjem v inklinometrično cev na željenih globinah meri inklinacijo oziroma nagib sonde od vertikale. Takšna oprema je primerna za merjenje premikov v tleh v primerih, ko je velikost premikov sorazmerno mala. V primerih, ko premiki relativno hitro naraščajo, inklinometrična sonda namreč ni več sposobna prečkati lokacije, kjer je zaradi velikih premikov inklinacijska cev močno deformirana ali celo prestrižena. V takšnih primerih pod nivojem poškodbe inklinacijske cevi, ki kaže na lokacijo drsine, ni več mogoče izvajati meritev premikov.

Za zanesljivo izvajanje meritev premikov je zelo pomembno, da se pri vgradnji inklinometrične cevi učinkovito zapolni prostor med cevjo inklinometra in zemljino v steni vrtine. Najzanesljivejša metoda vgradnje je zainjektiranje. V kolikor prostor med inklinometrično cevjo in steno vrtine ni ustrezno zapolnjen, se inklinometrična cev lahko prosto upogiba znotraj vrtine, kar pri izvajanju meritev zazna kot premik. Takšni lažni premiki pa so lahko zelo moteči pri interpretaciji dogajanja v tleh.

Pri izvajanju meritev premikov v tleh z inklinometri je prav tako vedno potrebno geodetsko posneti tudi položaj ustja inklinometra. Pri vgradnji inklinometra je zato potrebno ustje inklinometra ustrezno obetonirati in ob njem vgraditi ustrezen čep, ki omogoča natančne geodetske posnetke položaja.

#### **4.2.4 Meritve posedkov**

##### **4.2.4.1 Posedalne plošče**

Z meritvami posedkov posedalnih plošč lahko na enostaven način spremljamo razvoj posedkov površja temeljnih tal pod nasipi tako v času gradnje, kot tudi po izgradnji. Posedalne plošče se običajno izdelata iz debelejšje jeklene pločevine velikosti ca. 1 x 1m, na katere se na sredino privari jekleno cev premera 1" do 2" in dolžine 1 do 2 m. Posedalne plošče se vgradijo na površje temeljnih tal pod dnom nasipa tako, da je privarjena cev v vertikalnem položaju. S povečevanjem višine nasipa se cevi posedalnih plošč sproti ustrezno podaljšuje.

Posedanje temeljnih tal pod nasipom je tako mogoče spremljati z rednim geodetskim snemanjem položaja vrha cevi posedalnih plošč, seveda ob poznavanju natančne dolžine cevi posedalnih plošč.

Z vnosom meritev posedkov posedalnih plošč v odvisnosti od časa v ustrezen diagram je mogoče spremljati proces konsolidacije temeljnih tal pod nasipom ter pravočasno zaznati morebitno nevarnost porušitve temeljnih tal.

Prednost spremljanja posedanja s pomočjo posedalnih plošč je v enostavnosti izvedbe in majhnih stroških, pomanjkljivost pa v tem, da cevi posedalnih plošč predstavljajo motnjo pri gradnji nasipa, zato so izpostavljene pogostim poškodbam.

##### **4.2.4.2 Hidrostatski horizontalni inklinometer**

Hidrostatski horizontalni inklinometri omogočajo merjenje vertikalnih premikov tal pod nasipom v izbranem prečnem prerezu. Sestavljeni so iz plastične cevi premera 80 do 200 mm in naprave, ki meri razliko tlaka v kablu, ki je odvisna od razlike višine med merilno sondo v plastični cevi in referenčno točko ob ustju vgrajene cevi. Kabel je sestavljen iz treh cevk, napolnjenih z vodo pod pritiskom 1,5 do 2,5 bara. Pri vsakokratnem merjenju posedkov izvedemo najprej referenčno meritev ob ustju horizontalne inklinometrične cevi, nato pa izvajamo meritve na različnih izbranih globinah v cevi. Pri tem morajo biti le te pri vsaki ponovitvi meritev enake. Ker se vse izmerjene razlike v tlakih oziroma višinske razlike nanašajo na referenčno točko ob ustju cevi, je potrebno ob vsaki ponovitvi meritev tudi geodetsko posneti položaj ustja horizontalnega inklinometra. Pri vgradnji inklinometra je zato

potrebno ustje inklinometra ustrezno obbetonirati ter ob njem vgraditi ustrezen čep, ki omogoča natančne geodetske posnetke položaja.

Prednost meritev posedanja s hidrostatskim horizontalnim inklinometrom je v tem, da potem, ko je inklinometerska cev vgrajena, ne ovira gradnje in uporabe nasipa, zato ni izpostavljena poškodbam. Njihova glavna pomanjkljivost pa je relativno majhna natančnost (max.  $\pm 1$  cm), zato je primerna le, ko pričakujemo večje posedke nasipov.

#### **4.2.5 Merjenje nivojev podtalnice in pornih tlakov**

V homogenih, relativno dobro prepustnih zemljinah je gibanje nivojev podtalnice in pornih tlakov mogoče opazovati z merjenjem nivojev vode v preprostih odprtih cevni piezometrih. Ti so lahko v obliki cevi, ki je opremljena s filtrno konico in notranjim plastičnim ohišjem ali pa v obliki cevi katere spodnji del je perforiran in obdan s filtrom. Glavna prednost odprtih cevni piezometrov je v njihovi enostavnosti medtem, ko je njihova pomanjkljivost dolg odgovorni čas na spremembo pornega tlaka pri relativno slabo prepustnih zemljinah.

V plastovitih zemljinah ali zemljinah z nizko prepustnostjo je zaznavanje kritičnih pogojev v zadovoljivem času mogoče le z ustreznimi zaprtimi piezometri. Glede na način merjenja pornih tlakov so to lahko hidravlični, električni ali pnevmatski piezometri. Pri takšnih piezometrih je mogoče namestiti več konic v eno izdelano vrtino. Tako je mogoče meriti vrednosti pornih tlakov hkrati v več kritičnih slojih zemljin v tleh.

Uporaba takšnih piezometrov omogoča tudi avtomatsko beleženje izmerjenih pornih tlakov v daljšem časovnem obdobju, kar omogoča zanesljivo merjenje tudi hitrih in kratkotrajnih sprememb vrednosti pornih tlakov. Pri vgrajevanju piezometrov je potrebno vedno geodetsko posneti položaj in višino ustja vgrajenih piezometrov, kar omogoča določitev absolutne višine nivojev podtalnice oziroma pornih tlakov.

#### **4.2.6 Meritve zemeljskih pritiskov**

Spremljanje vrednosti zemeljskih pritiskov na različne podporne in oporne konstrukcije je možno spremljati z vgradnjo različnih merilnih celic za merjenje pritiskov na stiku med zemljino in površjem podporne konstrukcije. S pomočjo ustreznih obremenilnih merilnih celic je prav tako mogoče spremljati napetosti v različnih pomembnih konstrukcijskih elementih, kot so to na primer prednapeta geotehnična sidra, oporniki, različne grede in podobno.

Meritve napetosti je v vseh primerih mogoče izvajati z rednim odčitavanjem vrednosti ali pa je mogoče namestiti avtomatsko odčitavanje in beleženje izmerjenih vrednosti. Slednje omogoča zaznavanje tudi kratkoročne hitre spremembe v napetostih.

#### **4.2.7 Meritve spreminjanja geotehničnih lastnosti zemljin**

Geotehnične lastnosti zemljin v nasipih in temeljnih tleh ter njihovo spreminjanje je mogoče spremljati z uporabo različnih terenskih preiskav kot so CPT, krilna sonda, presiometer ipd.

V okviru geotehničnega opazovanja je najpogosteje potrebno spremljati naraščanje nedrenirane strižne trdnosti slabo nosilnih in slabo prepustnih zemljin v temeljnih tleh pod nasipom. Takšno spremljanje je običajno najlažje izvajati s periodičnimi ponavljanjem preiskav s konusnim penetrometrom (CPT). Prednost takšne preiskave je v tem, da je na ta način mogoče pridobiti podatke o nedrenirani strižni trdnosti zvezno po celotni preiskani globini temeljnih tal. Poleg tega pa predhodno ni potrebno izdelati vrtine, zato je preiskavo mogoče izvesti relativno hitro in je cenovno dokaj ugodna.

Naraščanje nedrenirane strižne trdnosti zemljin v tleh pod nasipi je mogoče spremljati tudi s periodičnim ponavljanjem preiskav s krilno sondo ali presiometrom, vendar je v tem primeru potrebno predhodno izdelati ustrezne vrtine. Poleg tega pa je na način mogoče pridobiti podatke o nedrenirani strižni trdnosti samo na izbranih posameznih globinah v temeljnih tleh.

Pomanjkljivost uporabe konusnega penetrometra za spremljanja naraščanja nedrenirane strižne trdnosti v tleh je v tem, da je pogosto potrebno izdelati ustrezno vrtino skozi telo nasipa ali pa je v nasip potrebno vgraditi ustrezne vertikalne cevi.

Zaradi poškodb okoliške zemljine v temeljnih tleh pri izvajanju takšnih preiskav je izvedbo vsake ponovljene preiskave na nekem mestu potrebno nekoliko zamakniti (za ca. 1 m) glede na lokacijo predhodne preiskave.

### **4.3 Vzdrževanje**

Za zagotovitev ustrezne dolgoročne uporabnosti in varnosti izvedenih vkopov in nasipov ter drugih zemeljskih del in konstrukcij je potrebno zagotoviti ustrezno vzdrževanje izvedenih objektov.

V splošnem je obseg in pogostnost vzdrževalnih del potrebno določiti v odvisnosti od zasnove nasipov, vkopov ter drugih različnih konstrukcij, kot tudi v odvisnosti od kvalitete njihove izvedbe.

Potrebna vzdrževalna dela za zagotovitev ustrezne kvalitete izvedenih del v celotnem življenjskem obdobju izvedenih objektov je potrebno določiti v navodilih za vzdrževanje, ki morajo biti sestavni del projektov izvedenih del. Le te je potrebno izdelati po izvedbi vseh del. Ustrezna navodila za vzdrževanje morajo podati naslednje:

- zahtevani deli objektov, vključno z vkopi in nasipi ter njihovem temeljenjem, ki zahtevajo redno pregledovanje in vzdrževanje,
- opis del, ki jih je potrebno izvajati v okviru vzdrževanja,
- pogostnost pregledov in vzdrževalnih del.

Pri vzdrževanju vkopov in nasipov je običajno potrebno posebno pozornost posvetiti predvsem vzdrževanju različnih drenažnih sistemov za zajem in odvod podtalnice, katerih zamašitev bi lahko povzročila porast pornih tlakov in zmanjšanje stabilnosti izvedenih del. Prav tako je pri takšnih delih potrebno posvetiti ustrezno pozornost tudi dovolj zgodnjemu preprečevanju različnih erozijskih procesov, ki lahko nastanejo zaradi zamašitve ali poškodbe različnih sistemov za zajem in odvod površinskih kot tudi talnih voda.



## 5.0 PRIMER GRADNJE NASIPOV

V pričujočem poglavju je opisan potek načrtovanja in gradnje visokih nasipov na vzhodni avtocesti od Šentjakoba do Malenc pri Ljubljani. Izgradnja obravnavanega odseka avtoceste se je v okviru Nacionalnega programa izgradnje avtocest v Republiki Sloveniji pričela med prvimi, zato je bilo mogoče izkušnje pridobljene pri načrtovanju visokih nasipov in globokih vkopov s pridom uporabiti pri načrtovanju in izvajanju drugih zahtevnih avtocestnih odsekov v okviru programa izgradnje omrežja avtocest.



Slika 5.1 Potek vzhodne avtoceste od Šentjakoba do Malenc pri Ljubljani

Fig. 5.1 Alignment of eastern motorway from Šentjakob to Malence near Ljubljana

Že na osnovi rezultatov izvedenega terenskega kartiranja in predhodnih preiskav je bilo mogoče potek trase vzhodne avtoceste od Šentjakoba do Malenc razdeliti na geološko geotehnično nezahteven odsek med Šentjakobom in Dobrunjami ter na v vseh pogledih zelo zahteven odsek avtoceste, ki poteka po pobočju Dobrunjskega hriba v vzhodnem zaledju naselja Bizovik skupaj s celotnim območjem razcepa Malence. Za posebno zahtevno se je izkazala tudi gradnja predora Golovec. Zaradi obsežnosti problematike gradnje vzhodne avtoceste od Šentjakoba do Malenc je v pričujočem poglavju magistrskega dela obravnavana samo problematika projektiranja in gradnje avtocestnih nasipov na območju poteka avtoceste v zaledju naselja Bizovik od vstopa v pobočje Dobrunjskega hriba do viadukta Bizovik pred predorom Golovec.

Na obravnavanem območju se trasa avtoceste počasi dvigne iz nivoja ljubljanskega polja in preko naraščajočega nasipa med naselji Dobrunje in Bizovik preide v gričevnat svet v zaledju naselja Bizovik. Tu trasa avtoceste poteka v pobočju Dobrunjskega hriba na vzhodni strani bizoviške doline, na višini 10 do 15 m nad pretežno poseljenim dnom doline. Pred vstopom v predor Golovec avtocesta prečka bizoviško dolino z viaduktom in se nasloni na zahodno pobočje bizoviške doline, kjer se nahajajo tudi severni portali predora Golovec. Zaradi mnogih globokih zajed in grap, ki se pojavljajo prečno na bizoviško dolino in se zajedajo bolj ali manj globoko v pobočje Dobrunjskega hriba, se na tem delu trase avtoceste izmenjujejo globoki vkopi in visoki nasipi. Najbolj strm in visok greben Strmec avtocesta prečka v pokritem vkopu, izvedenem v obliki zasute armiranobetonske galerije, nad katero se po izgradnji vzpostavi novo, stabilno pobočje. Situativni in višinski potek trase avtoceste na obravnavanem območju predstavlja kompromis med zahtevo po odmiku trase avtoceste stran od naselja Bizovik zaradi ohranjanja prostora in zemljišč v dnu doline in zahtevo po zmanjšanju obremenitev s hrupom ter drugih vplivov prometa na naselje na eni strani ter na drugi strani med željo po čim manjšem poseganju v sorazmerno strmo pobočje in čim nižjem višinskem poteku avtoceste zaradi zmanjšanja višine potrebnih vkopov in nasipov.

Na območju vzhodnega zaledja Bizovika med Dobrunjami in predorom Golovec je bil prvotno predviden potek avtoceste na območju gozdnega roba ob vzhodnem robu bizoviške doline. Avtocesta se je ob izteku pobočja Dobrunjskega hriba v bizoviško dolino počasi dvigala iz dna bizoviške doline proti predoru Golovec. Trasa avtoceste je tako potekala nižje in bližje naselju in tako na več mestih segala v neposredno bližino obstoječih stanovanjskih in gospodarskih objektov ter na različna obdelovalna zemljišča.

Na zahtevo prebivalcev naselja Bizovik je bil potek načrtovane avtoceste na tem območju kasneje odmaknjen stran od naselja Bizovik in sicer višje v pobočje Dobrunjskega hriba. S tem je bila načrtovana avtocesta vizualno ločena od naselja. Tako je bil v bistveno večji meri ohranjen obstoječi gozdni rob, obenem pa je bila s tem omogočena kvalitetnejša zaščita naselja Bizovik pred hrupom z načrtovane avtoceste. Velik del avtoceste namreč tako poteka v obojestranskih vkopih preko posameznih grebenov v pobočju Dobrunjskega hriba.

Posledica takšne premaknitve poteka avtoceste pa je bila veliko povečanje prostornine vkopov in nasipov. Vzhodne brežine vkopov so se tako bistveno povišale, povečala pa se je tudi višina nasipov. To je imelo za posledico večje težave z zagotavljanjem ustrezne stabilnosti tako nastalih višjih brežin vkopov ter večje težave s temeljenjem tako nastalih visokih nasipov. Po drugi strani pa je imel takšen premik poteka avtoceste za posledico premik avtocestni nasipov višje v prečne doline in grape v pobočju Dobrunjskega hriba, kjer se v dnu nahajajo bolj nosilna in trdna temeljna tla.

V okviru proučevanja možnosti premika poteka trase avtoceste stran od naselja Bizovik je bila obravnavana tudi možnost poteka avtoceste globlje v območju Dobrunjskega hriba. Pri tem je bilo ugotovljeno, da bi bilo v takšnem primeru potrebno zgraditi več predorov, kar bi bistveno podražilo izvedbo obravnavanega avtocestnega odseka. Ob tem pa je bila tudi onemogočena možnost kasnejše dograditve dodatnega tretjega pasu avtoceste. Poleg tega bi bil v tem primeru vzdolžni sklon avtoceste bistveno večji, premostiti pa bi bilo potrebno tudi precej večjo višinsko razliko med Ljubljanskim poljem in razcepom Malence. Takšne variante poteka avtoceste so bile zato ocenjene kot nesprejemljive.

Z zgoraj navedenim premikom poteka avtoceste v zaledju naselja Bizovik pa je pri prečkanju visokega in strmega prečnega grebena Strmec nastala potreba po izvedbi predora, pokritega vkopa ali zelo globokega vkopa. Po proučitvi možnosti za izvedbo predora je bilo hitro ugotovljeno, da v takšnih razmerah predora ni mogoče zgraditi. V tem primeru bi bilo namreč nad zunanjo cevjo predora zagotovljeno zelo malo oziroma praktično nič nadkritja hribine, prav tako pa ne bi bilo zadosti hribine tudi ob boku zunanje cevi predora. Pritiski hribine na obok predora bi bili tako izrazito nesimetrični.

Za primer izvedbe vkopa sta bili analizirani dve varianti varovanja brežine globokega vkopa, in sicer možnost izvedbe večkrat sidrane pilotne stene in možnost izvedbe večetažnega sidranega zidu v generalnem naklonu 1:1. Rezultati izvedenih analiz so pokazali, da bi bilo v obeh primerih potrebno vgraditi ogromno količino geotehničnih sider, da bi lahko zagotovili ustrezno stabilnost visoke brežine, kar bi imelo za posledico zelo visoke stroške izvedbe takšnih konstrukcij. Poleg tega je bil izražen tudi dvom, ali je takšno gostoto sider v dano hribino sploh mogoče vgraditi.

Na osnovi izvedenih analiz je bila na koncu sprejeta odločitev, da se prečkanje avtoceste preko grebena Strmec izvede v obliki pokritega vkopa. Ocenjeno je namreč bilo, da takšna rešitev zahteva manjše stroške vzdrževanja, omogoča boljšo zaščito naselja Bizovik pred hrupom in se tudi bolje vključuje v okolje.

V okviru natančnejšega načrtovanja poteka avtoceste v zaledju naselja Bizovika je bila preverjena tudi možnost izgradnje nasipa preko Bizoviške doline pred vstopom avtoceste v predor Golovec. S takšnim nasipom, ki bi se zgradil namesto viadukta, bi zajezili zgornji del Bizoviškega potoka tako, da bi za nasipom nastalo jezero. Pri gradnji predlaganega nasipa pa bi lahko s pridom uporabili ugotovljene viške izkopnega materiala. Ker je bilo ocenjeno, da bi tako nastalo jezero lahko imelo le relativno majhno površino, zaradi strmih obal in težkega dostopa pa za rekreacijske namene ne bi bilo posebej zanimivo, je bila pri pripravi lokacijske dokumentacije takšna možnost opuščena.

Prav tako je bil v okviru natančnejšega načrtovanja avtoceste podan tudi predlog za izgradnjo ustreznega viadukta na prehodu avtoceste in Ljubljanskega polja v pobočje Dobrunjskega hriba namesto predvidenega nasipa. Zaradi zahtev krajinskega oblikovanja je bil takšen predlog kasneje opuščen.

## **5.1 Geološko-geotehnične preiskave o sestavi tal in pogojih gradnje**

Zaradi želje investitorja po čim zgodnejšem pričetku gradnje je bil čas za izvedbo ustreznih geološko-geotehničnih preiskav na obravnavanem odseku vzhodne avtoceste zelo omejen.

Preiskave so bile izvedene na podlagi izdelane projektne naloge za geološko-geotehnične preiskave, obseg preiskav pa je bil v času izvajanja preiskav še dopolnjevan, predvsem glede na proučevane variante poteka in izvedbe avtoceste na delu med Litijsko cesto in predorom Golovec.

Pri pripravi programa geološko-geotehničnih preiskav je bila že upoštevana varianta poteka hitre ceste, ki je bila glede na prvotno varianto pomaknjena in dvignjena v pobočje Dobrunjskega hriba. Poleg tega pa je bila v programu preiskav upoštevana tudi tedaj proučevana varianta poteka hitre ceste, ki naj bi potekala globlje v zaledju Dobrunjskega hriba in je med drugim predvidela tudi izvedbo daljših predorov. V okviru programa geološko-geotehničnih preiskav je bilo predvideno, da se ustrezno preišče tudi širši pas levo in desno od obravnavanih variant poteka hitre ceste.

Inženirsko geološko kartiranje je bilo izvedeno v širšem pasu med dnom Bizoviške doline in globljim zaledjem Dobrunjskega hriba. V ožjem območju predvidenega poteka avtoceste pa je bilo izdelanih 46 vrtin, ki so bile locirane na območju načrtovanih globokih vkopov v številnih prečnih grebenih ter v dnu prečnih mokrih grap, v katere se spuščajo načrtovani nasipi. Vse izvedene vrtine so bile zaključene v hribinski podlagi.

Med vrtanjem so bili v različnih globinah izvedeni standardni penetracijski preizkusi in odvzeti intaktni ter porušeni vzorci tipičnih zemljin in hribin za preiskavo v geomehanskem laboratoriju. Na odvzetih vzorcih so bile poleg osnovnih fizikalnih in klasifikacijskih preiskav izvedene preiskave za določitev strižne trdnosti ( $\varphi$ ,  $c$ ), enosne tlačne trdnosti ( $q_u$ ), stisljivosti ( $M_v$ ) in vodoprepustnosti ( $K$ ) vseh tipičnih zemljin in hribin, ki nastopajo v tleh na območju načrtovane gradnje. Prav tako so bile izvedene ustrezne preiskave za določitev primernosti materialov, ki so na voljo na območju načrtovanih vkopov za vgrajevanje v nasipe.

V okviru geološko-geotehničnih preiskav so bile izvedene tudi stabilnostne analize izbranih treh karakterističnih profilov vkopov in stabilnostne analize dveh izbranih karakterističnih nasipov. Za izbrana karakteristična nasipa so bili izračunani tudi predvideni posedki. Pri izvedenih računskih analizah so bili upoštevani izbrani karakteristični prečni profili v obliki, kot so bili predvideni v tedaj izdelani projektni dokumentaciji ter z izvedenimi preiskavami ugotovljene sestave in lastnosti temeljnih tal.

### **5.1.1 Ugotovljene geološko-geotehnične razmere in sestava tal**

Že na podlagi izvedenega inženirsko-geološkega kartiranja je bilo ugotovljeno, da je na območju predvidenega poteka avtocestne trase v zaledju naselja Bizovik teren morfološko izrazito razgiban. Tektonska in erozijska dolina Bizoviškega potoka se globoko zajeda v greben Golovca v smeri severozahod - jugozahod. Trasa avtoceste poteka po vzhodnem pobočju te doline in prečka številne tektonsko pogojene globoke grape in strme grebene, ki nastopajo prečno na dolino. Inženirsko geološka karta obravnavanega odseka avtoceste je prikazana v prilogi na koncu tega magistrskega dela.

Na spodnjih delih pobočij takšnih prečnih grap so bili ugotovljeni številni manjši plazovi in usadi, nastali zaradi delovanja erozije vode, medtem ko je bilo v zgornjih delih pobočja Bizoviške doline ugotovljeno stabilno stanje.

#### 5.1.1.1 Opis geološko-geotehničnih razmer

Celotno pobočje Golovca tvorijo permokarbonske hribine z različno debelimi deluvialnim in preperinskim pokrovom, sama dolina Bizoviškega potoka in njegovih pritokov pa je izpolnjena z barjanskimi, jezerskimi in potočnimi nanosi nehomogene sestave.

##### Permokarbonska hribina

Permokarbonska hribina je na površini ugotovljena le v dnu prečnih grap in zajed. Povsod drugod pa je hribina prekrita z 1 do 5 m debelim deluvialnim pokrovom. V dnu Bizoviške doline se permokarbonska hribina pojavlja v globinah do 8 m in hitro tone pod rečne nanose v smeri proti izteku doline v Ljubljansko polje.

Osnovo permokarbonske hribine (C/P) tvorijo plastoviti in ritmično se menjajoči tanki sloji in plasti skrilavega glinovca, meljevca in peščenjaka. Peščenjaki so pretežno kremenčevi. Različni odseki so različno sljudasti.

Hribina je izrazito nagubana, saj se na kratkih odsekih stalno menjavajo smeri in vrednosti vpadov plasti. Pogosto je hribina povita na razdalji po nekaj metrov, zato je bilo ocenjeno, da bo dejansko stanje mogoče zanesljivo evidentirati šele pri sami izvedbi vkopov.

Zaradi tanke plastovitosti in razpokanosti v več smereh je hribina razpadla v večje in manjše bloke. Ker je pretežni del razpok v zgornjem delu odprt, se vanje precejajo površinske vode ter pospešujejo proces preperevanja. Smeri razpok so različne, njihov vpad pa je praviloma zelo strm do vertikalni.

Prepereli del hribine [(C/P)] v obliki rjavega, rdečega ali sivozelenega glinovca in peščenjaka je labilen in se v prestrmih odkopih grudasto trga in plazi po trdni hribini. Močno nagubane luskaste pole se krušijo v zrna in bloke. Na mestih, kjer pobočna voda izvira na površje, v takih pogojih nastajajo različno veliki usadi, mestoma pa tudi manjši plazovi.

##### Deluvialni pokrov

Prepereli sloj permokarbonske hribine je na celotnem pobočju Golovca prekrit z relativno debelim slojem deluvialnega materiala ( $Q_{del}$ ), kamor je bila vključena tudi popolnoma preperela, na mestu razpadla hribina. Ugotovljeno je bilo, da znaša debelina deluvialnega pokrova v zgornjih delih strmih pobočij do 1,5 m, medtem ko se na prehodu pobočij v dno doline le-ta poveča tudi na 5 m. V deluvialnem pokrovu nastopajo težko gnetne do poltrde meljne in puste glinice z različno količino primešanih preperelih zrn peščenjaka in meljevca. Površine so v pobočjih pokrite z 20 do 30 cm debelim humusom s koreninami in drevesnimi panji.

V višjih pobočnih legah je deluvialni pokrov osušen ter stabilen, v spodnjem delu pobočij pa so zemljine vlažne, plazovite in labilne, kar se kaže v številnih ugotovljenih umirjenih kot tudi še aktivnih plazovih manjših dimenzij. Pojav nestabilnih mest je odvisen predvsem od režima pretakanja pobočne vode in nastopa predvsem tam, kjer voda zastaja in razmaka površino pobočja. Deluvialni pokrov je v splošnem nehomogen po sestavi in debelini ter neenakomerno nosilen in stisljiv.

### Glineno-gruščnati vršaji

Ob izteku vodnatih prečnih grap v dolino Bizoviškega potoka je bila ugotovljena prisotnost glineno gruščnatih vršajev ( $Q_v$ ), odloženih v obliki pahljačasto oblikovanih nanosov. Razširjene Pete vršajev segajo v dolino, kjer tvorijo značilna zaobljena nadvišanja. V vršajih prevladuje nezaobljen grušč peščenjaka in meljevca, vezivo pa predstavlja meljna glina in peščeni melj. Vršaji so po celotni globini rahli in so produkt hitrih, hudourniških nanosov.

Ocenjeno je bilo, da so prevladajoči glinasti grušči vršajev stabilni in nosilni ter tvorijo dovolj ugodno podlago za temeljenje nasipov. Z ureditvijo odvodnjevanja zaledja vršajev pa se bodo pogoji v takšnih nanosih izboljšali. Kljub temu pa je bilo ocenjeno, da pod obremenitvijo z avtocestnimi nasipi lahko nastopi nevarnost zdrsa zaključkov gruščantih pahljač vršajev v barjanske nanose.

### Barjanski in potočni nanosi

Dolina Bizoviškega potoka je v debelini 3 do 7 m, lokalno pa tudi več, zapolnjena bodisi z barjanskimi bodisi s potočnimi nanosi ( $Q_{al}$ ).

Pretežni del dna Bizoviške doline, kjer je odložena srednje gnetna pusta glina barjanskega nastanka, je prekrit z zamočvirjenimi predeli. Še bolj tipični barjanski sedimenti, kot so različne organske gline in melji ter šota, so bili ugotovljeni v globinah pod 2 m, kjer se ritmično menjavajo z rahlimi drobnozrnatimi melji, peski in prodi. Z globino glina izgublja na konsistenci in je lahko gnetna do židka. Med peski in prodi so bile ugotovljene občutne količine naplavljenega pooglenelega rastlinskega drobirja.

V ozkem območju meandrastega toka Bizoviškega potoka je odložen čist, slabo granuliran in slabo zaobljen prod, ob prehodu ravnine v pobočja pa se v globino spuščajo glineno-gruščnati ostanki nekdanjih vznožij deluvija in plazov.

Različne barjanske in potočne nanose je mogoče obravnavati skupno kot glineno-peščeno-prodno mešanico, saj so v naravi v pretežnem delu tudi tako nanešeni. Plasti in leče peska ter proda v tleh so rahle, glineni deli pa lahko gnetni do židki. Zato je bilo ocenjeno, da je potrebno pričakovati občutno, dolgotrajno in neenakomerno posedanje. Odloženi sedimenti so bili ocenjeni kot slabo nosilni za gradnjo zahtevnejših objektov.

### Umetni nasipi

V dnu pobočij na vzhodnem robu naselja Bizovik so bile na posameznih mestih ugotovljene različne vrste umetnih nasipov (NA), kjer so bile s terasastim izkopom v pobočje in narivanjem v mokre doline pridobljene manj kvalitetne kmetijske površine. Takšni nasipi in izravnave so izrazito heterogeni in delno zasičeni z zastajajočo vodo. Pretežno glineni nasipni material je lahko do srednje gneten in je bil ocenjen kot nenosilen in močno stisljiv.

#### 5.1.1.2 Opis hidro-geoloških razmer

Na podlagi izvedenih preiskav je bilo ugotovljeno, da je pretežni del obravnavanega področja pod aktivnim vplivom podtalne in pobočne vode, zato je bilo ocenjeno, da bo pri načrtovanju in izvedbi vkopov in nasipov potrebno posebno pozornost posvetiti odvodnjevanju.



Na območju sorazmerno ravnega dna doline Bizoviškega potoka in njegovih pritokov je bila ugotovljena izrazita površinska zamočvirjenost, ki izhaja iz neurejenega površinskega odvodnjevanja in delno depresijske lege. Površinske barjanske plasti so zelo slabo prepustne, zato je bilo ocenjeno, da vertikalnega dreniranja praktično ni. Globlji sloji peskov, prodov, šote in gline so v celoti zasičeni z vodo. Na območjih, kjer prevladuje glinena sestava, pa je bila v lečah in plasteh proda v večjih globinah mestoma ugotovljena tudi viseča voda arteškega značaja.

Deluvialni pokrov v višjih legah na pobočjih je praktično suh, saj se tam vode zaradi mešane glineno-gruščnate sestave precejajo do hribine in polzijo po njeni površini v dolino. Ob redkih pobočnih izviroh in solzajih prihaja do lokalnega razmočenja, kar ima za posledico lokalno omejena močvirja, saj takšni izviri navadno hitro ponovno poniknejo.

V spodnjih delih pobočij ter še posebej v vseh prečnih grapah in zajedah pa so bili registrirani številni stalni ali občasni izviri in solzaji. Nekateri od njih so zajeti. Ocenjeno je bilo, da se bo izdatnost takšnih izvirov z izgradnjo avtoceste zmanjšala ali pa se bodo izviri osušili.

#### 5.1.1.3 Ocena uporabnosti materiala za gradnjo nasipov

Na podlagi izvedenih geološko-geotehničnih preiskav je bilo ocenjeno, da je iz vkopov pridobljene permokarbonske preperele in trdne glinovce, meljevce in peščenjake (C/P), kot tudi glineno-gruščnati deluvialni pokrov ( $Q_{del}$ ) in vršaje ( $Q_v$ ) mogoče uporabiti za vgrajevanje v nasipe, pod pogojem, da se jih vgrajuje takoj po izkopu. Vmesno deponiranje takšnih materialov ni dopustno, saj bi se s tem njihove mehanske lastnosti lahko bistveno poslabšale. Zaradi velike občutljivosti takšnih materialov na delovanje vode je bila podana omejitev, da je tako pridobljene materiale mogoče vgrajevati v nasipe samo nad nivojem talne vode. Pri tem mora biti ustrezno preprečena tudi možnost kapilarnega dviga vode v takšne materiale.

Da bi zagotoviti ustrezno in enakomerno trdnost tako zgrajenih nasipov ter preprečili neenakomerno posedanje samega nasipnega telesa, je bilo predlagano, da se pri vgrajevanju hribinskega materiala in materialov iz glineno-gruščnatega pokrova le-te med sabo enakomerno premeša. S tem se bo v pretežni meri mogoče izogniti tudi težavam pri zgoščevanju nasipnega materiala. Za vgradnjo v posteljico takšni materiali niso primerni.

Slabo nosilni in nenosilni materiali iz dna doline Bizoviškega potoka ( $Q_{al}$ ) so bili ocenjeni kot neprimerni za vgrajevanje v nasipe. To so lahko do srednje gnetne gline, za katere je bilo ocenjeno, da jih ne bo mogoče ločiti od sicer kvalitetnih potočnih nanosov, ter organski drobirji in debele plasti kislega humusa, ki bodo pridobljeni pri nadomeščanju slabo nosilnih in nenosilnih tal pod nasipi v Bizoviški dolini in v stranskih grapah. Ocenjeno je bilo, da je takšne material ob ustreznem sortiranju mogoče uporabiti le za humusiranje brežin in kultiviranje stranskih dolin po končani gradnji.

#### 5.1.2 Rezultati izvedenih računskih analiz stabilnosti in predvidenih posedkov karakterističnih nasipov

Da bi preverili možnost izgradnje načrtovanih nasipov na gradbeno zahtevnem območju poteka avtoceste po vzhodnem pobočju Bizoviške doline in da bi lahko podali pogoje, pod katerimi je takšne nasipe na posameznih lokacijah mogoče varno izvesti, so bile v okviru

geološko-geotehničnih preiskav izdelane tudi ustrezne računske analize stabilnosti in predvidenih posedkov izbranih karakterističnih nasipov.

Pri izdelavi takšnih računskih analiz so bile upoštevane oblike nasipov, kot so bile določene v tedaj izdelani projektni dokumentaciji (osnutek projekta za pridobitve gradbenega dovoljenja in projekt za razpis), in rezultati izvedenih geološko-geotehničnih preiskav.

Zahtevane računske preveritve možnosti za izvedbo načrtovanih nasipov so bile izdelane za dva karakteristična primera avtocestnih nasipov na lokacijah, ki sta bili glede na rezultate izvedenih geološko-geotehničnih preiskav ocenjeni kot najbolj problematični za temeljenje načrtovanih nasipov.

#### 5.1.2.1 Karakterističen prerez nasipa P40

Za preveritev možnosti in določitev pogojev za izgradnjo dolgega in visokega nasipa na prehodu avtoceste iz Ljubljanskega polja v hribovito zaledje naselja Bizovik so bile izvedene analize stabilnosti in predvidenih posedkov nasipa v karakterističnem profilu P40.

Nasip je v izbranem profilu visok 10 m. V temeljnih tleh na območju nasipa se pod površjem nahaja ca. 3 m debel sloj srednje do težko gnetne glin in glinenih meljev, pod to plastjo pa glineni grušč.

Na nasipu je bila upoštevana predvidena prometna obtežba  $q = 15 \text{ kN/m}^2$ .

Na osnovi izvedenih terenskih in laboratorijskih preiskav so bile v računskih analizah privzete projektne lastnosti tal in nasipnega materiala (Špacapan in sod., 1994a), kot so podane v preglednici 5.1.

*Preglednica 5.1 Projektne lastnosti temeljnih tal in nasipnega materiala, ki so bile upoštevane v analizah stabilnosti in posedkov karakterističnega nasipa v profilu P40*

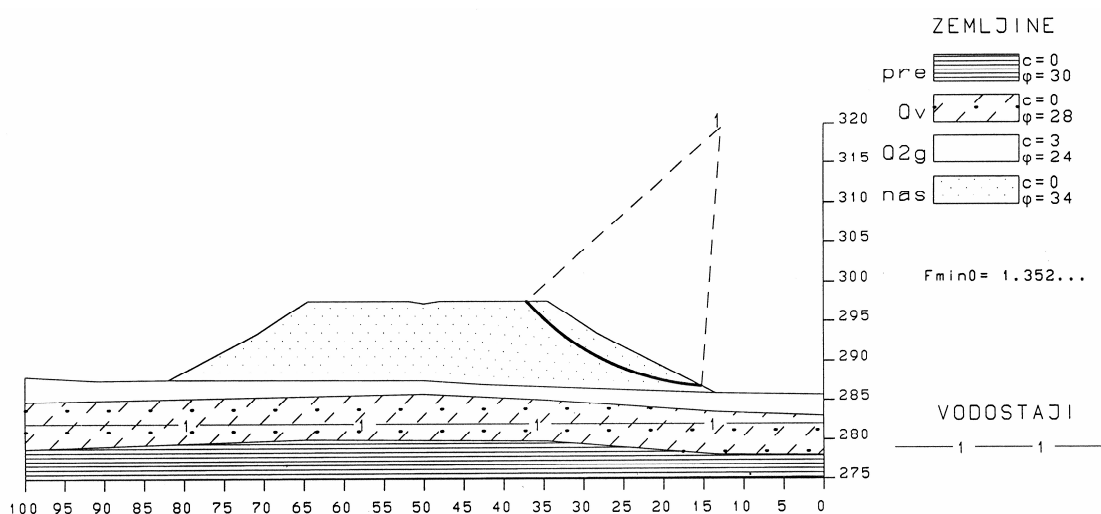
*Tabel 5.1 Designing characteristics of subsoil and fill material, which were taken into consideration in the analyses of stability and settlements of the characteristic profile P40*

Karakteristika	Prepereli permokarbon [(P/C)]	Glineno gruščnati pokrov, vršaji ( $Q_v$ )	Pusta in meljna glina ( $Q_{2g}$ )	Nasipni material (NA)
$\gamma\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	25,0/25,0	21,0/21,3	19,0/19,1	23,0/23,5
$\varphi'$ ( $^\circ$ )	30	28	24	34
$c'$ (kPa)	0	0	3	0
$E_{oed}$ (kPa)	50.000	8.000	6.000	
$k$ (m/s)	ni podatka	$4 \cdot 10^{-8}$	ni podatka	prepustno

V analizah so bili upoštevani v preiskavah ugotovljeni nivoji podtalnice.



