

REFERAT

Boštjan PULKO
asis.dr., univ.dipl.inž.gradb.

Univerza v Ljubljani
Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo

VPLIV GRUŠČNATIH SLOPOV NA POSEDANJE MALO NOSILNIH TAL

**EFFECT OF STONE COLUMNS ON THE SETTLEMENT
OF THE LOW-BEARING SOFT SOIL**



Biografija

asist.dr. Boštjan Pulko,
univ.dipl.inž.gradb.

Boštjan Pulko, je rojen 12. aprila, 1965, v Celju, Slovenija. Diplomiral je na Univerzi v Ljubljani, Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo (1990) kot univerzitetni diplomirani inženir gradbeništva. Magistriral (1993) in doktoriral (2000) je na Univerzi v Ljubljani.

Od leta 1990 je zaposlen na Univerzi v Ljubljani, Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo, Katedri za mehaniko tal kot asistent in raziskovalec. Njegovo raziskovalno področje obsega lastnosti zemljin, obnašanje malo nosilnih tal, izboljšanje temeljnih tal, temeljenje objektov, numerične metode, interakcijo med zemljino in objektom in druga področja geotehnike, ki so jih pogojevali inženirski problemi; stabilnost brežin, gradnja nasipov, podpornih in opornih konstrukcij, globokih izkopov in projektiranje temeljenja. Njegove izkušnje na gradbeniških in geotehničnih projektih vključujejo delo v okviru nacionalnega programa za izgradnjo avtocest v Sloveniji. Je avtor ali soavtor več kot sto strokovnih poročil in revizij projektov .

Njegovi raziskovalni dosežki so predstavljeni v več raziskovalnih nalogah, pretežno na področju obnašanja malo nosilnih tal, in okoli 20 člankih na domačih in mednarodnih konferencah.

Biography

Assist. Boštjan Pulko,
PhD in Civ. Eng.

Boštjan Pulko was born on 12 April, 1965, in Celje, Slovenia. He graduated from University of Ljubljana, Faculty of Civil and Geodetic Engineering (1990) as a civil engineer. He obtained his MSc (1993) and his PhD (2000) degrees from the University of Ljubljana.

Since 1990 he has been a member of staff at University of Ljubljana, Faculty of Civil and Geodetic Engineering, Chair for Soil Mechanics with Laboratory, as a assistant and active researcher. His research interests include soil-properties, soft-ground engineering, soil-improvement, foundation engineering, transportation engineering, numerical modeling, soil-structure interaction and other areas of geotechnics that has been driven by work of experience; slope stability, embankments, retaining structures, deep excavations and foundation design. His experience in civil and geotechnical projects includes work on the national program for motorway construction in Slovenia. He is author or co-author of more than hundred technical reports and project reviews.

His research highlights are presented in several research projects dealing with soft-soil engineering and around 20 papers presented at national and international conferences.

VPLIV GRUŠČNATIH SLOPOV NA POSEDANJE MALO NOSILNIH TAL

EFFECT OF STONE COLUMNS ON THE SETTLEMENT OF THE LOW-BEARING SOFT SOIL

Asist.dr. Boštjan Pulko, univ.dipl.inž.gradb.

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, KMTal, Jamova 2, Ljubljana

POVZETEK

Gruščnati ali kamniti slopi (koli) se že od leta 1950 uporabljajo za izboljšanje mehkih kohezivnih zemljin in zameljenih peskov. Uporabni so predvsem za stabilizacijo temeljnih tal pod nasipi in priključnimi rampami, pod objekti na avtocestah, rezervoarji in drugimi objekti, za stabilizacijo plazov in za zmanjšanje potenciala likvifikacije v peskih. Ta članek obravnava vgradnjo, kontrolo kvalitete in projektne vidike gruščnatih slopov.

Predstavljeni sta dve novi analitični metodi za analizo obnašanja temeljev na z gruščnatimi slopi ojačanih tleh. Gruščnat slop in okolna zemljina sta obravnavana v pogojih osne simetrije kot »enotna celica«. Za gruščnati slop je predpostavljeno, da se obnaša kot Mohr-Columbov togo-plastični ali elasto-plastični material z neasociativnim zakonom tečenja v skladu z Rowovo teorijo razmikanja. Za zemljino je privzeto elastično obnašanje. Te predpostavke vodijo, skupaj z ravnotežno in kinematičnimi enačbami, k preprostim analitičnim rešitvam za napoved obnašanja objektov na z gruščnatimi slopi ojačanih tleh. Predstavljeni metodi sta bili uporabljeni za izdelavo parametrične študije, ki predstavlja osnovo za določitev obnašanja z gruščnatimi slopi ojačanih tal. Prikazani so rezultati novih metod in primerjava z nekaterimi že poznanimi analitičnimi metodami ter z izračuni po metodi končnih elementov. Za prikaz vpliva gruščnatih slopov na obnašanje mehkih zemljin in prikaz zmožnosti predstavljenih analitičnih metod za napoved teh vplivov so narejene tudi primerjalne analize dobro dokumentiranega primera iz inženirske prakse.

SUMMARY

Gravel or stone columns have been used since 1950's as a technique for improving soft cohesive soils and silty sands. Potential applications include stabilizing foundation soils to support embankments and approach fills, highway facilities, tanks and structures, landslide stabilization and reducing liquefaction potential of sands. This paper describes construction, field inspection and design aspects of the stone columns.

Two new analytical methods are proposed to analyse the behaviour of stone-column reinforced foundations. The stone column and the surrounding soil are treated in axial symmetric conditions as a unit cell. The stone column is assumed to behave as a Mohr-Coulomb rigid-plastic or elasto-plastic material with non-associative flow rule

according to the Rowe stress dilatancy theory. The soil is assumed to behave as an elastic material. These assumptions, combined with equilibrium and kinematic conditions, lead to the simple analytical closed-form solutions for the prediction of the behaviour for footings resting on stone-column reinforced ground. Presented methods were used to make a parametric study, which provides a basis for estimating the behaviour of stone-column reinforced foundations. The results obtained by new methods are presented and compared with some already known analytical methods and with finite element calculations. Also, the comparative numerical analyses for the well documented case history is presented to show the effect of the stone columns on the behaviour of soft soil and the ability of the proposed analytical methods to predict the effects of gravel columns on the behaviour of soft soil.

1. UVOD

Z oznako malo nosilna, deformabilna in slabo prepustna temeljna tla v geotehniko označujemo temeljna tla, pri katerih je zaradi obtežbe z nasipi ali objekti ogrožena nosilnost temeljnih tal ali funkcionalna uporabnost nasipov ali objektov, deformacije tal pa se izvršijo šele v daljšem časovnem obdobju. Pri mejnih napetostnih stanjih v temeljnih tleh (nosilnost) pride do porušitve tal in posledično tudi nasipov ali objektov, pri mejnem stanju uporabnosti pa gre za prevelike ali neenakomerne posedke in njihov nesprejemljiv časovni razvoj. Za izboljšanje mehanskih karakteristik temeljnih tal uporabljamo različne metode izboljšanja tal, med katere sodi tudi vgradnja gruščnatih kolov.

Pod pojmom gruščnati kol razumemo steber (valj) iz zgoščenega peska ali gramoza vgrajen v slabo nosilna, deformabilna temeljna tla. Kol vgradimo z razrivanjem ali z odstranitvijo zemljine na mestu vgradnje. Pogosto se uporablja namesto izraza gruščnati kol tudi izraz kamniti kol ali slop. Temeljna tla, izboljšana z gruščnatimi koli, pa imenujemo kompozitna temeljna tla. Metoda se je uspešno dokazala v praksi, saj je bila za ojačanje tal prvič uporabljena že leta 1830 v Franciji. Širšo uporabnost metode pa zasledimo v Evropi po letu 1950 in v ZDA po letu 1972.

2. UPORABA GRUŠČNATIH SLOPOV

Uporaba gruščnatih slopov je pogojena s sestavo temeljnih tal. Metoda je primerna v temeljnih tleh, ki sestojijo pretežno iz mehkih glin in meljev oziroma rahlih meljastih peskov. Najboljše rezultate dosežemo v koherentnih tleh z nedrenirano strižno trdnostjo c_u med 15 in 50 kPa, čeprav je meja uporabnosti metode odvisna predvsem od mehanizacije in tehnologije vgradnje. Praviloma je zgornja meja uporabnosti metode pri nedrenirani strižni trdnosti koherentnih zemljin od 50 do 100 kPa, dno slopov pa mora vedno segati v dobro nosilna temeljna tla.

Metoda ni primerna za zemljine, ki ne nudijo zadostnega bočnega odpora. Med te zemljine uvrščamo predvsem židke zemljine, organske zemljine in šote. Slednje so še posebej problematične, saj lahko v celoti izničijo učinek gruščnatih slopov. Praviloma je uporaba gruščnatih slopov problematična, če so posamezni sloji šote in/ali židkih zemljin pojavijo v debelini dvakratnega premera slopa. Podobno so za vgradnjo problematične tudi vse zemljine, ki so občutljive na vibracije. Med takšne zemljine sodijo predvsem tiksotropne glinice in rahli melji z visoko vlažnostjo.

V primernih tleh so gruščnati slopi učinkovit ukrep za (1) povečanje nosilnosti temeljnih tal, (2) zmanjšanje absolutnih in diferenčnih posedkov, (3) pospešitev konsolidacije, (4) izboljšanje stabilnosti nasipov in vkopnih brežin in (5) zmanjšanje potenciala likvifikacije v peskih in v meljastih peskih.

Zaradi navedenih pozitivnih vplivov na slabo nosilna temeljna tla je metoda v svetu našla mesto pri ojačanju temeljnih tal za številne inženirske objekte, kot so: zemeljski nasipi pri gradnji prometnih objektov, rezervoarji, stanovanjski, poslovni in infrastrukturni objekti ter energetski objekti. Znani so tudi uspešni primeri uporabe gruščnatih slopov pri stabilizaciji plazov in ojačanju brežin.

Med prednosti metode, bi poleg že omenjenih pozitivnih učinkov na temeljna tla, lahko uvrstili še ekonomičnost metode, ki se kaže tako v prihranku časa in denarja. Prednost metode se kaže tudi v sprotni kontroli kvalitete vgradnje slopov. Omembe vreden je tudi okolje-varstveni vpliv, saj uporaba metode v kontaminiranih tleh ne zahteva izkopavanja in deponiranja kontaminirane zemljine.

Med slabosti metode kaže uvrstiti predvsem dejstvo, da slopi iz grušča ne prevzemajo nateznih obremenitev (vzgon), poleg tega pa gruščnati slopi niso primerni za tla najslabše kvalitete (židka zemljina, šote) in temeljna tla, kjer je pričakovati težave pri vgradnji, kot so na primer stara smetišča, kjer je pričakovati večje gradbene odpadke.

Primerljivost učinkov vgradnje gruščnatih slopov v primerjavi z nekaterimi drugimi metodami so prikazane v preglednici 1.

Preglednica 1: Primerjava učinkovitosti metod (spletne strani Vibro Systems Inc., <http://www.vibroflotation.com>)

Inženirska zahteva	Gruščnati slopi	Vertikalne drenaže	Piloti (plašč)	Piloti (noga)
Redukcija posedkov	+	-	+	++
Pospešitev posedanja tal	+	+	-	-
Takojšnje povečanje stabilnosti tal	++	-	+	+
Povečanje potresne varnosti tal	++	-	+	+

- = ni učinka, + = pozitiven učinek, ++ = zelo pozitiven učinek

3. VGRADNJA GRUŠČNATIH SLOPOV

Gruščnati slopi so lahko premera 60 do 120 cm (najpogosteje 60 do 80 cm) in vgrajeni v sistematičnem rastru na računsko določeni medsebojni razdalji po celotnem tlorisu načrtovane gradnje na mehkih tleh. Običajne osne razdalje med slopi so med 1.8 in 2.7 m. Minimalna osna razdalja med koli je omejena s tehnologijo vgradnje in mora praviloma dosegati vsaj 1.5 m. Običajno se gruščnati slopi vgrajujejo v trikotnem, kvadratnem in šesterokotnem rastru, kot je prikazano na sliki 5. Količnik med ploščino gruščnatega slopa A_c in sodelujočo površino A , ki glede na izbrani raster "pripada" posameznemu slopu, definira količnik nadomestitve A_r , ki pove delež grušča v nastalem kompozitu in je eden odločilnih parametrov v teoretičnih analizah učinka tega načina poboljšanja tal.

