

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Univerzitetni študij vodarstva in
komunalnega inženirstva

Kandidat:

Boris Bruderman

Gradnja pomola III v Luki Koper

Diplomska naloga št.: 136

Mentor:

izr. prof. dr. Janko Logar

Ljubljana, 2010

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako	Vrstica z napako	Namesto	Naj bo
----------------	------------------	---------	--------

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **BORIS BRUDERMAN** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
»**GRADNJA POMOLA III V LUKI KOPER**«.

Izjavljam, da se odpovedujem vsem materialnim pravicam iz dela za potrebe elektronske separatoteke FGG.

Ljubljana, 2010.

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN Z IZVLEČKOM

UDK: 624.13:627.2(043.2)

Avtor: Boris Bruderman

Mentor: izr. prof. dr. Janko Logar

Naslov: Gradnja pomola III v Luki Koper

Obseg in oprema: 76 str., 2 pregl., 52 sl., 39 en., 7 pril.

Ključne besede: pomol, terenske raziskave, reful, nasip, preobtežba, vertikalne drenaže, analiza stabilnosti, faktor varnosti

Izvleček

Luka Koper, d.d. v večnamenskem koprskem pristanišču izvaja pristaniške in logistične storitve. Njena osnovna dejavnost je izvajanje pretovornih in skladiščnih storitev za vse vrste blaga, vizija pa postati vodilni pristaniški in logistični sistem za države srednje Evrope. Od leta 1957, ko so v Kopru začeli poglobljati dno in priveza prve ladje leto in pol kasneje, pa do leta 2008 se je pretovor povečal na 16 milijonov ton. Nenehen razvoj in posodabljanje pristaniške in logistične dejavnosti zahteva načrtovanje in gradnjo nove infrastrukture. Eden izmed načrtovanih projektov je tudi graditev pomola III, ki bo služil za pretovor enega milijona kontejnerjev letno.

V diplomski nalogi bom preučil že znane in največkrat uporabljene tipe pomolov in terminalov ter način njihove gradnje. S pomočjo geotehničnih terenskih in laboratorijskih raziskav bom določil značilne geotehnične profile, nivo trdnih plasti in računske vrednosti nekaterih ostalih karakteristik temeljnih tleh. Na podlagi ugotovitev bom izbral tri za gradnjo na predvidenem območju primerne vrste pomolov, ter pri dveh izmed njih opravil stabilnostno analizo. Varnost pred porušitvijo bom preverjal tako za obstoječe stanje, posamezne faze gradnje, kot tudi za končno stanje. Omenjene izračune bom opravil s programsko opremo Rocscience Slide 5.0 ter programsko opremo Plaxis 8.6. V zaključku diplomske naloge bom podal ugotovitve, ki temeljijo na izračunih, in predlagal izvedbo izbranega tipa pomola.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC:	624.13:627.2(043.2)
Author:	Boris Bruderman
Supervisor:	assoc. prof. dr. Janko Logar
Title:	Pier III construction in Port of Koper
Notes:	76 p., 2 tab., 52 fig., 39 eq., 7 ann.
Key words:	quay wall, site investigation, back fill, embankment, vertical draining, pre-load, stability analysis, safety factor

Abstract

Luka Koper provides port and logistics services in the Port of Koper. Their basic activity covers cargo handling and warehousing services for all types of goods and their vision is to become the leading port and logistics system servicing the countries of Central Europe. In 1957 the Port of Koper was founded. The floating dredger started dredging the sea bottom on the north coast of the city. The first ship was moored a year and a half later, when the first berth was completed. By the year 2008 they increased the yearly cargo throughput to 16 million tons. Constant development and upgrading of port and logistic services dictates planning and constructing of new infrastructure. One of the projects planned is the construction of a new third pier for containers capable of handling 1 million TEUs per year.

The graduation thesis will examine the known and most used types of piers and terminals, and methods of construction. Through geotechnical field and laboratory studies will determine significant geotechnical profile, the level of solid layers and design values of some other fundamental characteristics of subsoil. Based on the findings I will choose three suitable types of piers and run stability analysis for two of them. I will check stability for existing subsoil profile, for various phases of construction and for the completed pier. I will do the calculations with the software Rocscience Slide 5.0 and Plaxis 8.6. At the end of thesis I will present the conclusions based on calculations and give directions for construction of the selected type of pier.

ZAHVALA

Hvala mentorju, izr. prof. dr. Janku Logarju, za pomoč pri pripravi diplomske naloge. Hvala staršem in starim staršem za podporo v času študija. Hvala Maji.

KAZALO VSEBINE

	Stran za popravke	III
	Izjava o avtorstvu	IV
	Bibliografsko – dokumentacijska stran z izvlečkom	V
	Bibliographic – documentalistic information	VI
	Zahvala	VII
	Kazalo vsebine	VIII
	Kazalo slik	XI
	Kazalo prilog	XIII
1	UVOD	1
2	GLAVNI TIPI POMOLOV	5
2.1	Težnostni zid	7
2.1.1	Zid iz blokov	8
2.1.2	L-zid	9
2.1.3	Zid iz betonskih zabojujnikov	10
2.1.4	Celična stena	11
2.1.5	Armiranje zemljine	12
2.2	Vpete podporne konstrukcije – zagatne stene	13
2.2.1	Konzolna zagatna stena	14
2.2.2	Sidrana zagatna stena	14
2.2.3	Vrste zagatnih sten	15
2.3	Zagatna stena z razbremenilno ploščadjo	18
2.3.1	Plitva razbremenilna ploščad	19
2.3.2	Globoka razbremenilna ploščad	20
2.4	Odprt pomol	20
2.4.1	Odprt pomol nad brežino	21
2.4.2	Odprt pomol nad brežino z zagatno steno v zaledju	22
3	TERENSKE RAZISKAVE	23
3.1	Vhodni podatki	23

3.2	Obdelava podatkov	26
4	IZBIRA TIPA POMOLA	31
4.1	Obstoječe stanje	31
4.2	Odkop	32
4.3	Celoten pomol na pilotih	32
4.4	Izbran tip pomola – odprti pomol nad brežino z nasipom pod kontejnerskim skladiščem	34
4.4.1	Uporaba geosintetikov pri izgradnji nasipa	35
4.4.2	Izvedba brežine z geotubami	36
4.5	Zagatna stena	40
5	PREVERJANJE STABILNOSTI	41
5.1	Stabilnost zemljin	41
5.1.1	Računske osnove – Bishop	43
5.1.2	Faktor varnosti	44
5.2	Program Rocscience SLIDE 5.0	46
5.3	Priprava podatkov za računalniški model	47
5.3.1	Krilna sonda (podatki za morsko dno – nedrenirana strižna trdnost)	47
5.3.2	Podatki za preperel fliš in trdno flišno podlago	50
5.4	Vzpostavitev modela in rezultati (varnost)	50
5.4.1	Analiza obstoječega stanja	50
5.4.2	Sprememba stabilnosti zaradi potrebnega odkopa	51
5.4.3	Sprememba stabilnosti zaradi vgrajevanja refula	52
5.4.4	Vpliv nasipa na stabilnost pobočja	54
5.4.5	Utrditev brežine z geotubami	54
5.5	Konsolidirano stanje	56
5.5.1	Račun posedka temeljnih tal	58
5.5.2	Časovni potek konsolidacije, pospešene s predobtežbo	61
5.5.3	Časovni potek konsolidacije, pospešene s predobtežbo in z vertikalnimi drenažami	62
5.6	Stabilnostna analiza dreniranega stanja	67
5.7	Preverjanje stabilnosti zagatne stene	69

KAZALO SLIK

Slika 1:	Sile, ki delujejo na pomol (Bruun, 1989).	7
Slika 2:	Primer zidu iz blokov (CUR, 2005).	9
Slika 3:	L-zid (CUR, 2005).	10
Slika 4:	Primer zidu iz betonskih zabojnikov (CUR, 2005).	11
Slika 5:	Skica in postopek gradnje celične stene (CUR, 2005).	12
Slika 6:	Princip zidu z ojačano zemljino v zaledju (CUR, 2005).	13
Slika 7:	Konzolna zagatna stena (CUR, 2005).	14
Slika 8:	Primer sidrane zagatne stene (CUR, 2005).	15
Slika 9:	Primer lesenih, betonskih in jeklenih profilov (CUR, 2005).	16
Slika 10:	Različni primeri profilov v kombiniranih stenah (CUR, 2005).	16
Slika 11:	Diafragma. Izkopavanje, vgradnja, tipi (CUR, 2005).	17
Slika 12:	Dvojna zagatna stena (cofferdam) (CUR, 2005).	18
Slika 13:	Plitva razbremenilna ploščad (CUR, 2005).	19
Slika 14:	Globoka razbremenilna ploščad (CUR, 2005).	20
Slika 15:	Odprt pomol nad brežino (CUR, 2005).	21
Slika 16:	Odprt pomol nad brežino z zagatno steno v zaledju (CUR, 2005).	22
Slika 17:	Ureditvena situacija Luke Koper (IZVRS, 2010).	27
Slika 18:	Pozicije prerezov.	28
Slika 19:	Relief morskega dna na območju Luke Koper (Harpha sea d.o.o., 2007).	28
Slika 20:	Shema flišne podlage pod predvidenim pomolom III.	29
Slika 21:	Obstoječe stanje.	31
Slika 22:	Potreben odkop.	32
Slika 23:	Celoten pomol na pilotih.	33
Slika 24:	Odprti tip pomola nad brežino z nasipom pod kontejnerskim skladiščem.	34
Slika 25:	Uporaba geosintetikov.	36
Slika 26:	Primer uporabe geotub (www.geotubes.com, 2010).	37
Slika 27:	Polnjenje geotube (www.geotubes.com, 2010).	38
Slika 28:	Oblaganje geotub s kamnito oblogo (www.geotubes.com, 2010).	38
Slika 29:	Izvedba brežine z geotubami (varianta 1).	39
Slika 30:	Izvedba brežine z geotubami (varianta 2).	39

Slika 31:	Pomol III, izveden z zagatno steno.	40
Slika 32:	Sile, ki delujejo na posamezno lamelo po Bishopu (Majes, Logar, 2010).	42
Slika 33:	Primer rezultatov, dobljenih z uporabo deterministične metode Bishop.	46
Slika 34:	Izmerjene vrednosti nedrenirane strižne trdnosti c_u .	48
Slika 35:	Premica $c_u(z)$.	49
Slika 36:	Rezultati analize obstoječega stanja ($F = 3,706$).	51
Slika 37:	Rezultati analize odkopa ($F = 2,094$).	52
Slika 38:	Rezultati analize po vgraditvi refula ($F = 1,224$).	53
Slika 39:	Rezultati analize po vgraditvi refula z uporabo geosintetikov ($F = 1,285$).	53
Slika 40:	Rezultati analize po vgraditvi nasipa ($F = 0,842$).	54
Slika 41:	Rezultati analize brežine, utrjene z geotubami (varianta 1) ($F = 0,620$).	55
Slika 42:	Rezultati analize brežine, utrjene z geotubami (varianta 2) ($F = 0,854$).	56
Slika 43:	Odvisnost stopnje konsolidacije U_V od časovnega faktorja T_V (Majes, Logar, 2010).	59
Slika 44:	Časovni potek konsolidacije temeljnih tal, obremenjenih s predobtežbo.	62
Slika 45:	Kvadratična tlorisna razporeditev vertikalnih drenaž (Majes, Logar, 2010).	63
Slika 46:	Skica vertikalne drenaže (Majes, Logar, 2010).	63
Slika 47:	Časovni faktor radialne konsolidacije T_R v odvisnosti od stopnje radialne konsolidacije U_R za določeno različno gostoto vertikalnih drenaž n (Richard, povzeto iz Majes, Logar, 2010).	64
Slika 48:	Primerjava razvoja konsolidacije brez upoštevanja vertikalnih drenaž in z upoštevanjem vertikalnih drenaž.	67
Slika 49:	Rezultati analize končnega (konsolidiranega) stanja ($F = 1,607$).	68
Slika 50:	Računski model obstoječega stanja v programu Plaxis.	70
Slika 51:	Računski model končnega stanja v programu Plaxis.	70
Slika 52:	Rezultat analize s programom Plaxis (porušni mehanizem).	71

KAZALO PRILOG

- Priloga 1: Situacija vrtin s pripadajočimi koordinatami in obris predvidenega pomola III.
- Priloga 2: Prerez 1.
- Priloga 3: Prerez 2.
- Priloga 4: Prerez 3.
- Priloga 5: Prerez A.
- Priloga 6: Prerez B.
- Priloga 7: Prerez C.

1 UVOD

Luka Koper, d.d. je družba, ki v večnamenskem koprskem pristanišču izvaja pristaniške in logistične storitve. Njena osnovna dejavnost je izvajanje pretovornih in skladiščnih storitev za vse vrste blaga. Osnovna pristaniška dejavnost se izvaja na specializiranih terminalih, ki so tehnično in organizacijsko usposobljeni za pretovor in skladiščenje posameznih blagovnih skupin.

Prvi privez je bil v tedanjem Pristanišču Koper zgrajen leta 1959, prva ladja, ki so jo pristaniški delavci že istega leta privezali, pa je bila čezoceanska Gorica, last slovenskega ladjarja Splošne plovbe iz Pirana. Današnje ime Luka Koper je iz leta 1961. Po ustanovitvi carinske cone dve leti kasneje in izgraditvi železniške proge Koper – Prešnica, ki je leta 1967 pristanišče povezala z evropskim železniškim omrežjem, je Luka Koper postala evropsko pristanišče. Sledilo je obdobje pospešene gradnje terminalov in ostale potrebne pristaniške infrastrukture. Do prve polovice devetdesetih let prejšnjega stoletja, ko je Slovenija doživela gospodarske in politične spremembe, je v Luki Koper pretovor narasel na 5 milijonov ton. Po razpadu Jugoslavije je Luka Koper izpad prometa, ki ga je imela s komitenti iz jugoslovanskih republik, postopoma nadomestila s komitenti iz srednjeevropskih trgov. Luka Koper se je leta 1996 preoblikovala v delniško družbo, njen pretovor pa se je do leta 2008 povečal na 16 milijonov ton.

Luka Koper d.d. svojo dejavnost torej nenehno dopolnjuje z vrsto dodatnih storitev na blagu in z dopolnilnimi storitvami s ciljem celovite logistične podpore njenim strankam. Družba skrbi tudi za razvoj in vzdrževanje pristaniške infrastrukture. V načrtu ima poleg ostalih tudi številne gradbene projekte, s katerimi bo še povečala pretovorne in skladiščne kapacitete. Eden izmed njih je tudi gradnja pomola III, ki bo omogočil pretovor 1 milijon kontejnerskih enot letno.

V tem diplomskem delu bom obravnaval prav projekt gradnje pomola III v Luki Koper.

Načrtovanje novih pomolov, terminalov in ostale pristaniške infrastrukture velja za zelo kompleksen in interdisciplinaren proces, v katerem sodelujejo uprava pristanišča, ladijske družbe, načrtovalci in izvajalci del in nenazadnje tudi država s svojim Državnim prostorskim načrtom.

Po ekonomskih analizah, raziskavah trga, okoljskih raziskavah (vplivih na okolje), podpori države... in dokončni odločitvi o širitvi dejavnosti – v mojem primeru izgradnji novega pomola in kontejnerskega terminala s pripadajočo transportno infrastrukturo – na vrsto stopijo raziskave tehnične narave. Ko so v načrtovalnem procesu določeni ostali robni pogoji (lokacija, dimenzije, kapaciteta terminala ipd.), nam tehnične (terenske) raziskave pomagajo pri izbiri vrste pomola in načina gradnje.

Za pridobitev tako splošnih smernic kot tudi računskih vrednosti nekaterih količin, potrebnih za projektiranje, obstaja vrsta terenskih raziskav, ki jih lahko v grobem razdelimo glede na stroko, ki se ukvarja z njihovim izvajanjem (pridobivanjem podatkov), obdelavo pridobljenih podatkov in izdajo končnega poročila. Topografske in hidrografske raziskave nam v grafični (digitalni 2D ali 3D) obliki podajo obliko obstoječega terena tako kopnega kot tudi morskega dna. S hidravličnimi raziskavami pridobimo podatke o gibanju vodnega telesa (v mojem primeru morja), natančneje o višinah gladine, valovanju, morskih tokovih itn.. Na območjih, kjer na gradbene konstrukcije vpliva zmrzovanje vode, je potrebno opraviti raziskave vpliva ledu. Za vpogled v podnebje in mikroklimatske značilnosti obravnavanega področja je potrebno opraviti meteorološke meritve in statistično obdelati dolgoletne vrednosti. Na podlagi hidrografskih in hidravličnih (tudi meteoroloških) raziskav se izvedejo raziskave, ki simulirajo spremembo morfoloških razmer (erozija, sedimentacija, zamuljenje...), povzročeno z gradnjo predvidenih vodnih objektov. Pri dimenzioniranju konstrukcij moramo upoštevati tudi podatke o seizmoloških razmerah na območju gradnje. Za gradnjo novega pomola in ureditev plovnih poti je potrebno izvesti navtične raziskave in določiti računske dimenzije plovil, ki bodo objekt uporabljala. Pri določitvi geotehničnih karakteristik zemljine (trdnost, odpornost, primernost oz. uporabnost zemljine kot gradbeni material in ostalih fizikalnih karakteristik temeljnih tal) pa si pomagamo z geotehničnimi in geohidrološkimi terenskimi in laboratorijskimi raziskavami.

V diplomski nalogi se bom osredotočil predvsem na zemeljska dela pri projektu gradnje pomola III v Luki Koper.

Po pregledu literature s področja gradnje pomolov in operativnih obal bom v prvem delu naloge predstavil značilne in najpogosteje uporabljene tipe pomolov in načine njihove gradnje. Podal bom klasifikacijo glede na vrsto konstrukcijskih elementov, ki tvorijo pomol oz. operativno obalo. Omenjene objekte lahko delimo tudi na podlagi drugačnih kriterijev in karakteristik, kot na primer glede na: stopnjo absorbiranja sil vode (nepropustni zidovi, delno ali popolnoma odprti pomoli), njihovo zadrževalno zmogljivost (na kakšen način prenašajo sile zaledne zemljine), princip stabilnosti (delitev glede na način, s katerim zagotavljajo stabilnost) itn..