Rezultati izvedenih analiz stabilnosti obravnavanega karakterističnega prereza nasipa so pokazali, da je po končanem procesu konsolidacije temeljnih tal pod nasipom mogoče zagotoviti ustrezno stabilnost nasipa. Potencialne drsne ploskve, ki segajo plitvo v temeljna tla pod nasipom, izkazujejo še dopusten količnik varnosti  $F_{min} = 1,388$ , medtem ko drsne ploskve, ki segajo globlje, do območja ugotovljene podtalnice v tleh, nudijo višje količnike varnosti  $F_{min} = 1,874$  in več. Ocenjeno je bilo, da je zaradi porasta pornih tlakov v slabše prepustnem zgornjem sloju gline in glinenih meljev pri gradnji nasipa mogoče pričakovati delno poslabšanje stabilnosti nasipa in temeljnih tal pod njim. Kljub temu pa je bilo ocenjeno, da tudi v primeru, da se zgornjih sloj temeljnih tal pod nasipom ne nadomesti, stabilnost nasipa v času gradnje ne more biti ogrožena.



*Analiza stabilnosti nasipa v profilu P40 (Povzeto po: Špacapan in sod., 1994a, pril. 8.4.1)*

Rezultati izvedenih analiz posedkov nasipa so pokazali, da je v obravnavanem karakterističnem profilu mogoče pričakovati 31,8 cm posedkov temeljnih tal v osi nasipa, posedki pod robom nasipa pa naj bi znašali do 4,5 cm. Na podlagi izvedenih analiz je bilo ugotovljeno, da bi z zamenjavo zgornjih 2 m raščnih glineno meljastih tal s peščeno prodnim materialom bilo mogoče zmanjšati posedke tal v osi nasipa na ca. 25 cm. Pri tem je bilo ocenjeno, da bi se distorzijski, kot tudi večji del konsolidacijskih posedkov izvedel že v času gradnje nasipa.

### 5.1.2.2 Karakterističen prerez nasipa P73

Rezultati izvedenih geološko-geotehničnih preiskav so pokazali, da bistveno slabše razmere za gradnjo in temeljenje predvidenih avtocestnih nasipov na območju vzhodnega zaledja naselja Bizovik nastopajo v prečnih grapah, v katere se zajedajo glineni in meljni nanosi Bizoviškega potoka. To so območja med profili P56 in P60, območje med profili P70 in P80, območje med profili P93 in P95 ter območje med profili P100 in P114. Za vse načrtovane nasipe na navedenih območjih so bile v okviru geološko-geotehničnih preiskav izvedene računske analize stabilnosti in predvidenega posedanja načrtovanega nasipa v izbranem karakterističnem profilu P73.

Avtocestni nasip v izbranem profilu je v osi visok 13 m, na desnem (spodnjem) robu krone nasipa pa višina znaša celo 14 m. Nasip leži na glinasto gruščnatih tleh, z desno brežino pa sega v območje, kjer se že pojavljajo barjanska slabo nosilna tla pod glineno gruščnatim pokrovom.

Na nasipu je bila upoštevana predvidena prometna obtežba  $q = 15 \text{ kN/m}^2$ .

Na osnovi izvedenih terenskih in laboratorijskih preiskav so bile v računskih analizah privzete projektne lastnosti tal in nasipnega materiala (Špacapan in sod., 1994a), kot so podane v preglednici 5.2.

*Preglednica 5.2 Projektne lastnosti temeljnih tal in nasipnega materiala, ki so bile upoštewane v analizah stabilnosti in posedkov karakterističnega nasipa v profilu P73*

*Tabel 5.2 Designing characteristics of subsoil and fill material, which were taken into consideration in the analyses of stability and settlements of the characteristic profile P73*

Karakteristika	Prepereli permokarbon [(P/C)]	Jezerski in potočni nanosi ( $Q_{al}$ )	Glineno gruščnati pokrov, vršaji ( $Q_v$ )	Nasipni material (NA)
$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	25,0/25,0	18,0/18,3	21,0/21,3	23,0/23,5
$\phi'$ (°)	30	17	28	34
$c'$ (kPa)	0	5	0	0
$E_{oed}$ (kPa)	50.000	4.000	8.000	
$k$ (m/s)	ni podatka	ni podatka	$4 \cdot 10^{-8}$	prepustno

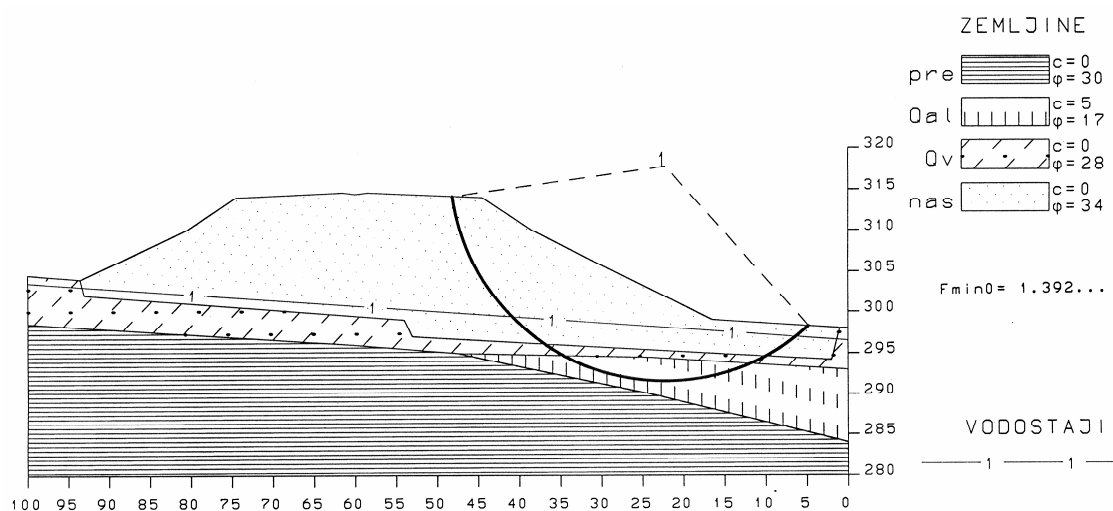
Nivo podtalnice se nahaja 1 m pod površino temeljnih tal.

Rezultati izvedenih analiz stabilnosti obravnavanega karakterističnega prereza nasipa so pokazali, da tudi v končnem stanju, ko dodatni porni tlaki v temeljnih tleh zaradi dodatne obtežbe v celoti upadejo, na obstoječih ne izboljšanih temeljnih tleh ni mogoče zagotoviti ustrezne varnost nasipa proti poružitvi. Količnik varnosti v tem primeru namreč znaša  $F_{min} = 1,258$ . Ob upoštevanju razmer takoj po izgradnji nasipa, ko nastali dodatni porni tlaki v slabo prepustnih temeljnih tleh še v celoti nastopajo, pa so izvedene računske analize stabilnosti pokazale, da takšen nasip ne bi bil stabilen, saj bi količnik varnosti tedaj znašal  $F_{min} = 0,851$ . Ustrezne stabilnosti nasipa in temeljnih tal pod njim ni mogoče doseči niti z zamenjavo zgornjih 2 m slabo nosilnih temeljnih tal s kvalitetnejšim gruščnatim nasipnim materialom.

Na osnovi izvedenih računskih analiz je bilo ugotovljeno, da je ustrezno stabilnost nasipa po upadu nastalih dodatnih pornih tlakov v temeljnih tleh mogoče doseči le z zamenjavo slabo nosilnih temeljnih tal s kvalitetnejšim gruščnatim nasipnim materialom do globine 2 m pod levo (zgornjo) polovico nasipa in do globine 4 m pod desno (spodnjo) polovico nasipa. Poleg tega bi bilo za zagotovitev ustrezne stabilnosti nasipa potrebno izvesti še ustrezno zamenjavo temeljnih tal v globini 4 m in širini 15 m izven območja nasipa ob dnu desne (spodnje)

brežine nasipa. V takšnem primeru je mogoče doseči ustrezen količnik varnosti  $F_{min} = 1,392$ .

Kljub navedenim ukrepom pa ustrezne stabilnosti nasipa ne bi bilo mogoče zagotoviti takoj po izgradnji nasipa, ko dodatni porni tlaki v temeljnih tleh še ne prično upadati. Količnik varnosti bi namreč tedaj znašal le  $F_{min} = 0,978$ . Minimalno varnost proti porušitvi nasipa in temeljnih tal pod njim bi bilo v takšnem primeru mogoče doseči šele po 50 % upadu nastalih dodatnih pornih tlakov. Količnik varnosti bi se namreč tedaj povečal na vrednost  $F_{min} = 1,180$ .



*Rezultati stabilnostne analize karakterističnega profila P73 (Povzeto po: Špacapan in sod., 1994a, pril. 8.11.1)*

Na podlagi izvedenih računskih analiz stabilnosti je bilo tako že v okviru izvedenih geološko-geotehničnih preiskav ugotovljeno, da je ustrezno stabilnost obravnavanega karakterističnega nasipa mogoče zagotoviti le na podlagi izvedbe ustreznih ukrepov za izboljšanje nosilnosti temeljnih tal (v stabilnostnih analizah predlagane zamenjave tal so le ena od možnih rešitev) in ob upoštevanju postopne gradnje nasipov tako, da nikoli v času gradnje in v času po njej porni tlaki v temeljnih tleh ne presežejo vrednosti, ki bi lahko ogrozile stabilnost nasipov.

Rezultati izvedenih računskih analiz posevkov temeljnih tal, sestavljenih iz plasti glinasto-gruščnih vršajev ( $Q_v$ ) v globini 0 do 5 m ter plasti jezerskih in potočnih nanosov ( $Q_{al}$ ) v globini 5 do 10 m, pod katerimi se nahaja podlaga preperele permokarbonske hribine, so pokazali, da je mogoče pričakovati posedek površja temeljnih tal v osi obravnavanega karakterističnega nasipa v velikosti 68,7 cm in posedek pod desnim (spodnjim) robom krone takšnega nasipa v velikosti 59,5 cm. Brez upoštevanja plasti močno stisljivih jezerskih in potočnih nanosov ( $Q_{al}$ ) pa bi posedek v osi nasipa znašal le ca. 30 cm.

Na podlagi izvedenih računskih analiz je bilo tako ocenjeno, da bi bilo ob upoštevanju predlaganih zamenjav zgornjih slabo nosilnih in slabo prepustnih slojev temeljnih tal, mogoče zagotoviti posedke v območju krone obravnavanega karakterističnega nasipa v profilu P73 v velikosti okrog 30 cm.

Izvedena računaska analiza časovnega poteka konsolidacije za takšen primer je pokazala, da bi bila konsolidacija temeljnih tal zaključena v roku 14,3 let, 90 % konsolidacije bi se izvršilo v roku 6,4 let, 50 % konsolidacije pa v roku 1,4 leta.

### 5.1.3 Navodila in pogoji za načrtovanje in izvedbo nasipov

Na podlagi rezultatov izvedenih geološko-geotehničnih preiskav in izvedenih računskih analiz so bila okviru izdelanega poročila o izvedenih geološko-geotehničnih preiskavah v zaključku podana ustrezna navodila in pogoji, ki jih je potrebno upoštevati pri nadaljnjem načrtovanju in izvedbi nasipov na območju poteka avtoceste v zaledju naselja Bizovik.

Na podlagi izvedenih računskih analiz stabilnosti in posebkov predvidenih nasipov v prečnih grapah na območju vzhodnega pobočja Bizoviške doline je bilo namreč dokazano, da je le ob izvedbi ustreznih ukrepov za izboljšanje nosilnosti in stabilnosti temeljnih tal mogoče zagotoviti ustrezno trajno varnost proti poružitvi nasipov potem, ko dodatni porni tlaki v temeljnih tleh v večjem delu uplahnejo. Obenem pa rezultati izvedenih analiz kažejo, da je ustrezno minimalno stabilnost nasipov med gradnjo in takoj po izgradnji kljub predlaganim ukrepom za izboljšanje temeljnih tal, mogoče zagotoviti le ob upoštevanju kontrolirane postopne gradnje nasipov tako, da dodatni porni tlaki v temeljnih tleh nikoli ne narastejo na vrednosti, ki bil lahko ogrozila varnost izvedenih nasipov.

Proces konsolidacije je mogoče pospešiti z vgradnjo vertikalnih drenaž.

Pri tem je bilo ocenjeno, da rešitve za izboljšanje nosilnosti in stabilnosti temeljnih tal, kot so upoštevane v izvedenih računskih analizah, niso edine možne za zagotovitev ustrezne stabilnosti nasipov.

V zaključku poročila o izvedenih geološko-geotehničnih preiskavah so bila tako podana naslednja navodila in pogoji za nadaljnje projektiranje:

- Za zagotovitev ustrezne stabilnosti nasipov na slabo nosilnih tleh v prečnih grapah na območju med profili P70 in P80, kot tudi na območju med profili P56 in P60, na območju med profili P93 in P95 ter na območju med profili P100 in P114 je za vsak nasip posebej potrebno natančno določiti najbolj ustrezne ukrepe za zagotovitev stabilnosti nasipov (obliko in obseg zamenjave slabo nosilnih zemljin v temeljnih tleh, bočni nasipi ipd.), ter določiti najbolj ugodno obliko nasipov. Po določitvi končne oblike nasipov in ukrepov za zagotovitev njihove stabilnosti pa je potrebno ustrezno določiti tudi potek izvedbe del.
- Glede na lastnosti materialov, ki so za gradnjo nasipov na voljo v predvidenih vkopih ter glede na predvidene zamenjave slabše nosilnih slojev v temeljnih tleh je potrebno izvesti brežine nasipov v zgornjih 4 m višine v naklonu 2:3, nižje pa v naklonu 1:2.
- Pod celotno površino nasipov je potrebno temeljna tla ustrezno stopničiti do globine nastopanja permokarbonske osnove. Celotno stopničeno površino je potrebno nadomestiti s kvalitetnim, vododpornim gruščnatim materialom, v dno pa vgraditi prečne drenaže. Lokalne izvire je potrebno posebej zajeti in jih pod nasipom odvesti.
- Pod vse nasipe v prečnih naravnih zajedah je potrebno po odstranitvi slabo nosilnih tal vgraditi ustrezne filtrne geotekstilije za preprečevanje dviganja finih delcev iz temeljnih tal v nasipni material. Do višine možnega preplavljanja pa je v dno nasipa potrebno vgraditi kvaliteten gruščnati material.
- V vseh prečnih grapah in zajedah je potrebno v zaledju nasipov zajeti vse izvire in manjše potoke v novo regulirano strugo in jih preko prepustov odvesti po tlakovanem koritu vse od Bizoviškega potoka. S takšnimi ukrepi je potrebno v celoti prekiniti dotok zalednih voda v in pod telo nasipa.

- Vse brežine zgrajenih nasipov je potrebno takoj po izvedbi humusirati in zatraviti.

#### **5.1.4 Ocena ustreznosti izdelanega geološko-geotehničnega poročila o sestavi tal in pogojih gradnje AC**

Izdelano poročilo o izvedenih geološko-geotehničnih preiskavah je bilo predano v pregled in recenzijo na Katedro za mehaniko tal z laboratorijem Fakultete za gradbeništvo in geodezijo (Majes, Gaberc, Pulko, 1994).

Pri tem je bilo ugotovljeno, da so tla na območju poteka avtoceste po vzhodnem pobočju Bizoviške doline v glavnem ustrezno preiskana. Ocenjeno pa je bilo, da bo zaradi heterogenosti terena potrebno med gradnjo še veliko sprotnega opazovanja dejanskega stanja v temeljnih tleh in ustreznega ukrepanja. Ugotovljeno je bilo, da so v izdelanem poročilu o izvedenih geološko-geotehničnih preiskavah rezultati izvedenih vrtin v celoti upoštevani. Poleg samih raziskav v vrtinah pa so bili v poročilu podani tudi natančni opisi razmer v temeljnih tleh.

Prav tako je bilo ugotovljeno, da so v poročilu ustrezno podani potrebni ukrepi za zagotovitev stabilnosti visokih nasipov na slabo nosilnih tleh. Pri tem je bilo ocenjeno, da je problematika zagotavljanja ustrezne stabilnosti po končani konsolidaciji, kot tudi problematika stabilnosti nasipov takoj po izgradnji ustrezno obravnavana.

Da bi se izognili problematiki diferenčnih posedkov na mestih prehoda avtoceste iz vkopov na nasipe, je bilo podano priporočilo, da naj se gradnja nasipov čim prej začne tako, da bi se čim večji del posedkov temeljnih tal pod nasipi lahko izvedel že v času gradnje. Ocenjeno je bilo, da bi bilo hitrejšo gradnjo mogoče zagotoviti tudi z izvedbo ustreznih bočnih nasipov, vendar je velikost bočnih nasipov žal omejena s širino za potrebe gradnje odkupljenih zemljišč.

Zaradi vmesnih vložkov kompaktnjših zemljin, ki so bili na podlagi izvedenih geološko-geomehanskih preiskav ugotovljeni v sicer slabo nosilnih temeljnih tleh v dnu v prečnih grap in nasipov, je bilo ocenjeno, da bi bila vgradnja vertikalnih drenaž pod nasipi težko izvedljiva.

Ocenjeno je bilo, da so predlagane zamenjave slabo nosilnih temeljnih tal pod nasipi smotrne, saj se s tem izboljša stabilnost, kot tudi zmanjša posedanje temeljnih tal pod nasipi. Takšen ukrep je lahko problematičen za izvedbo le na območjih, kjer v tleh nastopajo visoki stalni nivo podtalnice.

Zato je bila predlagano, da se v okviru izdelave projekta obravnavanega avtocestnega odseka preveri tudi možnosti izboljšanja temeljnih tal z vgradnjo gruščnatih kolov, saj bi s tem lahko zmanjšali vrednost posedkov temeljnih tal pod nasipi ter povečali hitrost konsolidacije ter hkrati izboljšali strižno trdnost temeljnih tal.

## **5.2 Načrtovanje nasipov**

Del severne obvozne ceste in vzhodna avtocesta pri Ljubljani sta bila med prvimi avtocestnimi odseki, predvidenimi za izgradnjo v okviru sprejetega Nacionalnega programa izgradnje avtocestnega omrežja v Republiki Sloveniji. Ker je bilo za potrebe izgradnje

predvidenih avtocest zbranih že precej sredstev, je bilo pomembno, da se z izgradnjo navedenih avtocestnih odsekov čim prej začne. Poleg tega je bila velika želja po čim prejšnjem pričetku izgradnje še manjkajočega dela severne obvozne ceste kot tudi vzhodne avtoceste pri Ljubljani tudi posledica zelo slabih, če ne celo že kaotičnih prometnih razmer v severo-vzhodnem delu zaledja mesta Ljubljana.

Po drugi strani pa so se postopki umeščanja obravnavanih avtocestnih odsekov v prostor ter postopki sprejemanja ustreznega lokacijskega načrta že močno zavlekli.

Zaradi nastale časovne stiske sta naročnik in njegov inženir sprejela sklep, da se ustrezna projektna dokumentacija za pridobitev gradbenega dovoljenja in izvedbo del izvaja sočasno z izvajanjem geološko-geotehničnih preiskav. Ustrezne projekte za pridobitev gradbenega dovoljenja so projektanti tako pričeli izdelovati na osnovi rezultatov predhodnih geološko-geomehanskih poročil, izdelanih za potrebe različnih idejnih projektov. Med izvajanjem geološko-geotehničnih preiskav pa so bili rezultati in ugotovitve izvedenih preiskav projektantom sproti dostavljani. Glede na ugotovljene geološko-geotehnične pogoje za izvedbo načrtovanega avtocestnega odseka naj bi projektanti izdelane osnutke projektov sproti popravljali in dopolnjevali ter v projektih predvidene rešitve sproti usklajevali z ugotovljenimi razmerami.

Pri pregledu usklajenosti izdelanega projekta za pridobitev gradbenega dovoljenja pa je bilo ugotovljeno, da pri izdelavi projekta na odseku poteka avtoceste v zaledju naselja Bizovik niso bili v celoti upoštevani rezultati in navodila, podana v izdelanem geološko-geotehničnem poročilu. V izdelanem projektu namreč potrebni ukrepi za izvedbo temeljenja nasipov, ki bi zagotavljali ustrezno stabilnosti visokih nasipov na slabo nosilnih tleh niso bili natančno določeni in prikazani. Predvsem pa ustreznost prikazanih ukrepov ni bila dokazana z ustreznimi računskimi analizami stabilnosti in pričakovanih posedkov načrtovanih nasipov.

Pod vsemi načrtovanimi visokimi avtocestnimi nasipi, predvidenimi za prečkanje prečnih grap na območju vzhodnega zaledja naselja Bizovik, so bile v izdelanem projektu predvidene zamenjave zgornjih slojev temeljnih tal v različnih debelinah. Obseg in globina takšnih zamenjav temeljnih tal sta bila v projektu določena le na podlagi rezultatov računskih analiz stabilnosti in posedkov nasipa v karakterističnem profilu P73, ki so bile izdelane v okviru geološko-geotehničnih preiskav.

Ustreznost s projektom predvidenih zamenjav slabo nosilnih temeljnih tal pod visokimi avtocestnimi nasipi na območju med profili P56 in P60, na območju med profili P93 in P95 ter na območju med profili P100 in P114 tako računsko ni bila preverjena. Pri izdelavi projekta niso bili za vsak nasip posebej analizirani in določeni najustreznejši ukrepi za izboljšanje slabo nosilnih temeljnih tal, s katerimi je mogoče zagotoviti potrebno stabilnost načrtovanih nasipov, ob upoštevanju dejansko ugotovljenih geološko-geotehnične razmer, ki na območju posameznega nasipa nastopajo v temeljnih tleh.

Ocenjeno je bilo, da je bil obseg v projektu predvidenih zamenjav slabo nosilnih temeljnih tal pod načrtovanimi nasipi pogosto manjši, kot bi bil glede na ugotovljene geološko-geotehnične razmere v temeljnih tleh potreben za zagotovitev ustrezne stabilnosti teh nasipov.

V projektu prav tako niso bili podani ustrezni pogoji, ukrepi in navodila, ki so pri počasni gradnji nasipov potrebni, da njihova stabilnost med gradnji in takoj po dograditvi ne bi bila ogrožena.

Tako je bilo ocenjeno, da v kolikor bi bili obravnavani nasipi izvedeni na podlagi predloženega projekta, obstoji velika nevarnost, da se nasipi še v času gradnje ali pa takoj po izgradnji porušijo.

### **5.2.1 Dodatne zahteve soglasjedajalcev**

Poleg navedenega je bila v času izdelave projektov za pridobitev gradbenega dovoljenja na delu vzhodne avtoceste, ki poteka v pobočju Dobrunskega hriba na vzhodni strani Bizoviške doline, močno spremenjena tudi oblika nasipov. Medtem ko je situativni in niveletni potek avtoceste ostal takšen, kot je bil upoštevan pri izvedbi geološko-geomehanskih preiskav, pa se je zaradi različnih zahtev soglasjedajalcev, podanih v okviru pridobivanja potrebnih soglasij za izdajo ustreznega dovoljenja za gradnjo, močno spremenila oblika prečnega prereza nasipov ter pogoji za njihovo izvedbo.

Tako nastale nove oblike prečnih prerezov nasipov, načrtovanih za prečkanje prečnih grap v vzhodnem pobočju Bizoviške doline, niso bile več skladne s karakterističnimi prečnimi prerezi nasipov, ki so bili upoštevani pri izvedbi računskih analiz stabilnosti in posebkov nasipov v okviru izdelanih geološko-geotehničnih preiskav.

Z izvedenimi spremembami oblike prečnih prerezov nasipov so se razmere za zagotovitev njihove stabilnosti močno poslabšale.

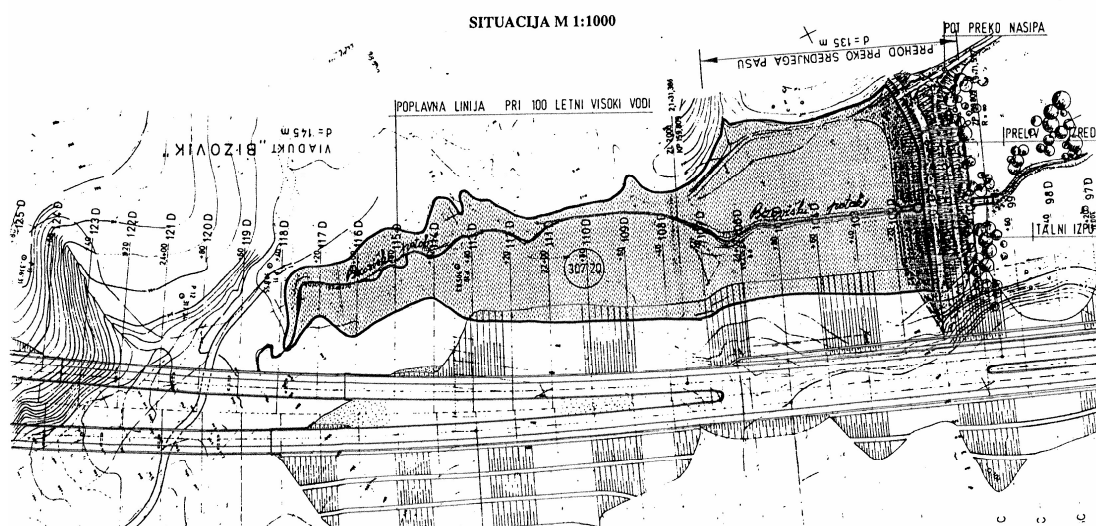
#### **5.2.1.1 Zahteva po zadrževanju poplavnih voda**

V okviru pridobivanja soglasja na izdelan projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja je Agencija Republike Slovenije za okolje podala zahtevo po zadrževanju visokih poplavnih voda za predvidenimi nasipi avtoceste. Ugotovili so namreč, da je obstoječa struga reguliranega Bizoviškega potoka skozi naselje Bizovik premajhna, da bi lahko v primeru nastopa visokih poplavnih voda odvajala vse vode skozi naselje. V takšnih primerih bi voda prestopila bregove struge Bizoviškega potoka in poplavila velik del naselja Bizovik. S strani vodnogospodarske stroke je bila podana ocena, da se bodo z izgradnjo avtoceste razmere še poslabšale. Padavine, ki padejo na vozišče in druge površine avtoceste, ne poniknejo v tla, ampak takoj odtečejo po površini. Zato je bila ocenjena količina vode, ki odteka iz območja načrtovane ceste, bistveno večja, kot je takšna količina iz območja gozdnih površin.

Ker obstoječe, pretežno obzidane struge Bizoviškega potoka skozi strnjeno naselje Bizovika brez velikih posegov na stavbna zemljišča ter rušenj stanovanjskih in gospodarskih objektov ni mogoče preurediti tako, da bi se zagotovilo ustrezno odtekanje tudi največjih pričakovanih količin meteornih voda, je bila investitorju gradnje avtoceste naložena zahteva po izvedbi ustreznih zadrževalnikov poplavnih voda.

Izračun količin poplavnih voda, ki bi jih bilo potrebno zadrževati tako, da vode v Bizoviškem potoku ne bi prestopile bregov struge, je pokazal, da bi takšne zadrževalnike lahko uredili v prečnih dolinah in grapah za visokimi avtocestnimi nasipi (Fazarinc, 1995). Takšni zadrževalniki naj bi omogočali zadrževanje ustreznih količin poplavnih voda v dolinah za nasipi za nekaj ur do nekaj dni, te pa bi kasneje, ko se vremenske razmere umirijo in poplavne vode upadejo, kontrolirano spuščali v obstoječo strugo Bizoviškega potoka.

Da pa bi lahko v naselju Bizovik zagotovili ustrežno varnost proti poplavam tudi pri najvišjih pričakovanih padavinah, pa bi bilo potrebno zgraditi tudi ustrezen večji zadrževalnik poplavnih voda v sami dolini Bizoviškega potoka, gorvodno nad naseljem (Pirc, 1995). Izvedba slednjega naročniku gradnje avtoceste sicer ni bila neposredno naložena, vendar je bilo pri načrtovanju avtocestnih nasipov potrebno upoštevati tudi vpliv predvidenega zadrževalnika na stabilnost in trajnost zgrajenih nasipov avtoceste.



*Predvidena lokacija zadrževalnika poplavnih voda na potoku v sami Bizoviški dolini (Povzeto po: Pirc, 1995, pril. 2)*

Zaradi predvidene izvedbe zadrževalnikov za visokimi nasipi na slabo nosilnih temeljnih tleh so se pogoji za načrtovanje in izvedbo samih nasipov kot tudi za zagotovitev ustreznega temeljenja bistveno poslabšali. Poleg tega je bila gradnja avtocestnih nasipov predvidena z materialom, pridobljenim iz vkopov, ki pa na delovanje vode niso odporni. Zaradi razmakanja namreč lahko le-ti hitro razpadejo, njihova strižna trdnost pa se bistveno poslabša.

Izvedene računske analize stabilnosti levih brežin nasipov na območju predvidenih zadrževalnikov (Brožič, 1995) so pokazale, da v primeru visoke vode ter v primeru hitrega padca nivoja vode v zadrževalnikih ustrežna varnost proti splazitvi brežin načrtovanih nasipov na strani predvidenih vodnih zadrževalnikov ni zagotovljena. Izračunane varnosti za takšne primere so podane v preglednici 5.3.

Na podlagi dodatno izvedenih stabilnostnih analiz pa je bilo ugotovljeno, da je za zagotovitev ustrezne trajne stabilnosti in obstojnosti brežin nasipov na območju predvidenih zadrževalnikov visokih voda potrebno spodnji del nasipa zgraditi iz obstojnega grušča ali proda in sicer vse do višine ca. 1 m nad nivo linije precejanja vode iz zadrževalnikov skozi nasip pri najvišjem nivoju vode v zadrževalnikih.

Da pa bi precejanje vode iz zadrževalnikov skozi nasip kljub temu omejili na najmanjšo možno mero ter s tem zmanjšali možnost zamakanja v zgornji del nasipa, ter zmanjšali za stabilnost nasipa neugodno strujanje vode skozi nasip, je bilo s strani nadzora predlagano, da



se brežine in dno v zadrževalnikih ustrezno zatesni z glinenim nabojem ustrezne debeline. Glineni naboj naj bi segal najmanj 1 m nad predvideni najvišji nivo vode v zadrževalnikih.

*Preglednica 5.3 Prikaz količnikov varnosti proti poružitvi levih brežin nasipov na območju predvidenih zadrževalnikov visokih voda brez potrebnih dodatnih ukrepov in z njimi*

*Tabel 5.3 Review of safety factors against losing stability of left embankment slopes in the area of the foreseen retarding basins of high waters, without and with required additional measures for their protection*

Zadrževalnik na območju profilov	P104 – P107	P 93 – P 96	P75 – P80	P59 – P61
Previdena max. kota vode v (m) nadmorske višine	317,0	316,0	309,5	308,0
Karakteristični profil	P105	P95	P79	P61
Količnik varnosti brez dodatnih ukrepov	Ni bil izračunan.	$F_{min} = 1,144$	$F_{min} = 1,195$	$F_{min} = 1,057$
Količnik varnosti z ustreznimi ukrepi	Ni bil izračunan.	$F_{min} = 1,844$	$F_{min} = 1,631$	$F_{min} = 1,379$

Tako je bilo ugotovljeno, da je ob upoštevanju navedenih dodatnih ukrepov mogoče zagotoviti ustrezno varnost proti poružitvi levih brežin nasipov na območju zadrževalnikov. Pri tem doseženi količniki varnosti so prikazani v preglednici 5.3.

Bolj kot zagotovitev ustrezne stabilnosti levih (zgornjih) brežin nasipov zaradi dodatno predvidenih zadrževalnikov poplavnih voda pa se je izkazala za problematično zagotovitev ustrezne stabilnosti desne (spodnje) brežine visokega nasipa na slabo nosilnih tleh na območju profilov P100 do P114. Brežina omenjenega nasipa bo namreč v primeru kasnejše izgradnje predvidenega zadrževalnika v sami Bizoviški dolini občasno preplavljena do nadmorske višine 308,3 m. Rezultati izvedenih računskih analiz stabilnosti obravnavanega nasipa namreč kažejo, da brez ustreznih ukrepov za izboljšanje nosilnosti temeljnih tal pod nasipom ni mogoče zagotoviti njegove stabilnosti. Minimalno zahtevano vrednost količnika varnosti proti poružitvi je mogoče doseči šele z zamenjavo slabo nosilnih tal pod nasipom v globini do 5 m pod samim nasipom in še ca. 10 m izven območja desne (spodnje) brežine nasipa.

Vpliv vode v predvidenem zadrževalniku pa lahko stabilnostne razmere nasipa še bistveno poslabša saj se poslabšajo strižne odpornosti vgrajenih permokarbonskih preperelih in trdnih glinovcev, meljevcev in peščenjakov.

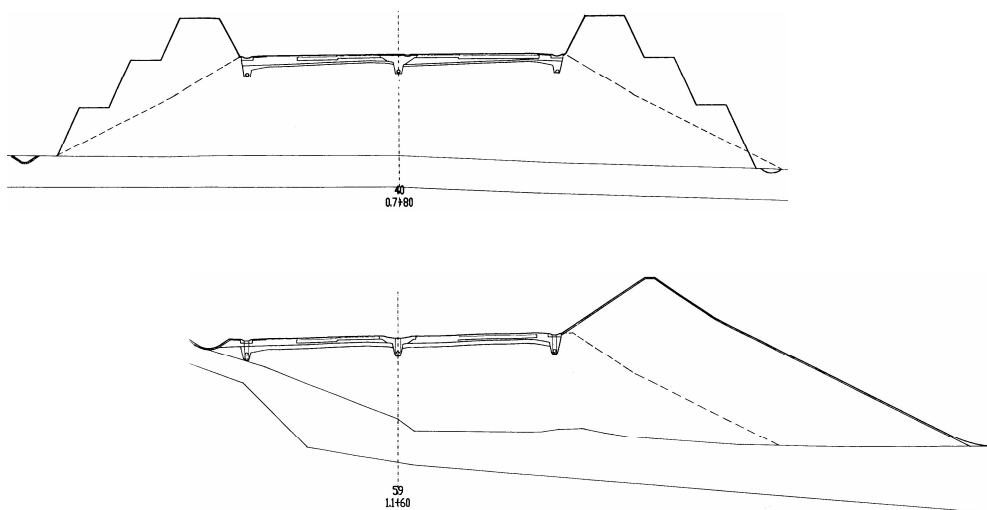
Na podlagi izvedenih dodatnih stabilnostnih analiz je bilo ugotovljeno, da je ustrezno stabilnost in trajnost brežin nasipa tudi v tem primeru mogoče zagotoviti le z izgradnjo spodnjega dela nasipa z obstojnim gruščem ali prodom do višine ca. 1 m nad predvideni najvišji nivo linije vode v zadrževalniku, to je nadmorske višine 308,3 + 1 m. Izračunani količnik varnosti proti poružitvi nasipa in temeljnih tal pod njim tedaj, ob upoštevanju predlaganih dodatnih zamenjav temeljnih tal pod in ob nasipu, tedaj znaša  $F_{min} = 1,357$ .