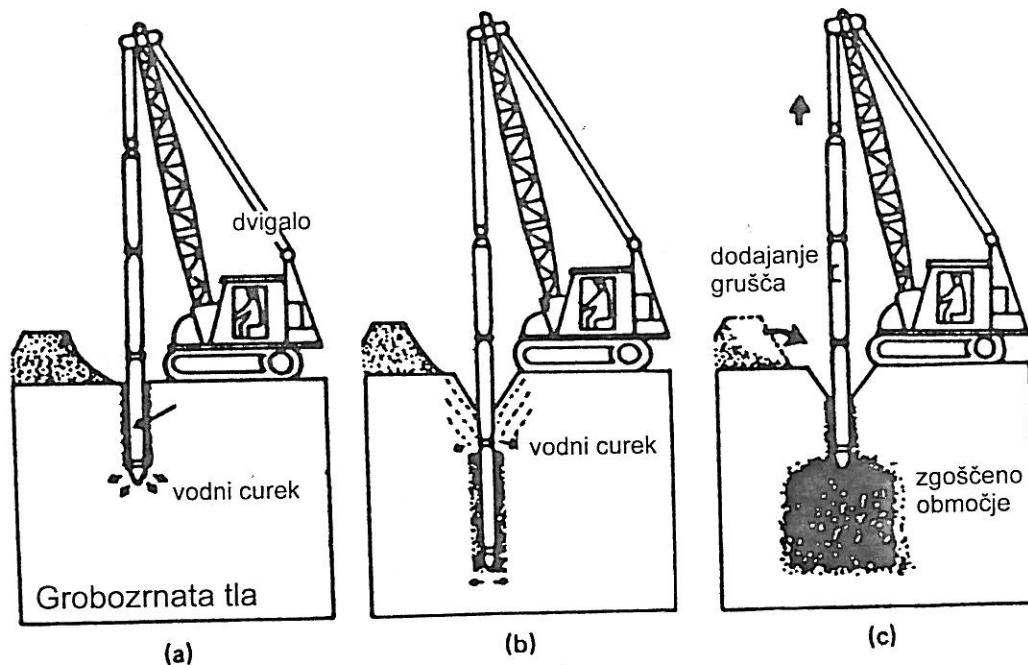
Količnik nadomestitve A_r izračunamo iz premera slopa d_c in vplivnega premera gruščnatega slopa, ki znaša $d_e = 2r_e = 1.05s$ za trikotni, $1.13s$ za kvadratni in $1.29s$ za šesterokotni raster, po enačbi:

$$A_r = \frac{A_c}{A_e} = \frac{d_c^2}{d_e^2} = \frac{r_c^2}{r_e^2} \quad (1)$$

Ekonomsko optimalne dolžine gruščnatih slopov znašajo med 6 in 10 m, čeprav lahko slope vgrajujemo do globin približno 30 m. Dolžine preko 20 m v praksi le redko uporabljamo. Gruščnate slope praviloma vgrajujemo do manj deformabilne podlage. Ločimo dve skupini tehnologij vgradnje: vibracijske metode in opažne metode. Vibracijske metode literatura najpogosteje razvršča takole:

- vibracijsko zgoščanje (vibrocompaction) v rahlih peščenih tleh,
- vibracijsko razrivanje (vibrodisplacement) v normalno konsolidiranih glinastih in meljnih tleh z nedrenirano strižno trdnostjo 30 do 60 kPa,
- vibracijsko nadomeščanje (vibroreplacement) v zelo mehkih glinastih in meljnih tleh z nedrenirano strižno trdnostjo pod 30 kPa.

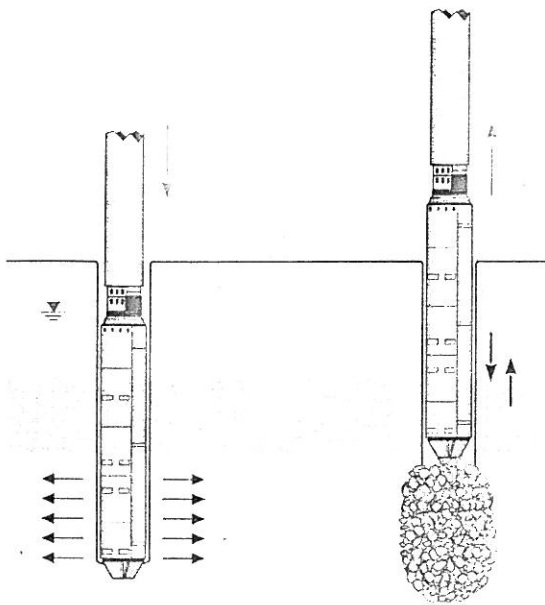
Prva metoda vibracijskega zgoščanja rahlih peščenih tal se izvaja z globinskimi vibracijskimi iglami ob hkratni uporabi vode (in zraka), ki vbrizgana iz konice pod pritiskom omogoča lažjo penetracijo, istočasno pa povzroča večji učinek zgoščevanja tal. Metoda omogoča tudi dodajanje gruščnatega materiala, s čimer poleg zgoščanja naravnih tal dobimo v osi zgoščanja še gruščnati kol (slika 1).



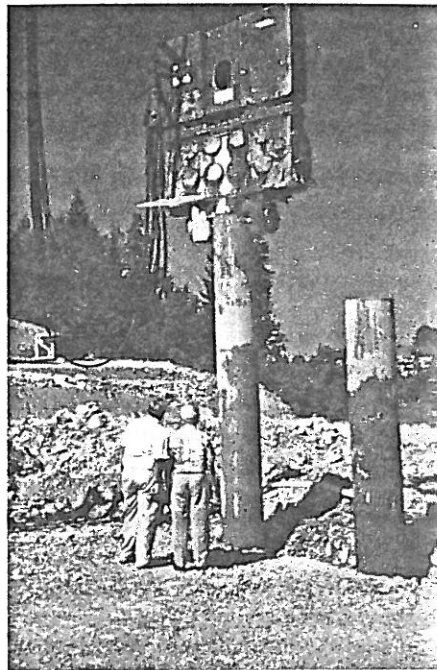
Slika 1: Shematični prikaz vibracijskega zgoščanja

Vibracijsko razrivanje in nadomeščanje (slika 2) kot metodi vgradnje nista vselej ostro ločeni, osnovna razlika pa je v tem, da pri vibracijskem razrivanju matična tla razrinemo bočno in v nastalo praznino vgradimo grušč, pri vibracijskem nadomeščanju pa matično zemljino

odstranimo (najpogosteje z vodnim curkom) in nadomestimo z gruščem. Uporaba vibracijskega nadomeščanja običajno zahteva veliko količino tehnološke vode.



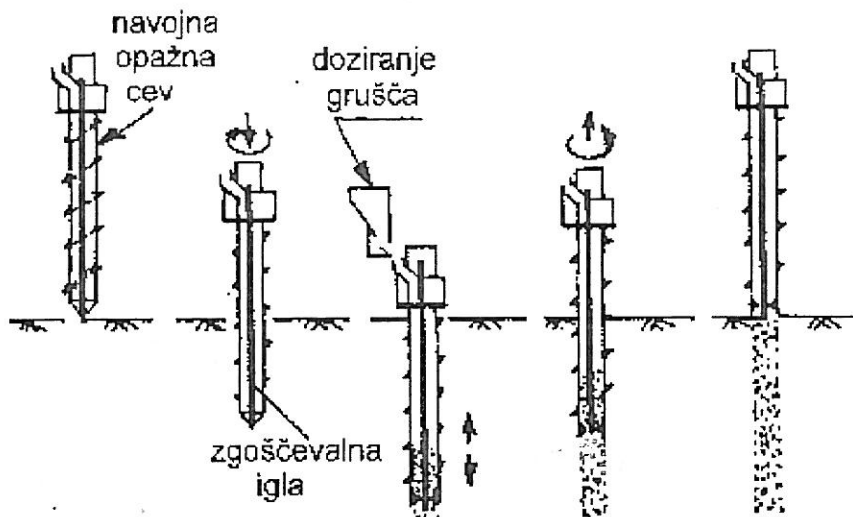
Slika 2: Vibracijsko razrivanje (Kellerjev katalog)



Slika 3: Opažna metoda z vtiskanjem cevi

Opažne metode lahko tudi dalje razvrščamo v:

- metode z vtiskanjem opažne cevi (slika 3),
- metode s spiralnim uvrtnjem opažne cevi (Japonska metoda, slika 4).



Slika 4: Japonska spiralna opažna metoda

Doslej so bile v Sloveniji uporabljene predvsem opažne tehnologije z vtiskanjem opažne cevi ob vibracijskem izvlačenju te cevi, kar omogoča dobro zgoščanje grušča, v zadnjem času pa smo uporabljali tudi metodo vibracijskega razrivanja.

4. RAČUNSKÉ METODE

Mehanizem prevzema obtežbe temelji na dejstvu, da vgradnja gruščnatih slopov ustvari kompozit grušča in zemljine manjše deformabilnosti in večje strižne trdnosti, kot jo ima osnovna zemljina. Pod razmeroma togo vertikalno obtežbo nasipov in/ali objektov se slop in zemljina posedeta približno enako. Enaka vertikalna deformacija v zemljini in slopu pa ob različni deformabilnosti zemljine in grušča povzroči povečanje oziroma koncentracijo vertikalnih napetosti v gruščnatem slopu. Pogoj za to, da se v gruščnatem slopu lahko pojavijo razmeroma velike vertikalne napetosti, pa je zadostni bočni odpor stisljive zemljine.

Za analizo vpliva gruščnatih slopov na posedke in napetosti v ojačanih tleh je na voljo kar nekaj različnih metod. Med bolj znane in uveljavljene analitične metode lahko uvrstimo:

- ravnotežno metodo (Aboshi, 1979),
- elastično metodo Balaama in Bookerja (1981),
- Priebejevo metodo (1976),
- metodo Van Impeja in Madhava (1992).

Med naštetimi metodami je najbolj preprosta ravnotežna metoda, ki temelji na enoosnem napetosnem in deformacijskem stanju, ravnotežni enačbi in na predpostavki, da je razmerje vertikalne napetosti v grušču in zemljini kar enako razmerju modulov stisljivosti grušča in zemljine.

Ostale našteje metode so zasnovane na tako imenovanem konceptu »enotne celice«, ki jo ustvarja gruščnat slop in cilinder pripadajoče zemljine v dosegu vplivnega radija, in obravnavajo slop in zemljino v pogojih osne simetrije (slika 5). Gruščnat slop se obravnava kot valj v pogojih triosnega napetostnega in deformacijskega stanja, zemljina pa se pri vseh omenjenih metodah obravnava kot elastičen debelostenski cilinder. Bistvena razlika med metodami je v predpostavki glede obnašanja grušča. Balaam in Booker (1981) sta pri zasnovi elastične metode predpostavila, da se zemljina in grušč obnašata kot idealno elastična snov, medtem ko metodi Pribeja (1976) in Van Impeja (1992) upoštevata grušč kot togo-plastičen material s konstantim oziroma spremenljivim volumnom, zemljino pa kot idealno elastičen material.

4.1 NOVA METODA

Pri razvoju nove metode smo upoštevali osno simetrično stanje. Za zemljino smo upoštevali, da se obnaša kot elastični material. Za grušč smo upoštevali togo-plastičen Mohr – Coulombov neasociativni plastični model z upoštevanjem Rowove teorije razmikanja (Rowe, 1962).

Upoštevali smo, da zgoščen grušč v slopu, ki je v triosnem napetostnem stanju, ob obremenitvi doseže mejno (porušno) napetostno stanje, pri čemer pride do povečanja volumna zgoščenega materiala. Pomembna predpostavka metode je, da zaradi toge obtežbe in posledično enakosti vertikalnih pomikov, ne pride do pojava strižnih napetosti na stiku zemljine in grušča. Lastna teža zemljine in grušča in vpliv primarnega napetostnega stanja sta zanemarjena.