V nadaljevanju diplomske naloge bom na podlagi podatkov, pridobljenih z geotehničnimi terenskimi in laboratorijskimi raziskavami, predstavil možne variante gradnje pomola.

Od leta 1989 do leta 2005 je bilo na območju bazena III in lokaciji predvidenega pomola III v Luki Koper opravljenih več geotehničnih terenskih raziskav. Te so zajemale sondažno vrtanje, preiskave s krilno sondo, standardne penetracijske preizkuse (SPT), statične penetracijske preizkuse (CPT) in preiskave s presiometrom. Na neporušenih vzorcih zemljin iz sondažnih vrtin pa so v laboratoriju izvedli dodatne raziskave, s katerimi so določili ostale fizikalne lastnosti zemljine (konsistenca, naravna vlaga, enosna tlačna trdnost, stisljivost z vodoprepustnostjo...). Rezultati raziskav so podani v obliki treh geotehničnih poročil o izvršenih terenskih in laboratorijskih raziskavah.

V tretjem poglavju diplomskega dela bom predstavil obdelavo zbranih podatkov o geotehničnih raziskavah, katere namen je bil določitev geotehničnega profila temeljnih tal in nivoja trdnih plasti, primernih za temeljenje. V nadaljevanju naloge bom rezultate terenskih in laboratorijskih raziskav uporabil tudi za določanje računskih vrednosti fizikalnih karakteristik, ki jih bom uporabil pri analizi stabilnosti izbranega tipa pomola.

Analize stabilnosti bom opravil s programsko opremo Rocscience Slide 5.0 in Plaxis 8.6.

Namen diplomskega dela je torej spoznati pomorske gradnje (natančneje gradnje pomolov in terminalov), zbiranje, pregled in obdelava rezultatov geotehničnih terenskih in laboratorijskih raziskav, se na podlagi pridobljenih znanj in podatkov odločiti za možno izvedbo dejanskega pomola in preverjanje varnosti obstoječega stanja, posameznih faz gradnje, nekaterih ukrepov za izboljšanje stabilnosti in končnega stanja.

2 GLAVNI TIPI POMOLOV

Funkcije

Glavni namen pomolov je privez ladij. Opremljeni so s stebrički za privez ladij (polerji) in varovali (odbojniki), ki absorbirajo sile privezanih ladij. Pomoli so namenjeni tudi pretovarjanju blaga s pomočjo žerjavov in druge opreme, ki se lahko premika vzdolž pomola/ladje. Tako je pomol opremljen s tirnicami, po katerih se žerjavi lahko premikajo in z napeljavo, ki žerjavom dovaja energijo. V primerjavi s poševnimi brežinami pomenijo pomoli in obale z navpičnimi stenami varčevanje s prostorom. Tako je pretovarjanje tovora lažje, saj lahko žerjavi, tovornjaki ali vlaki pridejo zelo blizu k ladji. Pri načrtovanju gradnje pomolov težimo k čim hitrejšem natovarjanju in raztovarjanju ladij ter upoštevamo naslednje zahteve:

- zahteve lokalnih razmer,
- zahteve bodočih uporabnikov,
- navtične zahteve,
- predviden razvoj navtike in dimenzij ladij ter
- predviden razvoj pretovarjanja in skladiščenja tovora.

Glede na uporabnika, mora pomol izpolnjevati različne zahteve. Imeti mora veliko globino, da se lahko privežejo ladje z velikim ugrezom. Za upravljanje s tovorom mora imeti dovolj veliko površino za shranjevanje in dovolj veliko nosilnost, pri tem pa je potrebno upoštevati tudi napovedi in predvidevanja povečevanja kapacitete tovora v prihodnosti. Seveda je potrebno upoštevati tudi razmerje cena/kvaliteta. Terminal mora biti dovolj visoko, da ga ne ogrožajo visoke plime, iz vidika upravljavca pa je pomembno, da so vzdrževalni stroški čim manjši in pričakovana življenjska doba dolga. Lokalne razmere, kot so višine vode, vplivi plime, karakteristike zemljine in klimatske posebnosti, pa se po svetu razlikujejo. Zato je za načrtovanje in gradnjo pomola potrebna velika mera izkušenj, iznajdljivosti in kreativnosti.

Glavni tipi

Zaradi različnih potreb se je skozi leta razvilo mnogo metod gradnje privezov. Delimo jih glede na:

- njihovo sposobnost absorbiranja energije (sil),
- zadrževalno zmogljivost – kako prenašajo zemeljske pritiske,
- princip stabilnosti – težnostni zidovi, zadrževalni zidovi, navpični piloti ali
- vrsto konstrukcijskih elementov – kamniti ali betonski bloki, betonski zabojniki, cilindrične celice, kombinirane pilotne stene, prednapeti armiranobetonski piloti, AB piloti, vlti na mestu, jekleni piloti (CUR, 2005).

Glede na hidravlično zmogljivost delimo pomole na neprepustne zidove, ki v celoti prenašajo sile morja in na odprte pomole, ki ne absorbirajo sil v celoti. V prvo kategorijo spadajo težnostni kamniti zidovi, zidovi, zgrajeni iz betonskih zabojnikov, celične stene in pilotne stene. V drugo kategorijo pa spadajo pomoli, zgrajeni kot plošča, podprta s piloti.

Glede na vrsto konstrukcijskih elementov delimo obale v štiri osnovne tipe (CUR, 2005):

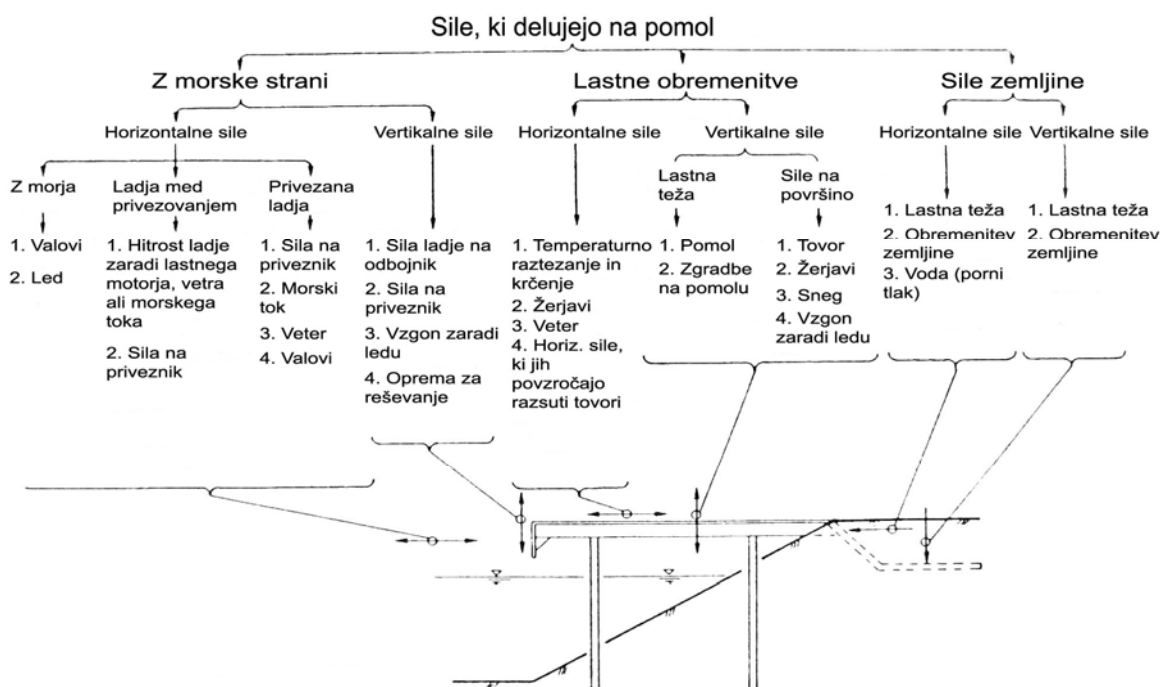
- **Težnostni zid:** Takšne konstrukcije dosegajo nosilnost z lastno težo, včasih skupaj s težo zemljine, ki leži nad njimi. Primeri takšnih konstrukcij so stena iz kamnitih blokov, L-zid, zid iz betonskih zabojnikov, celična stena in konstrukcija iz armirane zemljine.
- **Stena iz jeklenih profilov (zagatna stena):** Takšna stena dosega stabilnost s pomočjo zemeljskega pritiska, kombiniranega s sistemom sidranja, in z odpornostjo stene proti upogibnim momentom in prečnim silam. Primeri takšnih sten so sidrana jeklana zagatna stena, kombinirana stena in diafragma.
- **Konstrukcija z razbremenilno ploščadjo:** Tudi to je vrsta stene iz profilov. Sile na oporni zid in natezne sile v temeljih občutno zmanjša razbremenilna ploščad. Razlikujemo konstrukcije s plitvo in konstrukcije z globoko razbremenilno ploščadjo.
- **Odprti pomoli:** To so konstrukcije nad tlemi oz. morskim dnem, sestavljene iz platforme in pilotov.

Na izbiro tipa pomola vpliva mnogo dejavnikov:

- sestava temeljnih tal,

- razmerje med ceno gradnje in dobičkom,
- pričakovane količine tovara in
- pričakovane (računske) sile na pomol (slika 1) (Bruun, 1989).

Odločitev za tip zidu je torej odvisna od lokalne sestave temeljnih tal in razmerjem med ceno materialov in dela. Če so temeljna tla zelo trdna, je s svojo težo in robustnostjo najbolj primeren zid iz blokov. Prav tako takšna konstrukcija ni zahtevna za izvedbo. Če so stroški materiala previsoki, prideta v poštev L-zid ali betonski zabojniki. Celična stena pride v poštev, ko je možno graditi v suhi gradbeni jami, armirana zemljina pa v primeru, ko ni potrebe po visoki steni in je primerna le za manjše obremenitve.



Slika 1: Sile, ki delujejo na pomol (Bruun, 1989).

2.1 Težnostni zid

Kot že ime pove, prevzame zadrževalno funkcijo lastna teža zidu. Zid s svojo težo povzroča dovolj velike strižne napetosti v tleh tako, da se zid ne more prevrniti oz. zdrsniti.

Težnostne konstrukcije so primerne v naslednjih primerih:

- ko je zemljina neprimerna za steno iz profilov (vsebuje skale ali močno utrjen pesek) in
- ko imajo temeljna tla dovolj veliko nosilnost.

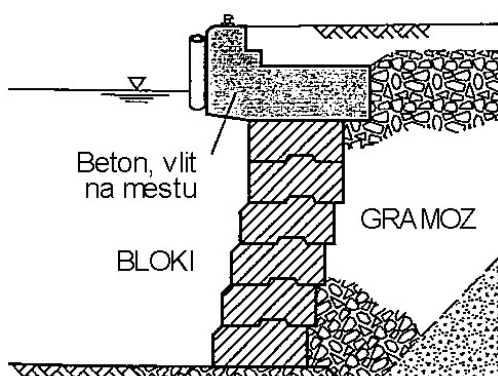
Težnostni zidovi so ponavadi zgrajeni iz prefabriciranih elementov in imajo naravne temelje. To pomeni, da mora imeti zemljina dovolj veliko nosilnost, ali pa, da nosilna plast tal ne leži pregloboko pod površjem morskega dna in tako ni potrebe po obsežnem izkopavanju in izboljšavi temeljnih tal. Takšne konstrukcije so primerne za gradnjo dolgih pomolov, kjer se enkratni stroški gradnje gradbene jame, izdelovanja, prevoz in montaža prefabrikatov razporedijo na veliko število elementov.

Pri gradnji z vodne strani se je potrebno prepričati, da se na mestu gradnje zidu ni nabrala plast mulja, ki lahko deluje kot drsina. Nevarnost takšni konstrukciji predstavljata tudi porni tlak zaledne zemljine in erozija ob peti zidu.

Zgornji ustroj je opremljen z opremo za privez ladij. To so privezniki in leseni oz. gumijasti odbojniki, ki varujejo tako ladje kot pomol pred poškodbami. Prav tako je potrebno zaščititi morsko dno pred erozijo, ki jo povzročajo ladijski propelerji. Nujna je tudi drenaža za odvajanje padavinske vode in za preprečevanje prekomernih pornih tlakov za objektom.

2.1.1 Zid iz blokov

To je najpreprostejša konstrukcija, sestavljena iz betonskih ali kamnitih blokov položenih eden na drugega. Bloki se položijo z vodne strani na temeljno plast gramoza ali lomljenega kamna. Ko so bloki položeni, jih na vrhu zaključimo z betonsko konstrukcijo, ki jo vlijemo na mestu. Zaradi velike teže blokov, je takšen objekt primeren za gradnjo na zelo trdnih in nosilnih tleh. Zidovi iz blokov potrebujejo relativno malo dela, toda veliko materiala. Z njimi lahko dosežemo višino preko 20 m.



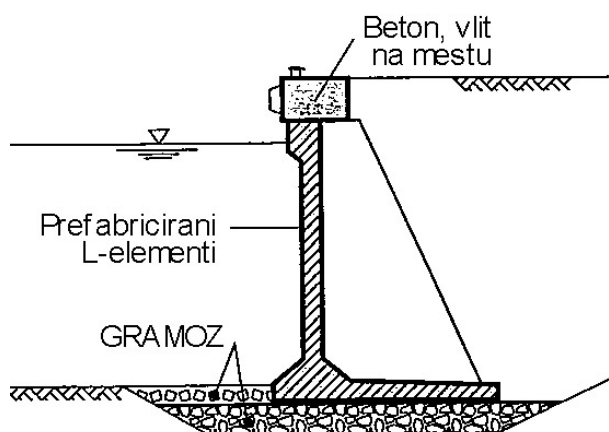
Slika 2: Primer zidu iz blokov (CUR, 2005).

Zid iz blokov je karakteriziran s širokimi horizontalnimi in vertikalnimi spoji. To omogoča dobro drenažo in tako omeji prenasičenost zemljine z vodo za zidom. Obenem obstaja nevarnost izpiranja zaledne zemljine in s tem posedkov.

2.1.2 L-zid

L-zid zagotavlja stabilnost z lastno težo in s težo zemljine, ki leži na njegovem horizontalnem delu. Teža zemljine, ki leži na spodnjem horizontalnem delu L-profila, zagotavlja ugoden nasproten moment v primerjavi s horizontalnim pritiskom zemljine. Takšna metoda gradnje je primerna, če so temeljna tla prešibka za postavitev zidu iz blokov ali če želimo varčevati na račun materiala. L-zidovi so postavljeni v suhih gradbenih jamah ali z vodne strani. V prvem primeru je potrebno zagotoviti veliko gradbeno jamo z ustreznim odvodnjavanjem. V drugem primeru so montažni elementi vnaprej izdelani in položeni z vodne strani. Enkratni stroški gradbene jame, transporta in vgrajevanja so dokaj visoki, tako da je takšna vrsta gradnje primerna le za dolge pomole.

Posebnost takšnih zidov je relativno tanka stena. Stike med elementi je potrebno dobro zatesniti, da preprečimo izpiranje zaledne zemljine.

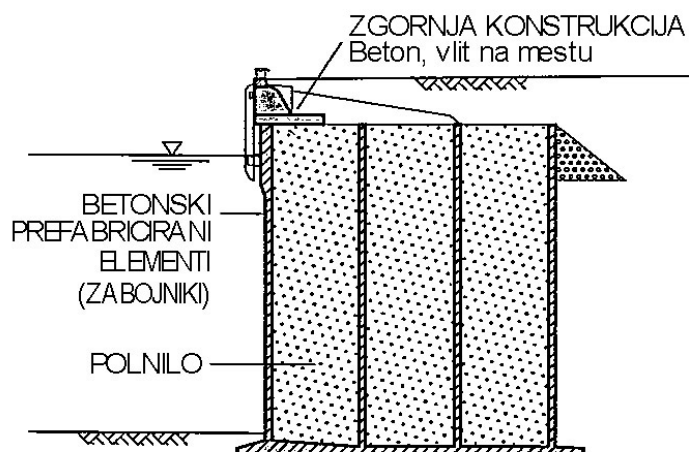


Slika 3: L-zid (CUR, 2005).

2.1.3 Zid iz betonskih zabojsnikov

Votli betonski zabojsniki so zgrajeni na gradbišču ali na plavajoči ploščadi. Po vodi jih nato prepeljemo na mesto vgradnje in jih potopimo na utrjena tla. Šibke sloje morskega dna je potrebno najprej odstraniti in jih nato zamenjati z nosilnejšimi. Zabojsnike nato zapolnimo z zemljino, ki pripomore k teži konstrukcije, da lahko prenaša horizontalne zemeljske sile. Vrh zabojsnikov je po navadi nad nivojem vode, tako da je po polnjenju zgornji del konstrukcije končan nad vodo.