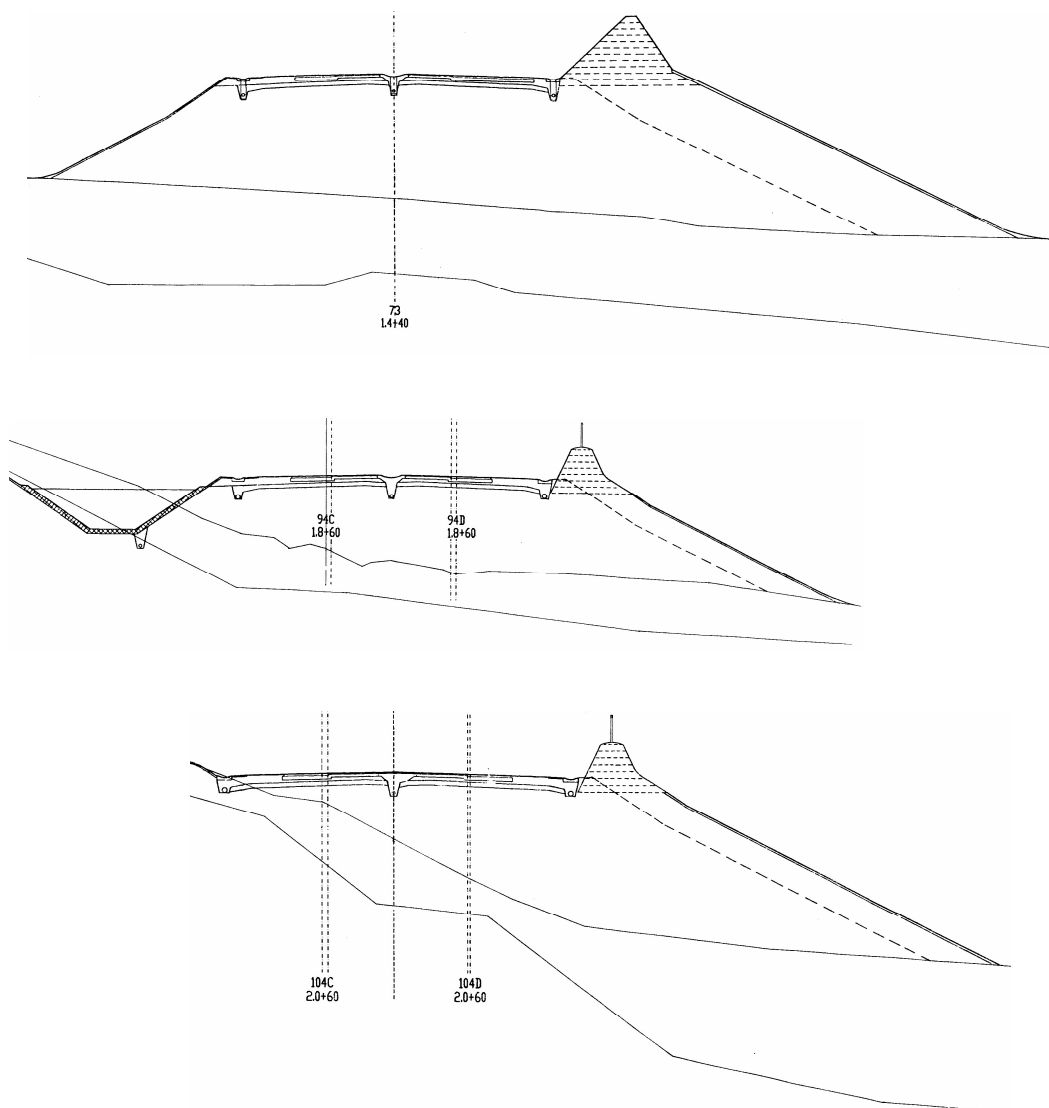
### 5.2.1.2 Zahteva po ustrezni zaščiti naselja Bizovik proti hrupu

V času dokončne izdelave projekta za pridobitev gradbenega dovoljenja je bila sprejeta nova Uredba o hrupu v naravnem in življenjskem okolju, ki je podala bistveno strožje zahteve za zaščito sosednjih območij pred hrupom in drugimi vplivi prometa na avtocesti. Na podlagi sprejete nove uredbe je bila izdelana dodatna študija, ki je podala potreben obseg dodatnih ukrepov za zaščito naselja Bizovik pred hrupom iz načrtovane avtoceste. Poleg tega so prebivalci naselja Bizovik svoje soglasje h gradnji avtoceste v zaledju naselja med drugim pogojevali tudi z zahtevo, da se protihrupna zaščita na delu do predvidenega pokritega vkopa Strmec izvede z ustreznimi protihrupnimi nasipi, ki jih je kasneje, v kolikor bi se to izkazalo za potrebno, mogoče nadgraditi še z dodatnimi protihrupnimi ograjami. Soglašali pa so z izvedbo kombinirane protihrupne zaščite na delu od pokritega vkopa Strmec dalje. Protihrupna zaščita se do višine 2,0 m izvede v obliki nasipa, nad tem pa v obliki ustrezne protihrupne ograje.

Zaradi podanih zahtev je bilo potrebno na novo sprojektirati prečne prereze vseh nasipov na območju poteka avtoceste v vzhodnem zaledju naselja Bizovik, vse do pokritega vkopa Strmec. Od tu dalje pa so predvidene protihrupne zaščite že zadoščale zahtevam novo sprejete uredbe in krajanov.

Da bi omogočili izvedbo ustreznih protihrupnih nasipov, je bilo tako potrebno nasip na območju profilov P31 do P44 v kroni nasipa na vsaki strani razširiti za dodatnih 10 m. Prav tako je bilo potrebno dodatno razširiti nasip na območju profilov P56 do P60 za dodatnih 20 m in nasip na območju profilov P70 do P 80 za dodatnih 8 do 18 m, obakrat v smeri proti naselju Bizovik. To pomeni, da je bilo potrebno za enako širino prestaviti tudi pete brežin omenjenih nasipov v smeri proti dnu Bizoviške doline, kjer pa v temeljnih tleh nastopajo še slabše razmere za temeljenje nasipov. Delež plasti sorazmerno dobro nosilnih glinasto gruščnatih vršajev ( $Q_v$ ) se v tej smeri namreč postopno zmanjšuje na račun povečanja slabo nosilnih plasti jezerskih in potočnih nanosov ( $Q_{al}$ ), podlaga permokarbonske hribine (P/C) pa v tej smeri pada vse globlje pod plasti različnih nanosov.





Slika 5.2 Prikaz povečanja karakterističnih prečnih profilov nasipov zaradi zahtev po izvedbi protihrupnih nasipov

Fig. 5.2 Increase of characteristic embankment cross sections because of the requirements for the construction of anti-noise embankments

### 5.2.1.3 Zahteva po omejitvi posegov izven območja, ki ga določa uredba o lokacijskem načrtu

V skladu z Uredbo o lokacijskem načrtu za vzhodno avtocesto Ljubljane je bil razpoložljiv prostor, ki ga je le ta dopuščala za izvedbo vseh ukrepov v okviru izgradnje avtoceste zelo omejen. Zaradi neposredne bližine naselja Bizovik je bilo ocenjeno, da dodatnih potrebnih zemljišč za gradnjo avtoceste v neposredni sosesčini strnjeneja naselja Bizovik ne bo mogoče pridobiti. Izkušnje odkupovalcev, ki so morali pridobiti dodatna zemljišča, potrebna za širitev nasipov zaradi izvedbe zahtevanih zemeljskih protihrupnih nasipov, pa so takšne ocene potrjevale.

Pri načrtovanju ukrepov za zagotovitev ustrezne stabilnosti visokih nasipov na slabo nosilnih tleh je bilo zato potrebno upoštevati dejstvo, da kakršno koli poseganje na zemljišča izven območja nasipnega telesa ne bo mogoče.

### **5.2.2 Geotehnično tehnološki elaborat za izvedbo temeljenja nasipov**

Na podlagi ugotovljenih nedorečenosti rešitev za izvedbo temeljenja visokih nasipov, predvidenih v projektu avtoceste, in njihove neskladnosti z rezultati geološko-geotehničnih preiskav in analiz (Špacapan, 1994b) ter zaradi spremenjenih pogojev za oblikovanje prečnih prereзов teh nasipov je bilo na pobudo nadzorne službe pri gradnji obravnavanega avtocestnega odseka dogovorjeno, da se izdelata ustrezen geotehnično tehnološki elaborat, s katerim se bo za vsak nasip posebej natančno določilo potrebne ukrepe za zagotovitev ustrezne stabilnosti in skladnosti posevkov nasipov, tako v času gradnje kot tudi po izgradnji. Takšen elaborat naj bi poleg tega podal tudi vse zahteve in ukrepe, ki jih je potrebno izpolniti oziroma izvesti za zagotovitev varne izvedbe predvidenih nasipov. Vse v predlaganem geotehničnem elaboratu podane rešitve morajo biti dokazane z ustreznimi računskimi analizami stabilnosti in predvidenih posevkov nasipov ter temeljnih tal pod njimi.

Takšen geotehnični tehnološki elaborat za izvedbo temeljenja nasipov naj bi izdelal ustrezen strokovnjak s področja geotehnike in temeljenja, rešitve, ki jih bo ta podal, pa bodo služile projektantu avtoceste za izdelavo ustreznih projektov, za pridobitev gradbenega dovoljenja in izvedbo.

Predlagani geotehnično tehnološki elaborat je bil izdelan v več fazah oziroma korakih.

Predhodno predlagani ukrepi za izboljšanje nosilnosti temeljnih tal ter ukrepi za zagotovitev ustrezne stabilnosti načrtovanih nasipov so bili v vsakem koraku ustrezno analizirani ter računsko preverjeni. Rezultati v posameznem koraku izvedenih računskih analiz ter na tej osnovi podani predlogi so bili nato obravnavani v okviru delovne skupine za spremljanje izvedbe temeljenja nasipov sklicane na pobudo nadzora. V takšnih delovnih skupinah so sodelovali predstavniki Katedre za mehaniko tal Fakultete za gradbeništvo in geodezijo v vlogi svetovalca, predstavniki nadzora nad gradnjo, predstavniki projektanta avtoceste in izdelovalec geotehnično tehnološkega elaborata, po potrebi pa tudi drugi strokovnjaki.

V kolikor je omenjena delovna skupina podane rešitve za izvedbo temeljenja posameznega nasipa ocenila kot ustrezne, so se le te takoj ustrezno projektno obdelale, dela na izvedbi takšnega nasipa pa so se nato takoj pričela tudi izvajati. V času izdelovanja geotehnično tehnološkega elaborata so se namreč dela pri izgradnji avtocestnega odseka v zaledju naselja Bizovik že potekala.

V primerih, ko pa so bile podane rešitve za izvedbo temeljenja posameznih nasipov ocenjene kot neustrezne, je bila v okviru delovne skupine dogovorjena izvedba dodatnih preiskav, v kolikor je bilo ocenjeno, da so le-te potrebne, ali pa je bila dogovorjena izvedba dodanih računskih analiz in preveritev možnosti izvedbe drugačnih rešitev za zagotovitev ustrezne nosilnosti temeljnih tal in stabilnosti načrtovanih nasipov. V takšnih primerih so bile podane tudi ustrezne smernice in pogoji, ki jih je pri dodatnih analizah v naslednjem koraku potrebno upoštevati.

S takšnim pristopom k reševanju problematike načrtovanja temeljenja in izvedbe predvidenih visokih avtocestnih nasipov, temeljenih na slabo nosilnih in stisljivih tleh je bilo omogočeno reševanje problematike temeljenja nasipov po principu od lažjega k težjim. Na ta način so bile namreč najprej podane enostavnejše rešitve za temeljenje nasipov v manj zahtevnih razmerah v temeljnih tleh. V nadaljevanju pa so bile nato podajane vse bolj kompleksne in zahtevne rešitve za izvedbo temeljenja tudi najvišjih načrtovanih nasipov, ki so se nahajali tudi na manj primernih tleh.

Hkrati je bil s takšnim pristopom omogočen tudi takojšen pričetek gradnje vseh tistih avtocestnih nasipov, za katere so bile v posamezni fazi izdelave geotehnično tehnološkega elaborata že podane ustrezne rešitve. S tem pa je bila tudi omogočena uporaba izkušenj pridobljenih z gradnjo manj zahtevnih nasipov pri načrtovanju temeljenja zahtevnejših nasipov, kar se je pri načrtovanju tudi s pridom uporabljalo.

#### 5.2.2.1 Preveritev možnosti zagotovitve ustrezne stabilnosti nasipov z zamenjavo slabo nosilnih temeljnih tal

V okviru izdelave geotehnično tehnološkega elaborata za izvedbo temeljenja nasipov (Vidic, 1995a) je bila najprej dodatno preverjena in analizirana možnost zagotovitve ustrezne stabilnosti posameznih načrtovanih avtocestnih nasipov z zamenjavo slabo nosilnih temeljnih tal pod nasipi, kot je bilo predlagano že v okviru poročila o izvedenih geološko-geotehničnih preiskavah.

Pri tem je bila analizirana stabilnost karakterističnih prerezov vseh nasipov, predvidenih v zaledju naselja Bizovik, vendar v prvotno predvideni obliki, brez dodatnih razširitev, potrebnih za izvedbo zahtevanih protihrupnih nasipov. Potreba po razširitvi nasipov zaradi izvedbe protihrupnih nasipov namreč v tem času še ni bila dokončno oblikovana in potrjena.

Rezultati izvedenih računskih analiz stabilnosti nasipa na območju prehoda iz Ljubljanskega polja v pobočje Dobrunjskega hriba med profili P18 in P44 so tako pokazali, da je mogoče zagotoviti ustrezno stabilnost nasipa brez kakršnih koli zamenjav temeljnih tal. Da bi se izognili prekomernim posedkom zgrajenega nasipa, je bila predlagana postopna gradnja nasipa, ki naj bi trajala 6 do 10 mesecev. V tem primeru bi se namreč konsolidacija temeljnih tal lahko v celoti izvedla že v času gradnje nasipa.

Na podlagi rezultatov izvedenih dodatnih računskih analiz stabilnosti nasipov, načrtovanih v zaledju naselja Bizovik, pa se je izkazalo, da bi bilo že za zagotovitev ustrezne stabilnosti nasipov brez upoštevanja nastalih dodatnih pornih tlakov potrebno zamenjati velike količine slabo nosilnih slojev v temeljnih tleh pod nasipi. V kolikor pa bi v izvedenih računskih analizah upoštevali še potrebne razširitve nasipov zaradi spremenjenih protihrupnih nasipov, pa bi bile potrebne količine zamenjav slabo nosilnih tal za zagotovitev enake varnosti proti porušitvi še bistveno večje.

Na območju nasipa med profili P65 in P60 bi bilo tako potrebno odstraniti slabo nosilna tla v globino do 4 m ter pod zunanji rob brežine nasipa izdelati utrjeno vzdolžno kamnito peto, ki bi segala do bolj nosilnih slojev 7 m globoko.

Podobne ukrepe bi bilo potrebno izvesti tudi za zagotovitev ustrezne stabilnosti nasipa med profili P70 in P80, upoštevajoč, da je v tem primeru količina materiala, ki bi ga bilo potrebno odstraniti, bistveno večja zaradi bistveno večje površine nasipa.

Na območju nasipa med profili P94 in P106 bi bilo potrebno desno od leve osi avtoceste odstraniti površinski sloj vlažnih pretežno rahlih peščeno-meljastih do gruščnatih nanosov in tla nadomestiti s kvalitetnim gruščnatim ali gramoznim materialom. Pod zunanjim robom brežine nasipa pa bi bilo potrebno dodatno izdelati utrjeno vzdolžno kamnito peto globine okrog 6 m, ki bi segala tudi 10 m izven območja nasipa. Na delu izven nasipa bi morala kamnita peta segati do 5 m nad nivo obstoječega terena v obliki bočnega nasipa.

Ustrezni količniki varnosti proti poružitvi in posedki v osi nasipa za primer predlaganih zamenjav temeljnih tal so prikazani v preglednici 5.4.

Analiza stabilnosti nasipov takoj po izgradnji ni bila izvedena, saj je izdelovalec geološko geotehničnega elaborata menil, da v primeru izvedbe tako obsežnih zamenjav slabo nosilnih tal pod nasipi, varnost nasipov proti poružitvi zaradi nastalih pornih tlakov ne bi bila bistveno zmanjšana. Večina nastalih dodatnih pornih tlakov bi namreč v tem primeru sproti upadla že med samim napredovanjem izdelave nasipov, saj bi bil velik delež slabo prepustnih zemljin odstranjen. Ob upoštevanju povprečne vrednosti količnika prepustnosti  $k = 5 \cdot 10^{-8}$  cm/s in povprečne vrednosti modula stisljivosti  $E_{oed} = 5.000$  kPa bi se v najdebelejšem registriranem preostalem slabo prepustnem sloju debeline 4,7 m oziroma  $H/2 = 2,35$  m, pri hipni obremenitvi z obtežbo v celoti zgrajenega nasipa že v roku enega meseca izvedlo 55 % konsolidacije.

*Preglednica 5.4 Rezultati računskih analiz stabilnosti in pričakovanih posedkov visokih nasipov na območju slabo nosilnih tal v primeru izvedbe predlaganih zamenjav slabo nosilnih tal*

*Tabel 5.4 Results of the calculating analysis of the stability and the expected settlements of high embankments on the area of poor bearing soil in case of execution of the suggested replacement of the poor bearing soil*

Karakteristični profil	P59	P73	P94	P106
Količnik varnosti naravna tla ( $F_{min}$ )	1,17	1,05	1,02	1,20
Količnik varnosti sanirana tla ( $F_{min}$ )	1,50	1,24	1,27	1,32
Pričakovani posedek na saniranih tleh	12,5 cm	21,2 cm	8 cm	12,5 cm

Poleg tega natančen pregled podatkov o sestavi tal, pridobljenih iz izvedenih vrtin, kaže, da slabo nosilna temeljna tla na predvidenem območju temeljenja visokih nasipov v prečnih dolinah in grapah v zaledju naselja Bizovik v splošnem sestavljajo hudourniški vršaji, pomešani z barjanskimi zemljinami. Slednji, izrazito nehomogeni in vlažni sloji, pa ne nastopajo v velikih debelinah. Glinasti in meljasti sloji se tako mešajo s peščenimi in gruščnatimi sloji, ki pa so v splošnem dobro prepustni. To pa je ugodno za hitro upadanje dodatnih pornih tlakov v tleh, ki bodo nastali zaradi dodatne obtežbe z visokimi nasipi.

Na podlagi pregleda in proučitve rezultatov izvedenih analiz (Gaberc, Majes, 1995a) je bilo v okviru delovne skupine za spremljanje izvedbe temeljenja nasipov dogovorjeno, da je pri načrtovanju temeljenja obravnavanih nasipov potrebno večjo pozornost posvetiti tudi vplivu

časa in dinamike gradnje na zagotavljanje stabilnosti nasipov. Sorazmerno hitro upadanje presežnih poreznih tlakov bi namreč lahko omogočalo postopno gradnjo nasipov po korakih, ki bi se izvajali glede na hitrost naraščanja strižne trdnosti temeljnih tal z napredujočo konsolidacijo.

Na podlagi dobljenih rezultatov izvedenih preliminarnih računskih analiz je bilo predlagano, da se dodatno preveri in analizira možnost izboljšanja nosilnosti in zmanjšanja posebkov obstoječih temeljnih tal z vgradnjo gruščnatih kolov. Na ta način bi namreč morda lahko zmanjšali obseg in globino potrebnih zamenjav slabo nosilnih slojev v temeljnih tleh. Poleg tega pa bi z vgradnjo gruščnatih kolov lahko še povečali hitrost konsolidacije temeljnih tal in s tem omogočili hitrejšo izvajanje postopne gradnje nasipov.

Da bi lahko izvedli zanesljivejšo presojo o primernosti enega ali drugega predloga za izboljšanje nosilnosti temeljnih tal pod nasipi, pa je bilo dogovorjeno, da se izvede dodatne preiskave nedrenirane strižne trdnosti temeljnih tal s statičnim konusnim penetrometrom (CPT). Nedrenirana strižna trdnost namreč v okviru izvedenih geološko-geotehničnih preiskav ni bila raziskana. Rezultati predlaganih dodatnih preiskav naj bi omogočili bolj zanesljivo oceno trdnosti temeljnih tal in stabilnosti nasipov takoj po izgradnji.

Predlagane dodatne preiskave temeljnih tal so bile izvedene na območjih, na katera se je dodatno posegalo zaradi potrebnih razširitev nasipov.

#### 5.2.2.2 Rezultati dodatnih preiskav nedrenirane strižne trdnosti tal in rešitve za zagotovitev ustrezne stabilnosti nasipov z zamenjavo slabo nosilnih temeljnih tal

Na območju temeljenja nasipa med profili P56 in P60 so bile izvedene dodatne preiskave na dveh lokacijah, kjer so rezultati pokazali nizke vrednosti nedrenirane strižne trdnosti. V osi prečne doline je bil namreč na globini 2 do 4 m registriran sloj z nedrenirano strižno trdnostjo  $S_u = 25$  kPa, do globine 6 m pa še dva sloja debeline okrog 30 cm z nedrenirano strižno trdnostjo  $S_u = 22$  do 30 kPa.

Na območju temeljenja nasipa med profili P70 in P80 so bile izvedene dodatne preiskave na štirih lokacijah, kjer so rezultati pokazali na v splošnem slabo nosilnost temeljnih tal za temeljenje predvidenega visokega nasipa. Posamezni vmesni sloji debeline 1 do 1,5 m, ki so bili ugotovljeni na globini okrog 2 ali 6 m, so namreč izkazali nedrenirano strižno trdnost  $S_u$  v razponu do 8 do 30 kPa.

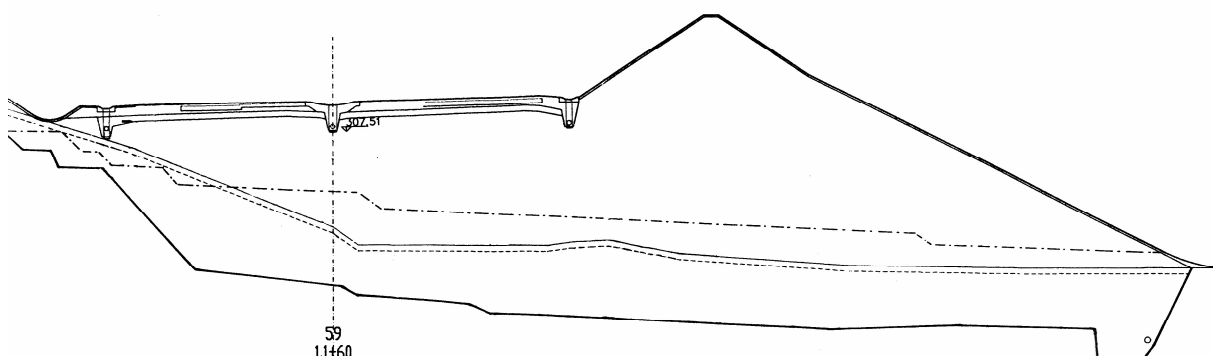
Izvedena dodatna preiskava na območju temeljenja nasipa med profili P93 do P95 pa je pokazala na sorazmerno ugodno sestavo temeljnih tal z relativno visokimi odpori na konici penetrometra.

Na območju temeljenja nasipa med profili P100 in P114, kjer so bile dodatne preiskave prav tako izvedene na štirih lokacijah, pa so rezultati pokazali na prisotnost do 1 m debelih slabo nosilnih slojev z vrednostmi nedrenirane strižne trdnosti  $S_u$  okrog 20 kPa. Takšni sloji so bili ugotovljeni v globini med 2,5 in 5 m. Globlje v tleh, vse tja do globine 9 m, pa so bili zaznani posamezni sloji z vrednostmi strižne trdnosti  $S_u = 35$  kPa (Gaberc, Majes, 1995b).

Rezultati izvedenih dodatnih preiskav s statičnim penetrometrom skupaj z rezultati preiskav, izvedenih v okviru prehodnih geološko-geotehničnih preiskav, so pokazali, da se v temeljnih tleh na območju nasipa med profili P56 do P60 na površju nahaja sloj zelo zbitega grušča v debelini, ki lahko tudi močno presega 1 m. Na podlagi proučitve pogojev, pod katerimi je

gruščnate kole mogoče vgrajevati s pomočjo vibracijskega vtiskanja jeklene opažne cevi, je bilo ugotovljeno, da vmesnih več kot ca. 1 m debelih kompaktnih slojev v temeljnih tleh, ki pri prodiranju konice statičnega penetrometra nudijo odpor na konici večji od  $q_c > 3$  do 4 MPa, pri vtiskanju opažne cevi ne bo mogoče predreti (Vidic, 1995b). Zato je bilo ocenjeno, da na tem območju gruščnatih kolov ne bo mogoče vgraditi brez predhodnega prevrtavanja zgornjega zbitega sloja.

Zaradi tega in zaradi relativno male površine slabo nosilnih temeljnih tal pod nasipom je bila sprejeta odločitev, da se ustrezno stabilnost obravnavanega nasipa zagotovi z zamenjavo slabo nosilnih temeljnih tal do globine 4 m, globlje pa se izvedejo prečna drenažna rebra na medsebojni razdalji 5 m, ki morajo segati vse do trdnejše podlage. Izkopana drenažna rebra je potrebno sproti zasipati s kvalitetnim gruščnatim materialom. Pod zunanjim robom brežine nasipa pa se izvede ustrezna vzdolžna peta nasipa, ki prečna drenažna rebra med sabo poveže. Vzdolžna peta nasipa mora prav tako segati do trdnejše podlage. V peto nasipa je potrebno na čim nižjem nivoju, kot je glede na višino okoliških vodotokov še mogoče, vgraditi drenažo za zajem podtalne vode in jo odvesti v bližnji potok.



Slika 5.3 Končna oblika karakterističnega prereza nasipa na območju med profili P56 in P60, kot je bila tudi dejansko izvedena

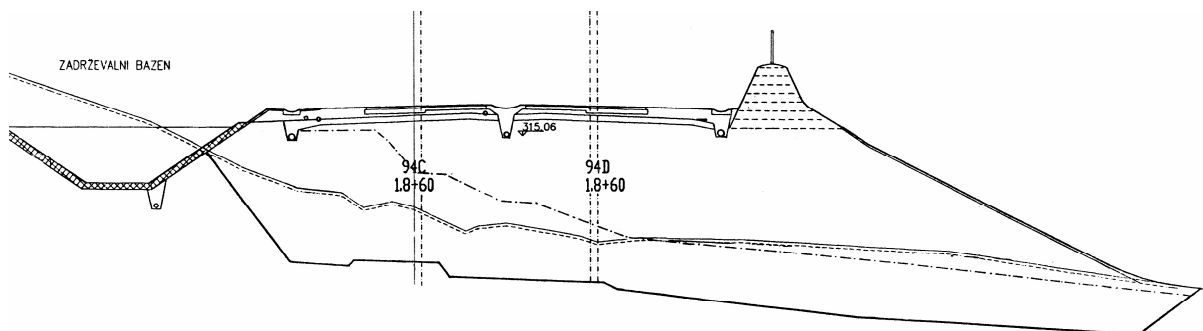
Fig. 5.3 Final form of the characteristic embankment cross section on the area between the profiles P56 and P60 as it has been also actually executed

V preiskavah s statičnim penetrometrom ugotovljeni relativno visoki odpori na konici penetrometra na območju temeljenja nasipa med profili P93 do P95 so prav tako pokazali, da na tem območju gruščnatih kolov ne bo mogoče vgraditi. Zaradi relativno majhne globine slabo nosilnih slojev v temeljnih tleh, ki v splošnem ne presega 4 m in zaradi male površine temeljnih tal pod nasipom je bila tudi v tem primeru sprejeta odločitev, da se ustrezno stabilnost nasipa zagotovi z odstranitvijo slabo nosilnih slojev temeljnih tal in njihovo zamenjavo s kvalitetnim gruščnatim materialom. V dnu izkopanih temeljnih tal se vgradi ustrezne drenaže za zajem podtalne vode in se jo gravitacijsko odvede v strugo bližnjega potoka.

Za nasip na območju med profili P70 in P80 ter nasip na območju med profili P100 in P114 pa rezultati izvedenih preiskav s statičnim penetrometrom pokazali, da bi bilo slabo nosilna temeljna tla mogoče izboljšati z vgradnjo gruščnatih kolov.



Na podlagi ugotovljenega je bila sprejeta odločitev, da se v naslednji fazi izdelave geotehničnega tehnološkega elaborata za omenjena nasipa pripravi ustrezen predlog izvedbe izboljšanja temeljnih tal z vgradnjo gruščnatih kolov, s katerim bo mogoče zagotoviti ustrezno stabilnost načrtovanih nasipov.



Slika 5.4 Končna oblika karakterističnega prereza nasipa na območju med profili P93 in P95, kot je bila tudi dejansko izvedena

Fig. 5.4 Final form of the characteristic embankment cross section on the area between the profiles P93 and P95 as it has been also actually executed

#### 5.2.2.3 Rešitev za zagotovitev ustrezne stabilnosti nasipa iz armirane zemljine

Zaradi zahtev v neposredni bližini nasipa živečih krajanov naselij Bizovik in Dobrunje po izvedbi ustreznih zemeljskih nasipov za zaščito proti hrupu na eni strani in nasprotovanju po dodatnemu poseganju na zemljišča izven meja lokacijskega načrta, je bila kot najbolj sprejemljiva predlagana izvedba nasipa med profili P31 in P44 iz armirane zemljine. Predlagana je bila izvedba nasipa po tehnologiji Geomur, kjer se za prevzem bočnih napetosti v zaledju strmih brežin nasipa v plasteh vgrajujejo ustrezno ojačene geotekstilije. Strma brežina armiranega nasipa se oblikuje tako, da se z ob robu nasipa vgrajenimi posebnimi geotekstilijami obviije posamezni sloj nasipnega materiala in se jih zapogne nazaj v nasip za potrebno dolžino sidranja. Takšna brežina se po končani gradnji zatravi in zasadi ter tako doseže dobro vključevanje nasipa v okolje. Strma brežina nasipa z naklonom  $65^\circ$  je z bermami razdeljena na tri stopnice, od katerih prvi dve tvorita sam nasip avtoceste, zgornja pa predstavlja protihrupni nasip ob robu vozišča avtoceste.

Zaradi predvidenih znatno strmejših brežin nasipa in dodatnih protihrupnih nasipov na samem robu nasipa so se pogoji za zagotovitev ustrezne stabilnosti nasipa in temeljnih tal pod nasipom bistveno poslabšali.

Za določitev potrebnih ukrepov za zagotovitev stabilnosti nasipa je bilo analizirano več primerov izvedbe nasipa in izvedbe temeljne pete pod brežinami nasipa (Vidic, 1995b). V izračunih upoštevane lastnosti materialov pa so podani v preglednici 5.5.

V prvem (1) in drugem (2) primeru je bilo upoštevano, da v spodnjo polovico nasipa vgrajene geotekstilije ne segajo globlje v zaledje brežine kot v zgornjem delu nasipa, kamnita peta pod brežino nasipa pa je ojačana z vgrajenimi geotekstilijami tako, kot sam nasip. Peta pod brežino nasipa sega tudi ca. 10 m izven območja nasipa, vendar na tem delu ni armirana. V

prvem primeru je bil izračunan minimalni količnik varnosti  $F_{min} = 1,38$  in maksimalen posedek tal pod nasipom 22 cm, medtem ko je bil v drugem primeru izračunan minimalni količnik varnosti  $F_{min} = 1,42$  in maksimalen posedek tal 21 cm. V tretjem (3) in četrtem (4) primeru pa je bilo upoštevano, da v spodnjo polovico nasipa vgrajene geotekstilije segajo globlje v zaledje brežine kot v zgornjem delu nasipa. V tretjem primeru je bila poleg tega upoštevana izvedba kamnite pete pod brežino nasipa ojačane z vgrajenimi geotekstilijami, ki pa ne sega izven območja nasipa. Minimalni količnik varnosti tedaj znaša  $F_{min} = 1,54$  in maksimalen posedek tal 20 cm. V četrtem primeru pa je upoštevana izvedba nearmirane kamnite pete, ki pa tokrat sega ca. 10 m izven območja nasipa. Izračunani minimalni količnik varnosti je tokrat znašal  $F_{min} = 1,55$ , maksimalen posedek tal pod nasipom pa 20 cm.

*Preglednica 5.5 Lastnosti materialov, ki so bile uporabljene v računskih analizah stabilnosti in posedkov nasipa v karakterističnem profilu P40*

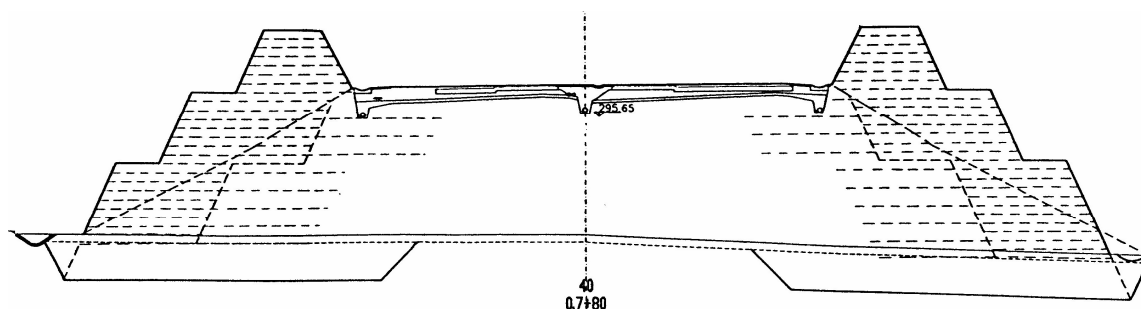
*Tabel 5.5 Material characteristics, which were used in the calculating analysis of the stability and embankment settlements in the characteristic profile P40*

Material	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)				$c'$ (kPa)				$G$ (kPa)	$\nu$
		(1)	(2)	(3)	(4)	(1)	(2)	(3)	(4)		
Računski primer	Vsi	(1)	(2)	(3)	(4)	(1)	(2)	(3)	(4)	Vsi	Vsi
Permokarbonska podlaga [(P/C)]	20/22			30				1		15.000	0,35
Glineno gruščnati pokrov, vršaji (Q <sub>v</sub> )	18/20			24				2		1.500	0,35
Pusta in meljna glina (Q <sub>2g</sub> )	17/19			22				2		10.000	0,35
Drenažna preproga pod nasipom	20/22			34				1		15.000	0,35
Karbonatni grušči v zamenjavah	22/23			38				1		15.000	0,35
Material iz vkopov, vgrajen v nasip	20/22	25	30	25	30	5	1	5	1	15.000	0,35
Armirana zemljina	20/22	25	30	25	25	45	40	45	45	15.000	0,35

Na podlagi izvedenih računskih analiz stabilnosti nasipa v izbranem karakterističnem prerezu je bilo mogoče zaključiti, da je ustrezno stabilnost predlaganega nasipa iz armirane zemljine mogoče zagotoviti z odstranitvijo zgornjega sloja glinasto do gruščnato-glinastih tal do globine 3 m in vgradnjo ustreznega kamnitega materiala. Takšno zamenjavo temeljnih tal je potrebno izvesti obojestransko od zunanega roba proti notranjosti nasipa do oddaljenosti 11 m od osi nasipa. Glede na izkazane dovolj visoke količnike varnosti je bilo ocenjeno, da v predlagano kamnito peto ni potrebno vgrajevati predlaganih ojačitvenih geotekstilij.

Stabilnost brežin samega armiranega nasipa ni bila analizirana, saj je ustreznost projekta za

izvedbo nasipa jamčil izvajalec del. Ne glede na to pa je bil podan predlog, da se zagotovi ustrezno povezavo armiranih robnih delov nasipa z nearmiranim osrednjim delom nasipa tako, da se vsako drugo geotekstilijo podaljša globlje v osnovni nasip za 8,0 m. Podani predlog je bil s strani projektanta izvedbe armiranega nasipa sprejet in upoštevan.



Slika 5.6 Končna oblika karakterističnega profila nasipa na območju med profili P31 in P44, kot je bila tudi dejansko izvedena

Fig. 5.6 Final form of the characteristic embankment cross section on the area between the profiles P31 and P44 as it has been also actually executed

### 5.2.2.3 Rešitev za zagotovitev stabilnosti nasipov z izboljšanjem temeljnih tal z vgradnjo gruščnatih kolov

V nadaljevanju je bila preverjena možnost, kako zagotoviti ustrezno stabilnost preostalih nasipov z izboljšanjem temeljnih tal z vgradnjo gruščnatih kolov premera 60 cm. Da bi zagotovili ustrezno nosilnost in strižno odpornost tako izboljšanih slabo nosilnih temeljnih tal pod nasipi, je bilo izračunano, da je potrebno ob zunanjem robu nasipa in na delu nasipa, ki je nadvišan s protihrupnimi nasipi, vgraditi gruščnate kole na medsebojni oddaljenosti 2,3 m, na preostalem delu nasipa pa na medsebojni oddaljenosti 2,5 m. Poleg tega je bilo predlagano, da se na območju pete nasipa v pasu širine 10 m predvidene gruščnate kole še bolj zgosti v obliki drenažne zavese, tako da bi se gruščnate kole vgradilo na medsebojno oddaljenost 2,0 m. To je bilo še posebej priporočeno pri nasipu na območju profilov P100 do P114, kjer brežina nasipa sega na območje zadrževalnika poplavnih voda na Bizoviškem potoku in bo zato občasno preplavljena do nadmorske višine 308,3 m.

Na podlagi izvedene grobe primerjave ocenjenih stroškov zamenjave slabo nosilnih tal in ocenjenih stroškov predlagane izvedbe gruščnatih kolov je bilo ocenjeno, da bi glede na predvideni premer in razpored gruščnatih kolov bila izvedba gruščnatih kolov lahko ekonomičnejša povsod tam, kjer globina slabo nosilnih tal presega 3,7 m.

Ustreznost predlaganih rešitev za zagotovitev potrebne stabilnosti načrtovanih nasipov je bila računsko preverjena ob upoštevanju dreniranega stanja v vseh slojih temeljnih tal in nasipa. Za primerjavo so bile izvedene tudi analize stabilnosti obravnavanih nasipov z varianto ustrezne zamenjave slabo nosilnih temeljnih tal pod nasipi in izvedbo ustrezne pete pod zunanjim robom brežine nasipa (Vidic, 1995b). Rezultati izvedenih analiz so prikazani v preglednici 5.7. Lastnosti posameznih materialov, ki so bili pri tem upoštevani, pa so prikazani v preglednici 5.6.

Kot je razvidno iz preglednice 5.6, je bila v z gruščnatimi koli izboljšanih tleh upoštevana enotna strižna trdnost tal s strižnim kotom  $\varphi' = 30^\circ$  in kohezijo  $c' = 1$  kPa. Takšno izboljšanje temeljnih tal je bilo predvideno še do 10 m izven območja nasipa.