4.1.1 Grušnat slop

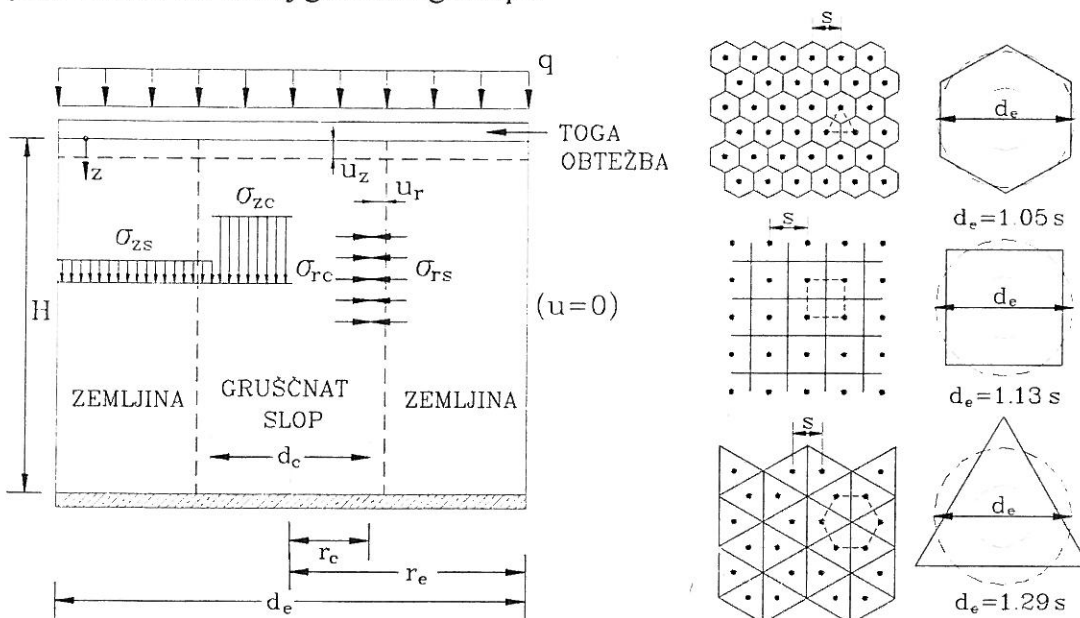
Po obremenitvi se gruščnat slop in zemljina posedeta za isto vrednost vertikalnega premika u_z , na stiku zemljine in grušča pa nastopi radialni premik u_r . Vertikalno, radialno in volumsko deformacijo grušča lahko zapišemo:

$$\varepsilon_z = \frac{u_z}{H}, \quad (2)$$

$$\varepsilon_r = \frac{u_r}{r_c}, \quad (3)$$

$$\varepsilon_{vd} = \varepsilon_z - 2\varepsilon_r, \quad (4)$$

kjer je H dolžina in r_c radij gruščnatega slopa.



Slika 5: Računski model in razporeditev gruščnatih slopov

Če upoštevamo triosno napetostno stanje in Mohr-Columbov pogoj porušitve, lahko zvezo med vertikalno napetostjo v slopu σ_{zc} in radialno napetostjo na stiku med zemljino in slopom σ_{rc} zapišemo kot:

$$\frac{\sigma_{zc}}{\sigma_{rc}} = \frac{1 + \sin \varphi'_c}{1 - \sin \varphi'_c} = K_{pc}, \quad (5)$$

kjer je φ'_c vrhunska vrednost strižnega kota grušča, K_{pc} pa Rankinov količnik pasivnega odpora za grušč. Z upoštevanjem Rowove teorije razmikanja, lahko enačbo (5) zapišemo tudi takole:

$$\frac{\sigma_{zc}}{\sigma_{rc} \left(1 - \frac{\varepsilon_{vd}}{\varepsilon_z}\right)} = \frac{1 + \sin \varphi'_{cv}}{1 - \sin \varphi'_{cv}}, \quad (6)$$

kjer smo s φ'_{cv} označili vrednost kritičnega strižnega kota gruščca, ki ga dobimo pri striženju pri konstantnem volumnu. Zvezo med kotom razmikanja ψ in vrhunsko vrednostjo strižnega kota φ'_c podaja Rowova enačba:

$$\sin \psi = \frac{\sin \varphi'_c - \sin \varphi'_{cv}}{1 - \sin \varphi'_c \sin \varphi'_{cv}}. \quad (7)$$

Kot razmikanja ψ lahko ob upoštevanju enačb (5), (6) in (7) izrazimo tudi kot razmerje med volumsko deformacijo razmikanja in vertikalno deformacijo (Schanz in Vermeer, 1996):

$$\sin \psi = -\frac{\frac{\varepsilon_{vd}}{\varepsilon_z}}{2 - \frac{\varepsilon_{vd}}{\varepsilon_z}} = -\frac{\varepsilon_{vd}}{2\varepsilon_z - \varepsilon_{vd}}. \quad (8)$$

Iz gornjih enačb lahko vidimo, da je napetostno in deformacijsko obnašanje gruščnatega slopa, ki ga podajata enačbi (5) in (8), v celoti določeno z dvema materialnima parametroma. Razmerje med vertikalno in horizontalno napetostjo v gruščnatem slopu je določeno s strižno trdnostjo gruščca oziroma strižnim kotom φ'_c , medtem ko razmerje med plastičnimi volumskimi deformacijami ε_{vd} in ε_z določa izbrana vrednost kota razmikanja ψ .

4.1.2 Zemljina

Zemljino, ki obkroža posamezen gruščnat slop, lahko obravnavamo kot elastičen debelostenski cilindar. Pri tem lahko uporabimo znane enačbe, ki povezujejo vertikalni premik in radialni premik na stiku gruščca in zemljine, u_z in u_r , z vertikalno in radialno napetostjo na stiku grušč - zemljina, σ_{zs} in σ_{rs} (Poulos in Davis, 1974):

$$u_z = \frac{H}{E_{oed}} \left[\frac{C_2 \sigma_{zs} - C_1 \sigma_{rs}}{C_3} \right], \quad (9)$$

$$u_r = \frac{r_c}{E_{oed}} \left[\frac{\sigma_{rs} - k_0 \sigma_{zs}}{C_3} \right], \quad (10)$$

kjer je E_{oed} edometrski modul zemljine. C_1 , C_2 in C_3 so konstante, ki jih izračunamo po naslednjih enačbah:

$$C_1 = \frac{2k_0 A_r}{1 - A_r}, \quad C_2 = \frac{1 - 2\nu_s + A_r}{(1 - A_r)(1 - \nu_s)}, \quad C_3 = C_2 - k_0 C_1, \quad (11)$$

kjer je ν_s Poissonovo število in $k_0 = \frac{\nu_s}{1 - \nu_s}$.

4.1.3 Analitična rešitev

Površinska obtežba q mora biti v ravnotežju z vertikalnima napetostima v slopu in zemljini. Ravnotežno enačbo lahko zapišemo kot:

$$qA_c = \sigma_{zc}A_c + \sigma_{zs}(A_c - A_r). \quad (12)$$

Z upoštevanjem definicije količnika nadomestitve A_R po enačbi (1) lahko zapišemo enačbo (12):

$$q = \sigma_{zc}A_r + \sigma_{zs}(1 - A_r). \quad (13)$$

Bočni napetosti na stiku zemljine in gruščnatega slopa morata biti enaki, zato velja relacija $\sigma_{rs} = \sigma_{rc} = \sigma_r$. Če kinematične enačbe (2), (3) in (4) upoštevamo v enačbi (8), potem enačbe (5), (8), (9), (10) in (13) predstavljajo sistem petih enačb s petimi neznankami: vertikalno napetostjo v slopu σ_{zc} in v zemljini σ_{zs} , bočno radialno napetostjo na stiku zemljine in slopa σ_r , vertikalnim pomikom u_z in bočnim premikom na stiku grušča in zemljine u_r . Z rešitvijo navedenega sistema enačb, dobimo preproste analitične rešitve za premike in napetosti:

$$u_z = \frac{2Hq}{E_{ocd}C_4}, \quad (14)$$

$$u_r = -\frac{r_c q K_\psi}{E_{ocd}C_4}, \quad (15)$$

$$\sigma_r = \frac{q(C_2K_\psi + 2k_0)}{C_4}, \quad (16)$$

$$\sigma_{zc} = \frac{qK_{pc}(C_2K_\psi + 2k_0)}{C_4}, \quad (17)$$

$$\sigma_{zs} = \frac{q(C_1K_\psi + 2)}{C_4}, \quad (18)$$

kjer sta materialni konstanti K_ψ in C_4 definirani z enačbama:

$$K_\psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi}, \quad (19)$$

$$C_4 = (1 - A_r)(C_1K_\psi + 2) + A_rK_{pc}(C_2K_\psi + 2k_0). \quad (20)$$

Konstanta C_4 je odvisna le od materialnih in geometrijskih lastnosti slopa in okolne zemljine.

Če je področje obtežbe dovolj veliko, lahko posedek neizboljšanih tal izračunamo po znani enačbi:

$$u_{z,0} = \frac{q H}{E_{oed}}. \quad (21)$$

Če upoštevamo enačbi (21) in (14), lahko izrazimo tudi količnik redukcije posedka β , ki se običajno uporablja kot mera učinkovitosti izboljšanja tal:

$$\beta = \frac{u_z}{u_{z,0}} = \frac{2}{C_4}. \quad (22)$$

Količnik redukcije posedka β nam pove kolikšen del posedka neizboljšanih tal se bo izvršil, če v temeljna tla vgradimo slope v izbranem rastru.

Faktor koncentracije napetosti η_c , ki ga določa razmerje med vertikalno napetostjo v slopu σ_{zc} in obtežbo na terenu q , izračunamo po enačbi:

$$\eta_c = \frac{\sigma_{zc}}{q} = \frac{K_{pc}(C_2 K_\psi + 2k_0)}{C_4}. \quad (23)$$

Ugotovimo lahko, da sta količnik redukcije posedka in faktor koncentracije napetosti odvisna od količnika nadomestitve A_r , od materialnih lastnosti grušča, kot sta vrhunska vrednost strižnega kota φ'_c in kot razmikanja ψ in od Poissonovega števila ν_s zemljine.

4.1.4 Parametrična študija

Da bi prikazali vpliv gostote gruščnatih slopov in materialnih lastnosti grušča na redukcijo posedkov in koncentracijo napetosti v slopu, smo izdelali parametrično študijo. Vpliv gostote gruščnatih slopov smo upoštevali tako, da smo v izračunih upoštevali v praksi običajna razmerja vplivnega radija in radija slopa d_e/d_c med 1 in 5.

Za natančno določitev strižne trdnosti in kota razmikanja grušča bi v splošnem potrebovali triosne preiskave. Če te niso izvedene, lahko privzamemo izkustvene vrednosti. Pri izbiri vrhunske vrednosti strižnega kota grušča in kota razmikanja moramo upoštevati, da vrednosti vrhunskega, kritičnega strižnega kota in kota razmikanja niso medsebojno neodvisne. Kritični strižni kot (strižni kot nekoherentnega materiala pri konstantnem volumnu) φ'_{cv} je v splošnem odvisen od oblike zrn in mineraloške sestave in ga lahko smatramo kot materialno lastnost. Zveza med vrhunsko vrednostjo strižnega kota, vrednostjo kritičnega strižnega kota in kota razmikanja ψ je podana z enačbo (7), ki jo lahko zapišemo tudi takole:

$$\sin \varphi'_c = \frac{\sin \varphi'_{cv} + \sin \psi}{1 + \sin \varphi'_{cv} \sin \psi}. \quad (24)$$

V praksi lahko razliko med vrhunskim in kritičnim strižnim kotom grušča koreliramo z relativno gostoto materiala in glavnimi napetostmi. Po Boltonu (1986) je vrednost vrhunskega strižnega kota odvisna od relativne gostote in povprečja glavnih normalnih efektivnih napetosti p' :

$$\varphi'_c \approx \varphi'_{cv} + 3I_R, \quad (25)$$

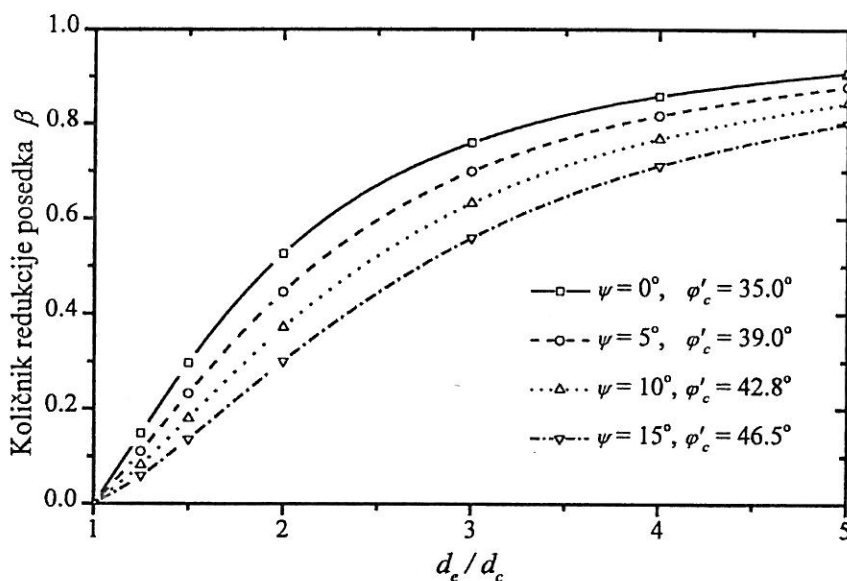
kjer je I_R relativni indeks razmikanja definiran z enačbo:

$$I_R = D_R(10 - \ln p') - 1. \quad (26)$$

Relativni indeks razmikanja I_R lahko uporabimo za napoved kota razmikanja (Schanz and Vermeer, 1996):

$$\sin \psi = \frac{I_R}{6.7 + I_R}. \quad (27)$$

V računih smo upoštevali izbrano realno vrednost kritičnega strižnega kota $\varphi'_{cv} = 35^\circ$ in kot razmikanja v vrednosti $\psi = 0^\circ, 5^\circ, 10^\circ$ in 15° , kar privede do vrhunskega strižnega kota $\varphi'_c = 35^\circ, 39^\circ, 42.8^\circ$ in 46.5° . Za vrednost Poissonovega števila zemljine smo privzeli vrednost $\nu_s = 0.3$.