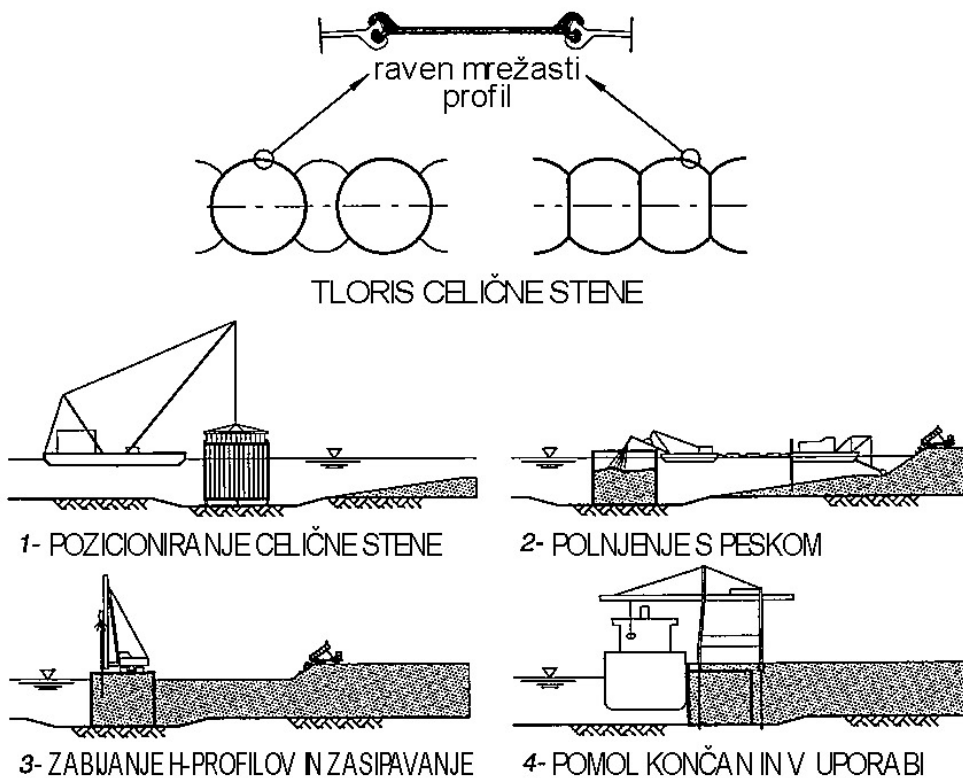
Material za zabojsnike in polnitev je relativno poceni, toda takšna gradnja zahteva veliko dela. Montažni zabojsniki so tako smiselna rešitev za večja pristanišča in ponavljajoče se projekte. Za gradnjo, pripravo in transport je v pristanišču ali v neposredni bližini potrebno imeti gradbišče, ponton ali dovolj veliko rampo, ki s svojim spodnjim delom sega v morje. Prav tako mora pristanišče imeti dovolj široke vodne poti, da lahko zabojsnike prepeljejo in postavijo na izbrano mesto.



Slika 4: Primer zidu iz betonskih zabojsnikov (CUR, 2005).

2.1.4 Celična stena

Takšna stena je sestavljena iz ravnih jeklenih zagatnic (slika 5, zgoraj), ki so zabite v obliki cilindra ali delnega cilindra in povezane v celoto. Navadno takšni zidovi ležijo neposredno na morskem dnu ali le malo pod njim, zato jih uvrščamo med gravitacijske konstrukcije. Celice so narejene na suhem ali v vodi in nato zapolnjene s peskom ali katerim drugim materialom. Takšne stene so praktično zgrajene iz zemljine, ki jo skupaj držijo jeklene zagatnice, v katerih prihaja le do nateznih napetosti. Za takšno gradnjo je potrebno relativno malo materiala, prav tako ni potrebno veliko zemeljskih del. Ker pa so stene dokaj tanke, so takšne stene bolj občutljive na trke. Pozornost je treba nameniti tudi koroziji, predvsem v zelo agresivnih okoljih.

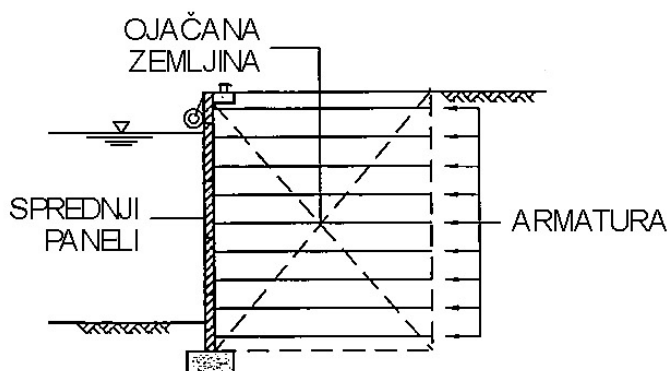


Slika 5: Skica in postopek gradnje celične stene (CUR, 2005).

2.1.5 Armiranje zemljine

Zemljino ojačamo z različnimi elementi, ki dobro prenašajo nateg. V ta namen uporabljamo jeklene trakove, jeklene palice ali polimerne ojačitve, kot so geomreže in geotekstili. Glavni mehanizem prenašanja napetosti med zemljino in armaturo je trenje med kontaktno površino tegnenih elementov in zemljino.

Horizontalni tegneni elementi so povezani z vertikalnim panelom, ki je običajno sestavljen iz betonskih segmentov. Gradnja takšne stene poteka po plasteh, dokler ni dosežena želena višina. Pri takšnih konstrukcijah je ključnega pomena tesnjenje spojev.



Slika 6: Princip zidu z ojačano zemljino v zaledju (CUR, 2005).

2.2 Vpete podporne konstrukcije – zagatne stene

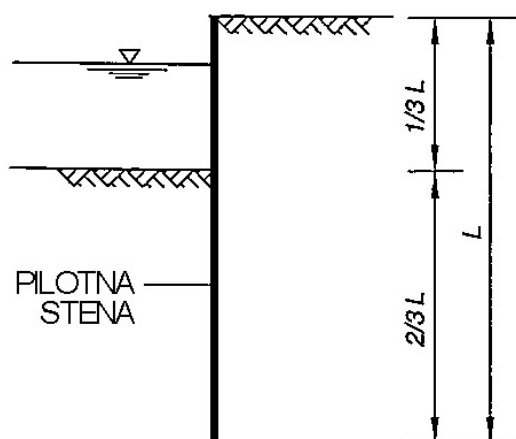
Vpeta podpora stena zadržuje zemljino in prenaša vertikalne obremenitve preko striga zemljine in pasivnih zemeljskih pritiskov, večkrat tudi s sidranjem.

Takšne stene uporabljamo na mestih, kjer je zemljina slabo nosilna, vendar jo je lahko predreti. Stena je sestavljena iz vertikalnih elementov, zabitih globoko v tla. Pilotna stena je lahko tudi sidrana. Vertikalni piloti so med seboj trdno spojeni, zgoraj pa povezani s konstrukcijo, ki je opremljena z napravami za privez ladij. To so privezniki in leseni oz. gumijasti odbojniki, ki varujejo tako ladje, kot pomol pred poškodbami. Pogosto je potrebno zaščititi morsko dno pred erozijo, ki jo povzročajo ladijski vijaki. Nujna je tudi drenaža za odvajanje padavinske vode in za omejevanje pornega tlaka v zaledju. Zaradi ekonomskih razlogov je pilotna stena najpogosteje uporabljen tip pomola na Nizozemskem. Najpomembnejši pogoj za takšno konstrukcijo so tla, primerna za zabijanje pilotov (lahko penetrabilna).

Obstaja veliko vrst vpetih sten, samostojnih in sidranih. Poseben primer je dvojna zagatna stena (cofferdam). To je konstrukcija, sestavljena iz dveh zagatnih sten, zabitih eno za drugo (slika 12). Obstaja tudi veliko vrst sidranja. Končna zgradba zagatne stene pa je določena glede na pričakovane obremenitve in glede okoljskih faktorjev.

2.2.1 Konzolna zagatna stena

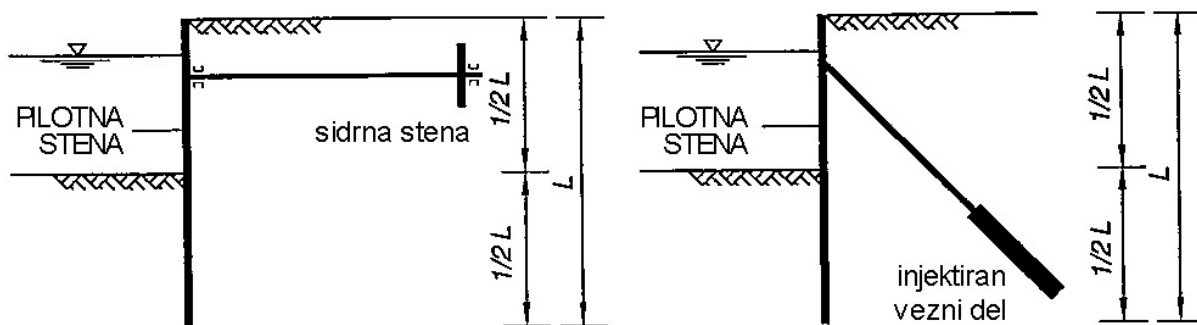
Če pilotna stena ni sidrana, piloti delujejo kot gredi, ki prenašajo zemeljske pritiske v tla. Pilotna stena se tako obnaša kot konzola, elastično vpeta v tla. Pasivni zemeljski pritiski v spodnjem, zabitem delu stene, izenačujejo horizontalne pritiske zaledne zemljine in tako zagotavljajo stabilnost konstrukcije. Na vrh stene se položi vrhnji nosilec. Konzolne zagatne stene uporabljamo predvsem za manjše lesene, betonske ali jeklene konstrukcije. Piloti so med seboj povezani s sistemom pero in utor.



Slika 7: Konzolna zagatna stena (CUR, 2005).

2.2.2 Sidrana zagatna stena

Za stene z večjimi višinami je potreben sistem sidranja zgornjega dela konstrukcije, da ta lažje prenaša horizontalne sile. V principu se sidrana stena obnaša kot nosilec na dveh podporah - na spodnji strani z zemljino, na zgornji pa s sidrom.



Slika 8: Primer sidrane zagatne stene (CUR, 2005).

2.2.3 Vrste zagatnih sten

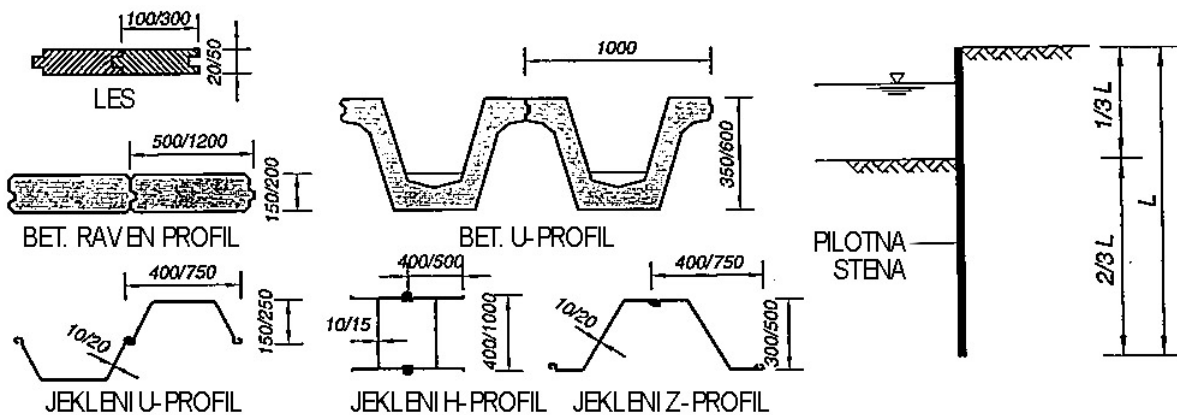
Glavni tipi so enojna pilotna stena, kombinirana stena, diafragma in cofferdam konstrukcija.

Enojna pilotna stena

Lahko je zgrajena iz lesenih, betonskih ali jeklenih profilov. Lesene stene se uporabljajo za manjše konstrukcije. Največ se uporablja obdelan mehki les in tropski trd les.

Betonski profili so lahko ploski ali U-profil. Stene iz ploskih betonskih profilov so primerne za manjše višine in so zabiti v tla z vibracijo. U-profil imajo večjo nosilnost in so tako primerni za višje stene.

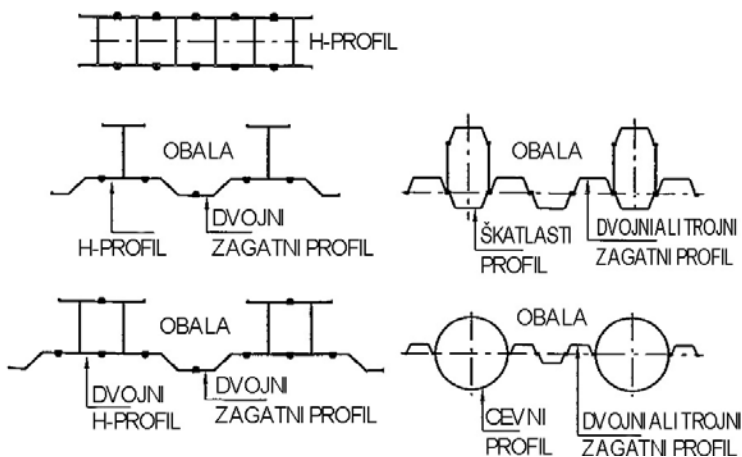
Jekleni piloti so lahko U, H ali Z prereza. Povezani so z zakovicami (neti) ali pa so varjeni skupaj. Jeklena stena je primerna za visoke stene in velike obremenitve. Če so obremenitve prevelike, pa pride v poštev kombinirana stena.



Slika 9: Primer lesenih, betonskih in jeklenih profilov (CUR, 2005).

Kombinirana stena

Ta se je zaradi večjih obremenitev in potreb po večjih višinah razvila iz enovite zagatne stene in postala najbolj pogosto uporabljena konstrukcija. Kombinirana stena je sestavljena iz glavnih (primarnih) elementov (pilotov), zabitih globoko v podlago na določeni razdalji med njimi. Ti piloti prenašajo obremenitve v tla in sidra. Odprtine med primarnimi piloti zapolnimo (zamašimo) s standardnimi zagatnicami, zvarjenimi skupaj. Ti profili so lahko krajši, saj se sile prenašajo na glavne pilote preko bočnih stikov.



Slika 10: Različni primeri profilov v kombiniranih stenah (CUR, 2005).

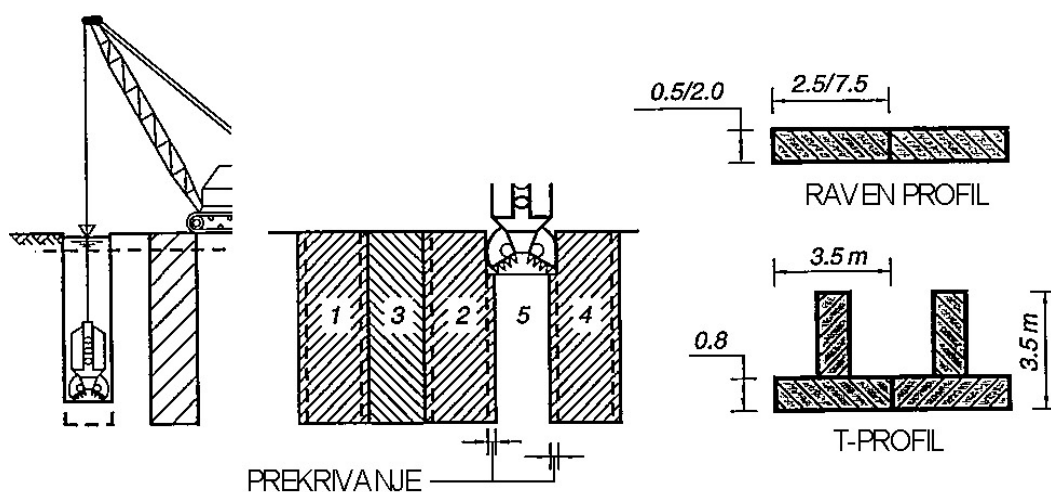
Takšna konstrukcija je relativno poceni. Votle cevaste pilote je lažje vibrirati ali zabijati v zemljo, tudi skozi čvrstejše peščene plasti. Dimenzije zagatnic določa obremenitev pomola, kot tudi obremenitev med vgradnjo, zabijanjem.

Diafragma

Diafragma je stena iz armiranega betona, vlitega na mestu. Takšno metodo gradnje so razvili v Franciji in Italiji.

Na mestu, kjer bo stal zid, skopljemo globok ozek jarek. Da preprečimo porušitev jarka med izkopavanjem, stene utrdimo z gosto izplako. Ta ima podobne lastnosti kot glina – je elastična in neprepustna in ima večjo gostoto kot voda. Ko dosežemo željeno globino, v jarek vstavimo armaturo in zalijemo z betonom. Debeline zidov se gibljejo med 0,5 in 2 m, širine plošč pa med 2,5 in 7,5 m. Plošče so po navadi ravne, včasih se uporablja tudi T-profile.

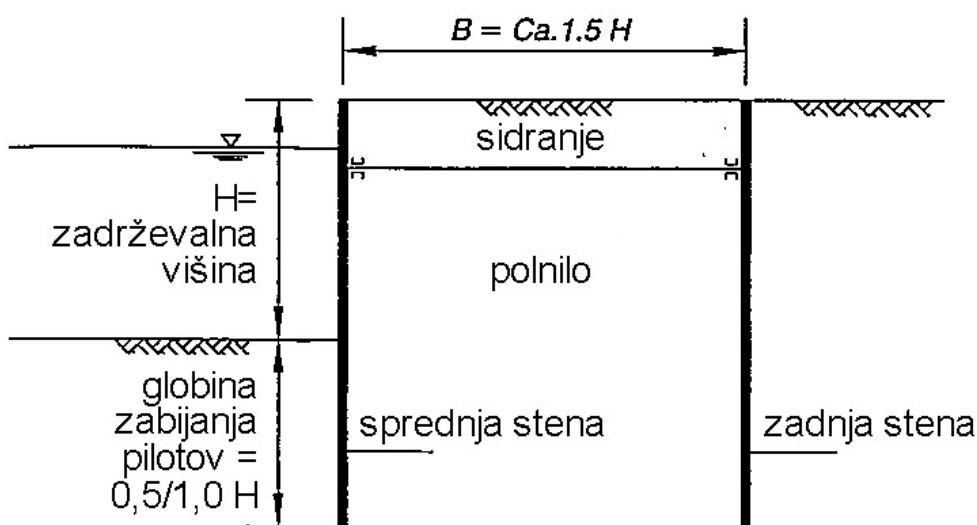
Takšna stena ima visoko nosilnost in je zelo toga, zato so deformacije minimalne. Problem predstavlja tesnjenje stikov med navpičnimi ploščami. Pri vlivanju betona je potrebno upoštevati večjo zaščitno plast betona zaradi izpostavljenosti konstrukcije vplivom iz okolja.



Slika 11: Diafragma. Izkopavanje, vgradnja, tipi (CUR, 2005).