*Preglednica 5.6 Lastnosti materialov, ki so bile uporabljene v računskih analizah stabilnosti in posedkov nasipov na slabo nosilnih tleh izboljšanih z vgradnjo gruščnatih kolov*

*Tabel 5.6 Material characteristics, which were used in the calculating analysis of the stability and embankment settlements on the poor bearing soil, improved by instalment of granular piles*

Material	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$G$ (kPa)	$\nu$
Prepereli permokarbon [(P/C)]	20/22	26	1	10.000	0,35
Jezerski in potočni nanosi ( $Q_{al}$ )	18/18	16	2	1.000	0,35
Glineno gruščnati pokrov, vršaji ( $Q_v$ )	20/22	24	3	5.000	0,35
Karbonatni grušči v zamenjavah	20/22	34	1	15.000	0,30
Material iz vkopov, vgrajen v nasip	20/22	30	1	10.000	0,35
Z gruščnatimi koli izboljšana tla	20/22	30	1	10.000	0,33

*Preglednica 5.7 Rezultati računskih analiz stabilnosti in posedkov nasipov na slabo nosilnih tleh izboljšanih z vgradnjo gruščnatih kolov*

*Tabel 5.7 Results of the calculating analysis of the stability and embankment settlements on the poor bearing soil, improved by instalment of granular piles*

Lokacija nasipa	Profil	Vrsta ukrepa	Količnik varnosti	Pričakovan posed
Nasip med P70 in P80	73	gruščnati koli	$F_{min} = 1,35$	17 cm
		delna zamenjava in peta	Izračun ni bil izveden.	
Nasip med P100 in P114	106	gruščnati koli	$F_{min} = 1,46$	9 cm
		delna zamenjava in peta	$F_{min} = 1,40$	11,5 cm

Na osnovi podanih možnih variant temeljenja visokih nasipov na slabo nosilnih tleh na območju profilov P70 do P80 in na območju profilov P100 do P114 je projektant avtoceste

izdelal analizo stroškov za primer predlagane zamenjave slabo nosilnih tal s kvalitetnim gruščnatim materialom in za primer predlaganega izboljšanja slabo nosilnih temeljnih tal z vgradnjo gruščnatih kolov. Primerjava stroškov za izvedbo obeh variant je pokazala, da je v primeru temeljenja nasipa na območju profilov P70 do P80 predlagano izboljšanje slabo nosilnih temeljnih tal z vgradnjo gruščnatih kolov za ca. 40 % cenejše od zamenjave slabo nosilnih tal. V primeru temeljenja nasipa na območju P100 do P114 pa je predlagano izboljšanje slabo nosilnih temeljnih tal z vgradnjo gruščnatih kolov cenejše za ca. 16 %. Ob tem je bilo ocenjeno, da bi bilo v primeru predvidene zamenjave slabo nosilnih tal potrebno po gradbišču prepeljati ca. 233.000 m<sup>3</sup> materiala (odvoz slabega in dovoz kvalitetnega materiala), medtem ko bi bilo v primeru izboljšanja temeljnih tal s gruščnatimi koli potrebno po gradbišču prepeljati le ca. 35.000 m<sup>3</sup> materialov (gruščnati material za gradnjo v kole in material za izdelavo povoznega platoja).

Na podlagi izdelane primerjave stroškov izvedbe obeh variant temeljenja in ob upoštevanju dejstva, da je v bližnji okolici obravnavanega odseka avtoceste težko zagotoviti ustrezen prostor za trajno deponiranje slabo nosilnega materiala, je bila v okviru delovne skupine za spremljanje izvedbe temeljenja nasipov sprejeta odločitev, da se predlaga izvedbo temeljenja nasipov na območju profilov P70 do P80 in na območju profilov P100 do P114 z izboljšanjem slabo nosilnih temeljnih tal z vgradnjo predlaganih gruščnatih kolov.

Za potrebe izvedbe kvalitetne ocene pravilnosti predlaganih rešitev in v izdelanem geotehničnem tehnološkem elaboratu izdelanih računskih analiz, pa so bile na Katedri za mehaniko tal Fakultete za gradbeništvo in geodezijo izvedene še dodatne računske analize stabilnosti visokega nasipa na slabo nosilnih tleh, izboljšanih z gruščnatimi koli na območju profilov P70 do P 80 in nasipa na območju profilov P100 do P114 (Gaberc, Majes, 1995b).

Za nasip na območju profilov P70 do P80 so bile izvedene analize stabilnosti karakterističnega profila P76. Pri tem so bile za konsolidirano stanje v analizah upoštevane povprečne lastnosti temeljnih tal, določene na podlagi rezultatov strižnih preiskav vzorcev glinasto-meljnih zemljin odvzetih na tem območju, kot je prikazano v preglednici 5.8.

*Preglednica 5.8 Rezultati strižnih preiskav glineno-meljastih zemljin, upoštevani pri določitvi povprečnih vrednosti strižne trdnosti pod nasipom med profili P70 do P80*

*Tabel 5.8 Results of shear investigation of the clayey-silt soil, taken into consideration when defining the average value of subsoil shear strength on the area of embankment between profiles P70 and P80*

Oznaka vrtine	Globina vzorca	AC klasifikacija	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)
VO 9	3,4 m	ML-CL tg	24	12
VO 12	2,7 m	vezivo SP-GM tg	19	0
VO 9	5,5 m	CL-CH-OH lg	16	7
VO 11	3,7 m	CL-ML-OL tg	24	6
VO 11	4,7 m	CL-ML-OL tg	23	4

Na podlagi podanih vrednosti je bila določena povprečna vrednost kota notranjega trenja  $\varphi' = 19^\circ$  in kohezije  $c' = 6$  kPa. Za temeljna tla, ojačana z vgrajenimi gruščnatimi koli pa so bile v izvedenih računskih analizah stabilnosti upoštewane nadomestne strižne lastnosti temeljnih tal določene po postopku, ki ga je podal W. F. Van Impe, in sicer povprečna vrednost kota notranjega trenja  $\varphi' = 24,5^\circ$  in kohezije  $c' = 6$  kPa.

Podobno so bile za nasip na območju profilov P100 do P114 izvedene analize stabilnosti karakterističnega profila P106. V računskih analizah so bile za konsolidirano stanje prav tako upoštewane na podlagi preiskav ugotovljene karakteristične lastnosti posameznih slojev zemljin, ki se na območju obravnavanega nasipa nahajajo v temeljnih tleh. Za temeljna tla, ojačana z vgrajenimi gruščnatimi koli so bile tudi v tem primeru upoštewane ustrezne nadomestne poboljšane strižne lastnosti posameznih slojev zemljin v temeljnih tleh določene po postopku, ki ga je podal W. F. Van Impe.

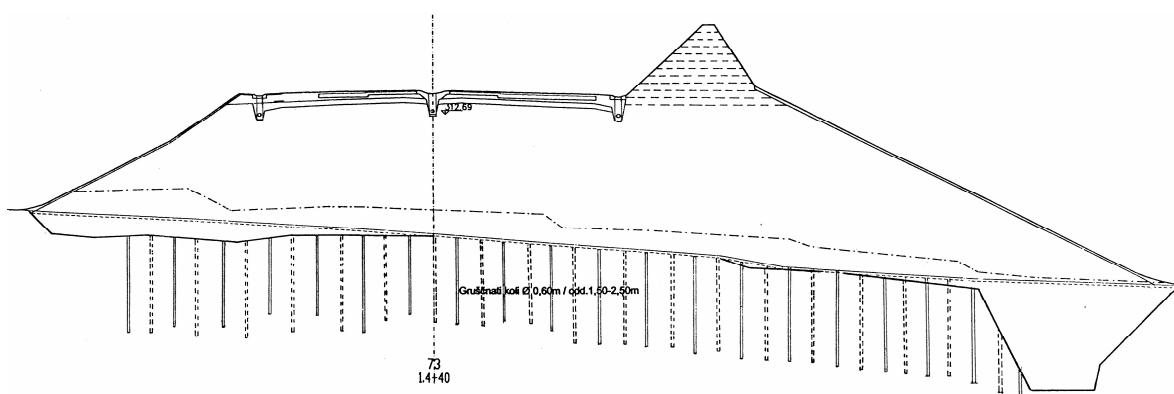
Rezultati izvedenih dodatnih računskih analiz stabilnosti nasipov na nepoboljšanih temeljnih tleh so pokazali, da sta v tem primeru oba obravnavana nasipa v labilnem stanju, saj količnika varnosti tedaj znašata  $F_{min} \approx 1$ . Analiza stabilnosti nasipov na temeljnih tleh, ki so predhodno izboljšana z vgradnjo gruščnatih kolov v skladu s predlogom, podanim v izdelanem geotehničnem tehnološkem elaboratu, pa prav tako kaže na nezadostno vrednost količnikov varnosti. Za nasip na območju profilov P70 do P80 namreč količnik varnosti v tem primeru znaša le  $F_{min} = 1,2$ . Tako izračunani količnik varnosti pa je manjši, kot je bil naveden v izdelanem geotehničnem tehnološkem elaboratu. Ker je v manj obremenjenih tleh ob robu nasipa učinek gruščnatih kolov na povečanje strižne trdnosti temeljnih tal zmanjšan, je bila tako podana ocena, da so upoštewane privzete strižne trdnosti  $\varphi' = 30^\circ$  in  $c' = 1$  kPa z gruščnatimi koli izboljšanih glinasto-meljnih slojev v temeljnih tleh (glej preglednico 5.6) preveč optimistične. Kljub temu pa takšna strižna trdnost verjetno odgovarja povprečju lastnosti površinskih slojev temeljnih tal.

Ker so izvedene dodatne računske analize stabilnosti izhajale iz predpostavljene zveznosti glinasto-meljnih slojev v temeljnih tleh s slabšo strižno trdnostjo, po katerih lahko pride do zdrsa, debelina takšnih slojev tako nima bistvenega vpliva na stabilnost temeljnih tal. Zaradi zmanjšanja učinka gruščnatih kolov na povečanje strižne trdnosti takšnih slojev v temeljnih tleh ob robu nasipa je bilo zato predlagano, da se poleg izboljšanja strižne trdnosti temeljnih tal z vgradnjo gruščnatih kolov po podanem predlogu pri obeh nasipih izvedejo še vzdolžne temeljne pete iz kvalitetnega gruščnatega materiala pod robom nasipov, v povprečni širini 10 m. Dno takšne temeljne pete mora segati v strižno odpornejše sloje v temeljnih tleh.

Rezultati izvedenih dodatnih računskih analiz stabilnosti nasipa na območju profilov P70 do P80 so namreč pokazali, da v kolikor dno takšne temeljne pete sega samo do glinastega sloja z ugotovljeno slabšo strižno trdnostjo  $\varphi' = 19^\circ$  in  $c' = 6$  kPa, ni dosežen zadosten količnik varnosti proti poružitvi  $F_{min} = 1,19$ . V primeru, da temeljna peta še vedno ne sega do podlage, pač pa sega do srednje gostega pobočnega grušča z boljšo strižno trdnostjo  $\varphi' = 24^\circ$  in  $c' = 6$  kPa, pa je dosežen količnik varnosti nekoliko višji  $F_{min} = 1,23$ . Iz tega sledi, da mora temeljna peta segati do slojev v temeljnih tleh, ki izkazujejo boljšo strižno trdnost kot v analizi upoštevani srednje gosti pobočni grušči.

Rezultati izvedenih računskih analiz stabilnosti nasipa na območju profilov P100 do P114 so podobno pokazali, da v kolikor dno takšne temeljne pete sega samo do glinasto meljastega sloja z ugotovljeno strižno trdnostjo  $\varphi' = 24^\circ$  in  $c' = 0$  kPa, ni dosežen zadosten količnik

varnosti proti poružitvi  $F_{min} = 1,2$ . Ker je v tem primeru izkazana varnost proti poružitvi prenizka, mora temeljna peta segati do slojev v temeljnih tleh z boljšo strižno trdnostjo. Na podlagi izvedenih računskih analiz stabilnosti je bilo ugotovljeno, da je ustrezen količnik varnosti  $F_{min} = 1,3$  mogoče zagotoviti le, v kolikor se v temeljnih tleh pod dnom temeljne Pete nahajajo samo sloji zemljin s strižno trdnostjo, ki presega  $\phi' = 28^\circ$  in  $c' = 0$  kPa. Na podlagi rezultatov preiskav na obravnavanem območju odvzetih vzorcev zemljin ter rezultatov preiskav s konusnim penetrometrom je bilo tako ocenjeno, da bo v povprečju potrebna globina temeljne Pete pod robom nasipa znašala ca. 7 m. Dejansko globino temeljne Pete pa bo potrebno določiti med samim izvajanjem del ob upoštevanju ugotovljene dejanske sestave in lastnosti temeljnih tal tako, da se zadosti navedeni zahtevi po minimalni zahtevani strižni trdnosti preostalih slojev v tleh pod dnom temeljne Pete nasipa.



Slika 5.6 Končna oblika karakterističnega prereza nasipa na območju med profili P70 in P80, kot je bila tudi dejansko izvedena

Fig. 5.6 Final form of the characteristic embankment cross section on the area between the profiles P70 and P80 as it has been also actually executed

Rezultati izvedene računske analize stabilnosti nasipa na območju profilov P100 do P114 za primer nedreniranega stanja v času gradnje nasipa pa so pokazali, da je mogoče zagotoviti še sprejemljiv količnik varnosti  $F_{min} = 1,25$  pri izgradnji nasipa do polovice predvidene višine. V izvedeni analizi so bile upoštewane vrednosti ugotovljenih nedreniranih strižnih trdnosti posameznih slojev v temeljnih tleh in upoštevano izboljšanje temeljnih tal s predlaganimi gruščnatimi koli, brez temeljne Pete. Pri tem je bilo ocenjeno, da se bo zaradi sorazmerno dobre prepustnosti vmesnih slojev konsolidacija temeljnih tal izvedla sorazmerno hitro in se bo strižna trdnost v času postopnega nasipavanja dovolj hitro povečevala.

Na podlagi zgoraj predstavljenih rezultatov dodatno izvedenih računskih analiz je bilo v okviru delovne skupine za spremljanje izvedbe temeljenja nasipov dogovorjeno, da se temeljenje nasipov na območju profilov P70 do P80 in na območju profilov P100 do P114 izvede z izboljšanjem temeljnih tal z vgradnjo gruščnatih kolov v skladu s predlogom v izdelanem geotehničnem tehnološkem elaboratu (Vidic, 1995c). Zaradi zmanjšanja učinka gruščnatih kolov na povečanje strižne trdnosti v temeljnih tleh ob robu nasipa pa je bilo dogovorjeno, da se poleg tega izvedejo še ustrezne vzdolžne temeljne Pete iz grobega gruščnatega materiala v povprečni širini 10 m. Takšne temeljne Pete morajo segati do tistih slojev v temeljnih tleh, ki izkazujejo boljšo strižno trdnost. Ocenjeno je bilo, da bo globina

takšnih temeljnih pet zanašala ca. 7 m, vendar bo dejansko potrebno globino moral med izvajanjem del sproti določati ustrezno usposobljen geotehnični nadzor, ki bo moral biti prisoten na gradbišču ves čas izvajanja takšnih del.

#### 5.2.2.4 Sprememba izvedbe temeljne pete pod robom nasipa na območju P100 do P114

Pri izvedbi izkopa za predvideno temeljno peto nasipa na območju profilov P100 do P114 se je izkazalo, da v temeljnih tleh nastopajo glinasto meljasti sloji zemljine z nezadostno strižno trdnostjo tudi še na globini, večji od 9 m. To pa pomeni, da bi bilo potrebno izvesti občutno globljo temeljno peto nasipa od predvidene.

Takšno povečanje globine temeljne pete pa bi imelo za posledico težave z zagotavljanjem ustrezne stabilnosti izkopnih brežin temeljne pete v slabo nosilnih temeljnih tleh. Zaradi omejenega dosega običajnih izkopnih bagerjev je izkop v dveh nivojih namreč mogoče izvajati le do globine ca. 9 m. Prvi nivo izkopa se v tem primeru izvaja do globine 4,5 do 5 m z izvedbo blažjega naklona brežin izkopa, ki zagotavlja ustrezno dolgotrajno stabilnost brežin. V dnu tako izdelanega izkopa se med izkopavanjem naslednjega nivoja namreč giblje gradbena mehanizacija in delavci, zato je potrebno zagotoviti ustrezno višjo varnost proti porušitvi izkopanih brežin. Pred izkopom naslednjega nivoja je izkopano dno prvega nivoja potrebno tudi dodatno utrditi z izdelavo povoznega platoja debeline 0,5 do 1,0 m, da se omogoči gibanje težke gradbiščne mehanizacije in omogoči transport izkopanega materiala. Naslednji izkopni nivo je zato mogoče izvajati samo do skupne globine ca. 9 m. Pri izkopu drugega nivoja je mogoče uporabljati bolj strme izkopne brežine, saj se v dnu izkopa ne giblje gradbena mehanizacija, izkopani material pa se sproti nadomešča z zasipanjem s kvalitetnim gruščnatim materialom. Pri izkopu temeljne pete, globlje od 9 m, bi tako bilo potrebno izvajati izkop v treh nivojih, kar pa bi zahtevalo ustrezno ublažitev brežin pri izkopu drugega nivoja v trajno stabilne naklone. Na ta način pa bi se obseg izkopa za izvedbo temeljne pete močno povečal.

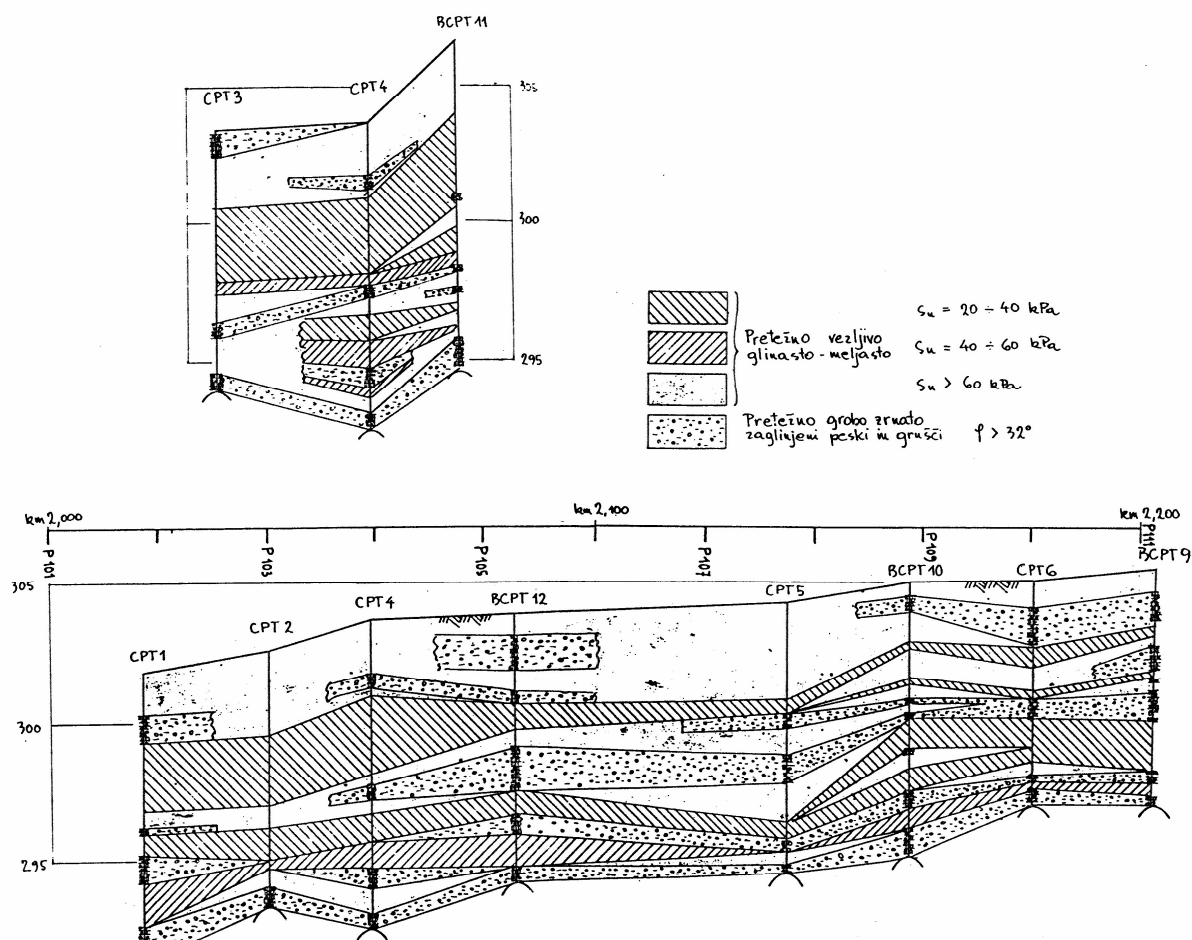
Dodatno težavo in stroške pa bi v tem primeru predstavljalo tudi zniževanje nivoja podtalnice s črpanjem, saj bi strujanje vode v zaledju izkopnih brežin še dodatno zmanjševalo stabilnost vkopnih brežin.

Na podlagi ugotovljenega odstopanja dejanskega stanja od razmer, ki so bile upoštevane pri izdelavi geotehničnega tehnološkega elaborata, je bilo v okviru delovne skupine za spremljanje izvedbe temeljenja nasipov dogovorjeno, da se nadalnje izkopavanje za temeljno peto nasipa prekine, sestavo in lastnosti temeljnih tal na celotnem območju predvidene temeljne pete nasipa pa se dodatno natančno preišče s statičnim penetrometrom. Zaradi težav z dostopom namreč na obsežnem začetnem območju nasipa od profila P100 do profila P105 ni bila izvedena nobena predhodna preiskava temeljnih tal.

Rezultati izvedenih dodatnih preiskav (Fila, Ajdič, 1996) so potrdili pričakovano veliko heterogenost v sestavi temeljnih tal ter prepletanje in izmenjavanje mehkejših in trših slojev z vmesnimi peščenimi in gruščnatimi materiali. Na podlagi rezultatov preiskav pa je bilo težko oceniti, ali so ugotovljeni sloji različnih zemljin zvezni ali pa nastopajo v obliki različno velikih posameznih leč. Na sliki je prikazana ocenjena zveznost posameznih slojev glede na ugotovljen pojav enakih materialov v različnih sosednjih lokacijah izvedenih penetracijskih preiskav.



Zgornji profil skozi sonde CPT3, CPT4 in BCPT11 predstavlja vzdolžni profil temeljnih tal pod sredino brežine nasipa na območju od profila P102 do profila P106, spodnji profil skozi sonde CPT1, CPT2, CPT4, BCPT12, CPT5, BCPT10, CPT6, in BCPT9 pa vzdolžni profil temeljnih tal na območju pete nasipa od profila P102 do profila P111.



Ocenjena lege in zveznost posamezni slojev v temeljnih tleh glede na ugotovljen pojav enakih materialov v različnih sosednjih lokacijah izvedenih penetracijskih preiskav (Povzeto po: Gaberc, Majes, 1997, pril. 2)

V izdelanih vzdolžnih profilih so bili pretežno vezljivi glinasto-meljasti sloji razdeljeni z ozirom na velikost nedrenirane strižne trdnosti na:

- mehkejše lahko do srednje gnetne glin in melje  $S_u = 20 \text{ kPa do } 40 \text{ kPa}$ ,
- srednje do težko gnetne glin in melje  $S_u = 40 \text{ kPa do } 60 \text{ kPa}$  in
- težko gnetne do poltrde glin  $S_u = \text{večjim do } 60 \text{ kPa}$ .

Pretežno grobozrnati sloji so sestavljeni iz zaglinjenih peskov in gruščev v rahlem do srednje gostem stanjem s strižnim kotom  $\phi' > 32^\circ$ . Na globini, kjer je bila dosežena največja potisna sila drogova penetrometra, pa je bilo ocenjeno, da nastopa hribinska podlaga.

Na osnovi tako pridobljenih dodatnih podatkov o sestavi in lastnostih temeljnih tal na območju nasipa med profili P100 in P114 so bile izvedene obsežne dodatne računske analize stabilnosti obravnavanega nasipa (Gaberc, Majes, 1997). Z izvedenimi analizami se je želelo ugotoviti ali bi ustrezno stabilnost nasipa bilo mogoče zagotoviti samo z izboljšanjem temeljnih tal z vgradnjo gruščnatih kolov brez temeljne pete pod robom nasipa ali z izvedbo dodatne temeljne pete pod robom nasipa, ki bi ne segala do podlage in bi pod njo ostali še različni sloj zemljin z različnimi strižnimi trdnostmi.

Stabilnostne analize so bile izvedene v prečnih profilih P102 in P106. Profil P102 je bil izbran, ker so bili podatki o sestavi in lastnostih temeljnih tal na tem območju pridobljeni šele z zadnjimi dodatnimi preiskavami, profil P106 pa je bil obravnavan že v predhodnih analizah, vendar tedaj nedrenirane strižne trdnosti zemljin v temeljnih tleh še niso bile dovolj poznane, da bi jih v analizah stabilnosti lahko upoštevali. Oba izbrana profila sta obenem dovolj karakteristična za celoten nasip na obravnavanem območju.

V računskih analizah stabilnosti profila P102 so bila upoštevana v glavnem glinasta temeljna tla vse do globine 9 m, ki so bila razdeljena v tri sloje z različnimi lastnosti glinasto-meljnih zemljin. V zgornjem sloju prevladujejo težkognetne do poltrde gline, v srednjem sloju lahko do srednje gnetne gline in melji ter v spodnjem srednje do težko gnetne gline in melji. Tanki vmesni zaglinjeni peščeni in gruščnati sloji, ki se v največji meri pojavljajo v spodnjem sloju, pa so bili v izračunu zanemarjeni, oziroma so bili upoštevani pri določitvi računskih lastnosti zemljin v posameznem sloju tal.

Prečni prerez temeljnih tal v profilu P106 je bil določen na podlagi rezultatov preiskav vzorcev iz vrtin, izvedenih na obravnavanem območju, ter na podlagi rezultatov dodatno izvedenih preiskav s statičnim penetrometrom. Tu je bil upoštevan vmesni pretežno nevezljivi peščeno-gruščnati sloj debeline okrog 2 m, ki je vrinjen med srednji in spodnji glinasto-meljni sloj.

Računske analize stabilnosti obeh izbranih profilov nasipa so bile izvedene tako za drenirano kot za nedrenirano stanje. Pri računu stabilnosti v končnem dreniranem stanju je bila za slabo nosilne lahko do srednje gnetne glineno-meljaste zemljine upoštevana vrednost efektivnega kota notranjega trenja  $\varphi' = 22^\circ$  ter vrednost  $\varphi' = 24^\circ$  za težkognetne glinene zemljine. V z gruščnatimi koli ojačanih temeljnih tleh pod nasipom so bile v izvedenih analizah stabilnosti upoštewane nadomestne poboljšane strižne lastnosti temeljnih tal določene po postopku, ki ga je podal W. F. Van Impe.

Pri računu stabilnosti nasipa pri nedreniranem stanju v glinasto meljastih slojih temeljnih tal so bili za območje izven nasipa upoštewane nedrenirane strižne trdnosti izmerjene v neobremenjenih tleh v okviru izvedenih dodatnih preiskav s statičnim penetrometrom. Vrednosti nedreniranih strižnih trdnosti v območju z gruščnatimi koli ojačanih temeljnih tal pod nasipi pa so bile določene na podlagi že poznanih rezultatov meritev porasta nedrenirane strižne trdnosti pod nasipom na območju profilov P70 do P80 (Fila, 1997a). Po izgradnji približno polovične višine nasipa v nekaj mesecih so namreč meritve pokazale ca. 100 % povečanje izmerjenega odpora pod konico statičnega penetrometra. Poleg izmerjenega povečanja nedrenirane strižne trdnosti v središču prereza zemljine med vgrajenimi gruščnatimi koli, ki je posledica večjih napetosti v temeljnih tleh in izvedene delne konsolidacije pod obremenitvijo z nasipom, je bilo upoštevano še poboljšanje strižne trdnosti tal zaradi vgrajenih gruščnatih kolov, ki je bilo izraženo z nekim ocenjenim strižnim kotom

notranjega trenja  $\varphi'$ . V izvedenih računskih analizah uporabljene lastnosti posameznih zemljin so navedene v preglednici 5.9 in 5.10.

Poleg tega so bili v izvedenih računskih analizah upoštevani različni možni vodostaji. Za čas gradnje, kot tudi po izgradnji je bil ocenjen kot najverjetnejši nivo talne vode ( $V_1$ ), ki sega do površja temeljnih tal. V analizah pa sta bila upoštevana tudi vodostaja, ki bi lahko nastopila kot posledica predvidene kasnejše izgradnje zadrževalnika poplavnih voda na Bizoviškem potoku v dolini pod nasipom. Za takšne primere je bilo upoštevano stanje pri najvišjem možnem vodostaju pri polni akumulaciji zadrževalnika ( $V_2$ ) in stanje neposredno po hitrem upadu vode v zadrževalniku ( $V_3$ ). Slednji predstavlja najbolj neugodne razmere, saj precejanje zaostale vode v notranjosti nasipa poslabša stabilnostne razmere v nasipu. Vendar bosta visoki vodostaj in precejanje zaostale vode v nasipu po upadu vode v zadrževalniku le redko nastopila in bosta kratkotrajna. Poleg tega je mogoče pričakovati, da bodo temeljna tla pod nasipom v tem času že v celoti skonsolidirana.

*Preglednica 5.9 Lastnosti zemljin, upoštevane pri računskih analizah stabilnosti karakterističnega profila P102*

*Table 5.9 Soil characteristics, taken into consideration in the calculating stability analyses of the characteristic profile P102*

Vrsta zemljine	Stanje dodatnih pornih tlakov	Območje temeljnih tal izven nasipa		Območje izboljš. tal z gruščnat. koli			
				Nizek nasip		Visok nasip	
		$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)
Nasipni material	dreniran	28	10				
Kamniti grušč	dreniran	34	0				
Težko gnetna Do poltrda glina	dreniran	24	0	26	0	26	0
	nedreniran	0	60	0	70	0	70
Lahko do srednje gnetne gline in melji	dreniran	22	0	24	3 (4)	26	3
	nedreniran	0	25	3 (4)	40	3	55
Srednje do težko gnetne gline in melji	dreniran	24	0	26	3 (4)	27	3
	nedreniran	0	40	3	60	3	80
Grušč nad podlago	dreniran	26	0				
Hribinska podlaga	dreniran	28	20				

Opomba: Vrednosti, podane v oklepajih, se nanašajo na območje zgoščenih gruščnatih kolov z medsebojno razdaljo 1,8 m.

Rezultati izvedenih računskih analiz stabilnosti so prikazani v preglednici 5.11, kjer so podani izračunani količniki varnosti  $F_{min}$  tako za drenirano kot tudi za nedrenirano stanje, pri različnih obravnavanih načinih temeljenja in različnih vodostajih.

Rezultati izvedenih računskih analiz stabilnosti kažejo, da je predvidenemu nasipu na območju profilov P100 do P114 mogoče zagotoviti ustrezno stabilnost v končnem dreniranem kot tudi v nedreniranem stanju v temeljnih tleh samo ob izboljšanju temeljnih tal z vgradnjo gruščnatih kolov pod nasipom in izvedbo temeljne pete pod dnom nasipne brežine. Najbolj kritične drsine v tem primeru potekajo v glavnem pod dnom temeljne pete. Zato je za zagotovitev ustrezne stabilnosti nasipa zelo pomembno, kako kvaliteten sloj zemljine se še nahaja pod dnom temeljne pete. Izvedene računske analize kažejo, da v kolikor pod dnom temeljne pete ostane sloj srednjegnetne gline in melja, ni mogoče zagotoviti zadostnega količnika varnosti  $F_{min} < 1,3$ . V primeru, ko po se pod dnom temeljne pete nahajajo samo sloji težkognetnih glin ali nevezljivih grobozrnatih zaglinjenih peskov in gruščev, pa je pri normalnem vodostaju  $V_1$  mogoče zagotoviti količnike varnosti okrog  $F_{min} = 1,3$  ter nekoliko nižje količnike varnosti pri hitrem upadu nivoja vode v predvidenem zadrževalniku pod nasipom. Da bi to zagotovili, bi bilo potrebno zgraditi 7,0 do 8,5 globoko temeljno peto, doseženi količniki varnosti pa še ne bi v celoti odgovarjali predpisom. Izvedba temeljne pete do hribinske podlage oziroma grušča nad njo pa bi zahtevala izvedbo temeljne pete nasipa do globine okrog 10 m.

Preglednica 5.10 Lastnosti zemljin, upoštevane pri računskih analizah stabilnosti karakterističnega profila P106

Table 5.10 Soil characteristics, taken into consideration in the calculating stability analyses of the characteristic profile P106

Vrsta zemljine	Stanje dodatnih pornih tlakov	Območje temeljnih tal izven nasipa		Območje izboljš. tal z gruščnat. koli			
				Nizek nasip		Visok nasip	
		$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)
Nasipni material	dreniran	28	10				
Kamniti grušč	dreniran	34	0				
Težko gnetna do poltrda glina	dreniran	24	0	26	0	26	0
	nedreniran	0	60	0	70	0	70
Lahko do srednje gnetne gline in melji	dreniran	22	0	24	3	26	3
	nedreniran	0	25	3	44	3	55
Pretežno grobozrnati peski in grušči	dreniran	28	0	28	0	28	0
	nedreniran	28	0	28	0	28	0
Srednje do težko gnetne gline in melji	dreniran	22	0	25 (24)	3 (4)	26	3
	nedreniran	0	35	3 (6)	63 (56)	3	77
Grušč nad podlago	dreniran	26	0				
Hribinska podlaga	dreniran	28	20				

Opomba: Vrednosti, podane v oklepajih, se nanašajo na območje zgoščenih gruščnatih kolov z medsebojno razdaljo 1,8 m.

Da bi se izognili obsežnim zemeljskim delom, je bil podan predlog, da se temeljna peta pod dnom nasipne brežine izvede v globini 4 m, pod njo pa se vgradi zgoščeno mrežo gruščnatih kolov, ki segajo do trde podlage v temeljnih tleh. Širina temeljne Pete v njenem dnu v tem primeru naj ne bi bila manjša od 10 m, naklon brežin temeljne Pete pa naj bi zanašal 1:1. Po izgradnji povoznega platoja v dnu izkopane temeljne Pete naj bi se v temeljna tla pod dnom in brežinami temeljne Pete vgradilo gruščnate kole v trikotni mreži z medsebojno razdaljo 1,8 m. Gruščnate kole na takšni manjši medsebojni razdalji naj bi se pod nasipom vgradilo tudi v določenem pasu ob notranjem robu temeljne Pete.

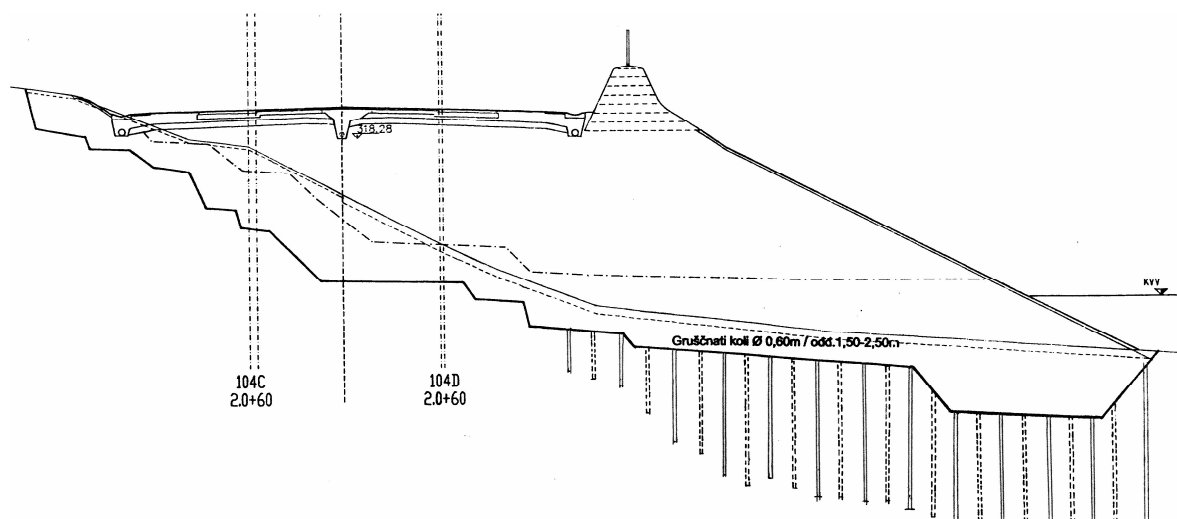
*Preglednica 5.11 Izračunani količniki varnosti pri različnih načinih temeljenja nasipa s karakterističnima profiloma P102 in P106 za drenirano in nedrenirano stanje v temeljnih tleh, ob upoštevanju različnih možnih vodostajev*

*Table 5.11 Calculated safety factors for different methods of embankment foundation, at drained and non-drained condition in subsoil of the characteristic profiles P102 and P106, taking into consideration different possible water levels*

Način temeljenja	Stanje dodatnih pornih tlakov	Profil P102			Profil P106	
		Vodostaji				
		V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>	V <sub>1</sub>	V <sub>3</sub>
Samo gruščnati koli brez temeljne Pete	dreniran	1,33	1,25	1,22	1,19	1,16
	nedreniran	1,26	1,36	1,23	1,31	1,28
Samo temeljna peta brez gruščnatih kolov	dreniran	1,32	1,34	1,24		
	nedreniran	1,05	1,12	1,03		
Gruščanti koli, temeljna peta v mehkih glinah	dreniran	1,29	1,27	1,21	1,28	1,25
	nedreniran	1,23	1,33	1,20	1,29	1,28
Gruščnati koli, temeljna peta v težko gnetnih glinah	dreniran	1,32	1,31	1,24	1,31	1,27
	nedreniran	1,26	1,36	1,24	1,31	1,31
Gruščnati koli, temeljna peta v zaglinjenem grušču	dreniran				1,33	1,29
	nedreniran				1,31	1,31
Gruščnati koli, temeljna peta do podlage	dreniran	1,43	1,39	1,35		
	nedreniran	1,36	1,45	1,33		

Rezultati izvedenih računskih analiz stabilnosti obeh karakterističnih profilov P102 in P106 obravnavanega nasipa v tem primeru kažejo na podobne količnike varnosti kot v primeru izvedbe globoke temeljne Pete, pod katero se nahajajo le še težkognetne gline. Za drenirano stanje po končani konsolidaciji temeljnih tal ob upoštevanju normalnega vodostaja V<sub>1</sub> znaša količnik varnosti v tem primeru okrog  $F_{min} = 1,3$  medtem ko za nedrenirano stanje znaša količnik varnosti  $F_{min} = 1,28$  v profilu P102 in  $F_{min} = 1,36$  v profilu P106.

Na osnovi rezultatov izvedenih računskih analiz je bilo okviru delovne skupine za spremljanje izvedbe temeljenja nasipov ocenjeno, da je izvedba zgoščene mreže gruščnatih kolov pod plitvejšo temeljno peto varnejša kot izvedba globoke temeljne pete, pod katero se ne smejo nahajati sloji srednjegnetne gline in melja. Na takšen način bo namreč mogoče pri sami izvedbi lažje in zanesljivejše zagotoviti takšne razmere v temeljnih tleh, kot so bile upoštevane v izvedenih računskih analizah. Tako je bilo dogovorjeno, da se temeljenje nasipa na območju profilov P100 do P114 z izvede s temeljno peto pod dnom nasipne brežine v globini 4 m in širini 10 m, pod njo pa se vgradi zgoščeno mrežo gruščnatih kolov, ki segajo do trde podlage v temeljnih tleh. Zgoščeno mrežo gruščnatih kolov se izvede tudi v določenem pasu ob notranjem robu temeljne pete, medtem ko se na preostalem delu pod nasipom v temeljna tla vgradi gruščnate kole v skladu z izdelanim geotehničnim tehnološkim elaboratom.