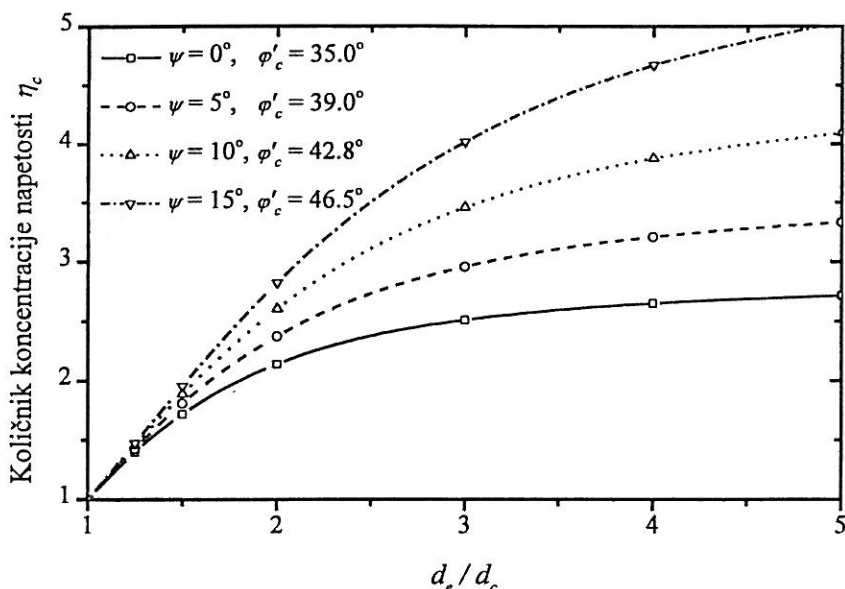


Slika 6: Količnik redukcije posedka β v odvisnosti od rastra kolov in kota razmikanja

Rezultati parametrične študije so prikazani na slikah 6 in 7. Vpliv razdalje med slopi (razmerje d_e/d_c) in kota razmikanja ψ na količnik redukcije posedka je prikazan na sliki 6. Razdalja med slopi ima odločilen vpliv na redukcijo posedkov, ki je razmeroma majhna pri razmerjih d_e/d_c , ki presegajo vrednost 5. Podobno lahko ugotovimo, da ima kot razmikanja razmeroma velik vpliv na posedke, kar kaže na pomembnost zgoščenosti materiala v gruščnatem slopu. Pri dobro zgoščenem grušču v slopu lahko pričakujemo visoko vrednost indeksa razmikanja in posledično večji kot razmikanja ψ in večjo vrednost vrhunskega strižnega kota φ'_c in večje zmanjšanje posedkov.

Vpliv razdalje med slopi (razmerje d_e/d_c) in kota razmikanja ψ na količnik koncentracije napetosti η_c je prikazan na sliki 7. Pomembnost zgoščenosti grušča v slopu na koncentracijo napetosti je očitna. Dobro zgoščen slop je trdnjši, deluje bolj togo in prevzame večji del obtežbe na terenu.

Vpliv Poissonovega števila zemljine je majhen in ima zanemarljiv vpliv na količnik redukcije posedkov in na količnik koncentracije napetosti.



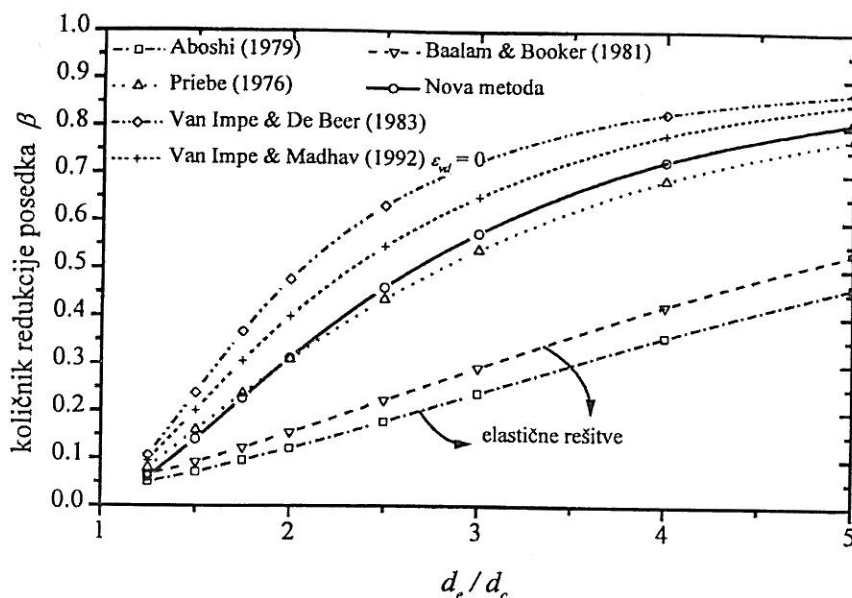
Slika 7: Količnik koncentracije napetosti η_c v odvisnosti od rastra kolov in kota razmikanja

4.1.5 Primerjava z drugimi analitičnimi metodami

Zanimiva je primerjava količnikov redukcije posedkov, ki jih izračunamo po novi metodi, z nekaterimi drugimi analitičnimi rešitvami, ki temeljijo na podobnih predpostavkah. Rezultate smo najprej primerjali z metodami, ki temeljijo na elastičnem pristopu (Aboshi et al., 1979; Balaam in Booker, 1981) in nato še z elasto-plastičnimi metodami, ki upoštevajo plastifikacijo grušča pri konstantnem volumnu (Priebe, 1976; Van Impe in De Beer, 1983) in z metodo, ki upošteva tako plastifikacijo kot tudi povečanje volumna grušča (Van Impe in Madhav, 1992).

Povsem direktna primerjava metod ni mogoča zaradi različnih vhodnih parametrov za zemljino in grušč. Zato smo primerjavo naredili za izbrane običajne vrednosti materialnih parametrov. V primerjalni analizi smo upoštevali razmerje modulov grušča in zemljine $E_c/E_s = 30$, kritični strižni kot grušča $\phi'_{cv} = 35^\circ$, vrednost kota razmikanja $\psi = 15^\circ$ in vrednost Poissonovih števil $\nu_s = \nu_c = 0.3$. Kombinacija kritičnega strižnega kota in kota razmikanja privede do vrhunškega strižnega kota $\phi'_c = 46.5^\circ$.

Primerjava izračunanih vrednosti količnikov redukcije posedka je prikazana na sliki 8. Posedki bodo podcenjeni, če bomo uporabili metode, ki temeljijo na elastičnem obnašanju zemljine in grušča (Aboshi et. al., 1979; Balaam in Booker, 1981). Glavni razlog za to je, da bočni odpor zemljine ne omogoča velike koncentracije napetosti v gruščnatem slopu, ki je računsko pogojena z veliko razliko v togosti. Slop se namreč pri izračunanem napetostnem stanju strižno poruši. Elasto-plastične metode, ki upoštevajo strižno porušitev grušča, dajejo precej boljšo oceno vpliva na redukcijo posedkov. Razlike med posameznimi metodami so precej velike, četudi je splošni trend podoben.



Slika 8: Primerjava računskih metod

Bistvena razlika med predstavljenimi metodo in ostalimi analitičnimi metodami (Priebe, 1976, Van Impe in De Beer, 1983; Van Impe in Madhav, 1992), ki prav tako upoštevajo plastifikacijo slopa, je v predpostavki glede razmikanja oziroma povečanja volumna med strižno porušitvijo grušč. Pri večini metod je upoštevano (Priebe, 1976; Van Impe in De Beer, 1983), da se grušč strižno deformira pri konstantnem volumnu. Pri metodi Van Impeja in Madhava (1992) je razmikanje upoštevano tako, da je potrebno volumsko deformacijo grušč ε_{vd} predpostaviti in predstavlja računski podatek. Tu se pojavi problem, saj je volumska deformacija grušč (enačba 4) odvisna od vertikalne in radialne deformacije grušč, ki ju moramo šele izračunati. Če se izračunana vertikalna deformacija, ki je v splošnem odvisna od obtežbe, ne ujema z vrednostjo volumske deformacije pri triosni preiskavi grušč, potem je potrebno nelinearni izračun ponoviti z novo vrednostjo volumske deformacije grušč. Pri predstavljeni novi metodi smo problem rešili tako, da smo namesto vrednosti volumske deformacije, uporabili razmerje med volumsko in vertikalno deformacijo, ki definira kot razmikanja ψ po Rowovi teoriji. S tem smo dobili analitične rešitve in zagotovili, da odnos med volumsko in vertikalno obremenitvijo in kot razmikanja nista odvisna od obtežbe.

4.2 GRUŠČNATI KOLI Z OVOJEM

Če je bočni odpor zemljine prenizek, lahko učinek gruščnatih slopov povečamo tako, da jih ovijemo v geotekstil ali geomreže. Pri obremenitvi se del radialne napetosti, ki deluje na stiku zemljine in grušč, prenese preko obodne natezne sile T v geotekstilu, kot je prikazano na sliki 9.

Obodno natezno silo T (v kN/m) lahko izrazimo kot:

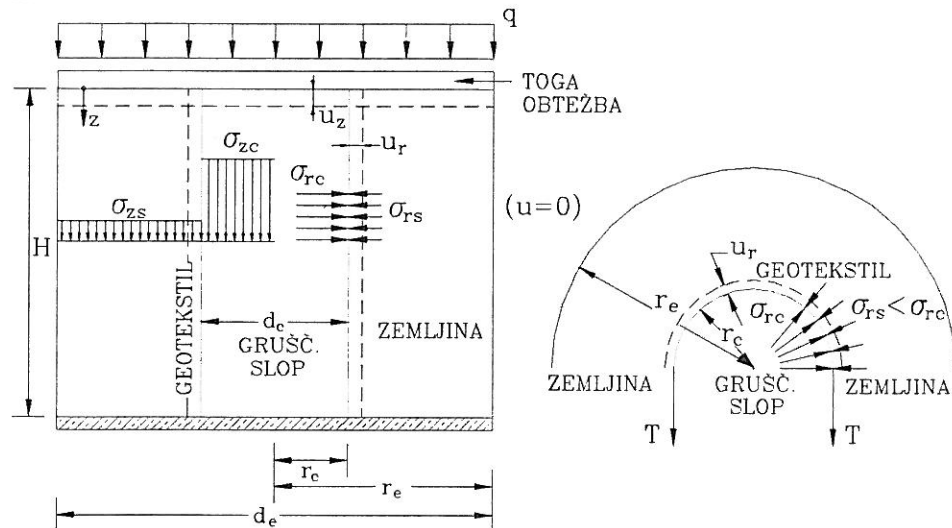
$$T = (\sigma_{rc} - \sigma_{rs}) r_c, \quad (28)$$

kjer sta s σ_{rc} in σ_{rs} označeni radialni napetosti v grušču in zemljini. Deformirano dožino geotekstila L lahko izračunamo po enačbi:

$$L = L_0 + \Delta L = L_0(1 + T/D) = 2\pi r_c(1 + T/D) = 2\pi(r_c + u_r), \quad (29)$$

kjer je D natezni elastični modul geotekstila in L_0 začetna obodna dolžina geotekstila. Z enačbama (28) in (29) lahko izrazimo vrednost radialnega premika u_r na stiku grušča, geotekstila in zemljine:

$$u_r = \frac{(\sigma_{rc} - \sigma_{rs})r_c^2}{D}. \quad (30)$$



Slika 9: Računski model – gruščnati slop z ovojem iz geotekstila

Enačba (30) predstavlja skupaj z enačbami (5), (8), (9), (10) in (13) sistem šestih enačb s šestimi naznankami: vertikalno napetostjo v gruščnatem slopu σ_{zc} in v zemljini σ_{zs} , radialno napetost na stiku grušča in geotekstila σ_{rc} in na stiku geotekstila in zemljine σ_{rs} , vertikalni premik u_z in radialni premik u_r . Z rešitvijo sistema dobimo analitične izraze za navedene količine:

$$u_z = \frac{2Hq}{E_{oed} C_4^*}, \quad (31)$$

$$u_r = -\frac{r_c q K_\psi}{E_{oed} C_4^*}, \quad (32)$$

$$\sigma_{rc} = q \frac{(C_2 + t)K_\psi + 2k_0}{C_4^*}, \quad (33)$$

$$\sigma_{zc} = q K_{pc} \frac{(C_2 + t)K_\psi + 2k_0}{C_4^*}, \quad (34)$$

$$\sigma_{rs} = q \frac{C_2 K_\psi + 2k_0}{C_4^*}, \quad (35)$$

$$\sigma_{zs} = q \frac{C_1 K_\psi + 2}{C_4^*}, \quad (36)$$

kjer je t relativna togost geotekstila, definirana kot razmerje med natezno togostjo in produktom edometričnega modula in radija gruščnatega slopa:

$$t = \frac{D}{E_{oed} r_c} \quad (37)$$

in C_4^* konstanta, dana z izrazom:

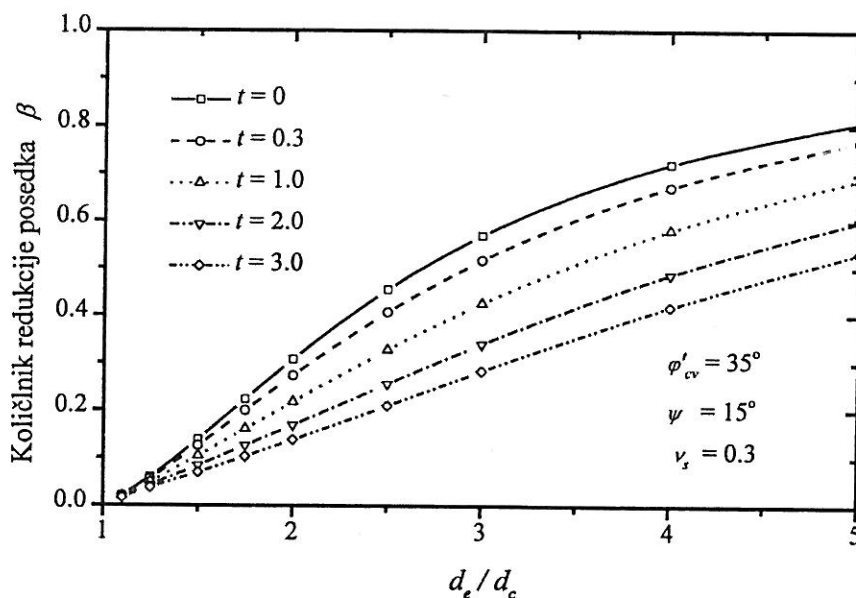
$$C_4^* = (1 - A_r)(C_1 K_\psi + 2) + A_r K_{pc} [(C_2 + t)K_\psi + 2k_0]. \quad (38)$$

Količnik redukcije posedka izračunamo po naslednji enačbi:

$$\beta = \frac{2}{C_4^*}, \quad (39)$$

vrednost koncentracije napetosti η_c pa po enačbi:

$$\eta_c = \frac{\sigma_{zc}}{q} = \frac{K_{pc} [(C_2 + t)K_\psi + 2k_0]}{C_4^*}. \quad (40)$$



Slika 10. Vpliv ovoja na redukcijo posedka

Obodno natezno silo v geotekstilu T v kN/m lahko izračunamo iz enačb (28), (33) in (35):

$$T = \frac{q D K_\psi}{E_{oed} C_4^*}. \quad (41)$$

Če ovoja ni ($t = 0$), sta konstanti C_4 in C_4^* enaki in so rešitve za napetosti in premike enake, kot v prejšnjem primeru, ko ovoja nismo upoštevali.

Vpliv togosti ovoja t na količnik redukcije posedka β je prikazan na sliki 10. Natezni modul geotekstila je običajno med 10 in 30 kN/m, medtem ko je lahko vrednost modula za mreže znatno višja in doseže tudi do 400 kN/m. Za običajne premere slopov med 0.4 in 1.0 m in za vrednosti edometriškega modula med 500 in 2000 kPa znaša relativna togost geotekstila med 0.01 in 0.12 in geomrež med 0.20 in 4.0. Kot lahko vidimo s slike 10, je vpliv ovoja na posedek razmeroma majhen v primeru ovoja iz geotekstila. S povečanjem togosti ovoja pa lahko dosežemo precejšnje povečanje učinka.

4.3 MODIFICIRANA NOVA METODA

Pri modificirani novi metodi smo upoštevali tudi vpliv primarnega napetostnega stanja v temeljnih tleh in elasto-plastično obnašanje grušča, saj pri majhnih obtežbah ni pričakovati pojava strižne porušitve grušča v slopih. Če je obtežba temeljnih tal majhna, lahko uporabimo elastično rešitev Balaama in Bookerja, medtem ko je pri velikih obtežbah obnašanje izboljšanih tal bližje plastični rešitvi po novi metodi. Za poljubno vmesno vrednost obtežbe temeljnih tal q , pa lahko uporabimo modificirano novo metodo. Upoštevanje elastične rešitve Balaama in Bookerja, začetnih napetosti po vgradnji gruščnatega slopa in nove metode privede do razmeroma enostavnih analitičnih enačb. Ker so teoretične izpeljave razmeroma zapletene, so v nadaljevanju podane samo končne enačbe in opis postopka, ki omogoča izračun napetostnega in deformacijskega stanja z gruščnatimi slopi ojačanih tal in presojo vpliva na posedke in napetosti.

Celotni postopek izračuna lahko razdelimo v naslednje korake:

1. Izračun vrednosti strižnih modulov G , Laméjevih konstant λ za zemljino in grušč ter vrednosti modula stisljivosti zemljine po znanih enačbah teorije elastičnosti.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}, \quad \lambda = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}, \quad E_{oed} = \frac{E_s(1-\nu_s)}{(1+\nu_s)(1-2\nu_s)} \quad (42)$$

2. Izračun konstant iz geometrijskih in materialnih podatkov:

$$K_{pc} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'_c}{2}\right), \quad K_\psi = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\psi}{2}\right), \quad (43)$$

$$F = \frac{(\lambda_c - \lambda_s)(1 - A_r)}{2[A_r(\lambda_s + G_s - \lambda_c - G_c) + (\lambda_c + G_c + G_s)]}, \quad (44)$$

$$B_1 = (\lambda_c + 2G_c)A_r + (\lambda_s + 2G_s)(1 - A_r) - 2A_r(\lambda_c - \lambda_s)F, \quad (45)$$

$$C_5 = \frac{(\gamma'_s K_{im} K_{pc} - \gamma'_c) B_1}{2G_c [(\lambda_c + 2G_c)A_r + (\lambda_s + 2G_s)(1 - A_r) - 2A_r(\lambda_c - \lambda_s)F]} \quad (46)$$

3. Izračun teoretične globine plastifikacije gruščca:

$$z_p = \frac{q}{C_5}. \quad (47)$$

4. Račun količnikov redukcije posedka β_{cl} in β_{pl} :

$$\beta_{cl} = \frac{E_{oed,cl}}{B_1}, \quad \beta_{pl} = \frac{2}{C_4}. \quad (48)$$

Če velja, da je izračunana teoretična globina plastifikacije gruščnatega slopa manjša od dolžine slopa ($z_p \leq H$), potem izračunamo končno vrednost redukcije posedka po enačbi:

$$\beta = \frac{u_z}{u_{z_0}} = \beta_{cl} \left(1 - \frac{z_p}{2H} \right) + \beta_{pl} \left(\frac{z_p}{2H} \right), \quad (49)$$

sicer pa po enačbi:

$$\beta = \beta_{cl} \left(\frac{H}{2z_p} \right) + \beta_{pl} \left(1 - \frac{H}{2z_p} \right). \quad (50)$$

5. Končno vrednost posedka izboljšanih tal izračunamo po enačbi:

$$u_z = \beta \frac{qH}{E_{oeds}}. \quad (51)$$

6. Račun količnikov koncentracij napetosti po enačbah Balaama in Bookerja in novi metodi:

$$\eta_{c,cl} = \frac{\lambda_c + 2G_c - 2\lambda_c F}{B_1}, \quad \eta_{s,cl} = \frac{\lambda_s + 2G_s + 2\lambda_s \frac{FA_r}{1-A_r}}{B_1}, \quad (52)$$

$$\eta_{c,pl} = \frac{K_{pc}(C_2 K_\psi + 2k_0)}{C_4}, \quad \eta_{s,pl} = \frac{C_1 K_\psi + 2}{C_4}. \quad (53)$$

7. Izračun vrednosti količnikov koncentracij napetosti v poljubni globini z . Če je globina z manjša od izračunane teoretične globine plastifikacije gruščca z_p ($z \leq z_p$), potem izračunamo količnika koncentracije napetosti v gruščnatem slopu in zemljini po enačbah:

$$\eta_c = \eta_{c,cl} \left(\frac{z}{z_p} \right) + \eta_{c,pl} \left(1 - \frac{z}{z_p} \right), \quad \eta_s = \eta_{s,cl} \left(\frac{z}{z_p} \right) + \eta_{s,pl} \left(1 - \frac{z}{z_p} \right), \quad (54)$$

sicer pa po enačbah:

$$\eta_c = \eta_{c_d}, \quad \eta_s = \eta_{s_d}. \quad (55)$$

8. Račun prirastkov vertikalnih napetosti v slopu in zemljini na globini z :

$$\Delta\sigma_{zc}(z) = \eta_c(z) q, \quad (56)$$

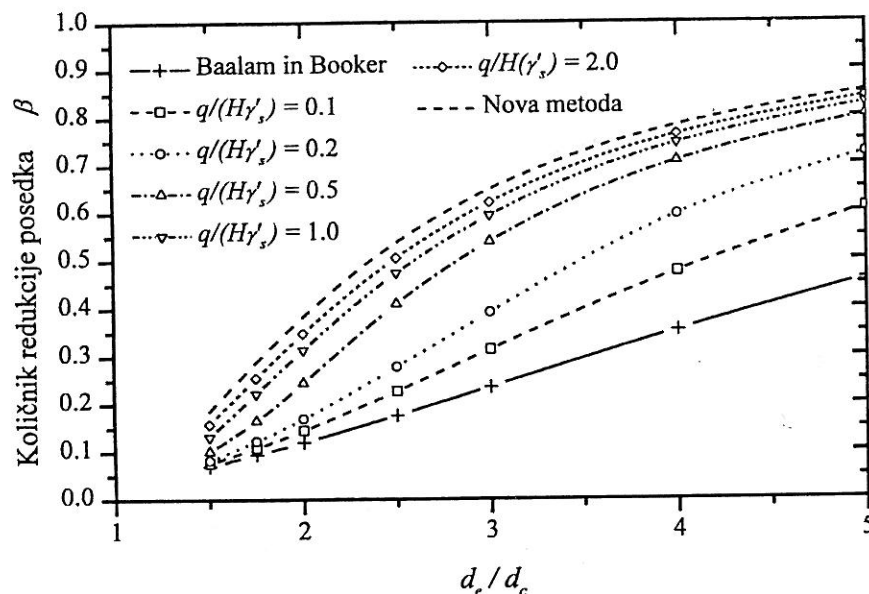
$$\Delta\sigma_{zs}(z) = \eta_s(z) q. \quad (57)$$

9. Račun prirastka radialne napetosti na stiku gruščca in zemljine v globini z :

$$\Delta\sigma_{rc}(z) = \Delta\sigma_{rs}(z) = \frac{1}{K_{pc}} \eta_c(z) q. \quad (58)$$

4.3.1 Vpliv materialnih parametrov in primerjava rezultatov

Če analiziramo zgornje enačbe, se izkaže, da je vpliv gruščnatih slopov na posedek odvisen le od količnika nadomestitve A_r , razmerja elastičnih modulov gruščca in zemljine E_c/E_s , Poissonovih števil gruščca ν_c in zemljine ν_s , razmerja efektivnih prostorninskih tež $\mu = \frac{\gamma'_c}{\gamma'_s}$, od brezdimenzijske vrednosti, ki jo definira razmerje med obtežbo ter začetno vertikalno efektivno napetostjo v zemljini v ravnini dna gruščca $\frac{q}{H\gamma'_s}$, in od količnika mirnih zemeljskih pritiskov na stiku zemljine in gruščnatega slopa K_{mi} , ki je v največji meri odvisen prav od načina vgradnje slopov v temeljna tla.