Dvojna zagatna stena (cofferdam)

Dvijna zagatna stena sestoji iz dveh zagatnih sten, vmesni prostor pa je zapolnjen z zemljinjo, ki horizontalne in vertikalne sile prenaša v tla. Obe steni sta po navadi povezani z enim ali več sidri. Zagatni steni zadržujeta zemljo s pomočjo strižne trdnosti in teže zemljine med njimi. Steni sta toliko narazen, da se območje aktivnih pritiskov prve stene in območje pasivnih pritiskov druge prekrivata.



Slika 12: Dvojna zagatna stena (cofferdam) (CUR, 2005).

2.3 Zagatna stena z razbremenilno ploščadjo

Pri tej vrsti konstrukcije je horizontalna sila na sprednjo steno znatno zmanjšana s pomočjo razbremenilne ploščadi. Objekt je sestavljen iz zagatne stene, sestavljene iz nosilnih in polnilnih profilov ob vodi, nateznih in nosilnih pilotov v notranjosti in iz razbremenilne ploščadi, ki horizontalno povezuje ta dva sistema. Ploščad je lahko nameščena na različnih višinah in je v nekaterih primerih lahko tudi sidrana.

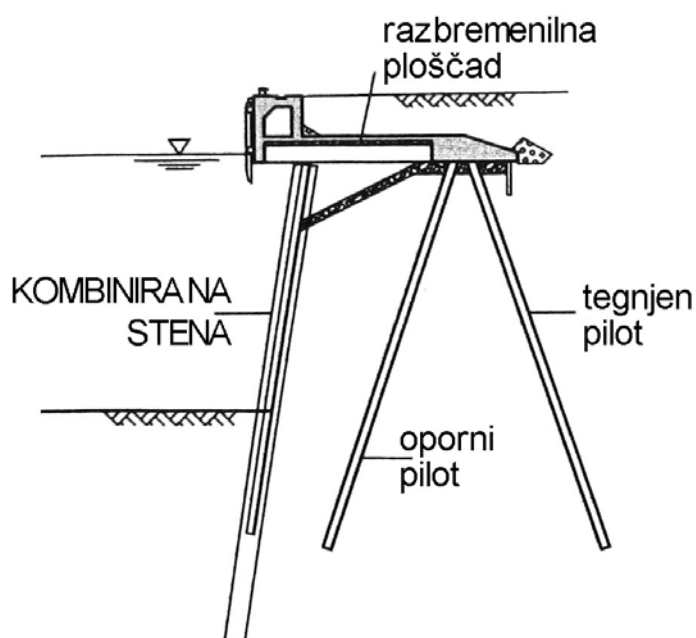
Ta metoda gradnje se uporablja predvsem v naslednjih primerih:

- ko potrebujemo visok zid,

- ko imamo opravka s težkimi tovari,
- ko so zahteve o dovoljenih deformacijah stroge (zaradi tirnic žerjavov) in
- ko brez razbremenilne ploščadi gradnja zagatne stene velike višine ni več ekonomsko upravičena.

2.3.1 Plitva razbremenilna ploščad

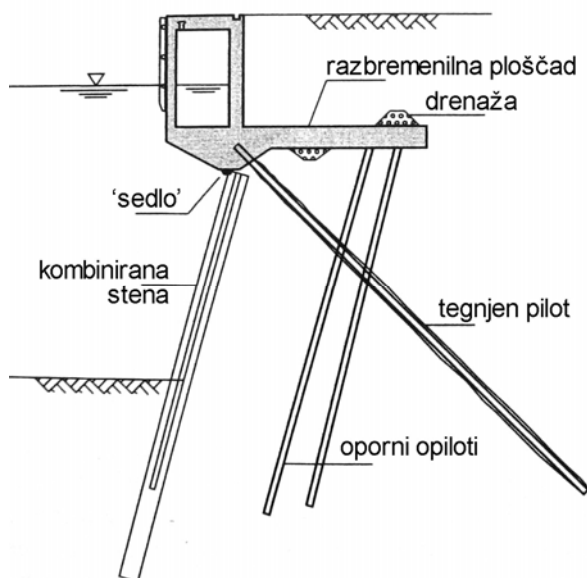
Pri takšni gradnji se horizontalni zemeljski pritisk prenaša predvsem s sistemom opornih kolov (nosilni in natezni). Plitva ploščad navadno leži nad nivojem vode in je zato lahko zgrajena ob oseki. Pogosto se uporabljajo prefabricirani elementi. Zagatna stena je lahko kombinirana ali zgrajena kot diafragma. Ta podpira sprednji tir žerjava in sprednjo steno prefabrikatov, ki so opremljeni z odbojniki in stebrički za privez ladij (polerji). Razbremenilna ploščad je podaljšana v zaledje in prenaša horizontalne sile na sistem opornih kolov. Te kole lahko uporabimo tudi kot temelje za zadnji tir žerjava, če se potrebe po razponu (podaljšku) ploščadi in dimenzije žerjava ujemajo.



Slika 13: Plitva razbremenilna ploščad (CUR, 2005).

2.3.2 Globoka razbremenilna ploščad

Takšne vrste konstrukcija je bil razvita za velike višine pomolov. Razbremenilna ploščad je pozicionirana globoko, da se izognemo problemom z zabijanjem zagatnic in pilotov. Na vodni strani je podprta z nosilno kombinirano steno, na zaledni strani pa z enim ali dvema nizoma prefabriciranih betonskih podpornih pilotov in enim nizom tegnjenih pilotov. Z uporabo litoželeznih spojev med ploščadjo in kombinirano steno se ustvari členkast spoj. Piloti v zaledju in zagatna stena spredaj so lahko zabiti pod kotom.



Slika 14: Globoka razbremenilna ploščad (CUR, 2005).

2.4 Odprt pomol

Ta tip konstrukcije se od drugih razlikuje po tem, da višinska razlika ni dosežena z navpično steno ampak z brežino. Konstrukcija se sestoji iz horizontalne vrhnje plošče, ki je po potrebi sidrana. Plošča je temeljena na navpičnih in poševnih pilotih. Zemljina pod ploščo mora biti zaščitena, da lahko prenese tok vode, ki ga povzročijo glavni ladijski propelerji in stranski servomotorji ter močni valovi.

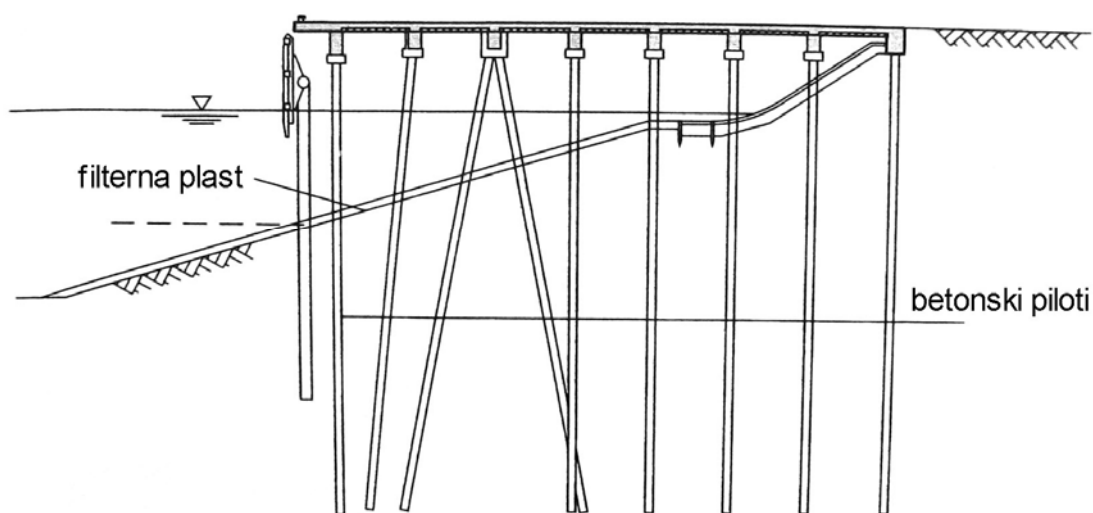
Najpogosteje so take konstrukcije uporabljene v naslednjih primerih:

- ko imamo dovolj prostora (v primeru gradnje pomola na rekah),
- kjer je relativno slaba podlaga ter
- kjer so že obstoječe zaščitne brežine.

Pri izbiri oblike in materialov konstrukcije moramo upoštevati, da je spodnja stran plošče težko dostopna za vzdrževanje ali popravilo. Takšne konstrukcije so tudi bolj občutljive na potres.

2.4.1 Odprt pomol nad brežino

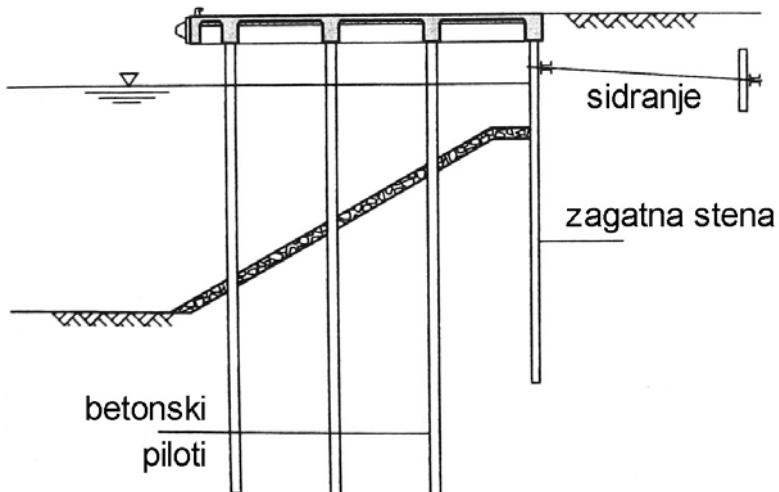
Vertikalne napetosti se prenašajo v navpične pilote, povezane z vrhno konstrukcijo, poševne natezne kole pa uporabimo za prenašanje horizontalnih sil. Za zmanjšanje stroškov, boljšo kakovost in krajši čas gradnje uporabljamo prefabricirane elemente. Brežino zaščitimo s filtri, paziti pa je potrebno tudi na stike med ploščo in temeljenjem, če obstaja nevarnost, da visoki valovi obremenijo tudi ploščad.



Slika 15: Odprt pomol nad brežino (CUR, 2005).

2.4.2 Odprt pomol nad brežino z zagatno steno v zaledju

Če hočemo doseči čim manjšo širino vrhnje betonske plošče, na zgornjem delu brežine vgradimo zagatno steno (CUR, 2005).



Slika 16: Odprt pomol nad brežino z zagatno steno v zaledju (CUR, 2005).

3 TERENSKE RAZISKAVE

3.1 Vhodni podatki

Dne 18. 11. 1991 je Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani, Inštitut za matematiko, fiziko in mehaniko, laboratorij za mehaniko tal podal povzetek geomehanskih značilnosti tal na področju pomola III in bazena III v Luki Koper (Ankaran). Povzetek vsebuje rezultate terenskih in laboratorijskih preiskav, opravljenih v dveh fazah.

V okviru prve faze je Geološki zavod Ljubljana v času od 11. 11. 1989 do 13. 12. 1989 izvrtal sedem vrtin in naredil sedem preiskav strižne trdnosti v posebej izvrtanih krilnih sondah v neposredni bližini sondažnih vrtin.

Druga faza preiskav predstavlja izvrtanje sedem sondažnih vrtin in sedem krilnih sond v času od 29. 9. 1990 do 16. 10. 1990. Sondažni profili posameznih vrtin in rezultati strižnih trdnosti s krilnim svedrom so podani v Geotehničnem poročilu o rezultatih preiskav na področju bazena III v Luki Koper, katerega je izdelal Geološki zavod Ljubljana novembra 1990. Neporušene vzorce zemljin iz sondažnih vrtin je Geološki zavod Ljubljana dostavil v Laboratorij za mehaniko tal. Ta je po opravljenih preiskavah dne 28. 6. 1991 podal poročilo o laboratorijskih preiskavah vzorcev zemljin s pomola III v Luki Koper (II. faza).

Povzetek geomehanskih značilnosti tal na področju pomola III in bazena III v Luki Koper (Ankaran) predstavlja sintezo in-situ in v laboratoriju določenih geotehničnih značilnosti tal na področju, omenjenem v naslovu poročila. Poročilo v prilogah podaja situacijo vrtin prve in druge faze sondažnih raziskav, sestavo temeljnih tal v obliki preglednih geotehničnih profilov ter geotehnične značilnosti talnih plasti, karakteriziranih s pomočjo parametrov, kot so prirodna vlažnost, meja židkosti, meja plastičnosti, prostorninska teža, modul stisljivosti itd.. V prilogah so podani tudi rezultati preiskav strižne trdnosti, narejenih v rotacijskih, translacijskih in triosnih aparatih ter rezultati strižne trdnosti s krilnim svedrom.

21. marca 2001 je podjetje i-n-i d.o.o., Podjetje za geotehnični in gradbeni inženiring po naročilu Luke Koper d.d. izdelalo Geotehnično poročilo o izvršenih terenskih in laboratorijskih raziskavah. Poročilo vsebuje terenske raziskave s prilogami, laboratorijske raziskave s prilogami in geotehnično poročilo o terenskih in laboratorijskih preiskavah hribine z izračunom parametrov za projektiranje.

Vrtanje sondažnih vrtin na območju pomola III je izvajal pogodbeni izvajalec GZL-Geoprojekt d.d. Ljubljana na osnovi Programa geotehničnih raziskav za terminal za kontejnerje na pomolu III, ki ga je izdal Vodnogospodarski inštitut, Družba za gospodarjenje z vodami d.o.o., Ljubljana.

Območje projektiranega pomola III je bilo preiskano s skupno 22-imi sondažnimi vrtinami, lociranimi na kopnem (9 vrtin) in na morju (13 vrtin) v obdobju od 4. 10. 2000 do 8. 11. 2000. Situacija sond je prikazana v prilogi poročila. Ob vrtanju so bili iz vseh vrtin v območju kohezivnih zemljin odvzeti neporušeni vzorci. Več vzorcev laporja in peščenjaka je bilo odvzeto tudi iz preperelega in kompaktnega dela flišne podlage. Rezultati sondažnega vrtanja so podani v obliki geotehničnih profilov vrtin.

Na prehodu mehkih morskih naplavin v prepereli del hribinske podlage so bili opravljeni poizkusi standardne dinamične penetracije (SPT test), s katerimi so preverjali gostoto oz. zbitost materialov. V trdni flišni podlagi pa so merili trdnost hribine z metodo poizkusov penetrabilnosti. Skupno je bilo v vseh 22-ih vrtinah opravljenih 39 poizkusov standardne dinamične penetracije in penetrabilnosti. Rezultati poizkusov standardne dinamične penetracije in penetrabilnosti so podani v geotehničnih profilih vrtin.

Strižna trdnost kohezivnih slojev zemljin je bila merjena s krilno sondo (vane test) v sloju mehkih meljno glinastih zemljin. Rezultati meritev v treh vrtinah na morju in treh vrtinah na kopnem so podani v obliki diagramov.

V neposredni bližini dveh vrtin sta bili izvedeni tudi dve preiskavi s statičnim penetrometrom (CPT test). V sloju meljno glinastih zemljin sta bila izmerjena tako odpor pod konico

penetracijske sonde, kakor tudi trenje na plašču iste sonde. Rezultati so podani v obliki diagramov.

Laboratorijske raziskave so na vzorcih, pridobljenih s sondažnim vrtnjem leta 2000, opravili v laboratoriju Katedre za mehaniko tal z laboratorijem, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Univerza v Ljubljani. Določili so naslednje fizikalne karakteristike zemljin: konsistenčni meji, naravna vlaga, enoosna tlačna trdnost, opravili so rotacijski strižni preizkus ter z edometrom preverili stisljivost z vodoprepustnostjo.

Terenske raziskave so bile po naročilu Luke Koper d.d. opravljene tudi leta 2005. Podjetje i-n-i d.o.o., Podjetje za geotehnični in gradbeni inženiring je dne 28. 7. 2005 izdalo Geotehnično poročilo o izvršenih raziskavah na lokaciji pomol III v Luki Koper. Poročilo vsebuje opis in rezultate terenskih in laboratorijskih raziskav ter grafične priloge.

Geotehnične raziskave na terenu so obsegale sondažno vrtnje skupno 11 vrtin, ki ga je opravilo podjetje Geokop d.o.o., Dravograd, preiskave standardne dinamične penetracije ter presiometriške meritve v petih vrtinah, ki jih je opravila Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Univerza v Ljubljani.

Terenska dela so potekala od 14. 2. 2005 do 10. 3. 2005. V tem času je bilo izvedenih 12 sondažnih vrtin, 14 preiskav standardne dinamične penetracije, odvzetih je bilo 30 neporušenih vzorcev ter izvršeno 17 presiometriških meritev. Rezultati poizkusov standardne dinamične penetracije in penetrabilnosti so podani v geotehničnih profilih vrtin. Rezultati presiometriških raziskav pa so predstavljeni v Poročilu o presiometriških preiskavah tal na lokaciji III. Pomola v Luki Koper, ki ga je izdelal laboratorij Katedre za mehaniko tal z laboratorijem, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Univerza v Ljubljani, dne 23. 3. 2005.

Laboratorijske raziskave so obsegale naslednje raziskave: klasifikacija zemljin, določitev mej plastičnosti, stisljivost in vodoprepustnost, nedrenirana strižna trdnost s konusom, enoosna tlačna trdnost, direktna strižna preiskava ter triosna preiskava. Rezultati laboratorijskih preiskav so zbrani v Poročilu o geomehanskih laboratorijskih preiskavah zemljin z lokacije

Luka Koper, pomol 3, ki ga je izdelal laboratorij Katedre za mehaniko tal z laboratorijem, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Univerza v Ljubljani, dne 18. 7. 2005.

Novembra 2007 je podjetje Harpha sea, d.o.o. opravilo posnetek morskega dna. Globine vode so bile merjene glede na srednji nivo nižjih nizkih vod živih morskih men. Rezultati so v obliki situacije globin prikazani na sliki 19.