Slika 5.7 Končna oblika karakterističnega profila nasipa na območju med profili P100 in P114, kot je bila tudi dejansko izvedena

Fig. 5.7 Final form of the characteristic embankment cross section on the area between the profiles P100 and P114 as it has been also actually executed

Da bi ugotovili možno hitrost gradnje nasipa, je bila izvedena še analiza stabilnosti nasipa, zgrajenega do polovične višine. Analiza stabilnosti nasipa za primer nedreniranega stanja v temeljnih tleh takoj po dograditvi nasipa do polovice višine kaže, da bi količnik varnosti tedaj znašal  $F_{min} = 1,43$ . Pri analizi so bile v tem primeru v temeljnih tleh pod nasipom upoštevane začetne nedrenirane strižne trdnosti zemljin, izmerjene v neobremenjenih tleh v okviru izvedenih dodatnih preiskav s statičnim penetrometrom ter upoštevano poboljšanje strižne trdnosti zaradi vgrajenih gruščnatih kolov.

Rezultati izvedenih računskih analiz stabilnosti tako kažejo, da je nasip mogoče zgraditi zelo hitro vse do njegove polovične višine. Pred nadaljevanjem gradnje nasipa pa bo potrebno predhodno ugotoviti dejanski porast nedrenirane strižne trdnosti zemljin v temeljnih tleh med vgrajenimi gruščnatimi koli. Prav tako je med gradnjo potrebno organizirati redno spremljanje razvoja posredkov površja temeljnih tal pod nasipom.

## 5.3 Gradnja nasipov

### 5.3.1 Izkop temeljnih pet in prečnih reber

Izkop temeljnih tal za potrebe sanacije slabo nosilnih temeljnih tal in izdelavo temeljnih pet pod robom brežin visokih nasipov se je izvajal pod stalnim geološko-geomehanskim nadzorom. Obseg in globina potrebnega izkopa slabo nosilnih slojev temeljnih tal je bila določena sproti na podlagi vizualnega pregleda in ocene kvalitete materiala tal, ki se je izkopaval. Izkop slabo nosilnih tal pod celotnim nasipom na območju profilov P56 in P60 in pod nasipom na območju med P93 in P95 se je izvajal do globine največ 4 do 5 m, kolikor je omogočal doseg razpoložljivih izkopnih bagrov. Pri izvedbi izkopov ni bilo večjih težav, saj zaradi kvalitetnejše skorje na površju temeljnih tal gibanje gradbiščne mehanizacije ni bilo ovirano. Ne glede na to pa je bilo za potrebe odvoza izkopanega materiala potrebno najprej urediti ustrezno utrjene transportne poti. Za izdelavo takšnih poti je zadostoval nasip poti iz gruščnatega materiala v debelini 0,5 m.



*Slika 5.8 Izkop slabo nosilnih temeljnih tal pod nasipom na območju profilov P56 do P60*

*Fig. 5.8 Excavation of poor bearing subsoil under the embankment on the area of profiles P56 to P60*

Za potrebe temeljenja nasipov na območju profilov P93 in P95 so bila na takšen način odstranjeni vsi slabše nosilni sloji temeljnih tal, saj so se po večini dobro nosilna temeljna tla nahajala že na globini, manjši od 4 m. Nasprotno pa na območju temeljenja nasipa med profili P56 in P60 pri izkopu do globine 4 do 5 m še niso bili doseženi dobro nosilni sloji v temeljnih tleh. Zato je bilo v dnu izvedenega izkopa potrebno izvesti še prečna rebra in temeljno peto. Zaradi slabe nosilnosti tal v dnu izvedenega izkopa je bilo potrebno predhodno izdelati ustrezne utrjene delovne platoje in transportne poti, saj je gradbiščna mehanizacija zaradi svoje teže tonila v mehka tla. Z izkopom prečnih reber in temeljne pete je bila dosežena dobro nosilna podlaga temeljnih tal, ki se je nahajala na globini 6 do 8 m.

Pri izkopu temeljnih pet za nasip na območju profilov P70 do P80 je bilo sloje z zadostno strižno trdnostjo mogoče doseči le z izkopom v dveh nivojih. Pri izkopu v dveh nivojih je bilo



potrebno poleg ustrezne ureditve in utrditve začasnih delovnih platojev in transportnih poti posvetiti ustrezno pozornost tudi naklonu izkopnih brežin.



*Slika 5.9 Izkop temeljne pete pod nasipom na območju profilov P70 do P80*

*Fig. 5.9 Excavation of foundation foot under the embankment on the area of profiles P56 to P60*



*Slika 5.10 Usad v začasni strmi brežini, ki je nastal med izvajanjem izkopa za temeljno peto nasipa na območju profilov P70 do P80.*

*Fig. 5.10 Landslide in the temporary steep slope occurred during the excavation for the foundation foot of embankment on the area of the profiles P70 to P80.*



Pri izvedbi izkopov do prvega nivoja se je zato uporabljala ustrezno blažji naklon brežin, ki je zagotavljal ustrezno stabilnost brežin tudi za daljši čas (1 do 2 meseca). V dnu takšnega izkopa se je po utrditvi povoznih platojev namreč gibala gradbiščna mehanizacija in ljudje.

Pri izkopu temeljnih pet v drugem nivoju pa je bilo mogoče uporabljati tudi bolj strme brežine, saj so se izkopana tla takoj nadomeščala z zasipnim gruščnatim materialom v debelini 1 do 2 m. Naklon se je v tem primeru izvajal tako, da je bila ves čas zagotovljena le minimalna stabilnost brežin. Posamezni lokalni zdrsi in usadi v izkopnih brežinah so bili sprti sanirani tako, da se je splazeli material odstranil, brežina pa se je podprla z zasipom gruščnatega materiala.

Ne glede na to, da so se dela pri izkopu slabo nosilnih temeljnih tal, prečnih reber in temeljnih pet izvajala v sušnem obdobju, se je v temeljnih tleh povsod pojavljala večja ali manjša količina vode, vendar le ta v izvedenih izkopih ni zastajala, ampak je pronicala in odtekala skozi dobro prepustne gruščnate sloje v dnu in v brežinah izkopa.



*Slika 5.11 Poizkus izkopa temeljne pete pod nasipom na območju profilov P100 do P114: na levi sliki je prikazan izkop pete do prvega izkopnega nivoja, na desni sliki pa je prikazan izvedeni sondažni izkop do predvidenega dna pete nasipa. V sondažnem izkopu je vidno menjavanje slabo prepustnih pretežno glinenih in dobro prepustnih peščeno meljnih plasti v temeljnih tleh.*

*Fig. 5.11 Excavation test of the foundation foot under the embankment on the area of profiles P100 to P114: the left figure shows excavation of the foundation foot up to the first excavation level, and the right figure shows the executed test pit up to the bottom of the foreseen foundation foot. There is in the test pit seen the alternation of poorly permeable mostly clay layers and well permeable sand silt layers in the subsoil.*

Drugačne razmere pa so bile ugotovljen pri izkopu za temeljno peto nasipa na območju

profilov P100 do P114. V tem primeru se je izkop temeljne pete do globine ca. 4,0 m izvajal v suhem. Že izvedba sondažnega izkopa do predvidenega dna pete nasipa pa je pokazala, da bo izkop naslednjega nivoja pete potrebno izvajati pod nivojem podtalnice. Na osnovi izvedenega sondažnega izkopa do predvidenega nivoja dna pete nasipa je bilo ugotovljeno, da se na tej globini še ne nahajajo pričakovani dobro nosilni sloji temeljnih tal. Dobro nosilne podlage temeljnih tal ni bilo mogoče doseči niti z sondažnim izkopom do globine, ki je bila z izkopnim bagrom še dosegljiva. Zato je bila, kot je opisano v poglavju 5.2.2.4, izvedba temeljenja nasipa kasneje preprojektirana.



*Slika 5.12 Po prekinitvi del se je v izvedenem sondažnem izkopu temeljne pete za nasip na območju profilov P100 do P114 vzpostavil naravni nivo podtalnice*

*Fig. 5.12 After interruption of works, the natural level of underground water was restored in the executed test pit of foundation foot for embankment on the area of profiles P100 to P114*

Pri izkopu temeljne pete globine 4 m v skladu s spremenjenim projektom temeljenja nasipa na območju profilov P 100 do P 114 ni bilo večjih težav.

Za nadomeščanje odkopanih slabo nosilnih temeljnih tal ter za vgradnjo v prečna rebra in temeljne pete pod nasipi se je uporabljalo odstreljen apnenčast in dolomitni kamniti material, ki je obstojen v vodi in odporen oziroma neobčutljiv na predrabljanje. Zahtevano je bilo, da prostorninska masa kamenine zanaša med 2400 in 2600 kg/m<sup>3</sup>, da njena tlačna trdnost presega 50 MPa ter da kamenina ne vpija več kot 2 % vode. Okvirna velikost zrn vgrajevanega materiala je morala znašati od 0 do 300 mm, pri čemer se je dopuščalo vgrajevanje posameznih samic premera do 500 mm. Gruščnat material je moral izkazovati dobro stopnjevano granulacijo, brez grud gline ali plastičnega materiala. Za zagotovitev ustrezne prepustnosti delež zrn premera pod 0,06 mm ni smel presežati 5 %.

Zaradi problematike transporta težkih kamionov po slabše nosilnih tleh se je takšen material nasipal čelno ter nato razgrinjal v ustrezno debele sloje. Tako se je transport vršil po že utrjenih tleh. Prvi sloj takšnega gruščnatega materiala se je v dno prečnih reber in temeljnih pet vgrajeval z nasipanjem v debelini 1 do 1,5 m takoj po izkopu. Po uvaljanju in zgostitvi površine takšnega sloja so se naslednji sloji gruščnatega materiala vgrajevali v slojih po 0,5 m in sprotno zgoščevali s težkimi vibracijskimi valjarji velike kapacitete do predpisane



zgoščenosti 92 % MPP. Za debelejši sloj, vgrajen v dno prečnih reber in temeljnih pet, se je predpostavljalo, da se bodo ustrezno zgostil pod lastno težo nasipa.



*Slika 5.13 Vsipanje gruščnatega materiala za vgradnjo v temeljno peto pod nasipom na območju profilov P56 do P60*

*Fig. 5.13 Pouring-in the rubble material for building into the foundation foot under the embankment on the area of profiles P56 to P60*



*Slika 5.14 Vgrajevanje gruščnatega materiala v temeljno peto pod nasipom na območju profilov P70 do P80*

*Fig. 5.14 Building-in the rubble material into the foundation foot under the embankment on the area of profiles P70 to P80*

Zgoščenost vgrajenega materiala je bila med gradnjo redno kontrolirana z meritvami z izotopskimi sondami. Prav tako so bili redno kontrolirani doseženi deformacijski moduli vgrajenega materiala  $E_{v1}$  in  $E_{v2}$  z meritvami posedkov pod dinamično ali statično obremenjenimi krožnimi ploščami. Dosežena strižna trdnost tako vgrajenega gruščnatega materiala ni bila kontrolirana, saj zaradi velikega premera maksimalnih zrn vgrajenega materiala strižne trdnosti z opremo, s katero razpolagajo slovenski laboratoriji za mehaniko tal, ni bilo mogoče ugotavljati.

Na vseh območjih nadomeščanja slabo nosilnih temeljnih tal in območjih izvedenih temeljnih pet je bil izveden ustrezen drenažni sistem za zajem in odvod vode, ki je pronicala in dotekala iz pobočij, na katera so prislonjeni izvedeni nasipi. Takšna voda bi se namreč zaradi slabe prepustnosti okoliških tal nabirala in zastajala v porah dobro prepustnega materiala, vgrajenega v temeljne pete in zamenjave slabo nosilnih tal. Ker so temeljne pete praviloma segale globoko v temeljna tla, odvodnje iz dna temeljnih pet ni bilo mogoče zagotoviti. V temeljnih petah je bila pronicujoča talna voda zato zajeta na najnižjem nivoju, kot je to glede na višino okoliškega terena in glede na nivoje bližnjih potokov še bilo mogoče izvesti. Material, vgrajen v temeljne pete na delu pod tem nivojem, pa bo tako več ali manj stalno polno zasičen z vodo.

### 5.3.2 Vgrajevanje gruščnatih kolov

Gruščnati koli so bili v temeljna tla vgrajevani z vibracijskim vtiskanjem jeklene cevi premera 60 cm. Na dnu jeklenih cevi je bila nameščena loputa v obliki konice, ki je bila med vtiskanjem zaprta, pri izvlečenju cevi pa se je odprla. Vtiskanje in izvlečenje cevi se je izvajalo s pomočjo vibratorja, obešenega na premični bager-dvigalo. Jeklena cev se je v tla vtiskala s pomočjo vibracij in lastne teže vibratorja do globine, pri kateri se je zaradi nastopa trdnejših slojev v tleh prodiranje cevi ustavilo. Glede na izmerjene globine vtiskanja jeklene cevi in glede na rezultate izvedenih geotehničnih preiskav je bilo ocenjeno, da vgrajeni gruščnati koli segajo do gruščnatih slojev z dobro strižno trdnostjo, ki se nahajajo nad hribinsko podlago v temeljnih tleh.

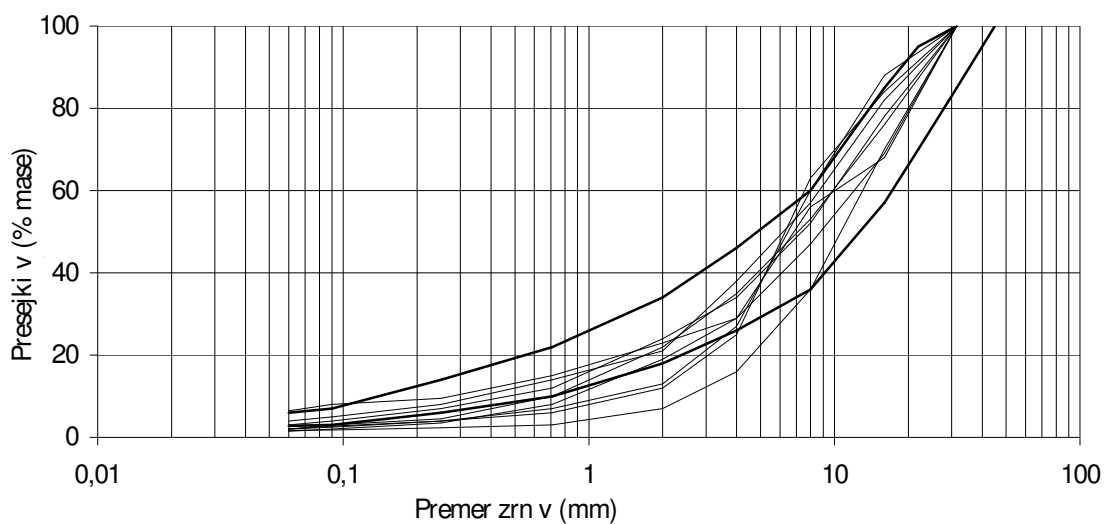
Tako je bilo zahtevano, da mora biti gruščnat material za vgradnjo v gruščnate kole pridobljen iz zdrave, trdne in homogene apnenčaste kamenine. Sestava zmesi kamnitih zrn gruščnatega materiala pa je morala odgovarjati zahtevam za tamponski material 0/31 mm. Za zagotovitev ustrezne prepustnosti delež zrn premera pod 0,06 mm ni smel presegati 5%, za zagotavljanje čim večje strižne trdnosti gruščnatih kolov pa je bilo zahtevano, da so vsa zrna v grušču ostroroba. Ugotovljena dejanska sestava zmesi zrn vgrajenega gruščnatega materiala je prikazana na sliki 5.16. Iz prikazanih rezultatov izvedenih sejalnih analiz je razvidno, da vgrajeni gruščnat material v povprečju vsebuje nekoliko manjši delež drobnih zrn ter nekoliko večji delež večjih zrn, od zahtevanih za tamponski material. Ne glede na to je bil vgrajeni gruščnati material ocenjen kot ustrezen.

Pri izdelavi gruščnatih kolov se je suhi tamponski drobljenec vsipalo v vgrajeno jekleno opazno cev in se ga zgoščevalo z vibriranjem cevi, kar se izvajalo med dviganjem cevi iz tal. Na podlagi kontrole doseženega premera vgrajenih gruščnatih kolov je bilo kmalu ugotovljeno, da vgrajeni koli ne dosegajo predvidenega premera 60 cm.



Slika 5.15 Izboljšanje slabo nosilnih temeljnih tal pod visokimi nasipi z vgrajevanjem gruščnatih kolov s pomočjo vtiskanja jeklene cevi

Fig. 5.15 Improvement of poor bearing subsoil under high embankments with placing granular piles by driving-in a steel pipe



Slika 5.16 Prikaz zrnastne sestave zmesi zrn gruščnatega materiala, vgrajenega v gruščnate kole glede na mejni krivulji za tamponski material 0/31 mm

Fig. 5.16 Grain structure of rubble material built-in the granular piles, with regards to the limited curves for the pavement base material of 0/31 mm



Glede na izkušnje, pridobljene pri vgrajevanju gruščnatih kolov v okviru izgradnje ljubljanske južne obvozne avtoceste, je bilo predlagano, da se gruščnati material vgrajuje skupaj z vodo. Pred zgoščevanjem mora biti tako dosežena polna zasičenost gruščnatega materiala v cevi. Po izvedenem poizkusnem vgrajevanju je bilo ugotovljeno, da je na takšen način brez večjih težav mogoče dosežati predvideni premer kolov. Ocenjeno je bilo, da voda v gruščnatem kolu v tem primeru uravnoteži bočne hidrostatske pritiske podtalnice v okoliški zemljini temeljnih tal. Bočni pritiski na gruščnati material pri dviganju cevi in zgoščevanju se tako zmanjšajo, kar ima za posledico manjše bočno stiskanje gruščnatega materiala, preden je le ta zadovoljivo zgoščen.



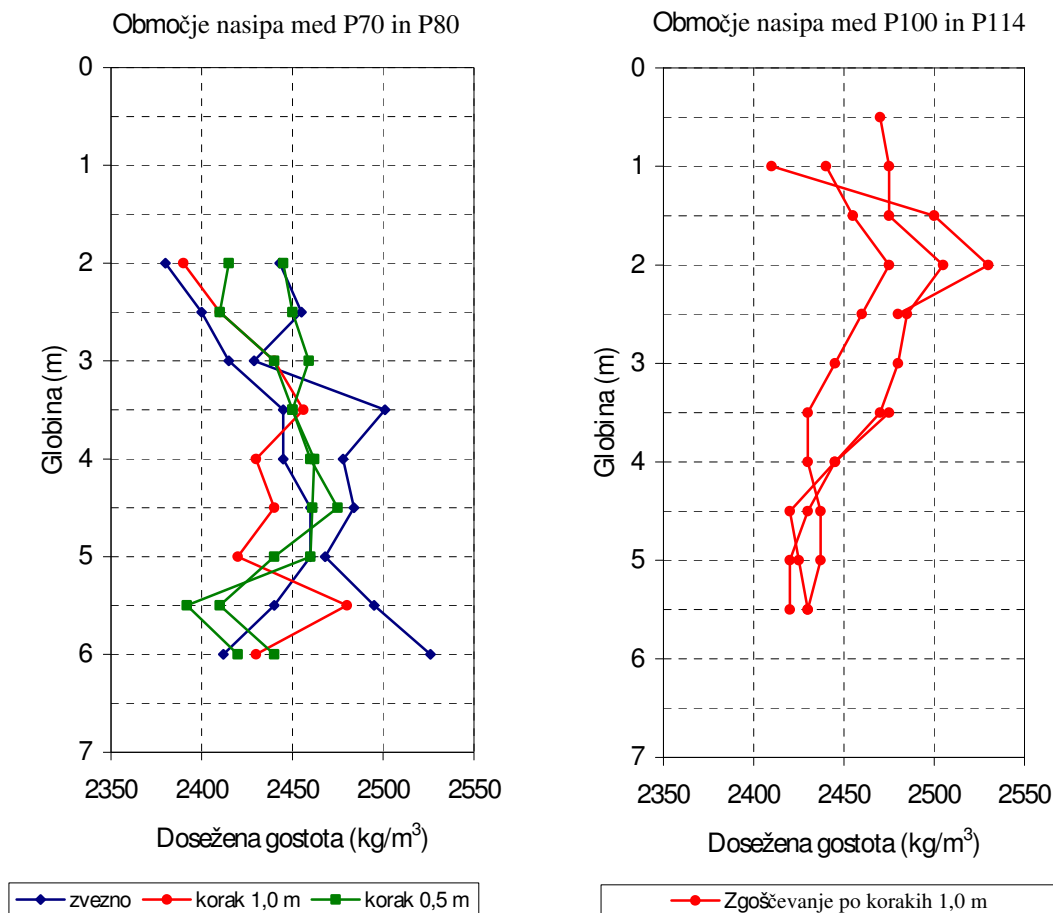
*Slika 5.17 Z vgrajevanjem polno zasičenega gruščnatega materiala je bilo preprečeno stiskanje vgrajenega gruščnatega materiala zaradi pritiskov vode v tleh*

*Fig. 5.17 By placing-in the fully congested granular material, the compressing of the placed granula material due to the soil water pressure was prevented*

Vpliv hitrosti dviganja opažne cevi (med vibriranjem gruščnatega materiala) na zgoščenost in homogenost vgrajenih gruščnatih kolov je bil analiziran na podlagi meritev gostote vgrajenega grušča z globinsko izotopsko sondo. Pri tem se je primerjala dosežena zgoščenost vgrajenega grušča v kolih pri zveznem dvigovanju opažne cevi med vibriranjem ter pri dvigovanju cevi v 0,5 in 1,0-metrskih korakih. Pri slednjih se je na vsakem koraku izvajalo vibriranje, vse dokler se grušč v cevi ni prenehal posedati in s tem zgoščevati.

Meritve zgoščevanja se je izvajalo v jekleni brezšivni cevi, ki je bila skupaj z gruščnatim kolom vgrajena v tla. Takšna merilna cev je bila vgrajena v osi gruščnatega kola. Meritve so pokazale, da je bilo v vseh preizkusnih kolih dosežena homogena, dokaj enakomerna zgoščenost materiala v kolu, ne glede na uporabljen način dviganja opažne cevi med zgoščevanjem. V zasičenem stanju so bile tako izmerjene gostote od 2380 do 2475 kg/m<sup>3</sup> pri nasipu na območju med profili med P70 in P80 ter 2410 do 2530 kg/m<sup>3</sup> pri nasipu na območju med profili P100 do P114. To pomeni, da je bila pod nasipom med profili P70 do P80 dosežena 100 % do 102 % relativna zgoščenost gruščnatega materiala glede na gostoto, doseženo pri zgoščevanju vzorca grušča v laboratoriju z optimalno vlažnostjo in modificirano energijo po Proctorju. Pod nasipom na območju profilov P110 do P114 pa je bila dosežena

relativna gostota vgrajenega gruščca še višja. Rezultati meritev gostote vgrajenega gruščca so prikazani na sliki 5.18.



Slika 5.18 Rezultati meritev zgoščenosti v gruščnatem kolu, izvedene z globinsko izotopsko sondo v predhodno vgrajeni cevi v osi vgrajenega kola

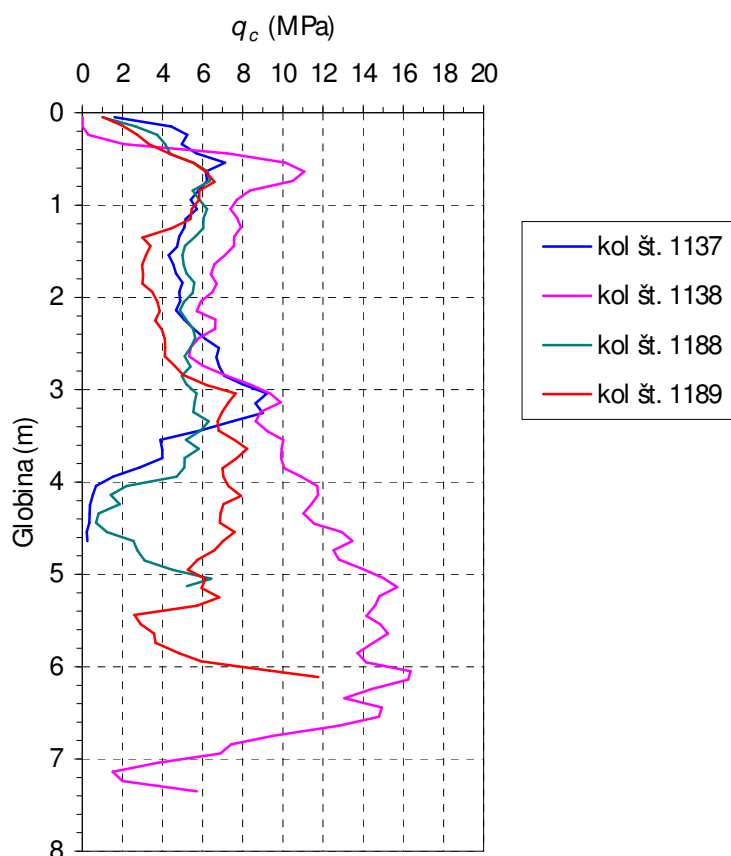
Fig. 5.18 Results of condensation measurement in the granular pile, executed with isotopic sound in the axis of the built-in pile of the previously placed pipe

Iz rezultatov izvedenih meritev je razvidno, da različni uporabljeni načini zgoščevanja niso bistveno vplivali na zgoščenost materiala v kolu. Ocenjeno je namreč bilo, da se ugotovljene razlike gibljejo v mejah, ki so lahko tudi posledica napak pri merjenju. Ne glede na pridobljene rezultate pa je bilo dogovorjeno, da se zgoščevanje gruščnatih kolov izvaja z dviganjem opažne cevi po metrskih korakih, na vsakem koraku pa se vibriranje izvaja, dokler se grušč v cevi ne preneha posedati.

Ker ustreznosti globine in zgoščenosti vsakega vgrajenega gruščnatega kola po vgradnji ni mogoče več kontrolirati, je bil pri vgrajevanju kolov vzpostavljen stalen nadzor vgrajevanja, s katerim se je sproti preverjalo ustreznost globine vtiskanja jeklene cevi kot tudi ustreznost zgoščanja. Za doseganje maksimalne zgoščenosti in strižne trdnosti vgrajenega gruščnatega

materiala je namreč pomembno, da hitrost dviganja cevi in s tem čas vibriranja v posameznem koraku dviga ni krajši od časa, potrebnega za maksimalno zgostitev materiala.

Zgoščenost in strižno trdnost vgrajenih gruščnatih kolov, kot tudi učinek vgradnje kolov na zgostitev okoliške zemljine sta bili pri gradnji nasipa na območju profilov P70 do P80 kontrolirani tudi z izvedbo statičnih penetracijskih testov (Pulko, Majes, 1996). Takšni testi so bili izvedeni na izbranih lokacijah v profilu P73 (gruščnata kola št. 1137 in 1138) in na izbrani lokaciji v profilu P78 (gruščnata kola št. 1188 in 1189). Na vsaki lokaciji je bila penetracija izvedena v osi gruščnatega kola in v zemljini med vgrajenimi gruščnatimi koli.



Slika 5.19 Rezultati registriranih odporov na konici penetrometra  $q_c$  pri preiskavi vgrajenih gruščnatih kolov

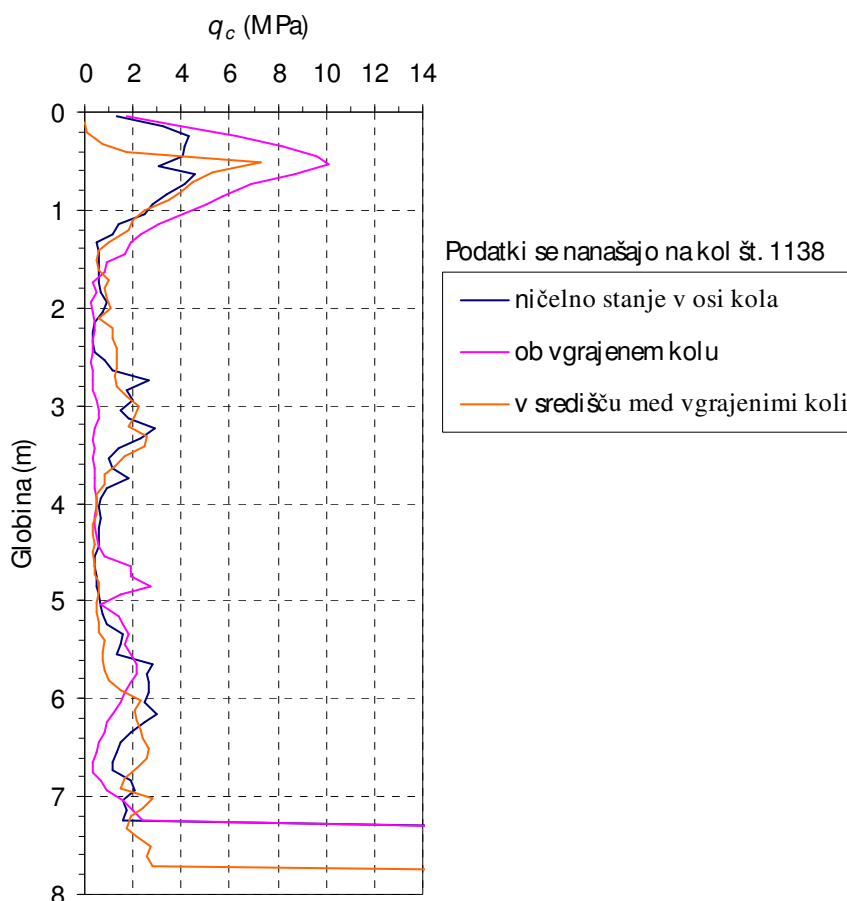
Fig. 5.19 Results of registered resistances at the cone of the penetrometer  $q_c$  with the investigation of the built-in granular piles

Pri izvedbi penetracijskega testa v osi gruščnatih kolov se je izkazalo, da je v takšnih razmerah zelo težko izvesti penetracijo po celotni dolžini vzdolž vgrajenega gruščnatega kola. Zemljina temeljnih tal okrog gruščnatega kola namreč nudi manjši odpor proti prodiranju konice penetrometra kot zgoščeni grušč v vgrajenih kolih. Konica penetrometra se je pri izvajanju penetracije tako pogosto hitro odklonila od vertikale in pobegnila izven območja gruščnatih kolov, preden je dosegla trdno podlago v tleh. Iz rezultatov izmerjenih odporov na konici penetrometra  $q_c$ , prikazanih na sliki 5.19, je razvidno, da je bilo zaradi inklinacije konice penetrometra v kolih št. 1137 in 1288 mogoče pridobiti ustrezne podatke samo za



zgornje 4 m kolov. Ne glede na to je bilo ocenjeno, da je na osnovi izmerjenih odporov na konici penetrometra  $q_c$  mogoče zaključiti, da so rezultati vseh meritev v splošnem primerljivi.

Ne glede na težave pa je bilo na podlagi uspešno izvedenih penetracij v središču gruščantih kolov mogoče zaključiti, da izvedeni gruščnati koli segajo vse do trdne podlage v temeljnih tleh. Prav tako je bila pri vseh preiskanih gruščnatih kolih ugotovljena njihova zveznost in homogenost. Na podlagi izvedenih preiskav je bila ugotovljena relativna gostota okrog 60 % do 70 %, kar po navedbah v literaturi znaša okrog 90 % do 95 % gostote, določene po Proctorju. Takšen rezultat kaže na sorazmerno dobro ujemanje z rezultati meritev z izotopsko sondo. Manjše neskladje (velikostnega reda do 10 %) je lahko posledica napak v interpretaciji rezultatov meritev. Iz rezultatov izvedenih penetracijskih testov je bilo tako mogoče oceniti, da strižni kot v gruščnate kole vgrajenega materiala znaša od  $35^\circ$  do  $38^\circ$ , kar je bilo v skladu s pričakovanji.



Slika 5.20 Prikaz vpliva vgrajevanja gruščnatih kolov na temeljna tla med njimi

Fig. 5.20 Influence of the built-in granular piles on the surrounded subsoil

Na sliki 5.20 je prikazana primerjava izmerjenih odporov na konici penetrometra  $q_c$  pri izvedenih penetracijah temeljnih tal v osi gruščnatega kola pred njegovo vgradnjo, ter penetracijah, izvedenih v temeljnih tleh po vgradnji, sicer ob obodu kola ter v sredini med sosednjimi gruščnatimi koli.

Iz rezultatov je razvidno, da se tik ob vgrajenemu gruščnatemu kolu zaradi razrivanja zemljine pri vtiskanju opažne cevi in zaradi vibriranja cevi zemljina v celoti pregnete oziroma plastificira ter tako izgubi velik delež svoje strižne trdnosti. Prav tako pa je zaradi porasta pornih tlakov tudi v središču med vgrajenimi gruščnatimi koli opaziti rahel padec strižne trdnosti. Iz prikazanih rezultov je mogoče opaziti, da je velikost upada strižne trdnosti zemljine odvisna od vrste zemljine in njene prepustnosti. V sloju gramoznega nasutja debeline ca. 1,0 m na površju temeljnih tal, se je odpor na konici penetrometra oziroma strižna trdnost celo povečala na račun zgostitve takšnega sloja pod vplivom vibracij in razrivanja zemljine pri vgrajevanju kola. Podoben učinek je opaziti tudi v posameznih peščenih slojih, ki se nahajajo v temeljnih tleh.

Ocenjuje se, da je poslabšanje strižne trdnosti vezljivih, slabo prepustnih zemljin med gruščnatimi koli le kratkotrajno, saj pri vgradnji kolov nastali presežni porni tlaki zaradi kratkih drenažnih poti hitro upadejo.

### 5.3.3 Vgrajevanje drenažne preproge

Da bi preprečili prodiranje zaledne površinske in še predvsem podtalne vode v samo telo nasipa ter razmakanje nasipnega materiala občutljivega na delovanje vode, je bila povsod na stiku nasipa s temeljnimi tlemi vgrajena ustrezna drenažna preproga iz dobro prepustnega gruščnatega materiala. Drenažna preproga je bila vgrajena neposredno na odkopano in ustrezno pripravljeno ter utrjeno površino temeljnih tal. Pod drenažno preprogo niso bile vgrajene filtrne gotekstilije, saj je bilo ocenjeno, da zaradi zadostne debeline drenažnega sloja ni nevarnosti dviganja drobnih delcev iz temeljnih tal, ki bi lahko zablatili vgrajeno drenažno preprogo. Ustrezna drenažna preproga je bila vgrajena tudi preko zastopničenega pobočja temeljnih tal na območju, kjer so bili nasipi naslonjeni na pobočje Dobrunjskega hriba in sicer tako preko horizontalnih kot tudi preko vertikalnih površin izdelanih stopnic.



Slika 5.21 Prikaz izvedbe stopničenja v kvaliteten pobočni material in vgrajevanja zvezne drenažne preproge na stiku med temeljnimi tlemi pobočja in nasipnim materialom

Fig. 5.21 Execution of benching into the high quality slope and placing of wide-spread drainage blanket on the contact between the side subsoil and fill material

V primeru, ko so se v pobočju, na katerem so bili temeljeni nasipi, pojavili večji lokalni izviri, je bila pronicujoča voda ustrezno zajeta in z drenažnimi cevmi odvedena izpod nasipa.

V drenažne preproge se je vgrajevalo odstreljen in zdrobljen apnenčast material, kateremu so bila odsejana prekomerna zrna. Takšen gruščnati material je zagotavljal ustrezno obstojnost v vodi in neobčutljivost na sekundarno predrabljanje, njegova tlačna trdnost pa je morala presežati 80 MPa. Velikost zrn vgrajenega materiala je znašala od 0 do 60 mm, pri čemer pa se je dopuščalo vgrajevanje posameznih večjih skal premera do 150 mm. Material je moral izkazovati dobro stopnjevano granulacijo, pri čemer količnik neenakomernosti ni smel biti manjši od  $U > 8$ . Za zagotovitev ustrezne trajne prepustnosti, ki ni smela biti manjša od  $1 \times 10^{-3}$  cm/s, je bilo zahtevano, da delež zrn premera pod 0,06 mm ne sme preseči 5 %. Takšen material je bil v drenažno preprogo vgrajen v dveh slojih debeline 0,5 m in sprti zgoščen s težkimi vibracijskimi valjarji do predpisane zgoščenosti 92 % MPP.

Dejanska prepustnost gruščnatega materiala, vgrajenega v drenažne preproge, je bila med gradnjo ocenjena na podlagi:

- izračuna količnika prepustnosti vgrajenega materiala na osnovi ugotovljene zrnave sestave,
- laboratorijske določitve količnika prepustnosti v permeamtru s konstantnim hidravličnim padcem, ki je bila izvedena na odvzetem vzorcu materiala, iz katerega so bila odstranjena zrna nad 31 mm premera, ter ustrezno zgoščena po Proktorju,
- izvedenih preizkusov z nalivanjem v vgrajeni plasti na terenu, pri katerem se je merilo hitrost upadanja gladine vode, nalite v vgrajene vertikalne betonske cevi premera 80 cm.

Rezultati izvedenih preizkusov so prikazani v preglednici 5.12.