Slika 11: Količnik redukcije posedka v odvisnosti od rastra kolov in nivoja obtežbe

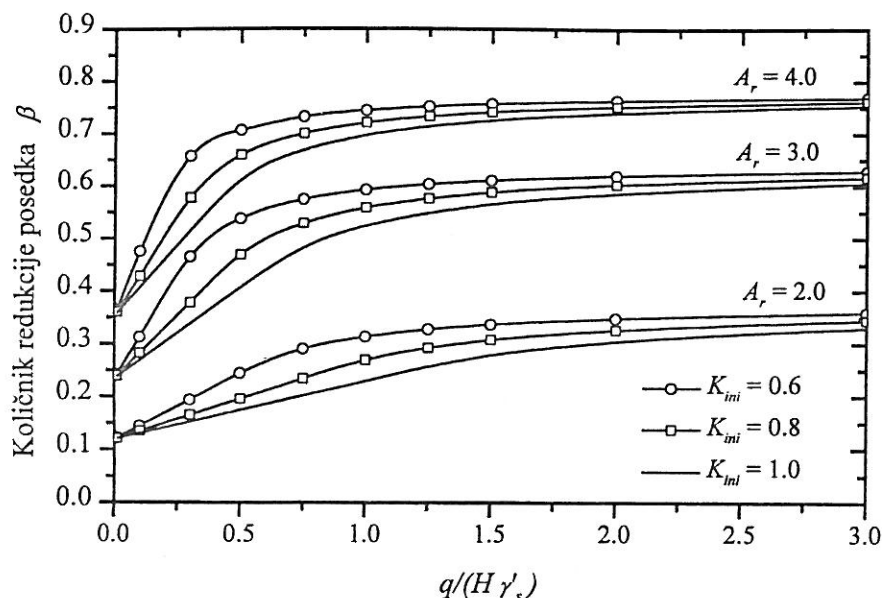
Na sliki 11 je prikazana odvisnost količnika redukcije posedka od vrednosti količnika

nadomestitve A_r pri različnih vrednostih razmerja $\frac{q}{H\gamma'_s}$ za privzete materialne karakteristike

($E_c/E_s = 40$, $\nu_c = \nu_s = 0.3$, $\varphi'_{cv} = 35^\circ$, $\psi = 10^\circ$, $\mu = 1.5$, $K_{ini} = 0.6$). Prikazani sta tudi mejni liniji vrednosti količnikov β_{el} in β_{pl} . Pri majhnih obtežbah je obnašanje sistema razmeroma

blizu elastičnemu obnašanju. Pri povečanju razmerja $\frac{q}{H\gamma'_s}$, se vrednost količnika posedka β

razmeroma hitro približa vrednosti, ki smo jo dobili z uporabo nove metode brez upoštevanja začetnega napetostnega stanja. Pri obtežbah, ki presegajo dvakratno vrednost efektivne vertikalne napetosti v zemljini ob dnu gruščnatega kola, se vrednost količnika redukcije posedka že povsem približa vrednosti β_{pl} .



Slika 12. Vpliv začetnega napetostnega stanja in obtežbe na redukcijo posedkov

Zanimiv je tudi vpliv začetnega razmerja med efektivno horizontalno in vertikalno napetostjo, ki ga definira vrednost količnika K_{ini} . Večja vrednost količnika K_{ini} pomeni, da je zemljina sposobna nuditi večji bočni odpor, kar povečuje nosilnost slopa in zmanjšuje posedke.

Na sliki 12 je za omenjene materialne podatke zemljine in grušča prikazan vpliv vrednosti količnika K_{ini} na stopnjo redukcije posedka v odvisnosti od nivoja obtežbe $\frac{q}{H\gamma'_s}$ in rastra

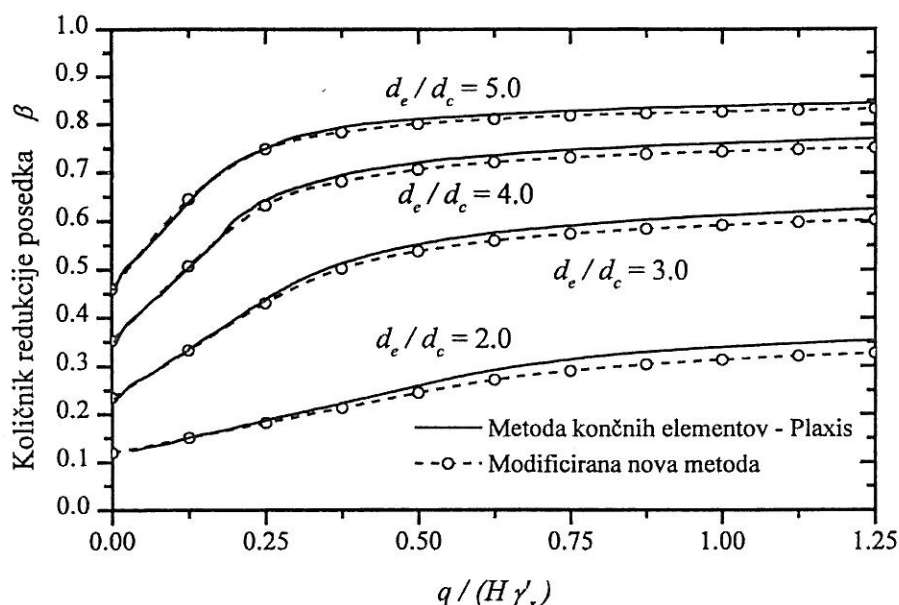
slopov. Vpliv je razmeroma velik pri nižjem nivoju obtežbe, medtem ko pri večjih obtežbah ni več tako pomemben, saj se vrednost količnika redukcije posedka asimptotično približuje mejni vrednosti β_{pl} .

4.3.2 Primerjava z izračuni po metodi končnih elementov

Rezultate, ki smo jih dobili po modificirani novi metodi, smo primerjali tudi z izračuni po metodi končnih elementov, ki smo jih izvedli s programom Plaxis. V slednjih izračunih smo za grušč in zemljino upoštevali nelinearni neasociativni elasto-plastični Mohr-Coulombov materialni model. Upoštevali smo enake materialne podatke ($E_s = 1$ MPa, $\gamma'_s = 8$ kN/m³)

oziroma razmerja kot so navedena zgoraj, dolžino slopa $H = 10$ m in polmer slopa $r_c = 0.3$ m. Vplivni radij slopa smo v izračunih variirali v razmerjih $r_e/r_c = 2.0, 3.0, 4.0$ in 5.0 .

Na sliki 13 prikazujemo primerjavo vrednosti količnikov redukcije posedka β dobljenih po metodi končnih elementov in modificirani novi metodi v odvisnosti od rastra in jakosti obtežbe. Začetne vrednosti količnika β so enake vrednostim, ki jih dobimo po elastični rešitvi Baalama in Bookerja, nato pa vrednosti z večanjem obtežbe konvergirajo k vrednostim β_{pl} . Ujemanje z rezultati elasto-plastičnega računa po metodi končnih elementov je izjemno dobro, saj po novi metodi izračunana vrednost količnika redukcije posedka ne odstopa več kot nekaj procentov. Ugotovimo lahko, da znaša maksimalna absolutna razlika izračunanih posedkov po obeh metodah le približno 3% posedka neizboljšanih tal.

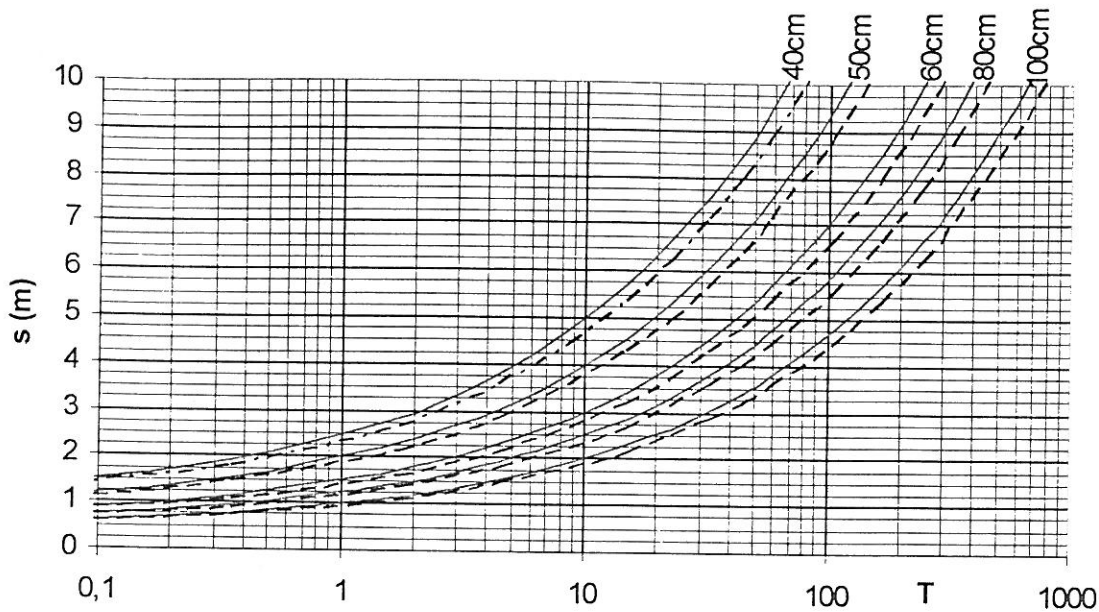


Slika 13. Primerjava vrednosti količnikov redukcije posedka po modificirani novi metodi in metodi končnih elementov

5. VPLIV NA HITROST KONSOLIDACIJE

Zelo dobro lahko analiziramo vpliv gruščnatih kolov na trajanje konsolidacije po enakih teoretičnih rešitvah, kot jih uporabljamo za vertikalne drenaže (n.pr. Hansbo, 1981). Te omogočajo tudi upoštevanje spremembe prepustnosti neposredno ob kolu zaradi posledic postopkov vgradnje. Ker teoretične rešitve presegajo namen članka, podajamo osnovno rešitev v obliki preprostega diagrama, s katerim lahko ocenimo potreben razmak med gruščnatimi koli (s) izbranega premera d_e v odvisnosti od brezdimenzijske mere za čas (T), v katerem naj se zgodi 95% radialne konsolidacije (običajno ustrezen kriterij za konec konsolidacije). Postopek uporabe diagrama (slika 14) je naslednji:

- Izberemo premer gruščnatih kolov d_e .
- Izračunamo brezdimenzijski čas $T = c_R \cdot t / d_e^2$, kjer je c_R koeficient konsolidacije ($c_R = k \cdot E_{oed} / \gamma_w$) in t čas, v katerem naj bo konsolidacija (95%) končana.
- V diagramu za izbrani premer gruščnatnega kola odčitamo razdaljo. Črtkana črta podaja razdaljo za kole v kvadratnem rastru, polna pa za kole v trikotnem rastru.



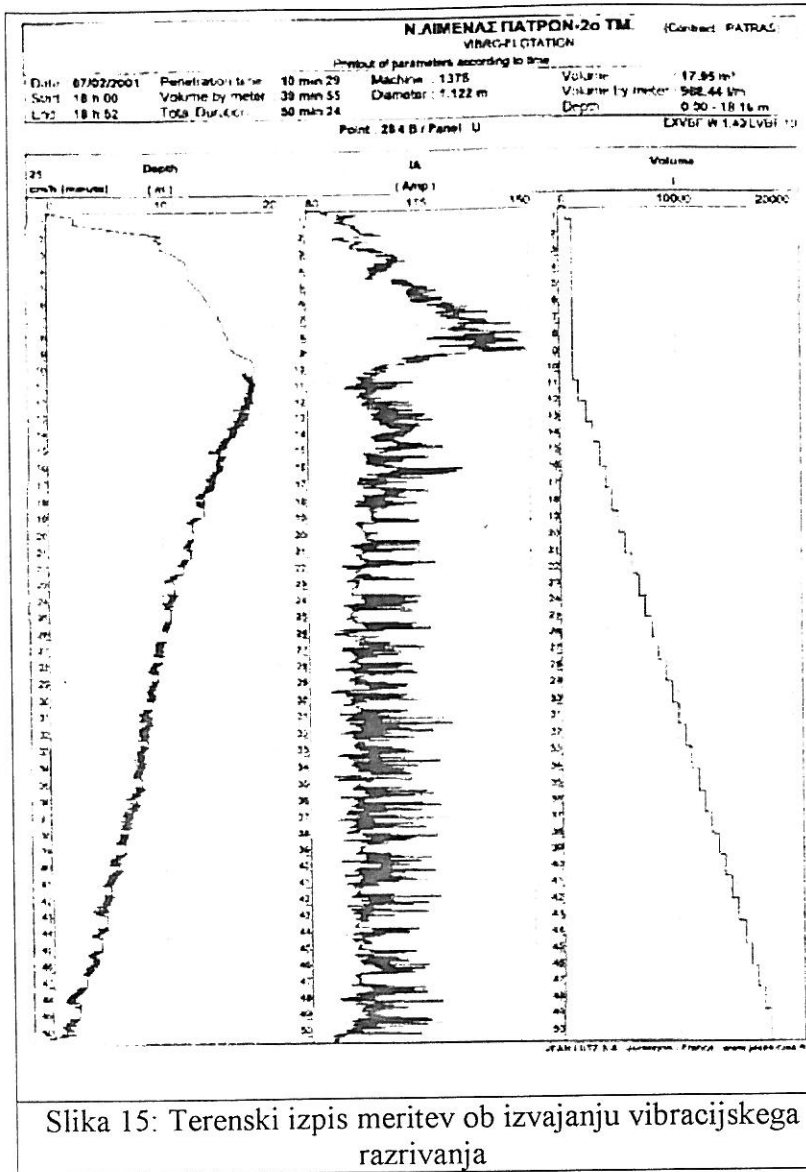
Slika 14: Diagram za izbiro rastra s (m) gruščnatih kolov premera d_e glede na zahtevan čas 95% konsolidacije ($T = c_R \cdot t / d_e^2$). Polna črta velja za trikoten raster, črtkana za kvadraten raster kolov.