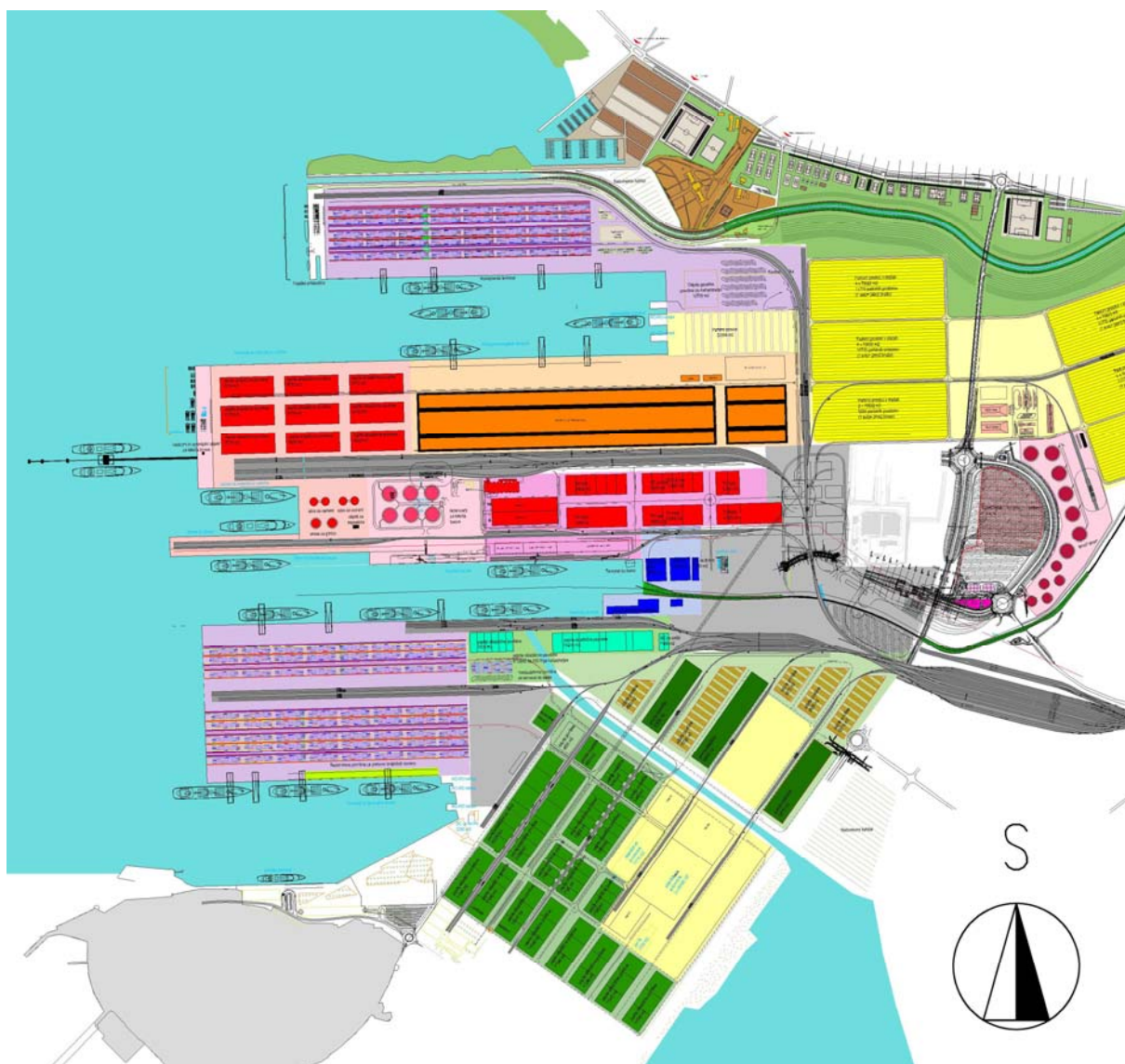
3.2 Obdelava podatkov

Namen zbiranja in obdelave podatkov je bil pridobiti geotehnični profil morskega dna na območju pomola III v Luki Koper.

Po obdelavi geotehničnih profilov posameznih vrtin sem glede na litološki opis zemljin in rezultatov ostalih opravljenih terenskih in laboratorijskih testov plasti temeljnih tal v posameznih vrtinah razvrstil v 4 območja. Od zgoraj navzdol si sledijo:

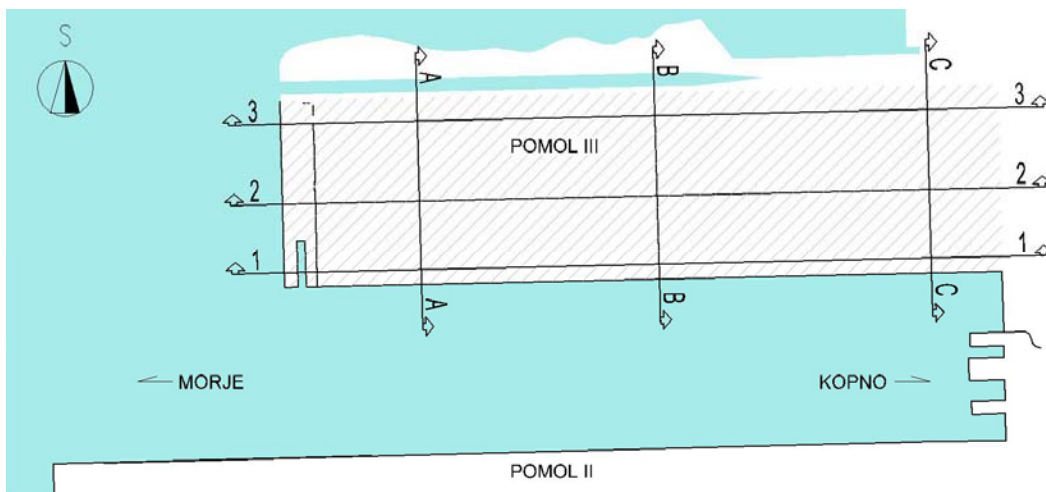
- območje A – mastna glina do zelo stisljivi melj, židke do lahko gnetne kons., sive barve, z veliko školjčnih lupin,
- območje B – težko gnetna do poltrda glina, rumeno rjave barve, mestoma z apnenimi konkcijami,
- območje C – prepereli flišni lapor, zelenkasto rjave barve ter
- območje D – flišni lapor sivorjave barve, z vložki peščenjaka

V ureditveno situacijo Luke Koper (slika 17), ki sem jo pridobil od Inštituta za vode Republike Slovenije (IZVRS) kot dolgoletnega projektanta pomola III v Luki Koper, sem vrisal položaj vseh 51 vrtin. V prilogi 1 so prikazane lokacije vrtin s pripadajočimi koordinatami in obris predvidenega pomola III. V rezultatih terenskih raziskav (v geotehničnih profilih vrtin) so navedene globine zgornjih in spodnjih mej plasti in s tem tudi meje mojih štirih območij. Te sem vnesel v posamezne vrtine in tako dobil prostorski prikaz plasti temeljnih tal na območju predvidene gradnje.

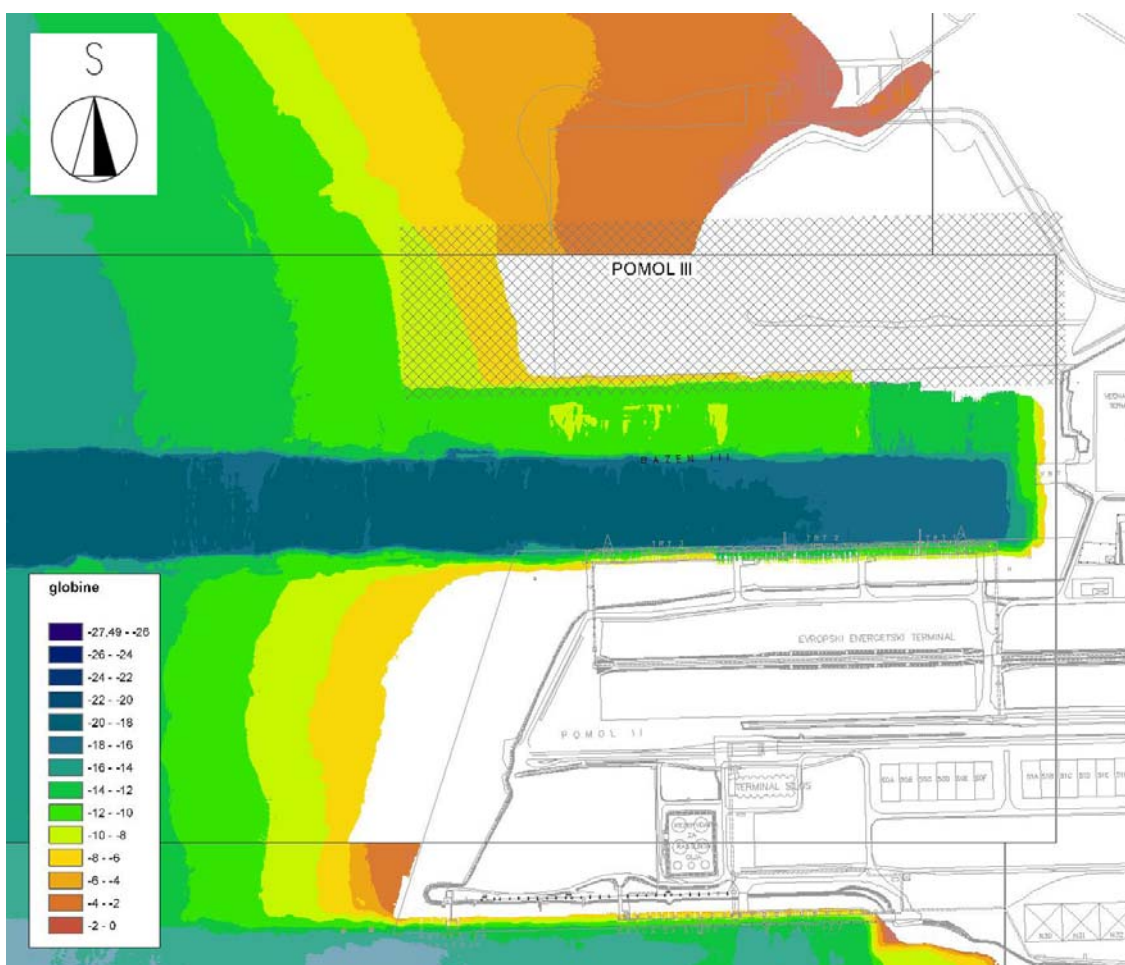


Slika 17: Ureditvena situacija Luke Koper (IZVRS, 2010).

Za potrebe projektiranja sem znotraj območja predvidenega pomola III izdelal 6 vertikalnih prerezov temeljnih tal (3 vzdolžne in 3 prečne). Poteki prerezov so prikazani na sliki 18. Prerezi 1, 2, 3 in A, B, C pa so v prilogah 2 do 7.

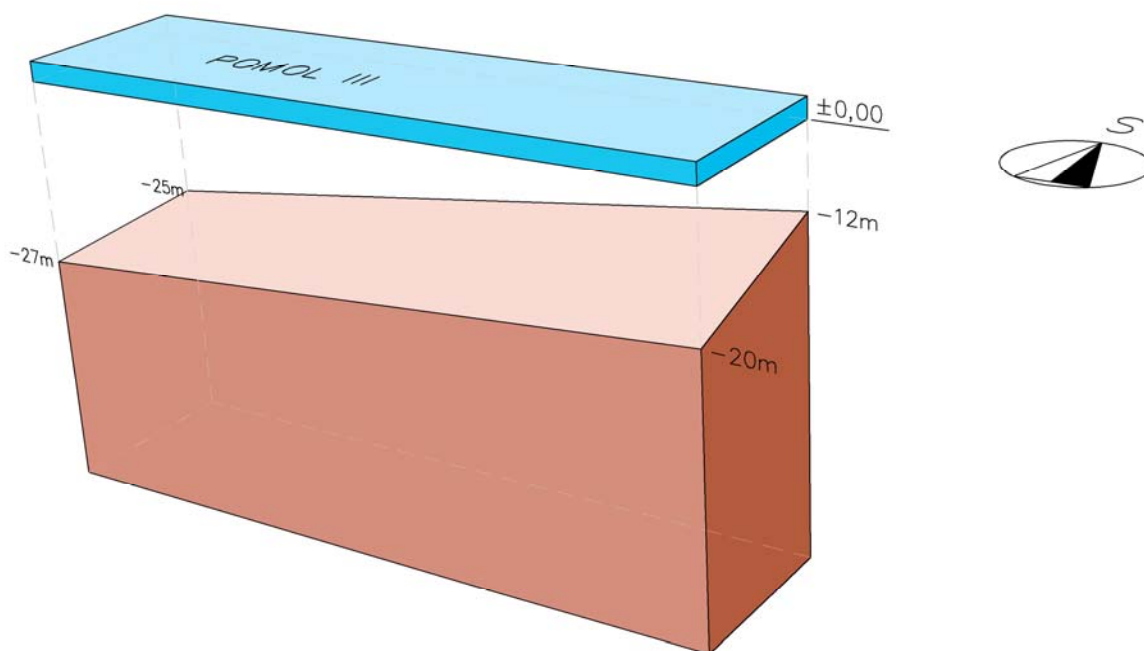


Slika 18: Pozicije prerezov.



Slika 19: Relief morskega dna na območju Luke Koper (Harpha sea d.o.o., 2007).

Iz prerezov (geotehničnih profilov – priloge 2 do 7) lahko razberemo naslednje ugotovitve: Trdna podlaga, primerna za temeljenje, se v smeri vzhod-zahod rahlo dviga. Prav tako v smeri jug-sever. Globine flišne podlage z vložki peščenjaka se gibljejo med -27 m na jugozahodnem in -20 m na jugovzhodnem delu ter -25 m na severozahodnem in -12 m na severovzhodnem delu območja, predvidenega za gradnjo pomola III. Shema flišne podlage pod predvidenim pomolom III je prikazana na sliki 20.



Slika 20: Shema flišne podlage pod predvidenim pomolom III.

Podatki, ki jih potrebujemo za analizo stabilnosti zemljin, predstavljajo določen problem. Zemeljska podlaga je močno heterogena in pogosto nepredvidljiva. Karakteristike zemljine, ki predstavljajo podatke za nadaljnje projektiranje, se pridobiva s terenskimi preiskavami (vrtanje, penetracijske preiskave) in vzorčenjem tal na terenu ter nadaljnjimi preiskavami vzorcev v laboratoriju. Z rezultati vseh preiskav lahko določimo prostorsko mrežo podatkov (točke v prostoru z danimi karakteristikami), ki ne predstavlja realnega stanja, saj ni zvezna in je le boljši ali slabši približek (odvisno od števila preiskav). Karakteristike zemljine med posameznimi točkami zemljine predpostavimo na podlagi podatkov, analiz ter izkušenj. Lastnosti zemljine se ne spreminjajo samo v prostoru, temveč tudi v času. Heterogenost tal,

spremenljivost lastnosti zemljine in vzorčenje relativno majhnih količin tal pomeni, da so podatki pridobljeni s preiskavami manj zanesljivi, kot podatki za projektiranje ostalih gradbenih konstrukcij (npr. betonske ali jeklene konstrukcije).

Nezanesljivost podatkov lahko pripišemo tudi napakam pri vzorčenju, napakam pri laboratorijskem delu, napakam pri ocenitvi lastnosti zemljin, napakam pri statistični obdelavi podatkov. To so sistematične napake med procesom vzorčenja in obdelavo podatkov. Poleg teh lahko pride tudi do naključnih napak (Jakšič, 2006).

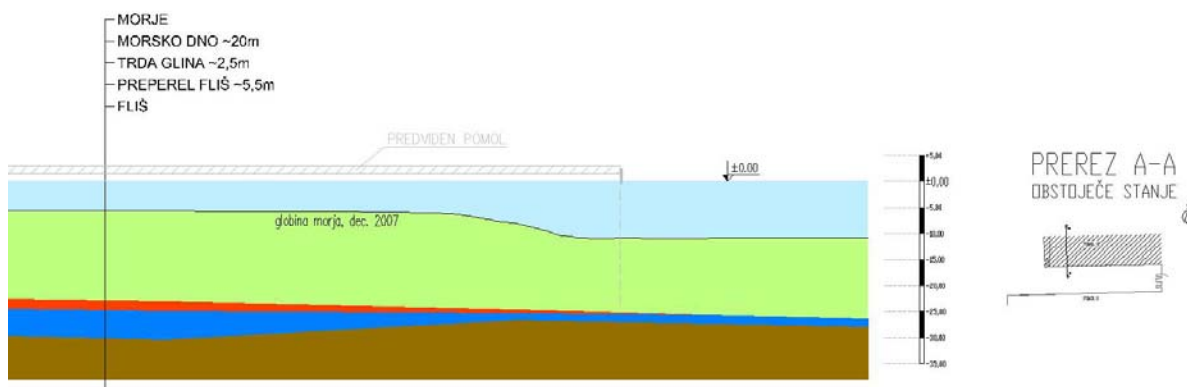
4 IZBIRA TIPA POMOLA

4.1 Obstoječe stanje

S pomočjo podatkov, pridobljenih iz rezultatov sondažnega vrtnanja na območju predvidenega pomola III, in podatkov, pridobljenih iz situacije globin (slika 19), sem skonstruiral obstoječe stanje v prerezu A – A. Obstoječe stanje je prikazano tudi na sliki 21.

Za nadaljnje projektiranje sem kot merodajen prerez izbral prerez A – A, ker sta tu morje kot tudi trdna flišna podlaga najgloblje. Tako sem glede preverjanja stabilnosti (varnosti) konstrukcije (operativne obale) ali nasipa na varni strani.