*Preglednica 5.12 Rezultati izvedenih preizkusov prepustnosti materiala, vgrajenega v drenažne preproge*

*Table 5.12 Experiment results of the material permeability, built into the drainage blankets*

Metoda preiskave	Lokacija	Količnik prepustnost
Ocena prepustnosti na osnovi izdelanih krivulj zrnivosti	profil P92	22 cm/s
	profil P91	6 cm/s
Laboratorijska preiskava prepustnosti vzorca v permeamtru. Zrna nad 31 mm premera odsejana, vzorec pa zgoščen po Proctorju pri optimalni vlagi.	profil P91	- 2140 kg/m <sup>3</sup>
		- 2180 kg/m <sup>3</sup>
Nalivalni preizkus na terenu	profil P94	$2 \times 10^{-1}$ cm/s

Iz rezultatov je razvidno, da so različne metode določitve prepustnosti materiala, vgrajenega v drenažne preproge, podale različne vrednosti količnikov prepustnosti, kar je bilo pričakovano, saj je pri takšnih preiskavah rezultat vedno odvisen tudi od metode preiskave in metode izračuna. Ocenjeno je bilo, da je nižja vrednost prepustnosti, določena na vzorcu v laboratoriju, najverjetneje posledica odsejanosti grobih zrn v vzorcu materiala, zaradi česar se je zmanjšala tudi učinkovita poroznost materiala. Ne glede na uporabljen metodo preiskave pa je bilo mogoče zaključiti, da material, vgrajen v drenažne preproge, zagotavlja ustrezno prepustnost.



*Slika 5.22 Preprosti preiskus, ki je služil za grobo oceno ustreznosti ali neustreznosti prepustnosti vgrajenega materiala v drenažne preproge*

*Fig. 5.22 Simple test served for a rough assessment of suitability or unsuitability of the material permeability, which was built into drainage blankets*

#### **5.3.4 Vgrajevanje nasipnega materiala**

Za gradnjo visokih nasipov na območju poteka avtoceste v zaledju naselja Bizovik je bila predvidena uporaba materiala, pridobljenega iz vkopov na tem območju. Že pred pričetkom gradnje so bili zato odvzeti vzorci materialov, ki se nahajajo na območju predvidenih vkopov in laboratorijsko preiskane njihove lastnosti, ki vplivajo na možnost in pogoje vgrajevanja v predvidene nasipe. Na podlagi preiskav je bilo ugotovljeno, da je iz vkopov na tem območju mogoče pridobiti predvsem naslednje materiale:

- srednje goste glineno gruščnate zemljine iz deluvialnega pokrova z različno vsebnostjo glin. Zrna gruščca so po sestavi glinasti skrilavci in peščenjaki v rahli do srednje gosti sestavi;
- permokarbonski preperel in trden glinovec, meljevec in peščenjak, plastovit in lokalno tektonsko povsem predrobljen in pregneten.

Vsi navedeni materiali so bili zaradi nizke obstojnosti zrn in velike občutljivosti predrobljenega materiala na vodo ocenjeni kot materiali mejne kakovosti za vgrajevanje v nasipe.





Slika 5.23 *Različne materiale, ki so bili vgrajevani v nasipe, se je pri vgrajevanju med sabo mešalo*  
 Fig. 5.23 *Different materials placed into embankments have been mixed*

Laboratorijske preiskave odvzetih vzorcev so pokazale, da je takšne materiale mogoče dobro mehansko zgoščati, v zgoščenem stanju pri optimalni vlagi pa izkazujejo dobre nosilnosti, zadovoljive tlačne trdnosti in dobre strižne karakteristike, pri čemer pomemben delež odpade na kohezijo. Zgoščen material izkazuje slabo prepustnost za vodo.

Prav tako je bilo ugotovljeno, da pri vlagi, ki je višja od optimalne, teh materialov ni več možno zadovoljivo zgoščevati. Poleg tega pa pri porastu vlage nad optimalno, že vgrajeni material izgubi kohezijo, zaradi razmakanja zrn, pa upade tudi strižni odpor zrn. Z izvedenimi preiskavami ugotovljene povprečne lastnosti vgrajenega materiala, ki je bil na voljo za gradnjo nasipov so prikazane v preglednici 5.13.

Preglednica 5.13 *Povprečne lastnosti vgrajenega materiala, ki je za gradnjo nasipov na voljo v bližnjih vkopih*

Table 5.13 *Average properties of built-in material, available for embankment construction in nearby cuts*

Lastnost vgrajenega materiala	Pri optimalni vlažnosti	Pri močno povečani vlažnosti
Nosilnost (CBR)	10 do 25 %	4 do 10 %
Enoosna tlačna trdnost ( $q_u$ )	> 200 kPa	Ni bilo preiskano.
Kot notranjega trenja ( $\varphi$ )	~ 30°	20 do 28°
Kohezija (c)	≥ 20 kPa	~ 0 kPa
Količnik vodoprepustnosti (k)	~ 10 <sup>-5</sup> do 10 <sup>-7</sup> cm/s	Ni bilo preiskano.

Ugotovljeno je bilo, da vgrajen in zgoščen material v stiku z vodo rahlo nabreka, pričakovano povečanje volumna pa je bilo ocenjeno na 5 %.

Da bi se v čim večji možni meri izognili nevarnosti naknadnega slabšanja lastnosti vgrajenega materiala, je bilo določeno, da se v nasipe vgrajuje samo homogeno pridobljeni material zrnivosti 0 do 100 mm z maksimalnim še dopustnim premerom posameznega zrna 150 mm. Priporočeno je bilo vgrajevanje le sveže izkopanega materiala, katerega vlažnost je enaka ugotovljeni optimalni vlažnosti za zgoščevanje, oziroma je njegova vlažnost do 2 % nižja od optimalne. Vmesno deponiranje izkopanega materiala je bilo odsvetovano in se tudi ni izvajalo.

Debelina posameznih slojev in najprimernejši način zgoščevanja je bil določen na osnovi izvedenega poiskusnega polja. Na ta način je bil ugotovljen dejanski učinek različnih valjarjev na zgostitev materiala, ki je bil na voljo za vgradnjo v nasipe in določena primerna debelina sloja za zgoščevanje ter potrebno število prehodov posameznih valjarjev za ustrezno zgostitev nasipnega materiala.



*Slika 5.24 Prikaz vgrajevanja različnih materialov, pridobljenih iz vkopov, v nasip*

*Fig. 5.24 Execution of embankments by using different materials from cuts*

Ves čas gradnje je bila posebna pozornost posvečena ureditvi odvodnje padavinskih voda s površine zgrajenih nasipov. To se je zagotavljalo z ustrezno ravnostjo in naklonom vgrajenih plasti nasipa in s sprotim obnavljanjem in vzdrževanjem odvodnih jarkov in kanalov za zajem in odvod meteorne vode iz površine in brežin nasipov, kot tudi iz vkopov, kjer se je pridobivalo ustrezen material za vgradnjo v nasipe.

Vgrajene in zadovoljivo utrjene plasti, ki jih je v času gradnje površinsko namočil dež, se je pred nadaljevanjem gradnje ustrezno osušilo ali pa odstranilo iz nasipa.

Da bi preprečili negativen vpliv meteorne vode na lastnosti vgrajenega nasipnega materiala, se je nasipe izvajalo ca. 0,5 m širše od s projektom predvidene širine. Po dokončanju so bile brežine nasipa oblikovane v projektirano širino in takoj prekrite z zadostno debelino humusa ter zatravljene.

### 5.3.5 Izdelava nasipa iz armirane zemljine

Avtocestni nasip s pripadajočima protihrupnima nasipoma na območju prehoda avtoceste iz Ljubljanskega polja v področje Dobrunjskega hriba med profili P31 in P44 je bil izveden po tehnologiji Geomur, ki vsebuje naslednje elemente:

- ojačitvene elemente v obliki armiranih geotekstilij,
- vegetacijsko geotekstilijo, vgrajeno v brežino nasipa,
- kovinsko konstrukcijo, vgrajeno v brežino nasipa,
- nasipni material,
- ozelenitev brežin nasipa.

Kot ojačitveni elementi so bile v nasip vgrajene geotekstilije v obliki filcev, ki so vzdolžno dodatno armirane oziroma ojačani z vgrajenimi polietilenskimi vzdolžnimi vlakni, v prečni smeri pa na gosto prešiti. Takšne geotekstilije zagotavljajo visok elastični modul, zato so njihovi raztezki pri obtežbi sorazmereno majhni, njihova trdnost pa velika. Takšna zgradba geotekstilije prav tako nudi velik količnik trenja na stiku površine geotekstilije z nasipnim materialom in omogoča dobro dreniranje ter odvajanje vode iz samega nasipa. Pri gradnji nasipa sta bili uporabljeni dve vrsti takšnih geotekstilij z natezno trdnostjo 40 in 100 kN/m' (GTV 40 in GTV 100). Lastnosti uporabljenih geotekstilij so razvidne iz preglednice 5.14.

*Preglednica 5.14 Lastnosti geotekstilij, vgrajenih v nasip iz armirane zemljine na območju profilov P18 do P44*

*Table 5.14 Characteristics of geo-textiles built into the embankment of reinforced soil on the area of profiles P18 to P44*

<b>Vrsta geotekstilije</b>	<b>Teža g/m<sup>2</sup></b>	<b>Smer natega</b>	<b>Natezna porušna trdnost N/100 mm</b>	<b>Raztez pri poružitvi %</b>
GTV 40	300	vzdolžna	4.000	18
GTV 100	500	vzdolžna	10.000	12
GTV 31	150	vzdolžna	2.400	17

Poleg navedenega so uporabljene geotekstilije odporne na atmosferske vplive, mikroorganizme in glodalce. Geotekstilije so bile v nasip vgrajene v horizontalnih slojih z medsebojnim razmakom 60 cm po višini nasipa. Dolžina in vrsta vgrajenih geotekstilij je bila za posamezna območja nasipa določena na podlagi izvedenih računskih analiz, ki jih je za izvajalca izvedel avtor in lastnik patentnih pravic uporabljene tehnologije izvedbe. Da bi zagotovili dobro povezanost med zunanjim armiranim delom nasipa in notranjim nearmiranim delom, je bil vsak drugi sloj geotekstilij za 8,0 m podaljšan v nearmiran sredinski del nasipa. Vgrajene ojačitvene geotekstilije na zunanji strani nasipa segajo do roba brežine nasipa.

Da bi omogočili ozelenitev strmih brežin nasipa, so bile v brežino vgrajene tako imenovane vegetacijske geotekstilije (v preglednici 5.14 označene kot GTV 31), sestavljene iz sloja



mrežaste tkanine iz poliestra in sloja redkega tekstila iz naravnih vlaken. Takšna geotekstilija je bila vgrajena tako, da na brežini nasipa obviije vgrajeni sloj nasipa med dvema nivojema vgrajenih ojačitvenih geotekstilij in sega za ustrezno dolžino sidranja v zaledje brežine nasipa. Vgrajena vegetacijska geotekstilija omogoča prehod meteorne vode ter omogoča razvoj, hranjenje in vzdrževanje koreninskega sistema rastlinja na brežini nasipa.

Za zagotovitev ustrezne stabilnosti strme brežine nasipa je vanjo vgrajena jeklena konstrukcija v obliki kotnikov z jeklenimi distančniki ter ustrezno krivljene jeklene armaturne mreže. Jekleni kotniki z distančniki nudijo oporo strmi brežini nasipa, zato so izdelani iz kvalitetnega jekla z dobo trajnosti 100 let, medtem ko je rok trajanja armaturnih mrež krajši. Medsebojna razdalja med jeklenimi kotniki je bila v odvisnosti od velikosti napetosti v zaledju brežine izračunana za vsako območje nasipa posebej. V času gradnje je vgrajena jeklena konstrukcija omogočala oblikovanje strme brežine nasipa. Izvedeni nasip po tehnologiji Geomur je zasnovan tako, da v prvi fazi po izgradnji nasipa vgrajene armaturne mreže in vegetacijska geotekstilija služijo zadrževanju nasipnega materiala v brežini nasipa, kasneje pa to vlogo prevzame koreninski sistem rastlinja, ki se razraste na površini.



*Slika 5.25 Konstrukcija nasipa iz armirane zemljine na območju brežine po tehnologiji Geomur*

*Fig. 5.25 Construction of embankment of reinforced soil on the slope area using Geomur technology*

V dele nasipa iz armirane zemljine, kjer vladajo višja napetostna stanja, se je v prvi vrsti vgrajevalo kvalitetnejši grušč peščenjakov in meljevcev, pridobljen pri izkopu za izvedbo pokritega vkopa Strmec, v manj obremenjenih območjih armiranega nasipa in v nearmirano jedro nasipa pa se je vgrajevalo tudi meljaste in glinaste gruščce, pridobljene v drugih



avtocestnih vkopih na območju zaledja Bizovika. Pri tem se je izbiralo čim manj glinen nasipni material.

Pred izdelavo projekta izvedbe nasipa iz armirane zemljine so bili odvzeti vzorci razpoložljivega materiala v vkopih avtoceste na območju zaledja Bizovika in z laboratorijskimi preiskavami določene vrednosti parametrov strižne trdnosti, ki jih je pri vgrajevanju takšnega materiala mogoče dosegati. Na podlagi tako ugotovljenih lastnosti razpoložljivega nasipnega materiala je bil nato izdelan ustrezeni projekt nasipa iz armirane zemljine. Lastnosti, ki jih je moral v nasip vgrajeni material dosegati, so prikazane v preglednici 5.15.

*Preglednica 5.15 Lastnosti, ki jih je moral dosegati nasipni material, vgrajen v nasip iz armirane zemljine na območju profilov P18 do P40*

*Table 5.15 Criteria which had to be reach by the embankment material built into the embankment of reinforced soil on the area of profiles P18 to P40*

<b>Parameter</b>	<b>Zahtevana lastnost</b>
Vrsta materiala	gruč peččenjakov, meljevcev in glincev, prod ali drobir kamenine karbonatnega izvora
Klasifikacija	GM, GC, GW, GP
Strižna trdnost	$\gamma > 19 \text{ kN/m}^3$ , $\varphi' > 25^\circ$ , $c' > 10 \text{ kN/m}^2$
Vlažnost	maksimalno $w_{opt} + 2 \%$
Zrnavost	0/150 mm, maksimalen premer posameznih zrn 200 mm, delež zrn pod 0,06 mm $< 35 \%$
Plastičnost	$w_l < 45 \%$ , $I_p < 15 \%$
Zgoščenost	$> 95 \%$ MPP

S projektom izvedbe nasipa iz armirane zemljine je bilo predvideno vgrajevanje nasipnega materiala v slojih debeline 30 cm. Ker je pri zgoščevanju gruščnatih slojev s težkimi vibracijskimi valjarji prihajalo do močnega predrabljanja in koncentracije glinaste zemljine pod površino vsakega posameznega sloja ter do zaglajevanja in zapiranja površine slojev, je bilo kot primernejše predlagano vgrajevanje slojev v debelini po 60 cm. Takšna debelina slojev pri vgrajevanju nasipnega materiala je bila sprejemljiva tudi glede na ugotovljeni globinski učinek zgoščevanja uporabljenih valjarjev. Ne glede na to pa se je vgrajevanje nasipnega materiala ob robu brežine v širini 60 do 80 cm izvajalo v slojih debeline 30 cm. Zgoščevanje nasipnega materiala se je na tem območju izvajalo z lažjimi vibracijskimi ježi. Ob robu nasipa iz armirane zemljine je bil v širini 30 do 40 cm vgrajen nasipni material z velikim deležem humoznih primesi, kar je omogočilo hitro ozelenitev brežin zgrajenega nasipa.

Pri vgrajevanju se je posebna pozornost posvečala vlažnosti vgrajenega materiala. Na podlagi izvedenih preiskav je bila namreč ugotovljena sorazmerno nizka prepustnost vgrajenega materiala, zato je obstajala nevarnost porasta vlažnosti v nižje ležečih slojih nasipa zaradi dodatnega zgoščanja pod težo vgrajenih višje ležečih slojev. Pri zgoščevanju nasipnega materiala pri optimalni vlažnosti je le ta sicer dosegal lastnosti zelo gostega kamnitega gruščca z visokim kotom notranjega trenja, ki so ga prispevala med seboj dobro zaklinjena ostroroba suha zrna. Poleg tega je zaradi prisotnosti plastičnih drobnih zrn vgrajeni material izkazoval tudi znatno kohezijo. Pri prekomernem povečanju vlažnosti pa je bilo ugotovljeno hitro zasičenje zemljine ter mehčanje gruščnatih zrn pod vplivom vode. Strižna trdnost vgrajenega gruščnatega materiala je tako s povečanjem vlažnosti lahko hitro upadla. Ugotovljeno je bilo, da se že pri vlažnosti, ki je višja od 4 % nad optimalno vrednostjo, strižna trdnost vgrajenega materiala lahko zniža pod vrednosti, ki so bile upoštevane v izvedenih analizah stabilnosti pri projektiranju.



*Slika 5.26 Vgrajevanje nasipnega materiala v nasip iz armirane zemljine*

*Fig. 5.26 Placing the embankment material into the embankment of reinforced soil*

Po izgradnji nasipa iz armirane zemljine je bil na brežine nanešen debelejši obrizg mešanice naravnih hranilnih snovi, semen in gnojila v obliki dobro oprijemljivega gela. Da se je zagotovilo hitro in kvalitetno ozelenitev brežin, je bil na brežine nasipa nameščen sistem za namakanje. Ker so brežine izvedene nasipa zelo strme, je bilo namreč samo na ta način mogoče zagotoviti dovolj vlage, potrebne za kaljenje in rast nanešene travne mešanice. Po formiranju ustrezne travne ruše dodatno namakanje brežin ni bilo več potrebno. Brežine izvedenega nasipa so bile po dokončanju del še ustrezno zasajene. Zasaditev je bila izvedena predvsem na izvedenih terasah v brežinah nasipa.

## **5.4 Geotehnično opazovanje med in po gradnji**

Potreba po vzpostavitvi ustreznega sistema geotehničnega opazovanja nasipov tako v času same izgradnje kot tudi po končani gradnji in predaji obravnavanega odseka avtoceste v

promet je bila podana že v okviru geotehnično tehnološkega elaborata za izvedbo temeljenja visokih nasipov na slabo nosilnih tleh v prečnih grapah in dolinah v zaledju naselja Bizovik.

### 5.4.1 Geotehnično opazovanje v času gradnje

Namen vzpostavitve geotehničnega opazovanja v času gradnje je bil predvsem sprotno spremljanje razvoja premikov brežin nasipa iz armirane zemljine, spremljanje razvoja posebkov površja temeljnih tal pod nasipi in spremljanje razvoja konsolidacije ter naraščanja strižne trdnosti slabo nosilnih temeljnih tal pod visokimi nasipi na slabo nosilnih temeljnih tleh. Rezultati takšnih meritev so omogočali prilagajanje hitrosti gradnje visokih nasipov naraščanju strižne trdnosti temeljnih tal, tako da v nobenem trenutku ni bila ogrožena stabilnost izvedenih del. Pri gradnji nasipa iz armirane zemljine pa so rezultati takšnih meritev omogočali pravočasno zaznavanje prekomernih deformacij, ki bi lahko vodile k poružitvi nasipa. Poleg tega so rezultati meritev omogočali sprotno spremljanje in preverjanje ustreznosti predpostavk in podatkov, ki določajo trdnosti in obnašanje različnih materialov v temeljnih tleh, kateri so bili upoštevani pri izvedbi različnih računskih analiz v okviru projektiranja temeljenja in izvedbe nasipov.

Rezultati različnih meritev, izvedenih v okviru geotehničnega opazovanja obnašanja izvedenih del, so bili med gradnjo redno ustrezno predstavljeni in interpretirani. Na podlagi ubranih podatkov se je na skupnih sestankih predstavnikov izvajalcev, nadzorne službe, projektantov in geotehničnih revidentov odločalo o nadaljnem poteku gradnje in morebitnih potrebnih dodatnih ukrepah za zagotovitev ustrezne varnosti in obnašanja nasipov. Rezultati meritev obnašanja že izvedenih del so se prav tako s pridom uporabljali pri projektiranju temeljenja nasipov, katerih gradnja se še ni pričela.

#### 5.4.1.1 Meritve premikov brežin nasipa iz armirane zemljine

Pri izgradnji nasipa iz armirane zemljine so osnovo geotehničnega opazovanja obnašanja nasipov v času gradnje predstavljale redne meritve horizontalnih premikov posameznih točk v brežini nasipa. Za potrebe takšnega opazovanja so bile med gradnjo v nasipa na treh različnih lokacijah vgrajeni ustrezni merilniki relativnih pomikov, kot je prikazano na sliki 5.27.

Sidrne plošče vgrajenih merilnikov horizontalnih premikov so bile vgrajene na globini 3,0 in 13,0 m v zaledju brežine. Globlje sidrne plošče merilnikov so se tako v nasipu nahajale globlje od v računskih analizah ugotovljenih možnih globin potencialnih drsnih ploskev.

Odločitev za spremljanje horizontalnih premikov s pomočjo merilnikov horizontalnih premikov je bila sprejeta zaradi pomanjkanja izkušenj pri gradnji nasipov iz armirane zemljine z uporabo ustreznih geotekstilij za ojačitvene elemente ter brez uporabe obložnih elementov na brežini nasipa, v katere bi bili ojačitveni elementi sidrani. Poleg navedenega pa se je obravnavani nasipa gradil iz vezljivega nasipnega materiala, katerega strižna trdnost lahko močno upade pri prekomernem povečanju vlažnosti.

Redne meritve horizontalnih premikov se je pričelo izvajati takoj po vgradnji opreme posameznega merilnika. V skladu z zahtevami podanimi v okviru projekta za izvedbo nasipa iz armirane zemljine se je meritve premikov izvajalo po vgradnji vsakega sloja nasipa med posameznimi ojačitvenimi geotekstilijami v nasipu. V času prekinitev gradnje zaradi

neustreznih vremenskih pogojev pa se je meritve izvajalo na dva tedna. Z rednimi meritvami se je nadaljevalo še v obdobju enega leta po izgradnji nasipa in sicer v mesečnih intervalih. Meritve je izvajala geodetska služba izvajalca, rezultati meritev pa so bili sproti posredovani nadzorni službi inženirja in projektantu nasipa.



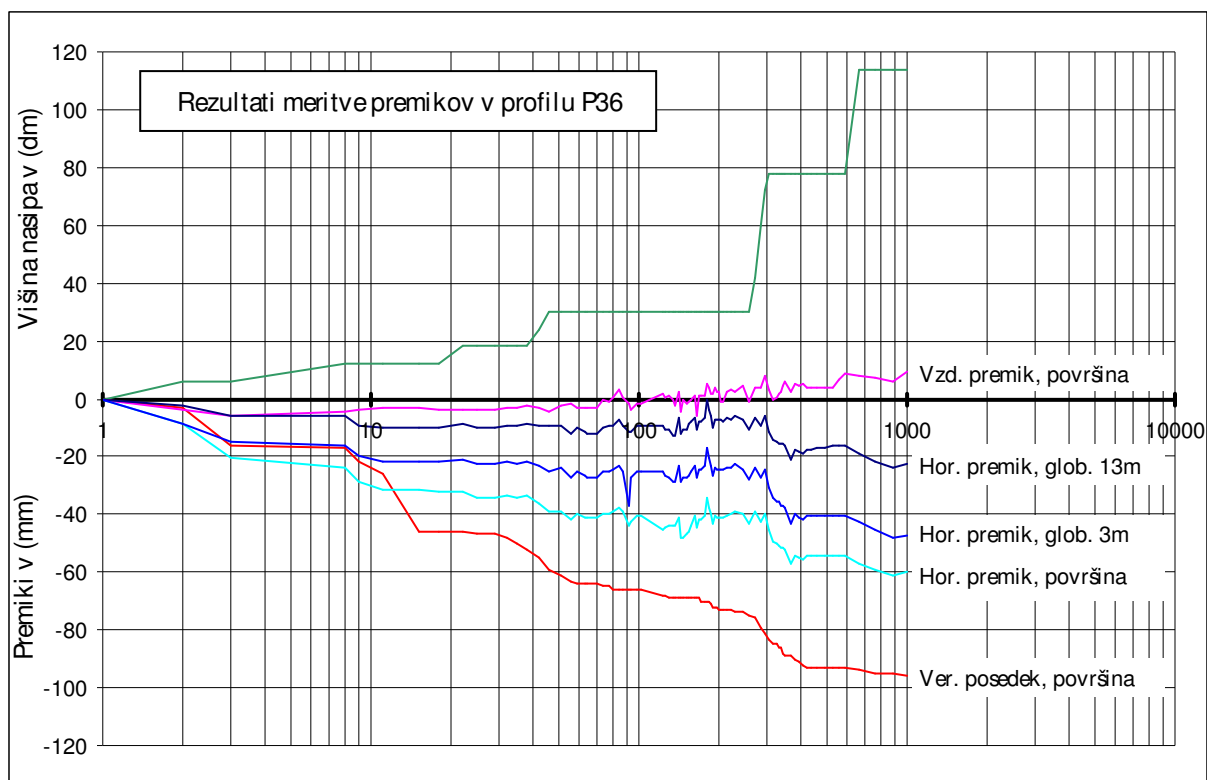
*Slika 5.27 Prikaz vgrajevanja merilnikov horizontalnih relativnih premikov: na levi sliki je prikazano vgrajevanje merilne glave, na desni sliki pa so prikazane sidrne plošče, ki so bile vgrajene na globini 3 in 13 m za površjem brežine nasipa.*

*Fig. 5.27 Placing measuring devices for horizontal relative displacements of soi: the left figure shows placing of the measuring head, on the right figure the anchor plates, placed on the depth of 3 and 13 m under the surface of the embankment are shown.*

Ob vsaki meritvi relativnih horizontalnih premikov v vgrajenih merilnikih je bil hkrati tudi geodetsko posnet položaj glave merilnika. Na podlagi tako dobljenih podatkov je bilo mogoče izračunati horizontalne premike pravokotno na os nasipa za vse merjene točke na površini nasipa ter točke v globini 3 in 13 m za brežino nasipa. Pri merjenih točkah na brežini nasipa pa je bilo mogoče spremljati tudi horizontalne premike v smeri osi nasipa kot tudi njihove vertikalne premike oziroma posedke.

Rezultati meritev so se redno vnašali v pripravljene diagrame. Iz dobljenih krivulj, ki so prikazovale časovni razvoj merjenih horizontalnih premikov, je bilo skupaj s podatki o višinah izvedenega nasipa v času posamezne meritve mogoče tekoče spremljati, ali se premiki brežin umirjajo ali ne. Na ta način je bilo že med gradnjo mogoče sproti ocenjevati nevarnost nastopa prekomernih deformacij in morebitne porušitve brežin nasipa.

Na sliki 5.28 prikazane izmerjene vrednosti premikov na merilniku horizontalnih premikov vgrajenem pri dnu brežine nasipa v profilu P36 dobro podajajo odvisnost premikov od napredovanja izgradnje nasipov.



Slika 5.28 Prikaz rezultatov meritev premikov brežine nasipa iz armirane zemljine v merskem profilu P36

Fig. 5.28 Measurement results of displacement of reinforced soil embankment slope in the profile P36

Nasprotno pa je takšno odvisnost težko razbrati iz vrednosti, izmerjenih pri merilnikih vgrajenih v sredino višine nasipa (v profilu P38) ter še posebej pri merilniku, vgrajenem ob vrhu nasipa (v profilu P40). Pri teh dveh merilnikih so bile izmerjene vrednosti horizontalnih premikov enakega velikostnega reda kot napake geodetskih meritev. Ne glede na to pa je bilo iz izmerjenih rezultatov mogoče zaključiti, da so se tako horizontalni premiki kot tudi poseмки po izgradnji nasipa hitro umirili. Izmerjene končne vrednosti horizontalnih premikov, prikazane v preglednici 5.16, pa so skladne s pričakovanimi vrednostmi, ocenjenimi pri izdelavi projekta.

Iz diagrama, prikazanega na sliki 5.28, je mogoče razbrati, da vrednosti horizontalnih premikov po globini nasipa enakomerno upadajo. Glede na dejstvo, da so bili horizontalni premiki izmerjeni tudi na globini 13 m v zaledju brežine, je mogoče potrditi pravilnost odločitve o podaljšanju ojačitvenih geotekstilij v vsakem drugem sloju za 8,0 m v globino nasipa.

*Preglednica 5.16 Izmerjene končne vrednosti premikov opazovanih merskih točk pri nasipu iz armirane zemljine*

*Table 5.16 Final movement values of the observed points measured at the embankment of reinforced soil*

Merski profil	Višina	Horizontalni premik			Vertikalni premik
		Na površju	V globini 3 m	V globini 13 m	
P36	pri dnu nasipa	6,1 cm	4,7 cm	2,4 cm	9,6 cm
P38	v sredini nasipa	1,7 cm	1,5 cm	0 cm	7,2 cm
P40	pri vrhu nasipa	2,4 cm	2,2 cm	1,7 cm	5,7 cm

Ocenjuje se, da so meritve premikov brežin nasipa iz armirane zemljine potekale uspešno in so podale dobro sliko o obnašanju nasipa v času gradnje. Kljub temu pa je mogoče ugotoviti, da je ustrezne merilnike horizontalnih premikov smiselno vgrajevati le v spodnji del nasipa, kjer se lahko pričakuje največje horizontalne premike oziroma deformacije brežin nasipa. Prav tako je mogoče ugotoviti, da je točnost določitve absolutnih premikov merjenih točk odvisna predvsem od točnosti izvedenih geodetskih posnetkov glave vgrajenih merilnikov. Le točnost relativnih horizontalnih premikov v nasipu med glavo merilnikov, vgrajeno v brežino nasipa, ter vgrajenimi sidrnimi ploščami merilnikov pa je odvisna od točnosti odčitavanja izvedenih premikov v merilni glavi merilnikov.

Vgrajeni merilniki horizontalnih premikov so ostali nepoškodovani in dostopni tudi po končani gradnji, tako da lahko služijo spremljanju obnašanja brežin nasipa tudi v času po izgradnji.

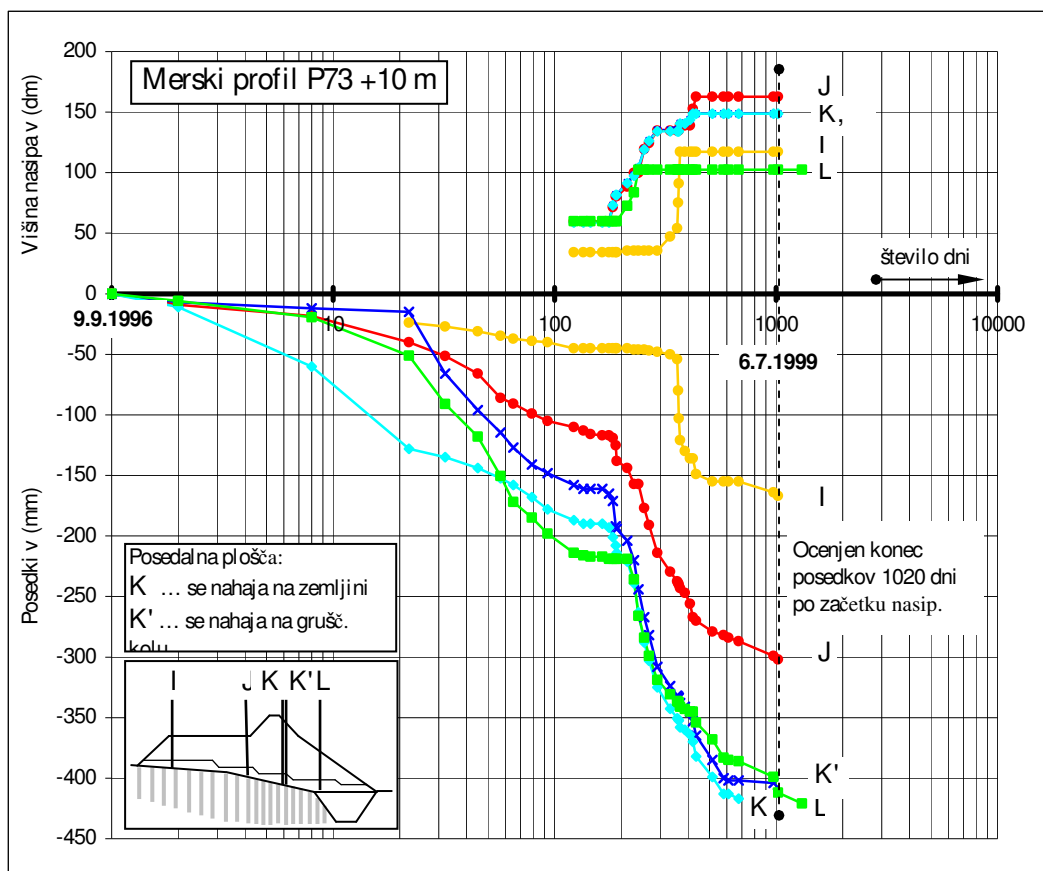
#### 5.4.1.2 Meritve posedanja temeljnih tal pod nasipi

Osnovo geotehničnega opazovanja v času gradnje so predstavljale redne meritve posedkov površja temeljnih tal z vgrajenimi posedalnimi ploščami. Le te so bile vgrajene na površju temeljnih tal po izvedbi povoznega platoja ali izvedbi zamenjave slabo nosilnih temeljnih tal oziroma po vgradnji gruščnatih kolov, to je pred pričetkom intenzivnega nasipavanja nasipov. Pri posameznih nasipih so bile posedalne plošče vgrajene v prečne merske profile, pri katerih se je glede na poznano sestavo in lastnosti temeljnih tal pričakovalo največje posedke. V vsak merski prečni profil je bilo vgrajenih več posedalnih plošč, tako da je bilo mogoče spremljati tudi relativne posedke v posameznem merskem profilu.

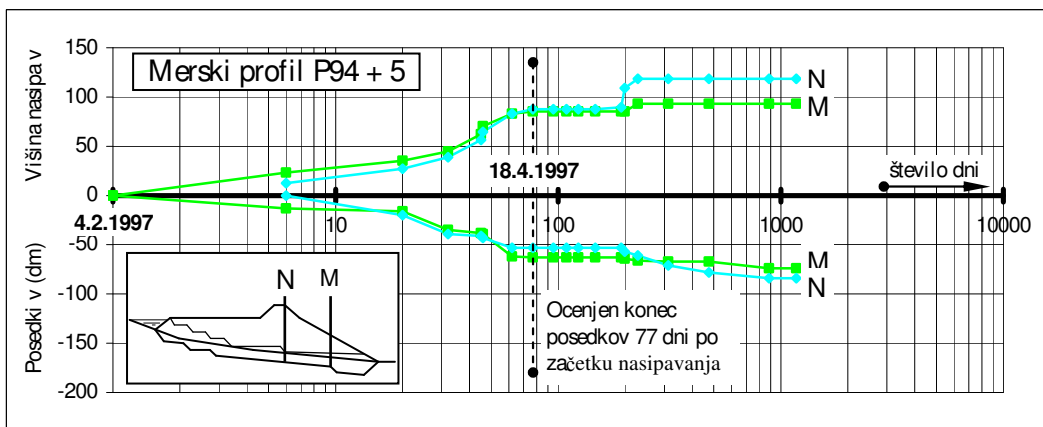
Rezultati meritev posedkov vgrajenih posedalnih plošč v odvisnosti od časa so za najbolj karakteristične merske profile posameznih nasipov prikazani na slikah 5.29 do 5.32. Iz diagramov na sliki 5.30 je razvidna razlika med posedki posedlane plošče na gruščnatem kolu (označena z ') in posedki posedalne plošče, vgrajene na površje temeljnih tal med gruščnatimi koli.

Pri drugem karakterističnem merskem profilu istega nasipa razlika ni bila opažena.

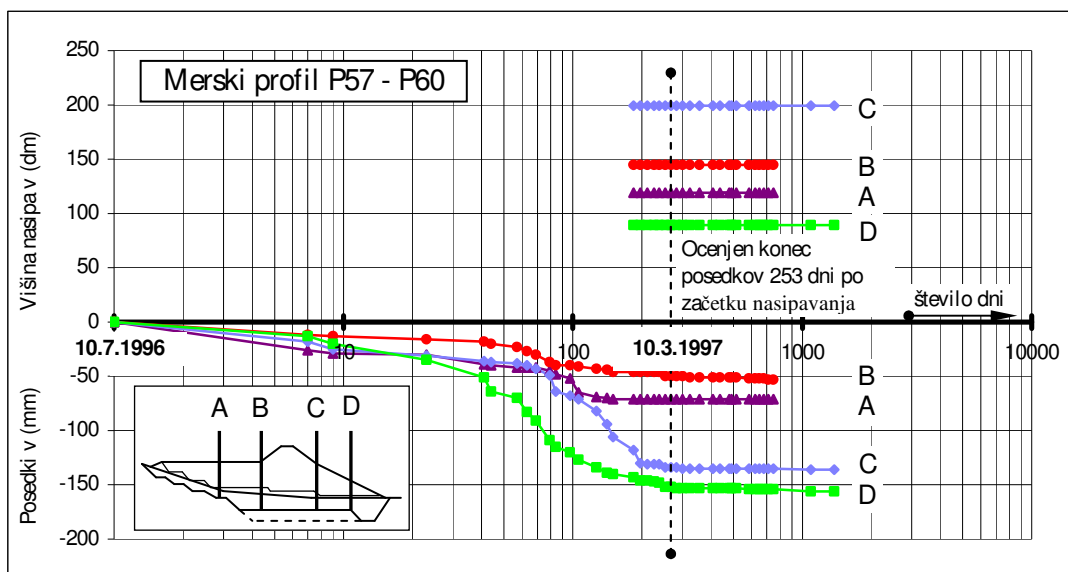




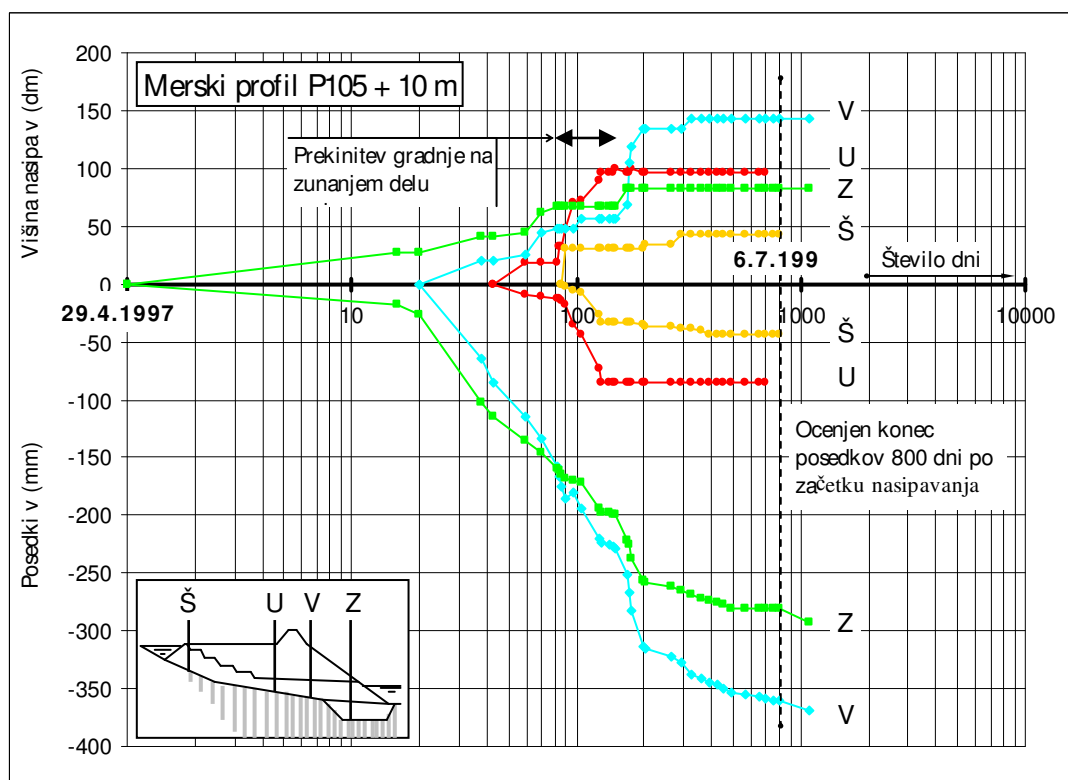
Slika 5.29 Izmerjeni posedki v karakterističnem profilu nasipa med profili P70 in P80  
 Fig. 5.29 Settlement measurement results of the embankment between the profiles P70 and P80



Slika 5.30 Izmerjeni posedki v karakterističnem profilu nasipa med profili P93 in P95: meritve kažejo, da se je posedanje temeljnih tal pod nasipom ustavilo takoj po dograditvi nasipa.  
 Fig. 5.30 Settlement measurement results of the embankment between the profiles P93 and P95: the measurements show that settlement of the subsoil under the embankment stopped right after the construction of the embankment was completed.