6. KONTROLA IZVEDBE GRUŠČNATIH SLOPOV

Gruščnati slopi so gradbeni elementi, vgrajeni v tla in tako pretežno skriti očem in težko dostopni. Kljub temu lahko bistvene parametre kakovosti vgradnje zlahka nadzorujemo. Zagotoviti je potrebno predvsem naslednje:

- Izdelani so iz materiala predpisane granulacije.
- Vgrajeni so vsi s projektom predvideni gruščnati koli in na zahtevanih lokacijah.
- Vgrajeni so do zahtevane globine.
- Vgrajeni so v zahtevanem premeru.
- Grušč v kolih je ustrezno zgoščen.
- Gruščnati kol ni prekinjen z lečami matičnega materiala.

Prvi kriterij nadziramo z zrnavostnimi analizami na mestu odvzema materiala. Drugi dve zahtevi je mogoče nadzirati s prisotnostjo na terenu. Četrto zahtevo pokriva kontrola količine vgrajenega materiala. Pri tem je francoski standard, ki nam je bil edini dostopen in pokriva področje kakovosti gruščnatih slopov, zelo strog, saj zahteva, da je v posamezen kol vgrajena 1,5 kratna teoretična količina grušča. To je seveda preprosto mogoče doseči z vibracijskimi metodami, z opaznimi pa le ob uporabi opazne cevi ustrezno večjega premera. Zahtevnejši za nadzor sta zadnji dve citirani zahtevi. Oboje je mogoče preverjati le posredno. Pri tem so najbolj uporabne tehnike geomehanskih terenskih raziskav in meritev: penetracijske meritve (SPT, CPT, DP) in vrtnanje s presiometrijskimi raziskavami. Penetracijske raziskave morajo pri ustrezni vgradnji dati po francoskem standardu naslednje rezultate: število udarcev SPT $N > 30$, odpor konice pri CPT $q_c > 10$ MPa. Dobra stran penetracijskih raziskav je relativna cenenost in razen pri SPT zveznost preiskave, kar bi odkrilo tudi leče slabšega materiala. Njihova slabost je dejstvo, da se rado zgodi, da sonde zaradi gibkega drogovja uidejo iz kola v matična tla. Prednost vrtnanja ob uporabi presiometra pa je pridobitev jedra, kar omogoča



vizualni pregled morebitne zaglinjenosti grušča, po potrebi izvedbo zrnastostnih analiz na vgrajenem materialu, presimeter pa izmeri mejni tlak, ki mora znašati vsaj 1,5 MPa in presio-metrski modul, ki sicer s standardom ni omejen, daje pa dodatno informacijo o kakovosti vgradnje gruščnatega kola.

Jasno je, da je nemogoče s terenskimi meritvami preverjati kakovost vsakega vgrajenega kola. Francoski standard predpisuje teste na vsakem 50 kolu, najmanj pa 3 testne kole na lokaciji.

Pri vibracijskih metodah vgradnje je poraba električne energije za zgoščanje grušča dober pokazatelj kakovosti izvedbe gruščnatega kola. Sodobna specializirana mehanizacija za vibracijsko zgoščevanje, razrivanje in nadomeščanje je opremljena z avtomatsko kontrolo vseh parametrov vgradnje (globina, hitrost penetracije in dvigo-

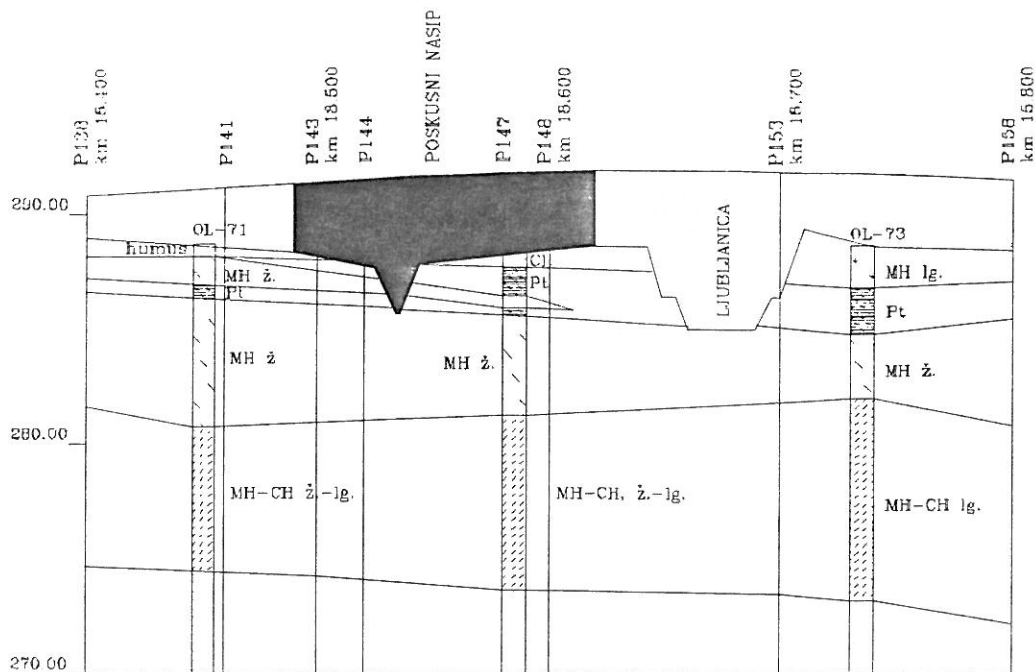
vanja, poraba materiala in potrošnja električne energije ter čas vgradnje), kar omogoča sproten nadzor in dobro dokumentiranje poteka vgradnje vseh gruščnatih kolov (slika 15).

V kolikor gruščnate kole vgrajujemo pod temelje objektov visoke gradnje in računamo, da obtežbo objekta prevzamejo izključno gruščnati koli (matična zemljina ne prevzema obremenitve), je najpomembnejši kriterij nosilnost posameznega gruščnatega slopa. To zahtevo je mogoče preverjati s statično obremenilno preizkušnjo, podobno kot za armiranobetonske ali jeklene pilote.

7. RAČUNSKI PRIMER – POSKUSNI NASIP RAKOVA JELŠA

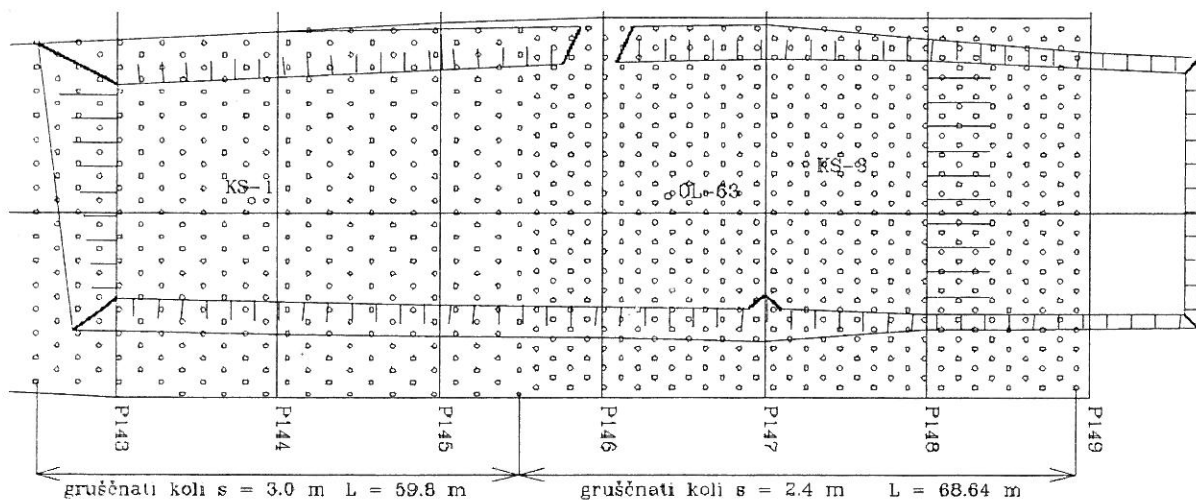
V letu 1979 se je v okviru izgradnje južne ljubljanske avtoceste pričela gradnja poskusnega nasipa na gruščnatih slopih med Rakovo Jelšo in Ljubljano. Sestava temeljnih tal na obravnavanem območju je tipično barjanska, saj je bilo z raziskovalnimi deli ugotovljeno, da leži pod površinskim slojem humusa približno sedem do osem metrov debel sloj židkega do lahko gnetnega melja MH, imenovanega tudi polžarica. Na sliki 16 je prikazan vzdolžni profil obravnavanega območja. Z globino sloj polžarice preide v meljne gline MH-CH lahko gnetne

do židke konsistence. Pod globino 14 m se nahaja manj deformabilen sloj zameljenega proda in peska GM – SM. Nivo vode je praktično na površini temeljnih tal.



Slika 16: Prognozni vzdolžni geotehnični prerez širšega območja poskusnega nasipa

Tloris poskusnega nasipa je prikazan na sliki 17. Skupna dolžina nasipa je znašala 130 m, širina v kroni nasipa 30 m, v dnu nasipa pa približno 45 m. Poskusni nasip je bil razdeljen na dve polji. Na polju I, od prečnega profila P-142 + 10 m (km 18.490) do prečnega profila P145 + 10 m (km 18+550), so bili gruščnati slopi dolžine 12.0 m vgrajeni v trikotnem rastru s stranico 3.0 m. V polju II, od prečnega profila P-145 + 10 m (km 18.490) do prečnega profila P149 (km 18.620), je bil raster slopov zgoščen. Slopi so bili vgrajeni v trikotnem rastru s stranico 2.4 m, slopi dolžine 14 do 15 m pa so dosegli manj deformabilni prodno-pešeni sloj. Slopi premera 60 cm so bili vgrajeni z opazno metodo z vibracijskim zabijalom. Prečna profila P144 in 147 sta bila izbrana kot merska profila in ustrezno opremljena s posedalnimi ploščami.



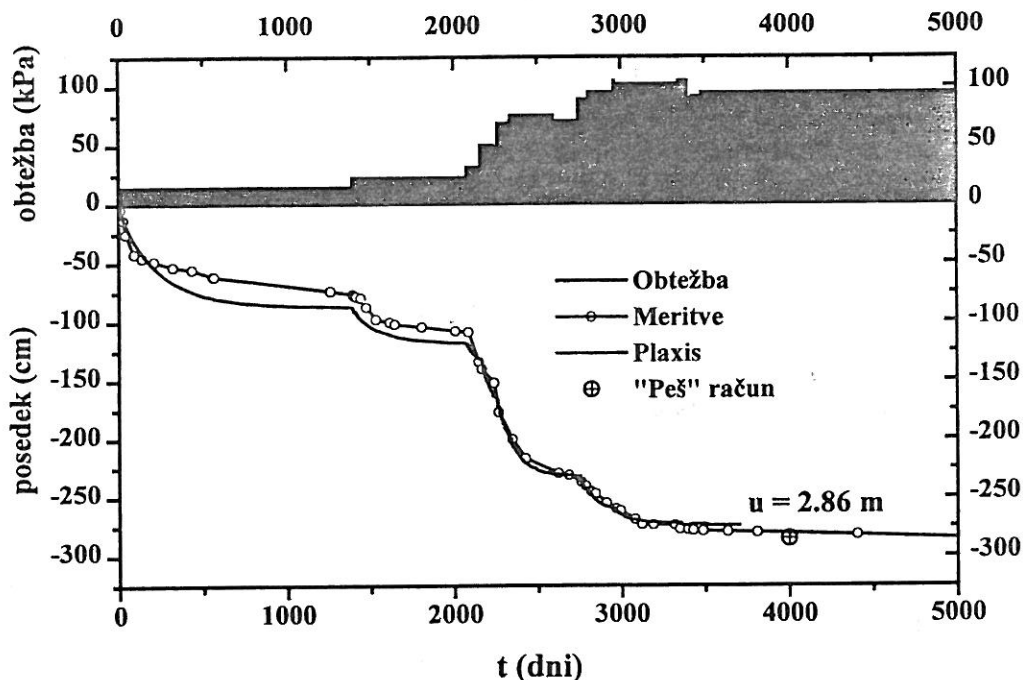
Slika 17: Situacija nasipa z oznakami raziskovalnih sond in vrtin

V območju pred poizkusnim nasipom na gruščnatih slojih se je gradil avtocestni nasip z obojestranskim bočnim nasipom. Pod tem nasipom so bile v temeljna tla vtisnjene vertikalne drenaže v trikotnem rastru s stranico 1.5 m. Profil P-141 je bil opremljen s posedalnimi ploščami. Zaradi podobne sestave tal smo prečni profil P-141 in meritve posedanja v tem profilu uporabili kot kontrolni profil, ki je služil za umeritev matematičnega modela in presejo vplivov gruščnatih slojev na izboljšanje temeljnih tal.