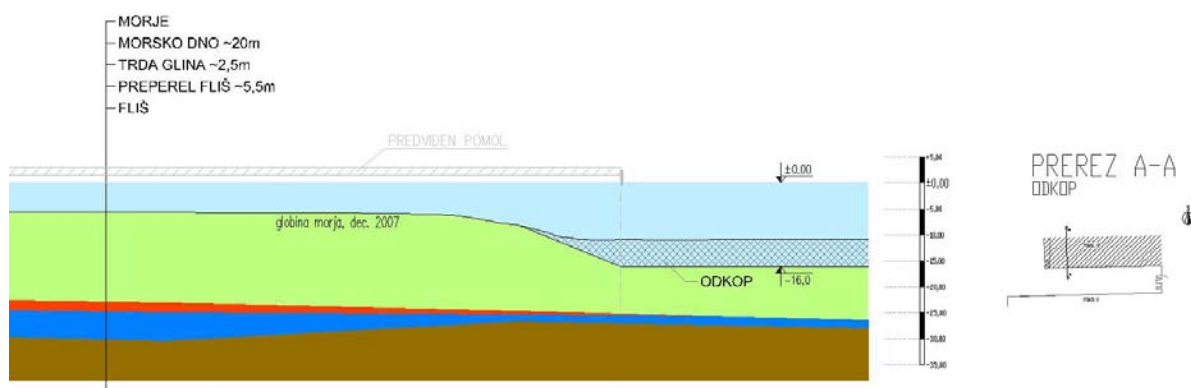
Pod predvidenim pomolom je globina morja okoli 6 m, flišna podlaga pa se nahaja na globini 30 m pod morsk gladino. Kot posledica poglobljanja bazena III s strani Luke Koper v preteklih letih je globina morja na območju, predvidenim za privez ladij, okoli 13 m in z naklonom približno 1:5 narašča proti severu do globine -6 m.



Slika 21: Obstoječe stanje.

4.2 Odkop

Za potrebe privezovanja sodobnih kontejnerskih ladij je potrebno morsko dno poglobiti do globine -16 m (IZVRS, 2010). Prikaz odkopa in ureditev spodnjega dela brežine z naklonom 1:2,5 je prikazan na sliki 22.



Slika 22: Potreben odkop.

4.3 Celoten pomol na pilotih

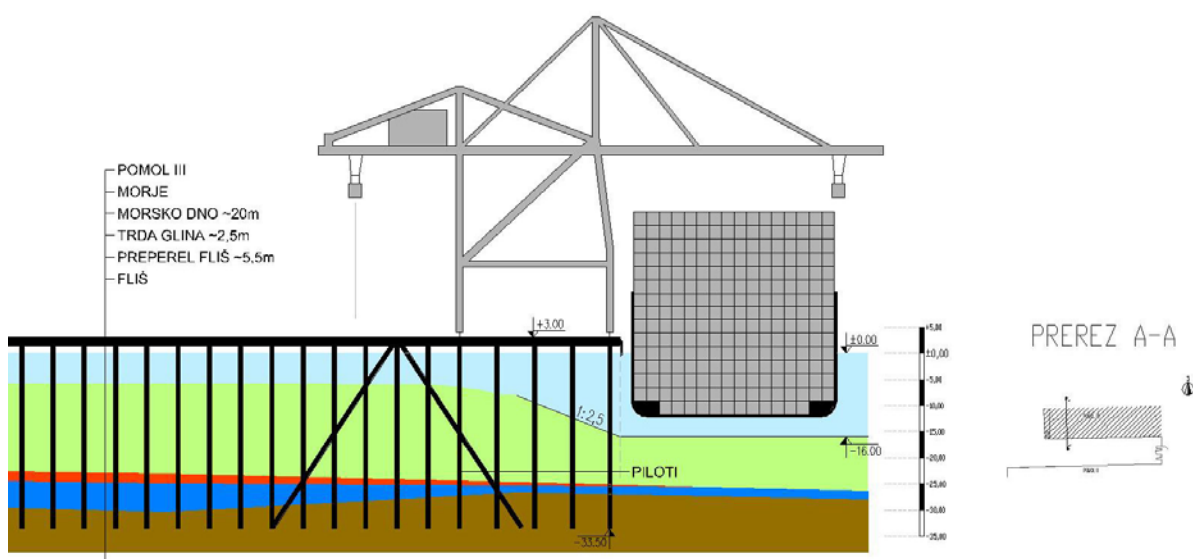
Kjer so temeljna tla slabo nosilna (neprimerna za težnostne konstrukcije) in lahko penetrabilna, lahko kot vrsto globokega temeljenja uporabimo pilote. S pomočjo danih robnih pogojev (obremenitev, zunanje dimenzije pomola, geotehnični profili – globina zabijanja, nosilnost izbranih pilotov) s statičnim računom določimo potrebno vrsto, dimenzijo in raster pilotov. Takšna konstrukcija je tako sestavljena iz vertikalnih pilotov, ki prenašajo vertikalne sile (obremenitev dvigal, skladišča - tovara, lastno težo zgornje povozne in pretovorne ploščadi, obremenitev s snegom...) ter poševno zabitih pilotov, ki prenašajo horizontalne sile, povzročene s strani ladij med privezovanjem (zaradi lastnih motorjev, morskih tokov, valov ali vetra) in na privezu (horizontalne sile na polerje). Zgornja konstrukcija (platforma) običajno leži na prefabriciranih betonskih ali jeklenih nosilcih, ki mrežno povezujejo vrhove pilotov.

Na območju privezovanja ladij je potrebno primerno utrditi tudi morsko dno. Morski tokovi in druge oblike gibanja vode kot tudi ladje s svojimi motorji lahko s časom povzročijo spremembo morfoloških značilnosti (transport sedimentov, zamuljenje, erozija), kar privede do neželenih sanacijskih del (poglabljanje plovne poti) in s tem povezanih stroškov. Morsko dno utrdimo z uporabo geosintetikov in/ali kamnite (skalne) obloge (CUR, 2005).

V primeru gradnje pomola III v Luki Koper je takšna oblika konstrukcije primerna tudi iz vidika morfoloških značilnosti širšega obalnega območja, saj s svojo odprto zgradbo ne vpliva bistveno na obstoječe smeri morskih tokov in valovanja ter z njimi povezano gibanje sedimentov in delovanje erozije. S postavitvijo ovire v obliki zaprtega pomola, ki ne dovoljuje nemotenega pretoka vode, se lahko hidravlične razmere spremenijo do te mere, da neugodno vplivajo na bližnja in daljna obalna kot tudi podvodna območja (Žagar, 2010).

Pri izbiri oblike in materialov konstrukcije moramo upoštevati, da je spodnja stran plošče težko dostopna za vzdrževanje ali popravilo. Takšne konstrukcije so tudi bolj občutljive na potres (CUR, 2005).

Opisana konstrukcija pomola je prikazana na sliki 23.



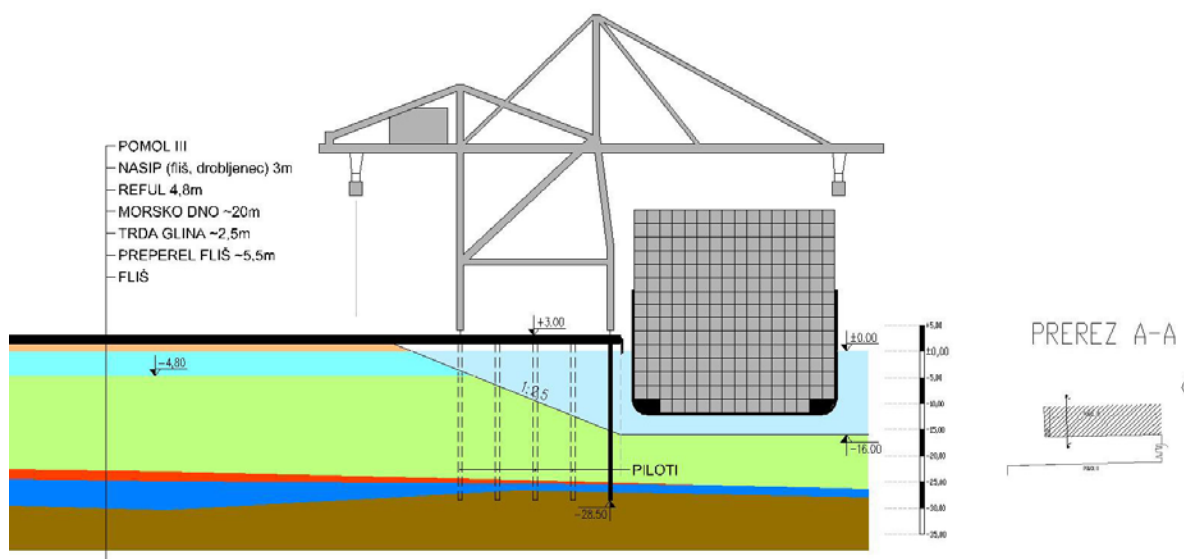
Slika 23: Celoten pomol na pilotih.

4.4 Izbran tip pomola – odprti pomol nad brežino z nasipom pod kontejnerskim skladiščem

Iz geotehničnega profila (prerez A – A) je razvidno, da bi gradnja pomola s pomočjo težnostne konstrukcije (zid iz blokov, L-zid, betonski zabojniki, celična stena...) zahtevala preobsežna pripravljalna in zemeljska dela. Ker je globina trdne flišne podlage, primerne za temeljenje tovrstnih konstrukcij, na razmeroma veliki globini (25 m pod gladino morja), bi bilo za gradnjo težnostnega zidu potrebno odstraniti ali zamenjati prevelike količine zemljine morskega dna. Tako sem se odločil preverjati stabilnost konstrukcije odprtega tipa pomola nad brežino z naklonom 1:2,5 v kombinaciji z nasipom, potrebnim za osnovo kontejnerskega skladišča.

Konstrukcija operativne obale leži na pilotih, zabitih v trdno podlago na rastru približno 6 x 6 metrov, ki delujejo kot podpora zgornji konstrukciji (betonski povozni in pretovorni površini) in Panamax dvigalom. Teren pod kontejnerskim skladiščem se utrdi z refulom in utrjevalnim nasipom iz fliša in drobljenca.

Izbrana konstrukcija je shematsko prikazana na sliki 24.



Slika 24: Odprti tip pomola nad brežino z nasipom pod kontejnerskim skladiščem.

4.4.1 Uporaba geosintetikov pri izgradnji nasipa

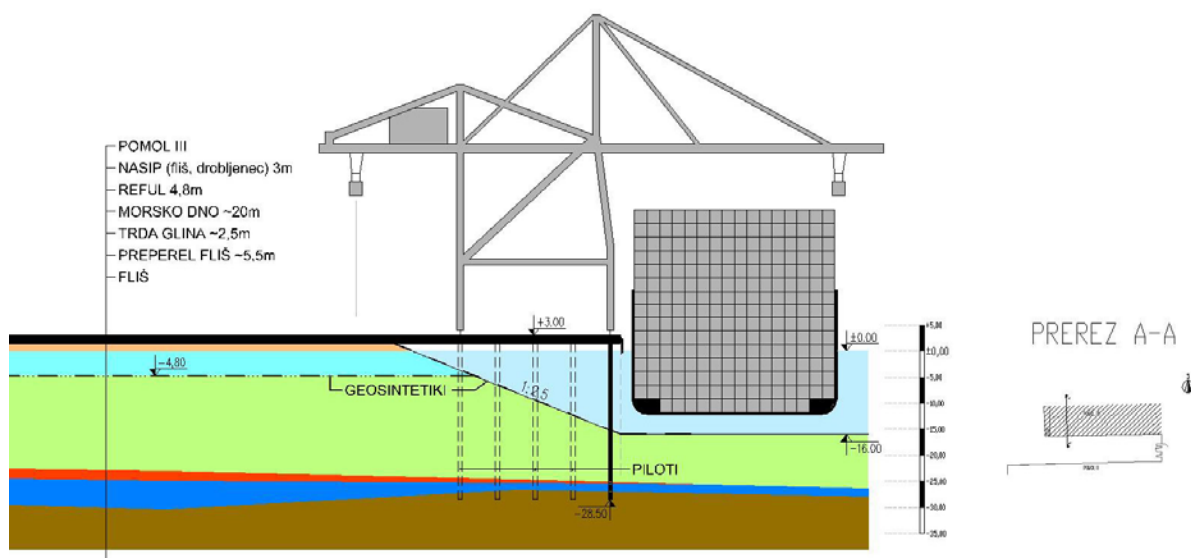
Pri gradnji na malonosilnih temeljnih tleh, ki niso najbolj primerna za gradnjo nasipa ali je dostop s težko gradbeno mehanizacijo onemogočen, si lahko pomagamo z ojačitvami temeljnih tal z geosintetičnimi materiali. Običajno so to geotekstili (polst) ali geomreže (običajno plastične).

Pri gradnji nasipa za potrebe izgradnje pomola III v Luki Koper lahko z uporabo geosintetičnih materialov dosežemo več pozitivnih učinkov:

- S svojo togostjo in trdnostjo v lastni ravnini geosintetik sodeluje pri ugodnem razporejanju napetosti iz zelo obremenjenih v manj obremenjene dele temeljnih tal in tako prispeva k enakomernejšemu profilu posevkov pod bremenom nasipa, refula in predobremenitve.
- Polste (netkane geotekstile), ki imajo zaradi majhne togosti manjše ojačevalne učinke, pa lahko uporabimo zaradi njihovih ločilnih in filtrskih sposobnosti. S tem preprečimo mešanje materialov (morskega dna v reful in nasip in obratno), kar je posledica dinamičnih učinkov in kapilarnega dviga, hkrati pa je z odvajanjem tekočin prečno na ravnino geosintetika neovirana konsolidacija.
- Ker je razvoj geosintetikov privedel do zelo raznovrstnih geosintetičnih materialov, obstajajo tudi najrazličnejši geokompoziti, ki združujejo ojačevalne, zaščitne in filtracijske lastnosti, z veliko prepustnostjo v lastni ravnini pa pripomorejo tudi k hitrejšemu dreniranju in tako pospešujejo horizontalno konsolidacijo.
- Geotekstilno oblogo lahko samostojno ali v kombinaciji s kamnito (skalno) oblogo uporabimo tudi pri utrditvi brežine. Tako preprečimo erozijo, ki jo povzroča gibanje vode kot posledica morskih tokov, valov in ladijskih glavnih in stranskih vijakov ter preprečimo deformacije brežine, ki lahko nastopi zaradi vertikalnih obtežb refula, nasipa in kontejnerskega skladišča.

Neugodna dejavnika pri uporabi geosintetikov pa sta v konkretnem primeru (gradnja pomola III v Luki Koper) velika in nepripravljena (neizravnana) površina, kar bi zahtevalo (pre)obsežna pripravljala dela ter opravljanje vseh del (priprava tal, polaganje geosintetikov) pod vodo.

Primer uporabe geosintetikov pri gradnji pomola III v Luki Koper je prikazan na sliki 25.

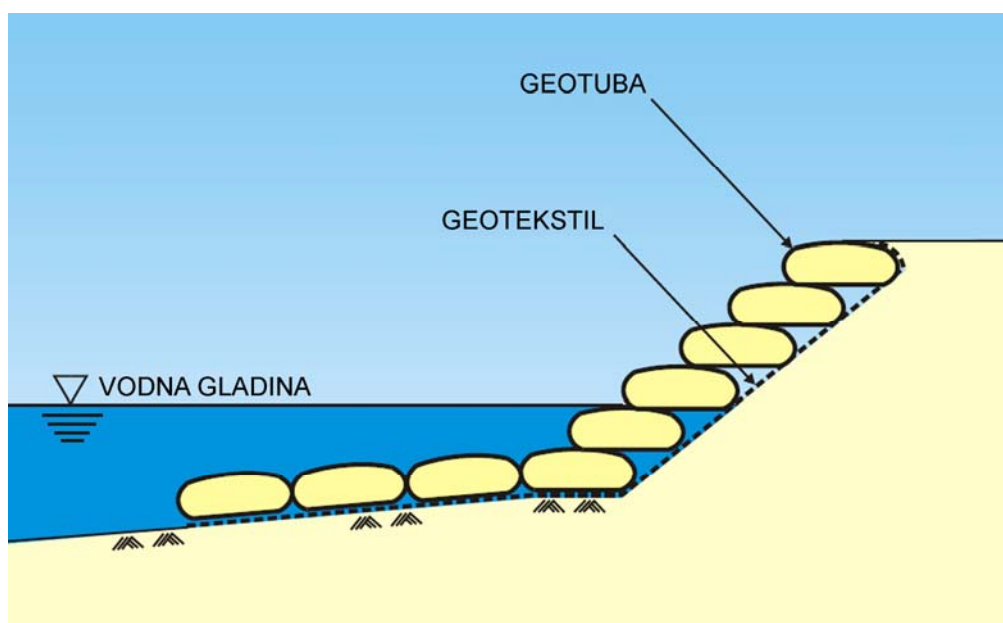


Slika 25: Uporaba geosintetikov.

4.4.2 Izvedba brežine z geotubami

Posebna vrsta geotekstilov, ki so posebej primerni za izvedbo, utrjevanje, sanacijo itd. brežin so tudi t.i. geotube (slika 26). Geotube so dolgi cevasti geotekstili, ki jih napolnimo z zemljino, peskom ali kakšnim drugim polnilom. Uporabimo jih lahko kot nadomestek kamnitih konstrukcij, ki v pomorskem in vodnem gradbeništvu veljajo za tradicionalno metodo gradnje. Ker so geotube veliki, težki in s svojim ugodnim razmerjem širina/višina zelo stabilni elementi in ker zagotavljajo tudi dokaj trdne stike med posameznimi enotami, so iz hidravličnega in geotehničnega vidika zelo primerne za uporabo. Gradnja z geotubami je smiselna predvsem na območjih, kjer je kamnit material od mesta gradnje preveč oddaljen in bi transport na gradbišče zahteval prevelike stroške. Na območjih, kjer so prisotni močni

morski tokovi, močno valovanje ali plimovanje lahko kamnita oz. skalna konstrukcija ob trkih predstavlja nevarnost za poškodbo ladijskega trupa in tovora ob trkih, z uporabo geotub pa je ta bojazen manjša, saj so od trdih kamnin veliko mehkejše. Vsaka geotuba je narejena po meri, kar pomeni, da lahko njene dimenzije prilagajamo potrebam določenega projekta. Uporabo geotub predvidimo pri projektih, pri katerih je potrebno poglobljati morsko dno, izkopanega materiala pa na gradbišču ali v bližini gradbišča ne moremo uporabiti. Z njim torej lahko napolnimo geotube.



Slika 26: Primer uporabe geotub (www.geotubes.com, 2010).