Slika 5.31 Izmerjeni posedki v poševnem karakterističnem profilu nasipa med profili P56 in P60  
 Fig. 5.31 Settlement measurement results of the embankment between the profiles P56 and P60



Slika 5.32 Izmerjeni posedki v karakterističnem profilu nasipa med profili P100 in P114, v katerem so bili izmerjeni največji posedki.  
 Fig. 5.32 Settlement measurement results of the embankment between the profiles P100 and P114, where the biggest settlements were registered.



Opazovanja posedkov površja temeljnih tal pod nasipi so se vršila od začetka gradnje v poletju 1996. Program meritev je bil okvirno vnaprej dogovorjen, med samo gradnjo pa se ga je sprotno prilagajalo hitrosti gradnje in rezultatom predhodnih meritev. Meritve posedkov vgrajenih posadalnih plošč je izvajala geodetska služba izvajalca del, ki jih je redno dostavljala nadzorni službi, projektantu in recenzentom projektov temeljenja in izvedbe nasipov.

Rezultati izvedenih meritev posedkov vgrajenih posadalnih plošč v rednih časovnih intervalih so bili sprotno vneseni v pripravljene grafe. Iz tako dobljenih krivulj, ki so podajale odvisnost posedkov od časa, je bilo skupaj s podatki o višini izvedenega nasipa v času meritev mogoče sprotno spremljati, ali se posedki temeljnih tal pod nasipi umirjajo ali ne. Na podlagi tako izdelanih grafov je bilo mogoče prav tako sproti ocenjevati nevarnost porušitve temeljnih tal pod nasipi. V kolikor bi posedki pričeli glede na hitrost nasipavanja nesorazmerno hitro naraščati, bi bil namreč to znak, da se napetostno-deformacijsko stanje v temeljnih tleh približuje porušitvi. Iz umirjanja posedkov pa je bilo po drugi strani mogoče sklepati na zaključevanje procesa konsolidacije temeljnih tal pod nasipi. Rezultati meritev posedkov tal po končani gradnji nasipov so za posamezne merske profile podani v preglednici 5.17.

*Preglednica 5.17 Izmerjeni največji posedki temeljnih tal pod nasipi v posameznih karakterističnih merskih profilih*

*Table 5.17 The biggest settlements of subsoil measured under embankments in the individual characteristic measurement profiles*

Nasip	Merski profil	Začetek nasipavanja	Konec nasipavanja	Čas do umiritve posedkov	Posedek ob koncu gradnje
P56 do P60	P57 – P60	10.07.96	09.01.97	253 dni	16 cm (D)
P70 do P80	P73 + 10 m	09.09.96	04.11.97	1020 dni	42 cm (K)
	P77 + 5 m	10.09.96	4.8.97	1034 dni	27 cm (G)
P93 do P95	P94 + 10 m	04.02.97	18.4.97	77 dni	8 cm (N)
P100 do P114	P102 + 5 m	29.04.97	21.4.98	503 dni	21 cm (R)
	P105 – 10 m	29.04.97	21.04.98	800 dni	37 cm (V)
	P107 + 10 m	29.04.97	16.10.97	267 dni	18 cm (Ž)

Opomba: V podatkih ni upoštevana kasnejša izdelava protihrupnih nasipov.

Nekatere merske točke so bile med gradnjo po končanem nasipavanju uničene. Kljub temu da se je z določitvijo lokacij posadalnih plošč temu poizkušalo izogniti, so se namreč posamezni cevni nastavki (zaradi manjših odklonov od vertikale pri podaljševanju) nahajali v samem vozišču ali na njegovem robu, zato jih je bilo pri nadaljni gradnji potrebno odstraniti. Vsi ostali cevni nastavki posadalnih plošč pa so bili ohranjeni do konca gradnje tako, da je bilo omogočeno merjenje morebitnega posedanja površja temeljnih tal pod nasipi tudi po končani gradnji. Ocenjuje se, da so meritve posedkov temeljnih tal med gradnjo potekale uspešno in

so podale dobro podobo o obnašanju temeljnih tal pod nasipi med samo gradnjo, kot tudi po njej.

#### 5.4.1.3 Meritve naraščanja nedrenirane strižne trdnosti tal

Pri nasipu na območju profilov P70 do P 80 in nasipu na območju profilov P100 do P114, ki so bili grajenih, na z gruščnatimi koli izboljšanih temeljnih tleh, je bilo v okviru geotehničnega opazovanja spremljano tudi naraščanje nedrenirane strižne trdnosti temeljnih tal z napredujočo konsolidacijo temeljnih tal.

Pri nasipu na območju profilov P70 do P80 je bilo naraščanje nedrenirane strižne trdnosti spremljano v dveh merskih točkah in sicer v profilu P73 in profilu P78 v osi profila. Prve meritve so bile izvedene v avgustu 1996 (Pulko, Majes, 1996) po vgradnji gruščantih kolov, medtem ko so bile druge meritve izvedene v januarju 1997 (Fila, 1997a). Tedaj je bil nasip v profilu P78 visok 5,8 m, v profilu P73 pa le 2,3 m. Žal je bilo pri predhodnem prevrtavanju izvedenega nasipa z vrtalno garnituro poseženo 2 do 2,5 m pregloboko v temeljna tla, da na zgornji polovici mehkejših slojev v temeljnih tleh z meritvami ni bilo mogoče pridobiti podatkov o nedrenirani strižni trdnosti. Rezultati meritev so prikazani na sliki 5.34.

Grafični prikaz izmerjenih rezultatov kaže, da je v času 6 mesecev odpor pod konico statičnega pemetrometra v splošnem narasel na približno dvakratno vrednost. Vendar zaradi izredne heterogene sestave tal ni moč podati natančnejše ocene za vse globinske odseke. Za oceno porasta nederenirane strižne trdnosti je bil tako posebej analiziran sloj vezljivih zemljin, ki se v prodilu P78 nahaja na globini med 298,49 in 298,11 m. Rezultati so prikazani v preglednici 5.18.

*Preglednica 5.18 Ocena porasta nedrenirane strižne trdnosti sloja vezljive zemljine v profilu P78 z izraženo najnižjo strižno trdnostjo*

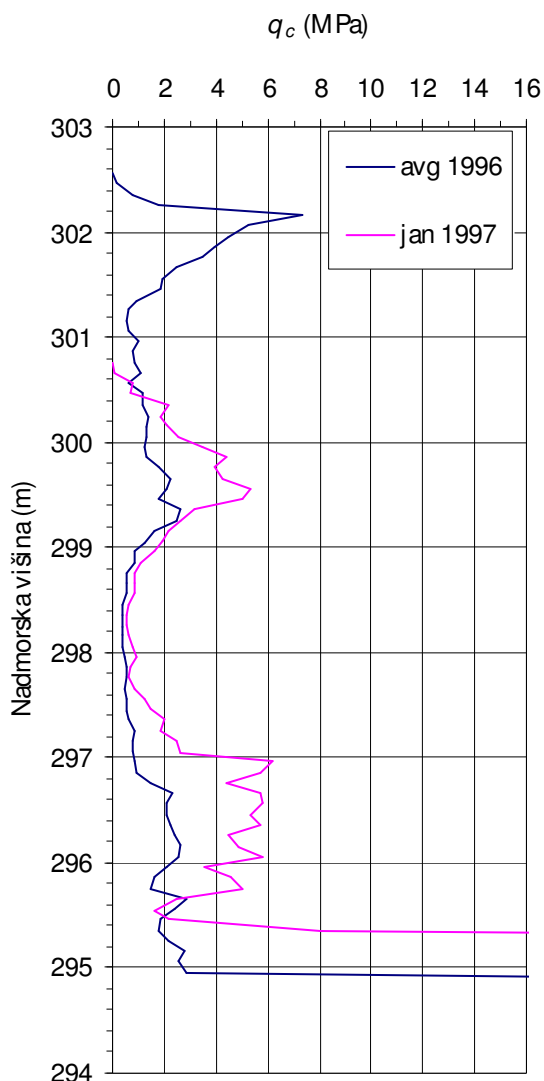
*Table 5.18 Estimation of non-drained shear strength increase of cohesive soil layer in the profile P78 with the expressed lowest shear strength*

<b>Globina (m)</b>	<b>Vrsta tal</b>	<b>Datum</b>	<b><math>q_c</math> (kPa)</b>	<b><math>n</math></b>	<b><math>\sigma_x</math> (%)</b>	<b><math>S_u</math> (kPa)</b>
297,5 do 198,1	ML-CL-CH	avg. 96	<b>374</b>	26	2	<b>17,0</b>
		jan. 97	<b>572</b>	24	7	<b>27,3</b>

Iz preglednice je razvidno, da se je nedrenirana strižna trdnost tal na območju, ki je pred pričetkom gradnje izkazovalo najnižje vrednosti, v slabe pol leta povečala za 61 %.

Na podlagi tako pridobljenih izkušenj se je naraščanje nedrenirane strižne trdnosti spremljalo tudi pri nasipu na območju P100 do P114. Tu so rezultati meritev med drugim služili tudi za odločitev o nadaljevanju gradnje po prekinitvi nasipavanja, ko je bil nasip izveden do polovice višine. Naraščanje nedrenirane strižne trdnosti se je spremljalo v profilu P102+10 m in profilu P107+10 m. Prve meritve so bile izvedene v okviru dodatnih preiskav s statičnim penetrometrom za potrebe spremembe projekta temeljenja obravnavanega nasipa v novembru 1996 (Fila, Ajdič, 1996). Meritve nedrenirane strižne trdnosti temeljnih tal pred pričetkom

gradnje so bile v navedenih profilih tedaj izvedene 40 m (P102+10m) in 45 m (P107+10m) od desne osi avtoceste.

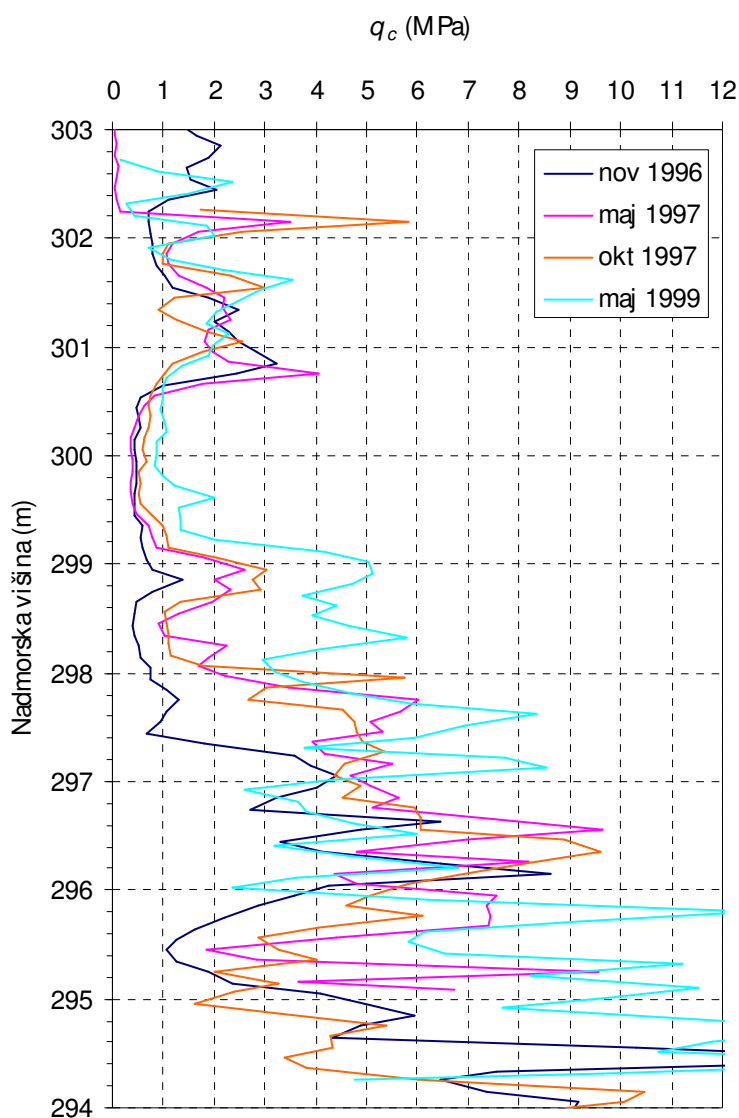


Slika 5.33 Prikaz porasta izmerjenih vrednosti odpora na konici statičnega penetrometra pri meritvah v temeljnih tleh pod nasipom v profilu P78 v času od avgusta 96 do januarja 97

Fig. 5.33 Increase of measured resistance values at the cone of the static penetrometer when measuring in the subsoil under the embankment in the profile P78 during the period from August 1996 to January 1997

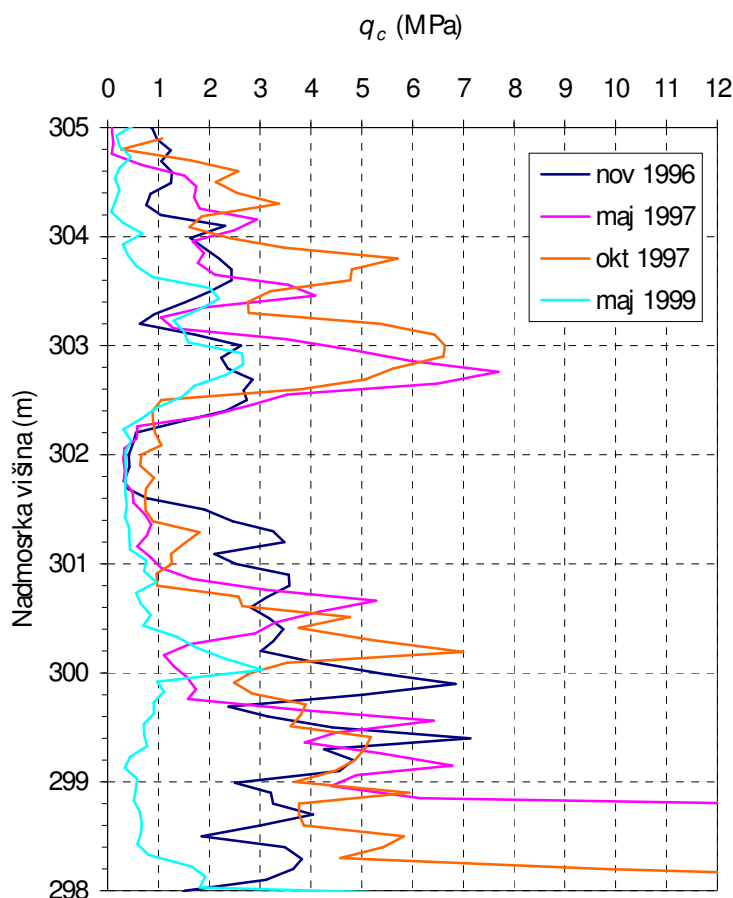
Da bi se izognili prevrtavanju zgrajenega nasipa za potrebe kasnejših meritev s statični penetrometrom, so bile pred pričetkom nasipavanja nasipa po vgradnji gruščnatih kolov vgrajene ustrezne vertikalne jeklene zaščitne cevi, ki so bile z napredovanjem nasipavanja podaljševane. Na vsaki lokaciji so bile vgrajene vertikalne cevi, ki naj bi omogočale meritev nedrenirane strižne trdnosti v temeljnih tleh po izgradnji polovice višine nasipa in ponovne meritve še po dokončanju celega nasipa. Ker je bila na mestu pred pričetkom gradnje izvedenih meritev nedrenirane strižne trdnosti zgrajena temeljna peta nasipa, so bile cevi za

potrebe kasnejših meritev vgrajene bližje osi avtoceste, in sicer na oddaljenosti 27m (v P102+10 m) in 21,5 m (v P107+10 m) od desne osi avtoceste. Prve meritve so bile izvedene v maju 1997 (Fila, 1997b) po dograditvi nasipa do višine 4,00 m, naslednje meritve so bile izvedene v oktobru 1997 (Fila, 1997c), potem ko so meritve vgrajenih posedalnih plošč pokazale, da se posedanje površja temeljnih tal pod nasipom umirjajo. Višina nasipa je tedaj v profilu P102+10 m zanašala 9,6 m, medtem ko je v profilu P107+10 m zanašala 8,1 m. Primerjava izmerjenih odporov na konici statičnega penetrometra  $q_c$  pri izvedenih preiskavah v profilu P102+10 m in profilu P107+10 m je prikazana na sliki 5.34 in sliki 5.35. Podatki izvedenih meritev so preračunani na isto višinsko izhodišče.



Slika 5.34 Prikaz naraščanja v različnih časovnih presekih izmerjenih vrednosti odpora na konici statičnega penetrometra pri meritvah v temeljnih tleh pod nasipom v profilu P102+10 m

Fig. 5.34 Increase of measured resistance values at the cone of the static penetrometer when measuring in the subsoil under the embankment in the cross section P102+10m in different time intervals



Slika 5.35 Prikaz naraščanja v različnih časovnih presekih izmerjenih vrednosti odpora na konici statičnega penetrometra pri meritvah v temeljnih tleh pod nasipom v profilu P107+10 m

Fig. 5.35 Increase of measured resistance values at the cone of the static penetrometer when measuring in the subsoil under the embankment in the cross section P107+10m in different time intervals

Zadnje meritve so bile izvedene v maju 1999 (Fila, 1999), ko je bil nasip že v celoti zgrajen, meritve posadalnih plošč pa so kazale, da se posedanje temeljnih tal pod nasipom umirja. Te meritve so bile izvedene na listi lokaciji kot meritve izvedene oktobra 1997, zato je pri interpretaciji rezultatov potrebno upoštevati, da so bile te meritve izvedene v predhodno že poškodovanih oziroma porušeni zemljinah. Ne glede na to rezultati meritev v profilu P102+10 m kažejo, na porast nedrenirane strižne trdnosti, medtem ko rezultati meritev izvedenih v profilu P107+10 m, kažejo na znatno nižje vrednosti nedrenirane strižne trdnosti kot rezultati prejšnjih meritev. Glede na dejstvo, da rezultati meritev obnašanja nasipa v času po njegovi izgradnji kažejo na stabilno stanje, je potrebno iskati razlog za padec izmerjenih vrednosti odporov na konici penetrometra najverjetneje v poškodovanosti zemljin pri izvedbi prejšnje penetracije.

Iz rezultatov meritev odpora na konici statičnega penetrometra izvedenih pred, med in po izgradnji nasipa, predstavljenih na sliki 5.35 in 5.36, je mogoče sklepati o časovnem porastu

trdnostnih karakteristik temljin tal pod zgrajenim nasipom. Zaradi zelo heterogene sestave tal je težko oceniti stopnjo porasta nedrenirane strižne trdnosti temeljnih tal.

V preglednici 5.19 je tako prikazana ocena porasta nedrenirane strižne trdnosti posameznih tipičnih primerjalnih slojev vezljivih zemljin z nizko strižno trdnostjo.

*Preglednica 5.19 Ocena porasta nedrenirane strižne trdnosti posameznih tipičnih primerjalnih slojev vezljivih zemljin z izraženo nizko strižno trdnostjo*

*Table 5.19 Estimation of non-drained shear strength increase of individual typical comparative layers of cohesive soil with the expressed low shear strength*

<b>Globina (m)</b>	<b>Vrsta tal</b>	<b>Datum</b>	<b><i>Su</i> (kPa)</b>	<b><i>n</i></b>	<b>Var. (%)</b>	<b>Porast (%)</b>
<b>P 107 + 10 m</b>						
300,3 do 300,8	ML-CL-CH	nov. 96	<b>20,1</b>	36	14	<b>100</b>
300,9 do 302,3	CL-CH	maj. 97	<b>27,4</b>	91	46	<b>136</b>
301,3 do 302,2	CL-CH	okt. 97	<b>36,4</b>	72	20	<b>182</b>
<b>P 102 + 10 m</b>						
298,9 do 303,4	ML-CL-CH	nov. 96	<b>26,9</b>	106	27	<b>?</b>
299,5 do 300,5	CL-CH	maj. 97	<b>15,9</b>	62	15	<b>100</b>
299,3 do 300,9	ML-CL-CH	okt. 97	<b>28,5</b>	99	25	<b>179</b>
<b>P 102 + 10 m</b>						
297,9 do 298,7	ML-CL-CH	nov. 96	<b>26,4</b>	53	26	<b>100</b>
298,3 do 298,5	ML-CL-CH	maj. 97	<b>40,8</b>	25	25	<b>154</b>
298,2 do 298,38	ML-CL-CH	okt. 97	<b>50,6</b>	31	7	<b>192</b>

Opombe: Količnik variacije (Var.) izmerjenih odporov po posameznih slojih zanaša do 14 % do 46 %, kar se za geotehnične količine lahko ocenjuje kot pričakovano. Za statično proučevanje se torej izbrane primerjalne sloje lahko oceni kot zadovoljivo homogene.

Glede na dejstvo, da so bili podatki o izmerjenih odporih na konici penetrometra registrirani na približno vsakih 1,5 cm, kar se odraža v velikem številu vzorcev ( $n = 25$  do 106), je podatke mogoče smatrati kot ustrezno reprezentativne.

Relativno visoka začetna vrednost nedrenirane strižne trdnosti zgornjega slabo nosilnega sloja v profilu 102+10 m je bila izmerjan na oddaljenosti 60 m od osi AC, obe preostali vrednosti pa na oddaljenosti ca. 29 m od osi AC. Zato sta bila pri primerjavi porasta vrednosti nedrenirane strižne trdnosti upoštevana samo slednja podatka.

Prikazani rezultati izkazujejo, da so se parametri nedrenirane strižne trdnosti vezljivih zemljin, ki so se sprva nahajale pretežno v lahkognetnem konsistenčnem stanju, v obdobju slabega leta pod obtežbo izvedenega nasipa opazno izboljšali. Prikazane primerjave kažejo na izboljšanje za 79 do 92 %.

#### 5.4.2 Geotehnično opazovanje po izgradnji nasipov

Po zaključku del pri izgradnji nasipov je bila v nasipe vgrajena ustreza oprema, ki omogoča dodatne meritve in opazovanja obnašanje zgrajenega nasipa in temeljnih tal pod njim v skladu s pripravljenim programom geotehničnega opazovanja nasipov po izgradnji. Namen vzpostavljenega sistema geotehničnega opazovanja po izgradnji nasipov je bil spremljanje obnašanje nasipa kot celote in spremljanje učinkovitosti posameznih ključnih elementov nasipa, kot so na primer vgrajeni talni in pobočni drenažni sloji in podobno. Elementi vzpostavljenega geotehničnega opazovanja po dograditvi nasipov so predvsem sledeči:

- sistem geodetskih točk, vgrajenih v pobočje in krono nasipa skupaj z vzpostavljenim preciznim poligonom za izvajanje rednih geodetskih posnetkov njihovega položaja;
- inklinacijske vrtine za potrebe spremljanje pomikov brežin nasipov. Vse vgrajene inklinacijske vrtine segajo skozi celotno telo nasipa, skozi celotno debelino slabo nosilnih slojev v temeljnih tleh pod njimi, ter segajo vsaj še 2 m v trdno pemokarbonsko podlago;
- piezometrične vrtine, ki segajo do ca. 0,5 m v drenažni sloj v dnu nasipa in služijo kontroli prisotnosti in gibanja nivojev vode v izvedenem drenažnem sloju v dnu nasipa;
- inženirsko geološki pregledi stanja nasipnih brežin, v okviru katerih naj bi se zaznalo morebitne pojave površinske erozije, pojave izvirov in močil na nasipnih brežinah, ter pojave morebitnega plazjenja na nasipnih brežinah. Poleg tega je v okviru inženirsko geoloških pregledov predvideno tudi redno preverjanje delovanja vseh objektov za površinsko odvodnjevanje na vplivnem območju nasipa, kot tudi delovanje in izdatnost vgrajenih drenažnih sistemov.

Vsa oprema za potrebe geotehničnega opazovanja po izgradnji nasipa je bila vgrajena takoj po dograditvi posameznih nasipov. Prav tako pa so bili v sistem geotehničnega opazovanja po izgradnji nasipov vključeni tudi:

- v nasip iz armirane zemljine vgrajeni merilniki relativnih horizontalnih premikov in
- v nasipe na slabo nosilnih tleh vgrajene posedalne plošče, ki pri izvedbi voziščne konstrukcije avtoceste kot tudi drugih zaključnih delih niso bile uničene.

Začetne meritve v okviru vzpostavljenega sistema opazovanja so bile tako izvedene že v prvi polovici leta 1998. Vse meritve so se nato v skladu z izdelanim in usklajenim programom redno izvajale do konca leta 1999, ko so bila vsa dela pri izgradnji avtocestnega odseka med priključkom na Zaloško cesto in razcepom Malence zaključena ter avtocesta predana v promet.

Redne meritve vzpostavljenega sistema geotehničnega opazovanja obravnavanega odseka avtoceste so se nato nadaljevale v okviru vzpostavljenega sistema rednega geotehničnega opazovanja celotnega zgrajenega avtocestnega omrežja v RS.

##### 5.4.2.1 Zaključki geotehničnega opazovanja med gradnjo in po njej

Meritve posedanja visokih nasipov na slabo nosilnih tleh na območju poteka avtoceste v zaledju naselja Bizovik so potrdile uspešnost gradnje in načinov izboljšanja temeljnih tal z gruščnatimi koli in delno zamenjavo mehkih, nestabilnih slojev (Gaberc, 1999). Posedanje se

je v zadnjem letu gradnje po dokončanju izgradnje nasipov umirilo. Največji posedek od julija 1998 do julija 1999 je znašal 2 cm v profilu P73+10 m, ostale posedalne plošče pa so izkazale še manjše posedanje. Izmerjene velikosti posedkov so v celoti v okviru pričakovanih vrednosti. Pri tem se ocenjuje, da so gruščnati koli nekoliko prispevali k zmanjšanju posedkov.

Meritve inklinacij v vgrajenih inklinometrih in meritve premikov vgrajenih geodetskih merskih točk kažejo, da ni opaziti premikov izvedenih nasipov in temeljnih tal pod njimi. To dejstvo potrjuje, da so bili ves čas gradnje izpolnjeni pogoji zadostne stabilnosti nasipov in temeljnih tal pod njimi in potrjuje ustreznost uporabljenih ukrepov za izboljšanja slabo nosilnih temeljnih tal (Petkovšek, 2000).

Prav tako kažejo na pravilnost odločitve o gradnji nasipov iz zdrobljenih permokarbonskih preperelih in trdnih glinovcev, meljevcev in peščenjakov, kot tudi glineno-gruščatega deluvialnega pokrova in vršajev, pridobljenih pri izvedbi vkopov.

V brežinah nasipov prav tako ni opaziti znakov površinske nestabilnosti in erozije.

V drenažnih slojih vgrajenih v dno nasipov ni opaziti zastajanja vode in dviganja nivojev vode do stika z višje vgrajenim permokarbonskim materialom. Drenažni sistemi, ki odvajajo vodo iz izvedenih temeljnih pet pod nasipi kažejo na stalno prisotnost zaledne in talne vode. Pretoki se glede na vremenske in hidrološke razmere spreminjajo vendar nikdar ne usahnejo.

Pričakuje se nadaljne zmanjševanje hitrosti posedanja visokih nasipov in glede na dosedanja potek v zvezi s tem ni pričakovati težav.

Nasprotno pa se pri nasipih iz armirane zemljine po preteku življenske dobe in propadanju jeklene konstrukcije vgrajene v brežine nasipa pričakuje porast horizontalnih premikov brežin. Zato bo po izteku življenske dobe vgrajene jeklene konstrukcije potrebno ustrezno povečati pogostnost meritev premikov v brežine vgrajenih merilnikov relativnih horizontalnih premikov ter ustrezno poveča.

## **5.5 Zaključki ob gradnji avtoceste v zaledju Bizovika pri Ljubljani**

Lokacija in potek manjkajočega dela severne obvozne ceste in vzhodne avtoceste pri Ljubljani sta bila v grobem določena že s samo zasnovo poteka avtocest in hitrih cest v okolici.

Pri dokončnem umeščanju obravnavanih odsekov avtocest v prostor ter pri določanju oblike in izvedbe posameznih elementov načrtovanih avtocest, v okviru izdelave lokacijskega načrta, pa so imele odločilno vlogo predvsem zahteve in pogoji različnih lokalnih skupnosti in občin ter pogoji in zahteve različnih soglasjedajalcev. Cestno prometna in geotehnična stroka sta bili pri tem pogosto omejeni le na iskanje tehnično še ustreznih rešitev in preverjanje izvedljivosti predlaganih rešitev v okviru postavljenih zahtev in pogojev. Iskanje tehnično in ekonomsko najustrežnejših rešitev je bilo tako pogosto v podrejenem položaju.

S strani prebivalcev Bizovika zahtevani večji odmik poteka avtoceste od naselja je imel tako za posledico veliko povečanje zemeljskih del (povečali so se tako vkopi kot tudi nasipi) ter povečanje viškov materiala. Najbolj neugodna posledica takšnega premika je bilo zagotovo



veliko povišanje predvsem vzhodnih vkopnih brežin v Dobrunjskem hribu, kar je imelo za posledico velike težave z zagotavljanjem stabilnosti nekaterih od teh brežin.

Posledica takšnega premika avtoceste je bila tudi potreba po izvedbi pokritega vkopa za potrebe prehoda avtoceste preko visokega in strmega prečnega grebena Strmec. Izvedene analize stabilnosti različnih podpornih konstrukcij za zaščito brežin morebitnega odprtega vkopa so namreč pokazale, da bi bilo za izvedbo takšnih konstrukcij potrebno vgraditi ogromno količino prednapetih geotehničnih sider. Podatki, pridobljeni v okviru geotehničnega nadzora med izvedbo začasnega varovanja brežine v času gradnje galerije Strmec, pa so pokazali, da so bile takšne ocene preveč pesimistične. Ugotovljena trdnost hribine je bila namreč precej večja, kot je bila upoštevana pri predhodno izvedenih analizah stabilnosti različnih podpornih konstrukcij.

Po drugi strani pa je imel premik poteka avtoceste za posledico tudi prestavitev avtocestnih nasipov višje v prečne grape in doline, kjer nastopajo boj nosilna in trdna temeljna tla. Ta prednost pa je bila žal kasneje v veliki meri izničena z zahtevo po ustrezni razširitvi avtocestnih nasipov za izvedbo protihrupnih zaščit v obliki zemeljskih nasipov. Avtocestne nasipe je bilo tako potrebno močno razširiti nazaj na območje slabše nosilnih temeljnih tal ob izteku prečnih grap in dolin v bizoviško dolino. To pa je imelo za posledico potrebo po izvedbi ustreznih ukrepov za izboljšanje temeljnih tal, da se je lahko zagotovilo zahtevano stabilnost načrtovanih nasipov. Razmere za zagotovitev stabilnosti nasipov je dodatno poslabšala še zahteva po izvedbi zadrževalnikov poplavnih voda za nasipi in v sami bizoviški dolini.

Posledica vseh izvedenih ukrepov za izboljšanje temeljnih tal, pa je bila zopet dodatno povečanje viškov slabo nosilnih in nevgradljivih materialov po eni strani ter povečanje potrebe po dobavi kvalitetnih na delovanje vode odpornih gruščnatih materialov po drugi strani. Delež transportov pri gradnji se je tako zelo močno povečal.

Pri načrtovanju avtoceste je bila možnost izvedbe nasipa namesto viadukta za prečkanje bizoviške doline pred vstopom v predor Golovec opuščena. Kasneje, v nadaljnjih fazah načrtovanja, pa je bila podana potreba po izvedbi ustreznega nasipa preko Bizoviške doline za potrebe zadrževanja poplavnih voda. Tako se je izkazalo, da v kolikor bi namesto viadukta zgradili ustrezen nasip, bi poleg težav z deponiranjem viškov izkopanih materialov hkrati lahko rešili tudi problematiko zadrževanja visokih voda Bizoviškega potoka in s tem odpravili nevarnost poplav v naselju Bizovik.

Zaradi časovne stiske se je projektna dokumentacija za pridobitev gradbenega dovoljenja izvajala istočasno z izvajanjem geološko-geotehničnih preiskav. Ustrezne projekte za pridobitev gradbenega dovoljenja so projektanti začeli izdelovati na osnovi rezultatov preiskav izvedenih v fazi izdelave idejnih projektov. Takšne projekte pa naj bi nato sproti dopolnjevali in usklajevali glede na rezultate in ugotovitve izvedenih geološko-geotehničnih preiskav. Po pregledu izdelanih projektov za pridobitev gradbenega dovoljenja pa je bilo ugotovljeno, da izdelani projekti niso v celoti usklajeni z rezultati preiskav. Ocenjuje se, da je bilo to deloma posledica zahtev naročnika po čim hitrejši oddaji projektov, deloma pa posledica projektantovega slabega razumevanja in zato neupoštevanja problematike zagotavljanja stabilnosti načrtovanih avtocestnih nasipov.

Zaradi pritiskov po čim hitrejšem začetku gradbenih del pa so bili takšni projekti, še preden so bili ustrezno popravljani in dokončani, uporabljeni kot osnova za izvedbo javnih razpisov in

oddaje gradbenih del ter uporabljeni za določitev območja odkupa zemljišč in pridobitev ustreznih dovoljenj za gradnjo.

Posledica tega je bilo veliko povečanje stroškov izgradnje avtoceste na delu poteka v zaledju Bizovika, kar je bilo v veliki meri posledica potrebnih dodatnih ukrepov za zagotovitev ustrezne trajne stabilnosti načrtovanih avtocestnih nasipov, kot tudi vkopov. Zaradi preveč omejenega območja odkupov zemljišč pa je bila onemogočena izvedba racionalnejših ukrepov za zagotovitev stabilnosti načrtovanih nasipov, kot so na primer ublažitev brežin nasipov, bočni nasipi, temeljne pete, ki segajo tudi izven nasipa ipd. To pa ima ponovno za posledico višje stroške izgradnje.

Ne glede na stanje projektne dokumentacije, na podlagi katere naj bi se načrtovana dela pri izgradnji avtoceste na območju zaledja naselja Bizovik izvedla, pa je mogoče zaključiti, da je bilo z ustreznim pristopom nadzorne službe k vodenju gradnje obravnavanega avtocestnega odseka omogočeno učinkovito in uspešno reševanje problematike izvedbe temeljenja načrtovanih nasipov, kot tudi problematike izvedbe samih nasipov. Bistveni elementi takšnega pristopa k vodenju gradnje so bili predvsem sledeči:

- \* sprotno reševanje posameznih s projektom nerešenih ali nedorečnih primerov temeljenja nasipov, pri čemer se je najprej reševalo enostavnejše primere, potem pa na podlagi že pridobljenih izkušenj vse bolj in bolj zahtevne primere. Na ta način se je v čim večjem možnem obsegu omogočilo izvajanje del, obenem pa je bilo pri tem mogoče s pridom uporabljati tudi med samo gradnjo pridobljene podatke o lastnostih temeljnih tal in podatke o obnašanju že izvedenih del. Za pridobitev še manjkajočih podatkov so se sprti izvajale tudi morebitno potrebne dodatne preiskave;
- \* organiziranje delovne skupine strokovnjakov za sprotno reševanje problematike načrtovanja in izvedbe temeljenja nasipov, kot tudi problematike načrtovanja in izvedbe ukrepov za zagotovitev stabilnosti vkopov in drugih zahtevnih geotehničnih del. V takšno skupino so bili poleg nadzora in različnih projektantov vključeni tudi predstavniki Katedre za mehaniko tal z laboratorijem Fakultete za gradbeništvo in geodezijo, predstavniki Zavoda za gradbeništvo ter različni drugi strokovnjaki;
- \* uporaba tudi slabših manj primernih materialov za vgradnjo v nasipe, kateri so bili na razpolago v bližnjih ukopih;
- \* iskanje novih pristopov pri načrtovanju in gradnji nasipov, s katerimi je mogoče zagotoviti trajno kvaliteto in varnost izvedenih del ter iskanje možnosti koristne uporabe v preteklosti že uporabljenih in preizkušenih ukrepov. Tako so bili pri gradnji nasipov iz na vodo občutljivih materialov uporabljene ustrezne drenažne preproge, ki so nato postale stalna praksa pri gradnji takšnih nasipov. Po daljšem času pa so bili ponovno uporabljeni gruščnati koli za izboljšanje temeljnih tal in postopna gradnja nasipov v odvisnosti od stopnje konsolidacije slabo nosilnih temeljnih tal ter ponovno uporabljena armirana zemljina za gradnjo nasipov;
- \* uporaba čim večjega števila različnih, med sabo neodvisnih sistemov za kontrolo obnašanja izvedenih del, na podlagi katerih bi bilo mogoče pridobiti zanesljive podatke potrebne za vodenje izvedbe del, ter obenem dovolj zgodaj in zanesljivo zaznati morebitno nepredvideno in nezaželjeno obnašanje izvedenih del. Tako je bila poleg vgrajenih posedalnih plošč in ekstenziometrov vzpostavljena natančna geodetska mreža

za merjenje premikov, v slabo nosilnih tleh pod nasipi pa se je občasno spremljalo naraščanje nedrenirane strižne trdnosti.