7.1 PREČNI PROFIL P-141

Izračun časovnega poteka konsolidacije v kontrolnem profilu smo izvršili s programom Plaxis po metodi končnih elementov z upoštevanjem nelinearnega materialnega modela za zemljine. Vrednost končnega posedka pa smo izračunali tudi »peš« na klasični način.

Na sliki 18 je prikazan časovni potek obtežbe in posedka v odvisnosti od časa v prečnem profilu P-141. Ugotovimo lahko, da izračunani posedki razmeroma dobro sledijo vrednostim, ki so bile na terenu izmerjene v skoraj 20 letnem obdobju. »Prehitevanje« posedkov je opaziti le v začetnem delu pri razmeroma majhni obtežbi. Po zaključku konsolidacije je opaziti počasno nadaljnje posedanje nasipa kot posledica viskoznih deformacij. Končni posedek tal v osi nasipa pri vertikalni obtežbi 94 kPa je dosegel vrednost preko 280 cm, kar presega polovico višine nasipa.

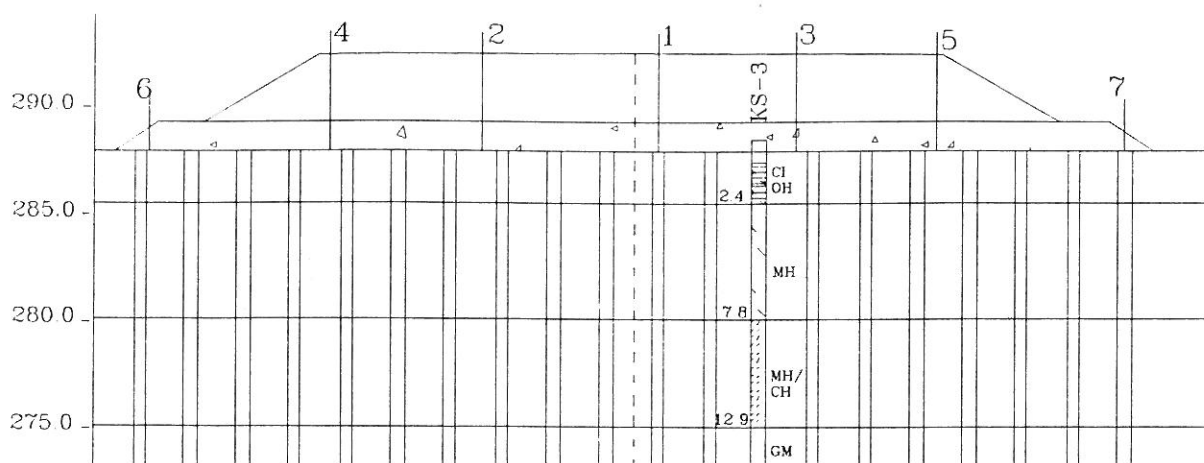


Slika 18: Časovni diagram posedkov in obtežbe v prečnem profilu P-141

7.2 PREČNI PROFIL P-147

Dobro ujemanje izmerjenih in računskih vrednosti posedkov v prečnem profilu P141 je bilo izhodišče za primerjalne izračune in presojo vpliva gruščnatih slojev na poskusnem nasipu. Ker je bila sestava tal v prečnem profilu P-147, ki je prikazna na sliki 19, povsem primerljiva

s sestavo tal na lokaciji prečnega profila P141, smo v začetnih izračunih upoštevali povsem enake karakteristike zemljin, medtem ko smo za grušč privzeli izkustvene vrednosti.



Slika 19. Prečni prerez P-147

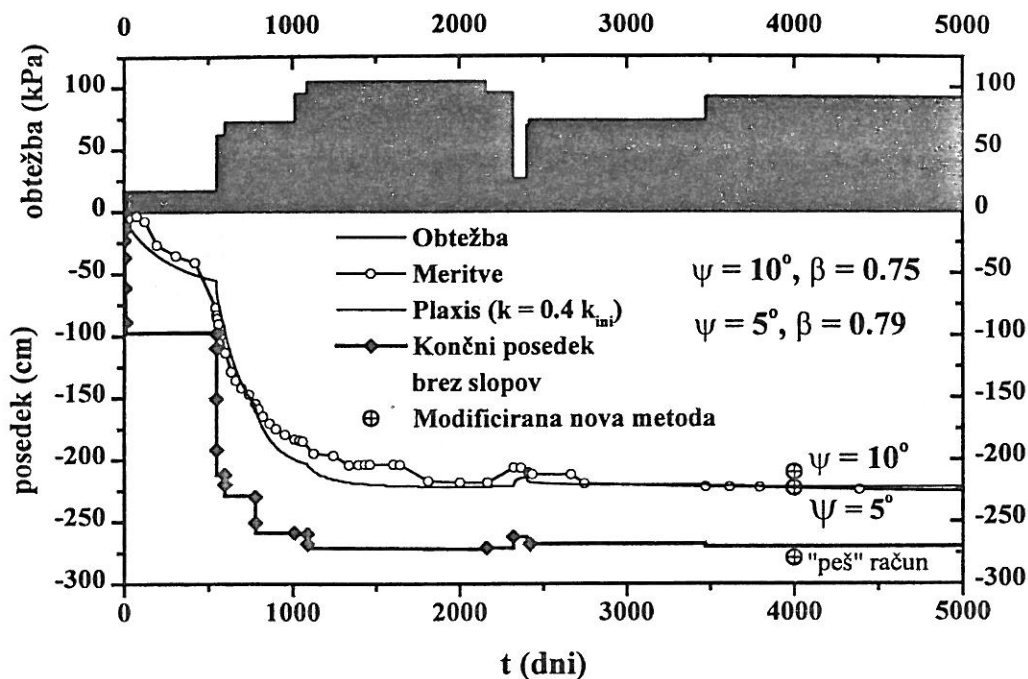
Izračun, ki smo ga izvršili s programom Plaxis, je najprej pokazal, da računski posedki »prehitveajo« izmerjene, pri čemer je končna vrednost posedka ustrezna. Vzrok za to, da je konsolidacija v naravi potekala nekoliko počasneje, gre pripisati zablatenju in porušitvi strukture zemljine, ki nastane pri vgradnji gruščnatih slopov. Vpliv zablatenja je izjemno težko ugotoviti. Literatura navaja, da je polmer področja porušene zemljine običajno enak dvakratni vrednosti polmera kola. To področje ima običajno bistveno zmanjšano vodoprepustnost, saj izkušnje kažejo, da količnik vodoprepustnosti zemljine v tem področju dva do trikrat manjši od prvotne vrednosti količnika vodoprepustnosti za zemljino ($2 \leq \frac{k_r}{k_r'} \leq 3$). Z uvedbo nadomestne prepustnosti k_r^* zaradi zablatenja po enačbi (Logar, 1998):

$$\frac{k_r^*}{k_r} = \frac{\ln n - 0.75}{\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \frac{k_r}{k_r'} \ln s - 0.75}, \quad (59)$$

kjer je n razmerje vplivnega radija in radija slopa, s pa razmerje radija porušenega področja in slopa in z upoštevanjem vrednosti iz literature ($s = 2$, $\frac{k_r}{k_r'} = 2.5$) smo izračunali nadomestno prepustnost zemljine, ki je dosegla le 40% prvotne prepustnosti, in ponovili izračun konsolidacije.

Primerjava izmerjenih posedkov in posedkov, ki smo jih izračunali z upoštevanjem reducirane prepustnosti, je prikazana na sliki 20. Na sliki 20 sta prikazani tudi vrednosti posedka po končani konsolidaciji, ki smo ju izračunali z modificirano novo metodo, pri čemer smo za kritični kot grušča upoštevali vrednost $\varphi'_{cv} = 35^\circ$ in kot razmikanja v vrednosti $\psi = 5^\circ$ in 10° , za zemljino pa podatke edometriških preiskav. Za presojo vpliva gruščnatih slopov so na sliki prikazani tudi računski posedki za primer neizboljšanih temeljnih tal. Časovni potek računskega in izmerjenega posedka je primerljiv. Končni posedek z gruščnatimi slopi ojačanih tal znaša 225 cm, medtem ko je primerjalni izračun pokazal, da bi pri neizboljšanih tleh posedek tal dosegel vrednost okoli 280 cm, kar je primerljivo s posedkom v prečnem

profilu P-141. Ugotovimo lahko, da znaša vrednost količnika redukcije posedka približno $\beta = 0.8$.



Slika 20: Časovni diagram posedkov in obtežbe v prečnem profilu P-147

Vrednosti končnih posedkov izračunane po modificirani novi metodi so primerljive z izmerjenimi vrednostmi posedkov in vrednostmi izračunanimi s programom Plaxis po metodi končnih elementov. Vpliv zablatenja in porušitve strukture zemljine med vgradnjo slopov na vodoprepustnost zemljine ima lahko pomemben vpliv na časovni potek posedanja in ga je pri načrtovanju gruščnatih slopov potrebno upoštevati. Kljub zmanjšanju vodoprepustnosti v radialni smeri pa lahko ugotovimo, da je drenažna kapaciteta gruščnatih slopov razmeroma velika, saj se posedki izvršijo razmeroma hitro po nanosu obtežbe.

8. ZAKLJUČEK

Gruščnati koli so metoda izboljšanja mehanskih lastnosti temeljnih tal, ki se tudi pri nas vse pogosteje uporablja. V prispevku so opisane metode vgradnje, načini dimenzioniranja in kontrole kvalitete gruščnatih slopov. Predstavljeni sta dve novi metodi za dimenzioniranje gruščnatih slopov. Pomembna lastnost teh metod je, da so enačbe za izračun vplivov na posedke in napetosti v gruščnatem slopu in zemljini analitični izrazi, ki temeljijo na povsem običajnih geotehničnih podatkih zemljine in grušča. Poleg tega je v izračunu mogoče upoštevati tudi ovoj gruščnatih slopov iz geotekstila. V prispevku so podane primerjave in parametrične analize v katerih je prikazan vpliv rastra, zgoščenosti in ovoja slopov na posedke in napetosti v z gruščnatimi slopi ojačanih temeljnih tleh. S primerjalnimi izračuni po metodi končnih elementov in z analizo obnašanja poskusnega nasipa temeljenega na gruščnatih slopih smo prikazali, da je z uporabo predstavljenih metod možno dobiti razmeroma dobre napovedi obnašanja z gruščnatimi slopi ojačanih tal.

LITERATURA:

1. Aboshi, H., Ichimoto, E., M. Enoki, M., Harada, K., The compozer – a method to improve characteristics of soft clay by inclusion of large diameter sand columns, Proceedings of International Conference on Soil Reinforcement: Reinforced Earth and Other Techniques, Paris, 1:211-216, 1979.
2. Balaam, N.P., J.R. Booker, J.R., Analysis of rigid rafts supported by granular piles, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 5:379-403, 1981.
3. Balaam, N.P., Booker, J.R., Effects of stone columns yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 9:331-351, 1985.
4. Bolton, M.D., The strength and dilatancy of sand. Géotechnique, 36(1):65-78, 1986.
5. Ground Engineer's Reference Book, Bell – editor, 1987.
6. Hansbo, S., Consolidation of fine grained soil by prefabricated drains, Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, Vol. 3, 677-682, 1981.
7. Impe, W.F., De Beer, E., Improvement of settlement behaviour of soft layers by means of stone columns, Proceedings of 8th European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, 1:309-312, 1983.
8. Impe, W.F., M.R. Madhav, M.R., Analysis and settlement of dilating stone column reinforced soil, Österreichische Ingenieur and Architekten Zeitschrift (ÖIAZ), 137(3):114-121, 1992.
9. Logar, J., Uporabnost različnih konstitutivnih modelov v analizi konsolidacije tal, Disertacija, Univerza v Ljubljani, FGG, Ljubljana, 1998.
10. Logar, J., Pulko, B., Majes, B., Uporabnost gruščnatih kolov v cestogradnji s primeri, Zbornik 6. slovenskega kongresa o cestah in prometu, 2 del, 49-58, Portorož, 2002.
11. NF P11-212, Fondations profondes pour le bâtiment, 1992.
12. Poulos, H.G., Davis, E.H., Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics, Wiley: New York, 1974.
13. Pulko, B., Vpliv gruščnatih slopov na izboljšanje mehanskih lastnosti malo nosilnih temeljnih tal, Disertacija, Univerza v Ljubljani, FGG, Ljubljana, 2000.
14. Priebe, H., Abschätzung des Setzungsverhaltens eines durch Stoppverdichtung verbesserten Baugrundes, Die Bautechnik, 5:160-162, 1976.
15. Rowe, P.W., The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact, Proceedings of Royal Society, 269A:500-527, 1962.
16. Schanz, T., Vermeer, P.A., Angles of internal friction and dilatancy of sand. Géotechnique, 46(1):145-151, 1996.