Gradnja z geotubami je dokaj preprosta, saj ne zahteva veliko težke gradbene mehanizacije in s tem logistike. Prazne geotube so lahke in ne zavzamejo veliko prostora, zato je olajšan in hitrejši tudi njihov transport na gradbišče. Montaža (vgrajevanje) geotub na suhem poteka tako, da se prazno geotubo položi na predvideno mesto in s pomočjo hidravličnih črpalk napolni s peskom (muljem). Podoben postopek se uporabi tudi pri montaži pod vodo (v morju), vendar je v tem primeru natančno pozicioniranje malo težje. Da se izognemo tem težavam, predhodno v temeljna tla zabijemo kole, ki geotubo med polnjenjem (tonjenjem) vodijo na točno predvideno mesto (slika 27) (www.geotubes.com, 2010).



Slika 27: Polnjenje geotube (www.geotubes.com, 2010).

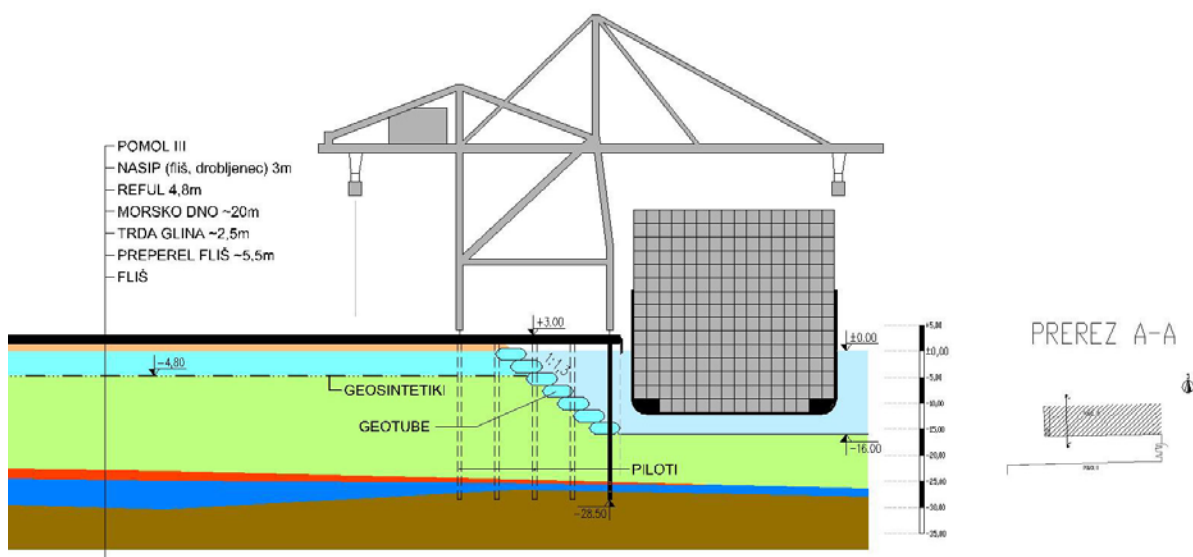
Pri gradnji pomola III v Luki Koper lahko geotube uporabimo kot način izvedbe in zaščite brežine pod odprtim pomolom. Za večjo varnost in kot zaščito lahko geotube prekrijemo z geosintetikom in/ali kamnito oblogo (slika 28).



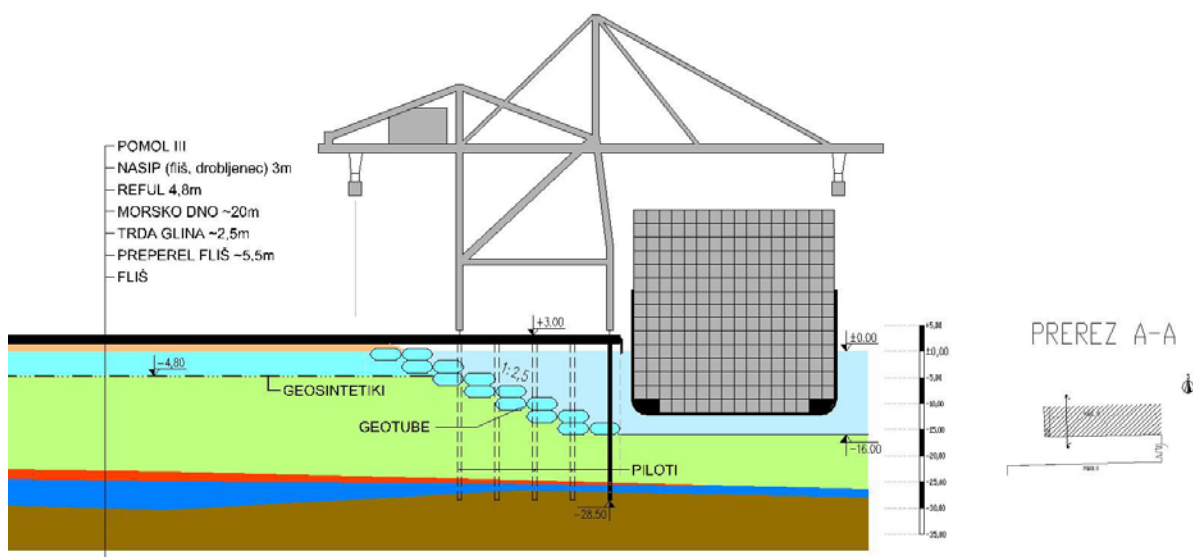
Slika 28: Oblaganje geotub s kamnito oblogo (www.geotubes.com, 2010).

Zaradi večje strižne trdnosti geotub v primerjavi z obstoječimi temeljnimi tlemi lahko z njihovo uporabo dosežemo tudi večji naklon brežine, kar zmanjša stroške vzdrževanja pomola, saj se težko dostopna površina spodnje strani platforme tako zmanjša (slika 29). Slaba stran geotub pa je ta, da se z večanjem globine, na kateri se vgrajujejo, večajo tudi stroški zaradi zahtevnejšega manevriranja na želeno mesto.

Geotube zaradi njihove vsestranske uporabe lahko uporabimo na mnogo načinov. Na slikah 29 in 30 sta shematsko prikazana dva načina uporabe geotub pri izvedbi brežine pod predvidenim pomolom III v Luki Koper.



Slika 29: Izvedba brežine z geotubami (varianta 1).



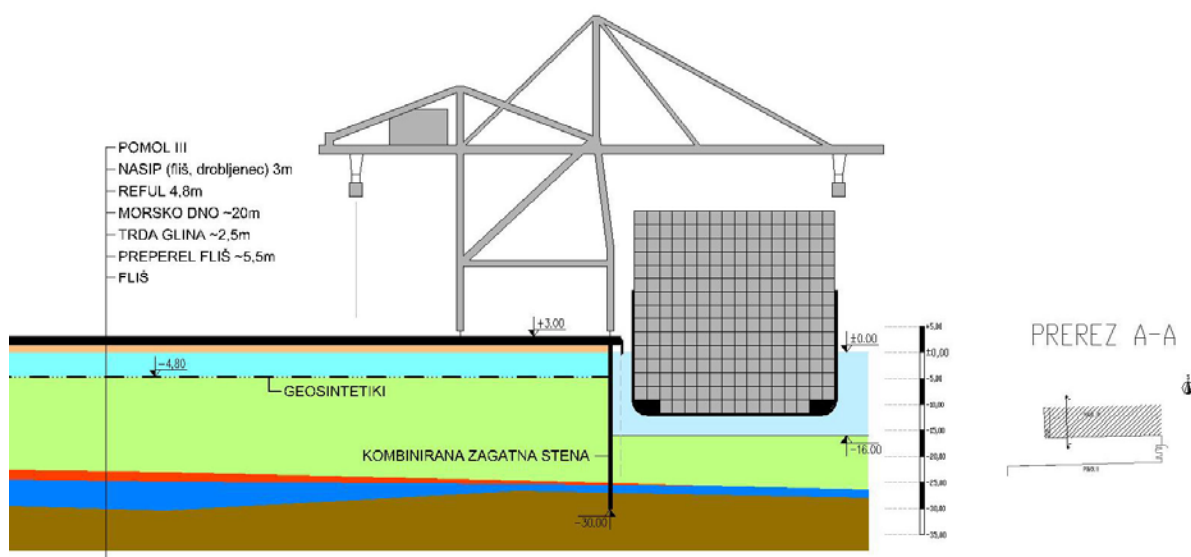
Slika 30: Izvedba brežine z geotubami (varianta 2).

V situaciji, ko uporabljamo tako pilote kot geotube (slika 29 in slika 30), je potrebno v prvi fazi zabiti pilote, v drugi fazi pa med njih preplesti geotube, s katerimi nadomestimo skalomet.

4.5 Zagatna stena

Možna varianta izgradnje pomola III je tudi gradnja z zagatno steno. Potrebno globino ugreza zagotavlja kombinirana zagatna stena, ki za sabo zadržuje morsko dno, reful in nasip. Služi tudi kot podpora prvemu tiru žerjavov. Drugi tir žerjavov lahko temeljimo s pasovnim temeljem. Prednost takšne konstrukcije je olajšano vzdrževanje, saj je zunanji vpliv vode in drugim atmosferskim vplivom izpostavljena le čelna stran stene. Pr gradnji operative obale z zagatno steno nam materiala, ki ga je potrebno izkopati pri poglobljanju morskega dna, ni potrebno odvažati, ampak ga lahko uporabimo kot reful za zagatno steno. Problemi pri gradnji zagatne stene lahko nastanejo zaradi slabih fizikalnih lastnosti plasti morskega dna, tankih slojev trde gline in preperelega fliša. Mehka glina morskega dna ne nudi dovolj velike opore, trdna flišna plast pa otežuje zabijanje zagatnic.

Operativna obala, zgrajena s pomočjo zagatnic je prikazana na sliki 31.



Slika 31: Pomol III, izveden z zagatno steno.

5 PREVERJANJE STABILNOSTI

5.1 Stabilnost zemljin

Analizo stabilnosti zemeljskih pobočij ter zemeljskih pritiskov na podporne ali razporne konstrukcije lahko natančno opravimo z uporabo teorije plastičnosti. Vendar je ta zelo zahtevna (heterogena sestava tal, zapleteni robni pogoji) in v realnih primerih izvedljiva le s kompleksnimi numeričnimi metodami. Navadno je v uporabi enostavnejša analiza z metodo potencialnih porušnic. Potencialne porušnice so ploskve izbrane oblike in lege, za katere predpostavimo, da je v njih napetostno stanje v vseh točkah tako, da imajo ustrezni napetostni Mohrovi krogi skupno ovojnico.

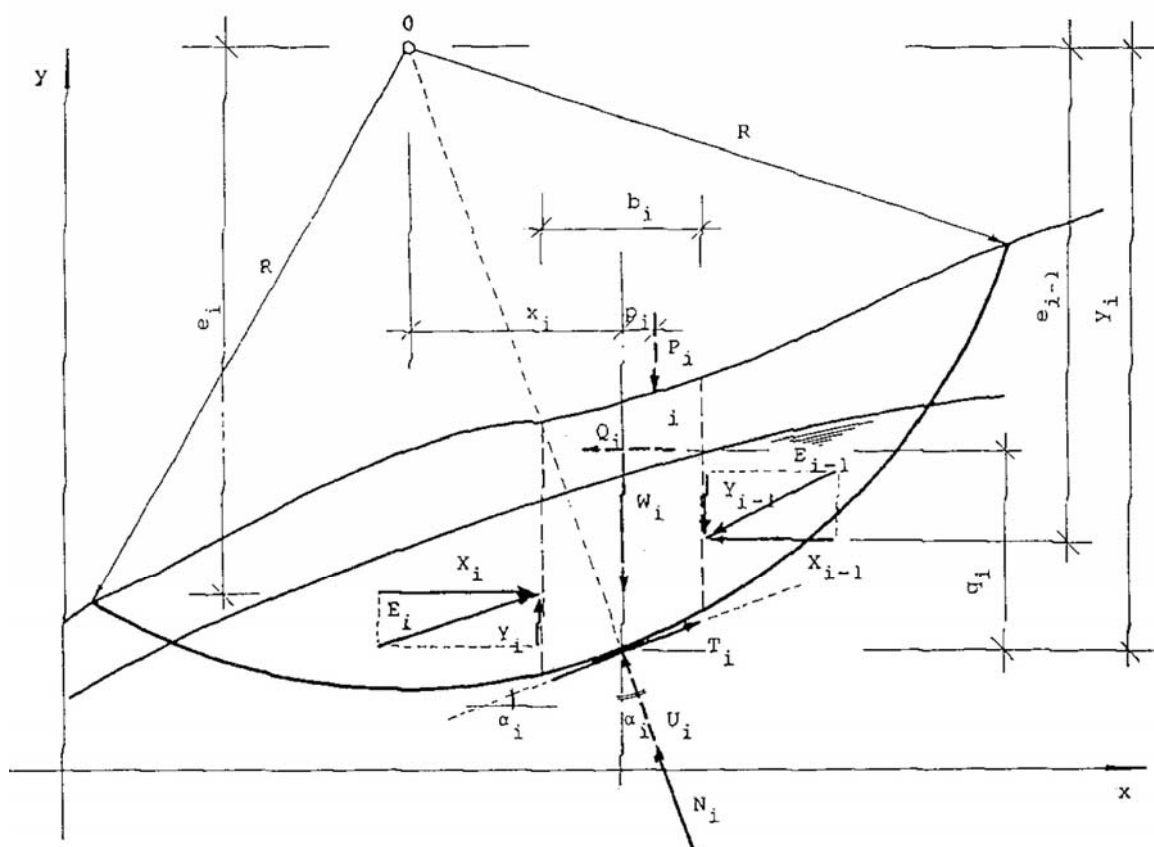
Metodo analize stabilnosti s potencialnimi porušnicami sta uvedla Petterson (1916) in Fellenius (1922). Razvila sta se dva postopka uporabe te metode. Po prvem se raziskuje ravnotežje zemljinskega telesa med njegovimi zunanji konturami in izbrano porušnico. Drugi postopek razdeli to zemljinsko telo na lamele z medsebojnimi navpičnimi mejami. Ravnotežje vsake lamele se raziskuje posebej ob predpostavki, da morajo biti notranje sile na mejnih ploskvah med sosednjimi lamelami enake.

Na osnovi drugega postopka so se razvile številne numerične analize. Predpostavimo neko potencialno porušnico. Ploskev med to porušnico in pobočnico razdelimo z navpičnimi rezi na n lamel, ki jih upoštevamo kot toga telesa. Vsako togo telo obravnavamo kot i -ti element (slika 32), za katerega nastavimo tri ravnovesne pogoje. Upoštevamo znane sile: težnostno silo W_i , totalni zemeljski pritisk (upoštevajoč pritisk porne vode na rez $i - 1$), ki sestoji iz vodoravne komponente X_{i1} , in navpične komponente Y_{i1} in vzgonsko silo U_i v dnu lamele s predpostavko, da je njeno prijemališče v sredini baze lamele. V posamezni lameli lahko deluje tudi dodatna obtežba, ki jo razstavimo v navpično silo P_i in horizontalno silo Q_i .

Dodatno enačbo predstavlja strižni zakon vzdolž drsine:

$$T_i = \frac{c_i \cdot b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \cdot \tan \varphi_i \quad (5.1)$$

Neznani sili sta efektivna reakcijska sila v bazi lamele (sestavljena iz tangencialne komponente T_i in normalne komponente N_i) ter totalna reakcija E_i na rez i (z vodoravno komponento X_i in navpično komponento Y_i). Ker določajo vsako neznano silo trije podatki, je število neznank šest in je ob upoštevanju štirih enačb sistem dvakrat statično nedoločen. Statično nedoločen sistem spremenimo v statično določen sistem tako, da dve neznani količini predpostavimo. Za numerično uporabo lamelne metode moramo izraziti ravnotežne pogoje za sistem sil, prikazan za posamezno lamelo (slika 32), upoštevajoč sovisnost normalnih in tangencialnih komponent reakcijskih sil v dnu lamele (po Mohr-Coulombovem kriteriju porušitve ob upoštevanju količnika varnosti) in predpostavke, s katerimi odpravimo statično nedoločenost problema. Za poljubne oblike potencialnih porušnic so prikazali prve nastavke za numerične rešitve Janbu, Morgenstern in Price in Nonveiller, za krožno obliko potencialne porušnice pa Bishop in Spencer.



Slika 32: Sile, ki delujejo na posamezno lamelo po Bishopu (Majes, Logar, 2010).

5.1.1 Računske osnove – Bishop

Z uporabo oznak po sliki 32 imajo ravnotežni pogoji za vsako lamelo naslednje oblike:

- momentni ravnotežni pogoj glede na središče drsine:

$$P_i(p_i + x_i) + Q_i(y_i - q_i) + W_i x_i + X_{i-1} e_{i-1} + Y_{i-1} \left(x_i + \frac{b_i}{2} \right) - X_i e_i - Y_i \left(x_i - \frac{b_i}{2} \right) - T_i R = 0 \quad (5.2)$$

- ravnotežni pogoj za navpično smer:

$$P_i + W_i - U_i \cos \alpha_i + Y_{i-1} - N_i \cos \alpha_i - T_i \sin \alpha_i - Y_i = 0 \quad (5.3)$$

- ravnotežni pogoj v smeri tangente na krožnico v sredini baze lamele:

$$P_i \sin \alpha_i + Q_i \cos \alpha_i + W_i \sin \alpha_i + (X_{i-1} - X_i) \cos \alpha_i + (Y_{i-1} - Y_i) \sin \alpha_i - T_i = 0 \quad (5.4)$$

Če označimo s τ_i strižno napetost v dnu lamele i , kjer pomeni:

$$\tau_i = \frac{\tau_\varphi}{F} \quad (5.5)$$

in

$$\tau_\varphi = c_i' + \sigma_i' \tan \varphi_i' \quad (5.6)$$

dobimo s seštetjem ravnotežnih pogojev za posamezne lamele in s primernimi transformacijami ob upoštevanju Bishopove aproksimacije, da je razlika tangencialnih komponent $Y_{i1} - Y_i$ v vseh lamelah nična, poenostavljeno Bishopovo enačbo:

$$\sum_{i=1}^n (W_i \sin \alpha_i) = \sum_{i=1}^n \frac{c_i' b_i + \tan \varphi_i' (W_i - u_i b_i)}{F \cos \alpha_i + \tan \varphi_i' \sin \alpha_i} \quad (5.7)$$

Enačba 5.7 velja za primer, da so v vseh lamelah sile P_i in Q_i nične.