Končni rezultat je tako kvalitetno zgrajen avtocestni odsek v zaledju naselja Bizovik, saj po izteku garancijske dobe (5 let) na obravnavanem avtocestnem odseku ni opaziti nobenih poškodb, posedkov ali drugih deformacij in erozijskih pojavov, ki bi bili posledica slabe zasnove ali izvedbe nasipov in njihovega temeljenja. Poleg tega pa se zgrajena avtocesta zelo dobro vključuje v okolje, hrup in drugi vplivi prometa na naselje pa so minimalni oziroma komaj zaznavni. Po tem ko se bodo izvedene zasaditve brežin vkopov in nasipov razrasle v končno obliko, pa se bo stanje še izboljšalo. Zgrajena avtocesta bo tedaj za okolico praktično nevidna.

Nenazadnje pa je bila zaradi potrebe po trajnem deponiranju viškov in slabo nosilnih materialov ustrezno sanirana tudi gramoznica med Litijsko cesto in Ljubljano ter s tem odpravljen divje odlagališče odpadkov v njej.

Izgled izvedenih nasipov ca. 7 let po dokončanju del in predaji v promet odseka avtoceste, ki poteka v zaledju naselja Bizovik, je prikazan na slikah 5.36 do 5.44. V tem času so se izvedene zasaditve nasipov že dobro razrasle in primomogle k dobremu vklapljanju izvedenih nasipov v okolje.

Na območju nasipa med profili P56 in P60 in deloma na območju nasipa med profili P70 in P80 se je naselje Bizovik v tem času že razširilo skoraj do vznožja izvedenih nasipov.



*Slika 5.36 Končni izgled brežine nasipa iz armirane zemljine na območju profilov P31 do P44*

*Fig. 5.36 Final appearance of embankment of reinforced soil on the area between the profiles P31 to P44*



*Slika 5.37 Končni izgled brežine nasipa na območju profilov P56 do P60 (pogled iz naselja Bizovik)*

*Fig. 5.37 Final appearance of embankments slope on the area between the profiles P56 to P6 (view from Bizovik village)*



*Slika 5.38 Končni izgled protihrupnega nasipa na območju profilov P56 do P60 (pogled iz AC)*

*Fig. 5.38 Final appearance of noise protection embankment on the area between the profiles P56 to P6 (view from EW)*





*Slika 5.39 Končni izgled severnega dela brežine nasipa na območju profilov P70 do P80 (pogled iz naselja Bizovik)*

*Fig. 5.39 Final appearance of northern part of eastern embankments slope on the area between the profiles P70 to P80 (view from Bizovik village)*



*Slika 5.40 Končni izgled južnega dela brežine nasipa na območju profilov P70 do P80 (pogled iz naselja Bizovik)*

*Fig. 5.40 Final appearance of southern part of eastern embankments slope on the area between the profiles P70 to P80 (view from Bizovik village)*



*Slika 5.41 Končni izgled zahodne brežine nasipa na območju profilov P70 do P80 (pogled proti naselju Bizovik)*

*Fig. 5.41 Final appearance of western embankments slope on the area between the profiles P70 to P80 (view towards Bizovik village)*



*Slika 5.42 Končni izgled vzhodne brežine nasipa na območju profilov P93 do P95 (pogled iz naselja Bizovik)*

*Fig. 5.42 Final appearance of eastern embankments slope on the area between the profiles P93 to P95 (view from Bizovik village)*





*Slika 5.43 Končni izgled vzhodne brežine nasipa na območju profilov P100 do P114 (pogled iz naselja Bizovik)*

*Fig. 5.43 Final appearance of eastern embankments slope on the area between the profiles P100 to P114 (view from Bizovik village)*



*Slika 5.44 Končni izgled nasipa na območju profilov P100 do P114 (pogled iz AC)*

*Fig. 5.44 Final appearance of embankment on the area between the profiles P100 to P114 (view from EW)*

## 6.0 ZAKLJUČKI

Pri načrtovanju cest in drugih prometnih objektov so rešitve za izdelavo nasipov in vkopov običajno podane v okviru načrtov same ceste, ki jih izdelata projektant gradbene, običajno prometne stroke. Oblikovanje in načrtovanje tudi večjih vkopov in nasipov v zahtevnejših temeljnih tleh je tako praviloma prepuščeno projektantu ceste. Le ta rešitve za izvedbo tudi zahtevnih vkopov in nasipov običajno poda na osnovi ugotovitev in navodil iz izdelanega geološko-geotehničnega elaborata, ki ga izdelata geotehnik. V izdelanih geološko-geotehničnih elaboratih pa je praviloma večja pozornost posvečena rezultatom izvedenih geološko-geotehničnih preiskav ter predstavitvi razmer in pogojev za temeljenje in izvedbo predvidenih del, kot pa iskanju najprimernejših rešitev za izvedbo načrtovanih vkopov in nasipov ter iskanju najprimernejših rešitev za izvedbo njihovega temeljenja. Poleg tega so v izdelanih geološko-geotehničnih elaboratih navodila in zahteve, ki naj bi se jih pri načrtovanju vkopov in nasipov upoštevalo, praviloma podana na podlagi izvedenih preliminarnih analiz stabilnosti in predvidenih posedkov izbranih karakterističnih, običajno najbolj neugodnih, prečnih prerezov načrtovanih vkopov in nasipov. Neredko se tudi zgodi, da se v nadaljnjih fazah načrtovanja po izdelavi geološko-geotehničnega elaborata oblika in pogoji za izvedbo načrtovanih vkopov in nasipov še spremenijo.

Ker projektanti cest niso najbolj večji načrtovanja geotehničnih del, pogosto podcenjujejo pomembnost posameznih v geološko-geotehničnih elaboratih predlaganih ukrepov, zato so rešitve za izvedbo vkopov in nasipov v projektih praviloma slabo obdelane in prikazane. Prav tako se prepogosto izkaže, da s projektom predvidene rešitve za izvedbo vkopov in nasipov niso najprimernejše ali najbolj optimalne.

Da bi se temu v čim večji meri izognili, bi bilo pri načrtovanju ceste in drugih prometnih objektov modro pričeti s prakso, da se globoke vkope in visoke nasipe, načrtovane v zahtevnejših temeljnih tleh, kot tudi druga zahtevnejša zemeljska dela, obravnava kot samostojne objekte, za katere je potrebno izdelati ustrezne projekte za izvedbo načrtovanih zemeljskih del.

V okviru takšnih projektov bi bilo na osnovi rezultatov izvedenih geološko-geotehničnih preiskav potrebno ustrezno analizirati različne možne rešitve izvedbe vkopov oziroma nasipov. Vsaka predlagana rešitev bi morala biti podana na osnovi izvedenih poglobljenih računskih analiz stabilnosti in predvidenih posedkov, s katerimi mora biti dokazana njena tehnična ustreznost. Najprimernejša rešitev za izvedbo posameznega vkopa, nasipa ali drugih zemeljskih del pa bi morala biti nato predlagana na osnovi pazljive primerjave njihove dolgoročne zanesljivosti in varnosti, na podlagi njihove ekonomske primerjave ter na podlagi izdelane ocene vpliva posameznih predlaganih rešitev na okolje.

Tako predlagana najprimernejša rešitev za izvedbo posameznega vkopa, nasipa ali drugih zemeljskih del bi morala biti v projektu za izvedbo zemeljskih del nato natančno opisana in prikazana. V takšnem projektu bi morali biti ustrezno predstavljeni vsi podatki in rešitve, potrebne za kvalitetno izvedbo del, kar vključuje tudi vse detajle, ki so pomembni za zagotovitev dolgoročne zanesljivosti in varnosti načrtovanih del.

Prav tako bi morale biti v takšnem projektu podane tudi vse zahteve za kvalitetno izvedbo del, kot tudi potreben obseg in kvaliteta geotehničnega nadzora med gradnjo ter obseg in kvaliteta geotehničnega opazovanja po izgradnji. V takšnem projektu bi prav tako morala biti podana



navodila in zahteve za vzdrževanje izvedenih del tako, da se zagotovi ustrezna varnost in uporabnost načrtovanih v njihovi celotni predvideni življenjski dobi.

Osnovni pogoj za zanesljivo in ekonomično načrtovanje vkopov in nasipov je zagotovitev zadostnega števila kvalitetnih in zanesljivih podatkov o sestavi in lastnostih temeljnih tal. Pri tem je pomembno, da se čim natančneje ugotovijo dejanske razmere v temeljnih tleh pri različnih vremenskih in drugih pogojih ter ugotovijo lastnosti vseh materialov, ki nastopajo v temeljnih tleh. Pri tem se je potrebno zavedati, da lahko parametri, ki podajajo lastnosti tal znotraj manjšega območja, izkazujejo zelo veliko raznolikost njihovih vrednosti. Raznolikost lastnosti temeljnih tal je včasih lahko tako velika, da je na podlagi geotehničnega projekta mogoče podati le okvirne ukrepe in postopke, ki služijo le kot priporočila oziroma vodilo pri gradnji in izvajanju zemeljskih del. Izdelani projekti načrtovanih zemeljskih del lahko v takšnih premerih predstavljajo le najbolj verjetno stanje in posledično podajajo rešitve, ki jih je z rezultati preiskav izvedenih med gradnjo še potrebno potrditi, oziroma v projektu predvidene rešitve med samo gradnjo uskladiti z ugotovljenim dejanskim stanjem. Poleg tega pa se je pri načrtovanju različnih zemeljskih del in temeljenja potrebno soočiti tudi s problemom spreminjanja nivojev in režimov precejanja podtalnice glede na vremenske, hidrološke in druge pogoje ter njenim vplivom na obnašanje tal.

Pri načrtovanju vkopov in nasipov kot tudi drugih zemeljskih del je sicer z dovolj obsežnimi preiskavami in z upoštevanjem najslabših mogočih pogojev, ki teoretično lahko nastopijo v temeljnih tleh, pogosto mogoče predvideti takšne ukrepe in način gradnje, da se zanesljivo zagotovi ustrezno varnost izvedenih del tudi v najslabših razmerah, ki teoretično še lahko nastopijo, ter se v celoti prepreči naknadne posedke in druge deformacije. Vendar bi bila takšna gradnja v večini primerov nesprejemljivo draga in zato praviloma neupravičena. Poleg tega pa na takšen način še vedno ni mogoče v celoti izključiti možnosti nastopa različnih presenečenj, ko se med gradnjo ugotovijo drugačne razmere v tleh, kot so bile pri načrtovanju upoštevane.

Bistveno bolj sprejemljivo je zato načrtovanje, v okviru katerega je izvedena pazljiva ocena najbolj verjetnih pogojev v temeljnih tleh, ukrepe za izvedbo načrtovanih del pa se predvidi tako, da je za posamezen primer zagotovljena še sprejemljiva varnost in še sprejemljive deformacije načrtovanih del. Pri tem je pomembno, da se ocena varnosti načrtovanih del poda na podlagi izvedenih parametričnih študij, s katerimi se ugotovi vpliv variabilnosti različnih geološko-geotehničnih podatkov in vpliv variabilnosti režima podtalnice na varnost načrtovanih del.

Pri takšnem pristopu k načrtovanju vkopov in nasipov ter drugih zemeljskih del je tako potrebno upoštevati tudi določeno še sprejemljivo stopnjo tveganja. Potrebno pa je razlikovati med možnostjo pojava lokalnih zdrsov in deformacij ter med izgubo splošne stabilnosti. Osnovna zahteva pri takšnem načrtovanju je, da je podane rešitve mogoče kadar koli med gradnjo ali pa tudi kasneje dopolniti z dodatnimi ukrepi potrebnimi za zagotovitev ustrezne varnosti, v kolikor se to izkaže za potrebno. Takšni dodatni ukrepi morajo biti predvideni ter ustrezno obdelani in prikazani že v okviru osnovnega projekta. Običajno se izkaže, da so lahko stroški takšne gradnje, kljub stroškom, ki lahko nastanejo v primeru potrebe po izvedbi dodatnih ukrepov za zagotovitev ustrezne varnosti, bistveno nižji od stroškov absolutno zanesljive gradnje.

Da bi zagotovili čim bolj racionalno izvedbo geološko-geotehničnih preiskav, obenem pa zagotovili vse podatke, potrebne za kvalitetno in zanesljivo načrtovanje predvidenih del, je

pomembno, da se vrsta in obseg preiskav skrbno prilagajata stopnji in natančnosti izdelave projektne dokumentacije. Potrebno se je zavedati, da so geološko-geotehnične preiskave sestavni del načrtovanja. Za vsako fazo načrtovanja predvidenih vkopov in nasipov, kot tudi drugih zemeljskih del ali temeljenja je tako potrebno predvideti tudi izvedbo ustreznih preiskav, ki omogočajo pridobitev vseh podatkov, potrebnih za določitev zanesljivih in najbolj primernih projektnih rešitev.

Nepogrešljivi del pri takšnem pristopu k načrtovanju in gradnji različnih geotehničnih objektov in temeljenja je vzpostavitev ustreznega sistema rednih meritev in opazovanja obnašanja izvedenih del in temeljnih tal v vseh fazah gradnje. Takšno geotehnično opazovanje vključuje redne geodetske posnetke, vgradnjo in redno opazovanje ekstenziometrov in inklinometrov, merjenje sil v vgrajenih sidrih ter pritiskov zemljine in kamnine na različne podporne konstrukcije, kot tudi redne meritve piezometričnih nivojev ali pornih tlakov podtalnice. Zaželeno je, da se prve meritve izvede že pred pričetkom gradnje. Po zaključku gradnje se priporoča vzpostavitev ustreznega programa geotehničnega opazovanja, ki naj bi se izvajalo toliko časa, da se v tleh vzpostavi novo ravnovesno stanje, oziroma se jasno pokažejo dolgoročni trendi merjenih vrednosti.

Na podlagi pridobljenih izkušenj, bi na koncu želel še poudariti, da je osnovni pogoj za zagotovitev varnih, obenem pa tudi racionalnih rešitev izvedbe vkopov in nasipov, kot tudi drugih zemeljskih del in temeljenja, zagotovitev dovolj razpoložljivega časa za kvalitetno in poglobljeno strokovno načrtovanje, kot tudi dovolj časa za kvalitetno izvedbo del. Res pa je tudi, da dovolj časa samo po sebi še ne zagotavlja kvalitetnih rešitev, ampak je ta čas potrebno zapolniti s kvalitetnim in strokovnim delom vseh sodelujočih v procesu načrtovanja in izvedbe.

Prav tako je za zagotovitev ustrezne kvalitete načrtovanih del zelo pomembno, da ustrezno strokovno usposobljena in izkušena ekipa strokovnjakov vodi in koordinira vse aktivnosti od prvih začetnih preiskav do zaključka opazovanja obnašanja že izvedenih del.

## POVZETEK

Pri načrtovanju in gradnji cest ter drugih prometnic se vse pogosteje projektira izvedba globokih vkopov in visokih nasipov tudi na območju slabše nosilnih in manj stabilnih temeljnih tal. Prav tako iz okoljevarstvenih kot tudi iz ekonomskih razlogov postaja vse bolj pomembno, da se pri gradnji na čim manjšo možno mero zmanjša potrebo po dobavi primernejših materialov za gradnjo ter zmanjša potreba po trajnem deponiranju viškov in za gradnjo manj primernih materialov. To med drugim pomeni tudi, da se za gradnjo nasipov v čim večji meri uporabi material, pridobljen iz vkopov, pa četudi je le ta slabše kakovosti, obenem pa se slabše nosilna temeljna tla, na katerih se gradi nasipe, poskuša izboljšati in ojačati, namesto da se slabo nosilne materiale odstrani in deponira v trajne deponije.

Za izpolnjevanje takšnih zahtev pri načrtovanju in gradnji vkopov in nasipov je tako potrebno vse pogosteje uporabljati različne bolj ali manj zahtevne tehnološke ukrepe in postopke, ki omogočajo izvedbo trajno stabilnih in obstojnih vkopov in nasipov.

V nalogi so poleg splošnih zahtev in postopkov, ki jih je potrebno upoštevati pri načrtovanju in gradnji vkopov in nasipov, predstavljeni in obdelani različni ukrepi in postopki, ki omogočajo gradnjo globokih vkopov in visokih nasipov tudi v slabše nosilnih in manj stabilnih tleh ter pri gradnji nasipov omogočajo uporabo materialov, ki so za gradnjo nasipov manj primerni.

Pri zagotavljanju ustrezne trajne stabilnosti in varnosti načrtovanih vkopov je poleg zagotovitve primerne naklona in oblike vkopnih brežin bistvenega pomena tudi ustrezna ureditev zajema in odvodnje površinskih in podtalnih voda, ki nastopajo na območju načrtovanega vkopa ali v njegovem zaledju. V nalogi so predstavljeni različni ukrepi za zajem in odvodnjo površinskih in zalednih voda z območja vkopa. Prav tako so predstavljeni različni možni ukrepi za ojačanje brežin vkopov, ki omogočajo izvedbo tudi strmejših vkopnih brežin, kot bi jih bilo sicer možno izvesti glede na ugotovljeno strižno trdnost zemljin in hribin, v katerih se posamezni vkop nahaja.

Za zagotovitev ustrezne trajne stabilnosti in varnosti načrtovanih nasipov, kot tudi za zagotovitev minimalnih ali celo nikakršnih posedkov ter drugih deformacij nasipa po dokončanju del je poleg ustrezne izvedbe samega nasipa prav tako, če ne še pomembnejša, tudi ustrezna izvedba temeljenja nasipa. V nalogi so zato predstavljeni različni možni ukrepi za izboljšanje nosilnosti oziroma trdnosti slabo nosilnih temeljnih tal, kot tudi različni ukrepi za zmanjšanje in/ali pospešitev posedanja temeljnih tal pod načrtovanimi nasipi. Prav tako so v nalogi predstavljeni različni ukrepi, ki omogočajo izvedbo načrtovanih nasipov tudi iz materialov mejne kvalitete, pridobljenih pri izvedbi vkopov, oziroma v primeru omejenega območja za izvedbo načrtovanih nasipov omogočajo izvedbo nasipov z večjim naklonom brežin.

Kot pomemben element za zagotovitev uspešne izvedbe vkopov in nasipov so v nalogi na kratko predstavljene tudi zahteve za izvajanje geotehničnega nadzora in geotehničnega opazovanja v času gradnje, kot tudi zahteve za izvajanje geotehničnega opazovanja in vzdrževanja že izvedenih vkopov in nasipov.

V posebnem poglavju je predstavljen primer načrtovanja in gradnje visokih avtocestnih nasipov temeljenih na slabo nosilnih tleh v zaledju naselja Bizovik pri Ljubljani. Zaradi nedorečenosti projektne dokumentacije glede izvedbe temeljenja nasipov se je v tem primeru

med samo gradnjo pristopilo k izdelavi ustreznega geotehnično tehnološkega elaborata, s katerim so bili za vsak nasip posebej določeni najprimernejši ukrepi za zagotovitev ustrezne stabilnosti in skladnosti posedkov nasipa. Prav tako so bile v izdelanem elaboratu določene tudi vse zahteve in ukrepi, ki jih je bilo potrebno izvesti za zagotovitev varne izvedbe načrtovanih nasipov.

Pri izdelavi geotehnično tehnološkega elaborata so bile najprej poiskane ustrezne rešitve za izvedbo temeljenja nasipov v manj zahtevnih temeljnih tleh. V nadaljevanju pa so bile nato podajane vse bolj kompleksne in zahtevne rešitve za izvedbo temeljenja tudi najvišjih načrtovanih nasipov, ki so se nahajali na najslabše nosilnih tleh.

Takšen pristop k reševanju problematike izvedbe in temeljenja nasipov je omogočal takojšen pričetek gradnje vseh tistih avtocestnih nasipov, za katere so bile v posamezni fazi izdelave geotehnično tehnološkega elaborata že podane ustrezne rešitve. S tem pa je bila tudi omogočena uporaba izkušenj, pridobljenih z gradnjo manj zahtevnih nasipov pri načrtovanju temeljenja zahtevnejših nasipov, kar je bilo pri načrtovanju tudi koristno uporabljeno.

S takšnim pristopom h gradnji nasipov na obravnavanem avtocestnem odseku je bilo tako kljub pomanjkljivim in nedorečenim projektom omogočeno učinkovito in uspešno reševanje problematike glede izvedbe temeljenja načrtovanih nasipov, kot tudi problematike glede izvedbe samih nasipov. Pri tem pridobljene izkušnje pa so bile s pridom uporabljene pri načrtovanju in izvajanju drugih zahtevnih avtocestnih odsekov v okviru programa izgradnje avtocestnega križa v Sloveniji.

## SUMMARY

When planning and constructing roads and other traffic arteries, more and more often the execution of deep cuts and high embankments are designed also on the area of poor bearing and less stable soil. Furthermore, for environmental and also for economic reasons it is becoming increasingly important that during construction the need for delivery of more suitable material is decreased as much as possible, and at the same time to decrease the need for permanent depositing of surplus, for the construction, less suitable materials. This also means that for embankment construction the material acquired from cuts is used as much as possible, even though it is of lower quality. At the same time the effort is made to improve and reinforce poor bearing subsoil, where the embankments are constructed, instead of removing poor bearing materials and depositing them into permanent deposits.

For meeting such requirements when designing and constructing cuts and embankments it is therefore necessary to use different more or less demanding technological measures and procedures, enabling the execution of permanently stable and subsistent cuts and embankments.

In the thesis there are besides the general requirements and procedures, which need to be observed when designing and constructing cuts and embankments, presented and explained different measures and procedures, which enable construction of deep cuts and high embankments also on the area of poor bearing and less stable soil and enable the use of less suitable material for embankment construction.

When ensuring suitable permanent stability and safety of designed cuts it is of vital importance not only ensuring the proper incline and form of cut slopes, but also the proper collection and drainage of surface and underground waters, which occur on the area of the planned cut or its hinterland. In the work different measures for collection and drainage of surface and hinterland waters from the area of the cut are presented. In addition different possible measures for reinforcing cut slopes, which enable execution of even steeper cut slopes than would otherwise be feasible with regards to the ascertained sheer strength of soil and rocks, in which the individual cuts are located are described.

For ensuring proper permanent stability and safety of the designed embankments, and for ensuring minimal or even no settlements or other embankment deformations after the completion of works, besides the proper execution of the embankment itself an adequate foundation of embankment is also, if not even more, important. In the thesis different possible measures for improving bearing capacity or stability of poor bearing subsoil are presented and different measures for reducing and/or accelerating of subsoil settlement under the planned embankments. In addition, are presented different measures enabling execution of designed embankments also of limited quality materials, which are obtained from cuts or in case of restricted area for the designed embankments, enable execution of embankments with larger slope gradient.

As an important element for ensuring successful execution of cuts and embankments there are in the thesis in short presented also the requirements for geo-technical supervision and geo-technological monitoring during construction, as well as the requirements for geo-technological monitoring and maintenance of the already executed cuts and embankments.

In a separate chapter an example of designing and execution of high motorway embankments founded on poor bearing soil in the hinterland of the Bizovik village near Ljubljana is presented. Because the designs were not specific with regards to the embankment founding, in this case a proper geo-technical technological study was prepared, where the most suitable measures for ensuring proper stability and accordance of the embankment settlements were defined separately for every embankment. Also all the requirements and measures for ensuring safe construction of the designed embankments were defined in the technological study.

When preparing geo-technical technological study, suitable solutions for execution of embankment founding in poor bearing subsoil were first looked for. Further on, more complex and difficult solutions for founding also the highest embankments, placed on the poorest bearing soil were given.

Such problem-solving procedure of embankment founding execution enabled immediate commencement of construction on those motorway embankments, for which suitable solutions were given in the individual stage of preparation geo-technical technological study. The experience gained from construction of less demanding embankments were used in constructing foundation of more demanding embankments.

In this way it was possible despite insufficient and unspecific designs on the described motorway section to effectively and successfully solve problems of executing founding of the designed embankments on the described motorway section, as well as the problematic execution of embankments. Experiences gained from this were successfully used in designing and constructing other demanding motorway sections within the motorway network construction in Slovenia.



## VIRI

- Ajdič, I., Svetličič, S. 1995. Poročilo o raziskavah tal s statičnim pemetrom na AC Šentjakob – Malence med P56 in P113. Ljubljana, DARS d.d.: 36 f.
- Bell, F.G. 1993. Engineering Treatment of Soils. London, E & FN Spon: 302 str.
- Bergado, D.T., Chai, J.C, Alfaro, M.C., Balasubramaniam, A.S. 1994. Improvement Techniques of Soft Ground in Subsiding and Lowland Environment. Rotterdam, Brookfield, A.A.Balkema: 222 str.
- Bromhead, E.N. 1993. The stability of slopes. Second edition. London, Glasgow, Weinheim, New York, Tokyo, Melbourne, Madras, Balckie Academic & Professional: 411 str.
- Brožič, D. 1995. Stabilnostne presoje cestnih nasipov v območju vodnih zadrževalnikov A-10 Šentjakob – Malence pododsek 0050 Litijska – Malence. Ljubljana, DARS d.d.: 54 f.
- Clayton, C.R.I., Milititski, J., in Woods, R.I., 1993. Earth Pressure and Earth-retaining Structures. Second edition. London, Glasgow, Weinheim, New York, Tokyo, Melbourne, Madras, Balckie Academic & Professional: 398 str.
- Cvar, A. 1995. Načrt protihrupnih nasipov ob Bizoviku. Projekt za izvedbo. Ljubljana, DARS d.d.: 66 f.
- Cvar, A. 1996. Načrt protihrupnih nasipov ob Bizoviku – dopolnitev I. Projekt za izvedbo. Ljubljana, DARS d.d.: 16 f.
- Dvanajščak, D. 2000. Vzajemno delovanje sistema hribina – podporje pri gradnji podzemnih objektov velikih prevezov. Magistrsko delo. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Naravoslovnotehniška fakulteta, Oddelek za geotehnologijo in rudarstvo: 112 f.
- Fazarinc, R. 1995. Zadrževanje visokih voda in čiščenje padavinskih voda na avtocesti A 10 Šentjakob – Malence, pododsek 0050: Litijska - Malence. Projekt za izvedbo. Ljubljana, DARS d.d.: 78 f.
- Fazarinc, R. 2002. Ureditev površinske odvodnje zalednih vod jalovišča Boršt - Gradbeni del. Projekt za pridobitve gradbenega dovoljenja in izvedbo. Ljubljana, Rudnik Žirovski vrh d.o.o.: 113 f.
- Fila, C., Ajdič, I. 1996. Poročilo o raziskavah tal s statičnim penetrom na območju VAC – Predor Golovec. Ljubljana, DARS d.d.: 11 f.
- Fila, C. S. 1997a. Poročilo o raziskavah tal s statičnim penetrom na območju AC Šentjakob – Malenc pri P73 in P77. Ljubljana, DARS d.d.: 18 f.
- Fila, C. S. 1997b. Poročilo o raziskavah tal s statičnim penetrom na območju AC Šentjakob – Malence. Ljubljana, DARS d.d.: 18 f.
- Fila, C. S. 1997c. Poročilo o raziskavah tal s statičnim penetrom na območju AC Šentjakob – Malence. Ljubljana, DARS d.d.: 33 f.
- Fila, C. S. 1999. Poročilo o raziskavah tal s statičnim penetrom na območju AC Šentjakob – Malence. Ljubljana, DARS d.d.: 12 f.



- Gaberc, A. M., Majes, B. 1995a. Poročilo o pregledu Geotehničnega poročila o geotehnično tehnoloških analizah za projektiranje nasipov na slabo nosilnih tleh na odseku vzhodne obvoznice od Litijske ceste do Malenc – območje Bizovika. Ljubljana, DARS d.d.: 5 f.
- Gaberc, A. M., Majes, B. 1995b. Poročilo o pregledu Geotehničnega poročila o raziskavi upravičenosti variante konsolidacij slabo nosilnih tal pod nasipi z gruščnatimi stebri na območju A 10 v Bizoviku. Ljubljana, DARS d.d.: 15 f.
- Gaberc, A. M., Majes, B. 1997. Dodatne stabilnostne analize nasipa VAC na območju A10 v Bizoviku od P99 do P114. Ljubljana, DARS d.d.: 69 f.
- Gaberc, A. M. 1999. Poročilo o meritvah posedanja visokih nasipov na odseku VAC med Litijsko cesto in severnim portalom predora Golovec. Ljubljana, DARS d.d.: 19 f.
- Gaberc, A. M. 1994. Strižna trdnost malo nosilnih tal in vpliv konsolidacije na njeno povečevanje. Magistrska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 69 str.
- Impe, W.F. 1989. Soil improvement techniques and their evolution. Rotterdam, A.A. Balkema: 131 str.
- Jones, C. J. F. P. 1988. Earth Reinforcement and Soil Structures. Revised reprint. London, Boston, Singapore, Sydney, Toronto, Wellington, Butterworth & Co.: 192 str.
- Logar, J., Popovič, Z. 1997. Globoki vkopi v slabih hribinskih formacijah: načrtovanje, izvedba in najpogostejša presenečenja med gradnjo. V: Ašanin Gole, P. (ur.). Zbornik strokovnega posveta: Zemeljska dela pri gradnjah in rekonstrukcijah cest. Gornja Radgona, MEGRA, 10. mednarodni sejem gradbeništva in gradbenih materialov, 16. aprila 1997. Ljubljana, DRC, družba za raziskave v cestni in prometni stroki Slovenije: str. 7-13
- Logar, J. 1998. Uporabnost različnih konstitutivnih modelov v analizi konsolidacije tal. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 263 str.
- Logar, J. 1999. Podporne konstrukcije. V: Zbornik izobraževanja nadzornih inženirjev DDC, Družbe za državne ceste: Geotenika – posredovanje nekaterih novih spoznanj in aktualnih postopkov. Ljubljana, ZAG, 29. januar 1999. Ljubljana, DDC, Družba za državne ceste, Sektor za kakovost, tehnologijo in razvoj: 41-48 str.
- Majes, B., Gaberc, A. M., Pulko, B. 1994. Poročilo o pregledu Geološko-geotehničnega elaborata za traso A-10 Vzhodne avtoceste Šentjakob – Malence. Ljubljana, DARS d.d.: 6 f.
- Majes, B., Pulko, B. 1999. Projektiranje in gradnja nasipov. V: Zbornik izobraževanja nadzornih inženirjev DDC, Družbe za državne ceste: Geotenika – posredovanje nekaterih novih spoznanj in aktualnih postopkov. Ljubljana, ZAG, 29. januar 1999. Ljubljana, DDC, Družba za državne ceste, Sektor za kakovost, tehnologijo in razvoj: 22-32 str.
- Majes, B. Bishopov numerični postopek. Skripta. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 16 f.
- Majes, B. Janbujev numerični postopek. Skripta. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 8 f.
- Majes, B. Konsolidacija. Skripta. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 40 str.

Petkovšek, A. 1999. Materiali za gradnjo nasipov. V: Dodatek k zborniku izobraževanja nadzornih inženirjev DDC, Družbe za državne ceste: Geotenika – posredovanje nekaterih novih spoznanj in aktualnih postopkov. Ljubljana, ZAG, 29. januar 1999. Ljubljana, DDC, Družba za državne ceste, Sektor za kakovost, tehnologijo in razvoj: 7 str.

Petkovšek, A. 2000. Poročilo o geotehničnem opazovanju in geotehnična ocena stanja visokih nasipov na trasi VAC med Litijsko cesto in severnimi portaloma predora Golovec. Ljubljana, DARS d.d.: 81 f.

Pirc, V. 1995. AC Malence – Šentjakob, odsek Bizovik, Zadrževanje visokih voda, Primerjava variant. Idejna zasnova. Ljubljana, DARS d.d.: 106 f.

Podobnik, J. 1994. Avtocesta A 10, odsek Šentjakob – Malence. Projekt za razpis. Ljubljana, DARS d.d.: 482 f.

Podobnik, J. 1994. Avtocesta A 10, odsek Šentjakob – Malence, pododsek 0049 Zaloška cesta – Litijska cesta km 0,8+10,00 – km 1,2+60,00 in pododsek Litijska cesta – Malence km 0,0 km 06+20,00. Št. projekta 37/3/94. Projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja, Ljubljana, DARS d.d.: 336 f.

Podobnik, J. 1994. Avtocesta A 10, odsek Šentjakob – Malence, pododsek 0049 Zaloška cesta – Litijska cesta km 0,8+10,00 – km 1,2+60,00 in pododsek Litijska cesta – Malence km 0,0 km 06+20,00. Št. projekta 37/3/94. Projekt za izvedbo. Ljubljana, DARS d.d.: 370 f.

Prah, L., Di Batista, M., Vilhar, M. 1984. Nasipi iz zelo lahkih materialov. Ljubljana, SOZD Združena cestna podjetja Slovenije, DSSS, Društvo za ceste Ljubljana: 71 str.

Pulko, B., Majes, B. 1996. Geotehnično poročilo o raziskavah s statičnim konusnim penetrometrom na AC Šentjakob – Malence med P73 in P79 (območje izvajanja gruščnatih kolov). Ljubljana, DARS d.d.: 35 f.

Pulko, B., 1997. Gradnja visokih nasipov iz materialov mejne kakovosti. V: Ašanin Gole, P. (ur.). Zbornik strokovnega posveta: Zemeljska dela pri gradnjah in rekonstrukcijah cest. Gornja Radgona, MEGRA, 10. mednarodni sejem gradbeništva in gradbenih materialov, 16. aprila 1997. Ljubljana, DRC, družba za raziskave v cestni in prometni stroki Slovenije: str. 14-19.

Pulko, B. 2000. Vpliv gruščnatih slopov na izboljšanje mehanskih lastnosti malo nosilnih temeljnih tal. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 164 str.

Pulko, B. 2004. Preveritev variant sanacije plazov na območju stranskega odvzema Rebrnice; od km 4.940 do km 5.330 na HC Razdrto – Vipava. Ljubljana, DARS d.d.: 110 f.

Stefan, I. 2001. Uporaba lokalnih materialov v cestogradnji na odseku AC Koper – Šentilj. Diplomaska naloga, Celje, Šolski center Celje, Višja strokovna šola: 41 f.

Špacapan, I. in sod. 1994a. Geološko-geotehnično poročilo o sestavi tal in pogojih gradnje Vzhodne avtoceste A-10 Šentjakob – Malence. Ljubljana, DARS d.d.: 394 f.

Špacapan, I. 1994b. Ugotovitve o pregledu PGD projekta trase avtoceste A-10 odsek Šentjakob – Malence. Ljubljana, DARS d.d.: 8 f.

Šuklje, L. 1984. Mehanika tal. 3. Izpopolnjena in razširjena izdaja, Ljubljana, Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 359 str.

Vidic, F. 1995a. Geotehnično poročilo o geotehnično tehnoloških analizah za projektiranje nasipov na slabo nosilnih tleh na odseku vzhodne obvoznice od Litijske ceste do Malenc – območje Bizovika. Ljubljana, DARS d.d.: 148 f.

Vidic, F. 1995b. Geotehnično poročilo o raziskavi upravičenosti variante konsolidacij slabo nosilnih tal pod nasipi z gruščnati stebri na območju avtoceste A 10 v Bizoviku. Ljubljana, DARS d.d.: 84 f.

Vidic, F. 1995c. Geotehnično tehnološki elaborat za gradnjo nasipov na slabo nosilnih tleh na avtocesti A 10 Šentjakob – Malence, na pododseku od Litijske ceste do predora Golovec. Ljubljana, DARS d.d.: 105 f.

Žmavc, J. 1970. Priročnik za stabiliziranje materialov. Ljubljana, Zavod za raziskavo materialov in konstrukcij: 75 str.

Žmavc, J. 1997. Gradnja cest: voziščne konstrukcije. Ljubljana, DRC-Družba za raziskave v cestni in prometni stroki Slovenije, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 360 str.

#### Standardi:

BSI. 1981. Code of practice for Earthworks. BS 6031: 87 f.

BSI. 1981. Code of practice for Site investigations. BS 5930: 147 f.

CEN. 1994. Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General, Rules. ENV 1997-1: 123 str.

CEN. 1995. Eurocode 7: Geotechnical design – Part 2: Geotechnical design assisted by testing, PT2-A Standard for the Geotechnical Engineer. First draft of ENV 1997-2: 103 str.

CEN. 1995. Eurocode 7: Geotechnical design – Part 3: Geotechnical design assisted by field tests. Draft of ENV 1997-3: 139 str.

Direkcija RS za ceste. 2004. Tehnična specifikacija za ceste TSC 07.203: Težnostni zidovi, predlog: 46 str.

Direkcija RS za ceste. 2003. Tehnična specifikacija za ceste TSC 07.204: Sidrani zidovi, predlog: 36 str.

## **PRILOGA**

*Inženirsko geološka karta odseka avtoceste Šentjakob – Malence, na delu poteka v zaledju naselja Bizovik (Povzeto po: Špacapan, 1994a, pril. 2.6 in 2.7)*