Z uvedbo substitucij po enačbah:

$$A_i = W_i \sin \alpha_i - M_i^* \quad (5.8)$$

$$M_i^* = \frac{1}{R} \sum [P_i(p_i + x_i) + Q_i(y_i - q_i)], \quad (5.9)$$

$$B_i = (P_i + W_i - u_i b_i) \tan \varphi_i' + c_i' b_i, \quad (5.10)$$

$$C_i = \cos \alpha_i, \quad (5.11)$$

$$D_i = \tan \varphi_i' \sin \alpha_i, \quad (5.12)$$

dobimo splošnejši zapis enačbe 5.7, ki upošteva tudi koncentrirane sile P_i in Q_i (Jakšič, 2006):

$$y = \sum_{i=1}^n A_i - \sum_{i=1}^n \left[\frac{B_i}{FC_i + D_i} \right] = 0 \quad (5.13)$$

5.1.2 Faktor varnosti

Do porušitve temeljnih tal zaradi obtežbe pride, če je v tleh izčrpana strižna odpornost znotraj nekega zaključenega področja temeljnih tal (vzdolž zaključenega pasu ali vzdolž sklenjene ploskve v tleh).

Nevarnost porušitve temeljnih tal torej lahko ugotovimo tako, da analiziramo nevarnost zdrsa temeljnih tal po potencialni drsni ploskvi (drsini). V takšnih primerih obravnavamo temeljna tla kot tog idealno elasto – plastičen medij. Za togo telo, ki je omejeno s površjem temeljnih tal (vključno z obremenitvijo) in potencialno drsno ploskvijo, ugotovimo iz ravnovesnih enačb tisto strižno odpornost, ki zagotavlja ravnovesje teži temeljnih tal, silam hidravličnega polja v temeljnih tleh in obremenitvi temeljnih tal. Drugače povedano: iščemo ravnovesje

med reaktivnimi silami vzdolž drsne ploskve in aktivnimi silami, ki delujejo na togo zemljinsko telo omejeno s potencialno drsno ploskvijo.

Ravnovesje med aktivnimi in reaktivnimi silami bo izkazano pri določeni računsko potrebni (mobilizirani) strižni odpornosti temeljnih tal. Ta pa je lahko enaka dejanski strižni odpornosti tal (mejno ravnovesje), lahko je večja od dejanske strižne odpornosti tal (nastopi zdrs oziroma porušitev tal), lahko pa je manjša od dejanske strižne odpornosti temeljnih tal (varno proti zdrsu oziroma porušitvi temeljnih tal). Razmerje med dejansko in mobilizirano strižno odpornostjo definiramo kot količnik varnosti napram zdrsu temeljnih tal:

$$F = \frac{\tau}{\tau_m} \quad (5.14)$$

Količnik varnosti F lahko v omenjenih treh primerih doseže tri značilne vrednosti:

$F = 1$... mejno (labilno) stanje

$F < 1$... zdrs (porušitev) temeljnih tal

$F > 1$... ni nevarnosti zdrsa (porušitve) temeljnih tal

Če iščemo mejno nosilnost temeljnih tal ($F = 1$) ali projektno nosilnost temeljnih tal ($F > 1$) iz kriterija nevarnosti zdrsa temeljnih tal po potencialnih drsni ploskvah, je treba analizirati več fizikalno možnih drsni ploskev (metoda ekstrema). Merodajna je najmanj ugodna drsna ploskev (Logar, 2010).

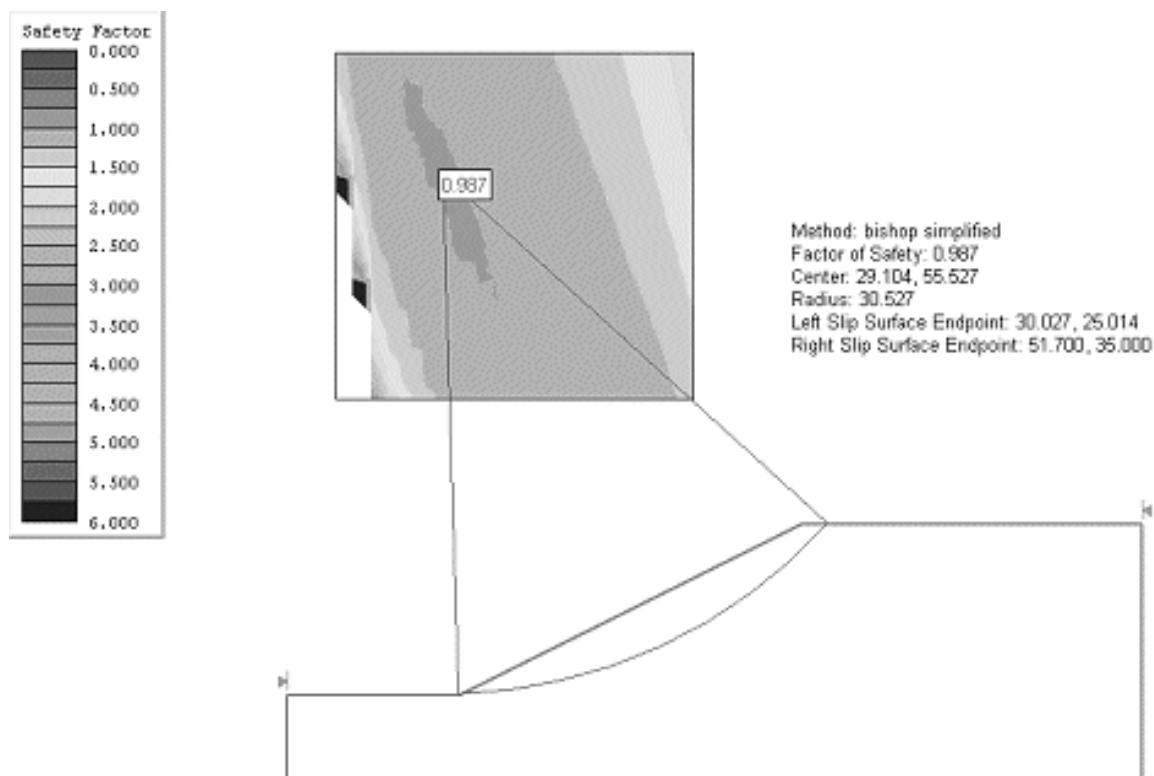
Faktor varnosti je izračunan iz podanih vrednosti karakteristik zemljin. Da je inženir na varni strani, se običajno poslužuje podatkov, ki niso srednja vrednost karakteristik zemljine dobljene z vzorčenjem na terenu in z laboratorijskimi preiskavami, temveč kritične vrednosti karakteristik zemljine, ki jih določi na podlagi občutka, izkušenj, ali statističnega pristopa (Jakšič, 2006).

5.2 Program Rocscience SLIDE 5.0

Za reševanje računskih primerov sem uporabljal program Rocscience Slide 5.0.

Slide je 2D program za stabilnostno analizo zemljinskih ali skalnih pobočij, s katerim določimo faktor varnosti (deterministična analiza) ali verjetnost porušitve (verjetnostna analiza) po ravni ali krožni potencialni drsni ploskvi.

S programom Slide lahko enostavno grafično opišemo model zemeljskega pobočja, ter mu določimo karakteristike: tal (prostorninska teža, kohezija, strižni kot), talne vode in obtežbe. Pri računskih primerih, ki sem jih obravnaval, sem uporabljal deterministično metodo Bishop simplified.



Slika 33: Primer rezultatov, dobljenih z uporabo deterministične metode Bishop.

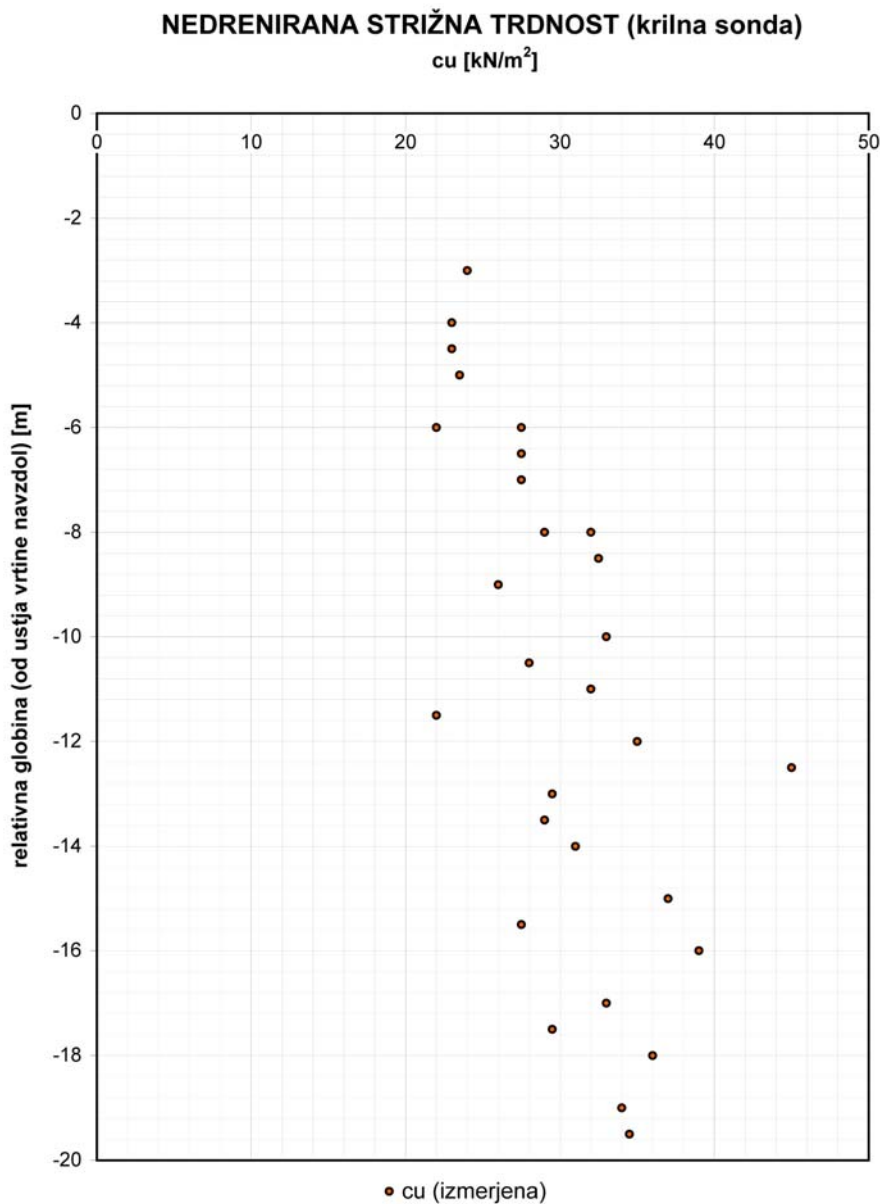
5.3 Priprava podatkov za računalniški model

5.3.1 Krilna sonda (podatki za morsko dno – nedrenirana strižna trdnost)

Namen preiskave s krilno sondo je določanje nedrenirane strižne trdnosti (c_u) na terenu. Meritev lahko izvajamo v dnu vrtine ali povsem ločeno od vrtine (Logar, 2010). V primeru terenskih raziskav na območju predvidenega pomola III v Luki Koper so bile te raziskave opravljene v vrtinah in sicer približno na vsaka 2 metra globine.

Plast morskega dna (zelo stisljivi melj, mastna do poltrdna glina) se nahaja v nedreniranem stanju, zato sem s pomočjo podatkov, pridobljenih pri terenskih preiskavah s krilno sondo, skonstruiral premico $c_u(z)$ (spreminjanje nedrenirane strižne trdnosti z globino). Uporabil sem podatke, pridobljene z raziskavami leta 2001. Izmerjene vrednosti pri raziskavah iz leta 1990 so neuporabne, kar je navedeno tudi v Povzetku geomehanskih značilnosti tal na področju pomola III in bazena III v Luki Koper (Ankaran), ki ga je dne 18. 11. 1991 izdala Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani, Inštitut za matematiko, fiziko in mehaniko, Laboratorij za mehaniko tal. Preiskave nedrenirane strižne trdnosti na vzorcih, pridobljenih leta 2005 so bile izvedene v laboratoriju in ne ponujajo dovolj zanesljivih vrednosti za nadaljnje projektiranje.

Na diagram $c_u(z)$ sem nanese vrednosti izmerjene nedrenirane strižne trdnosti, kot je razvidno iz slike 34.

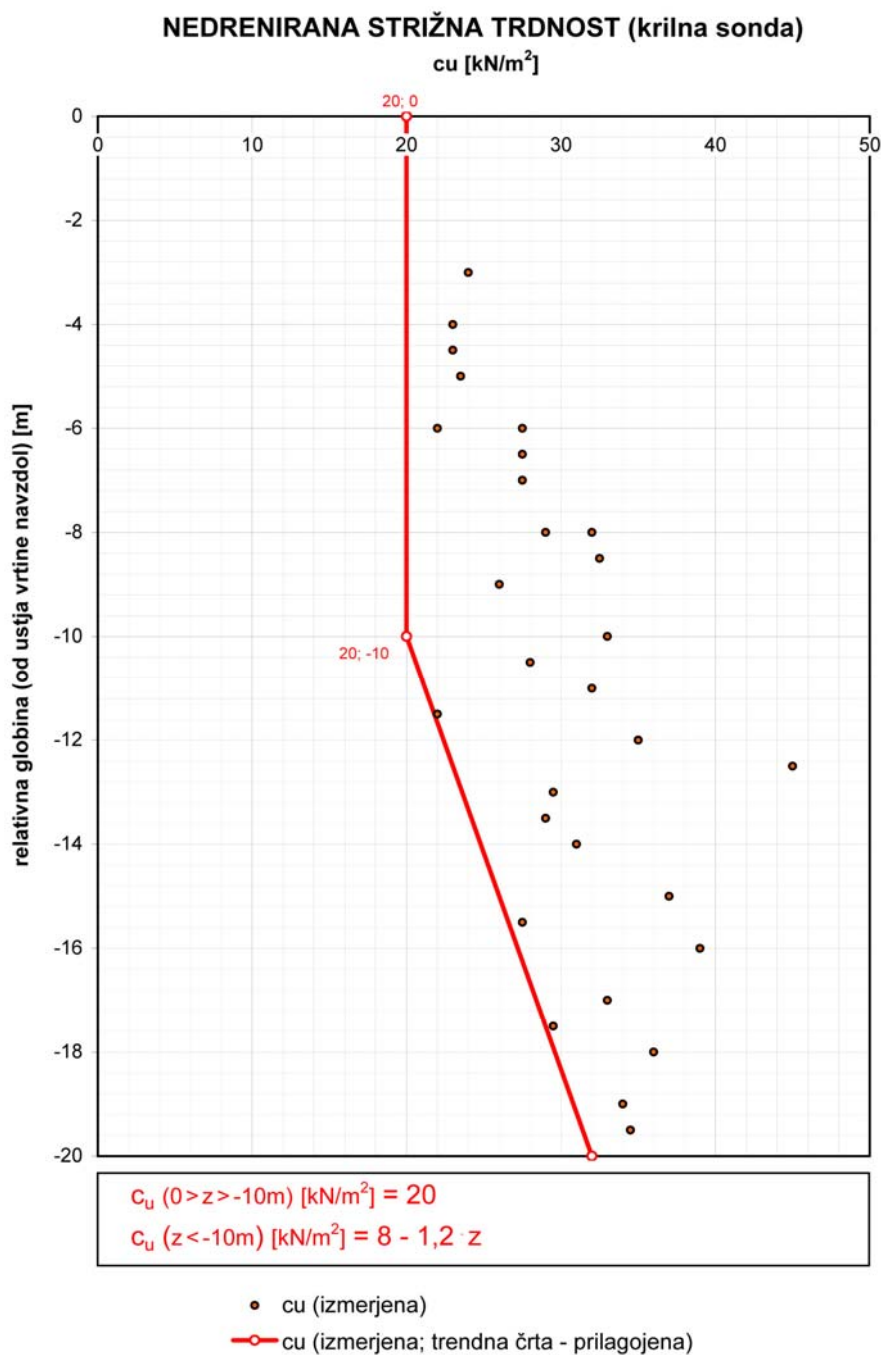


Slika 34: Izmerjene vrednosti nedrenirane strižne trdnosti c_u .

Premico $c_u(z)$ sem skonstruiral tako, da sem plast morskega dna razdelil na dva dela. Zgornjemu delu debeline 10 m sem pripisal vrednost nedrenirane strižne trdnosti 20 kN/m², spodnji del spremenljive globine pa sem opisal s premico z enačbo:

$$c_u(z < -10 \text{ m}) [\text{kN/m}^2] = 8 - 1,2 \cdot z \quad (5.15)$$

Iz enačbe 5.15 je razvidno, da sem prirastek vrednosti nedrenirane strižne trdnosti z globino opisal s faktorjem 1,2, kar pomeni, da se vrednost nedrenirane strižne trdnosti poveča za 1,2 $\text{kN/m}^2/\text{m}$ (na 1 meter globine). Premica $c_u(z)$ je prikazana na sliki 35.



Slika 35: Premica $c_u(z)$.

5.3.2 Podatki za preperel fliš in trdno flišno podlago

Za vzpostavitev modela sem za plast preperelega fliša in plast trdne flišne podlage potreboval naslednje fizikalne lastnosti: prostorninsko težo γ , strižni kot φ in kohezijo c . Potrebne podatke sem našel v Geotehničnem poročilu o izvršenih terenskih in laboratorijskih raziskavah (poglavje zaključek s parametri za projektiranje), ki ga je po naročilu Luke Koper d.d. 21. marca 2001 izdelalo podjetje i-n-i d.o.o., Podjetje za geotehnični in gradbeni inženiring.

Za plast preperelega fliša sem uporabil naslednje podatke:

- $\gamma = 19,2 \text{ kN/m}^3$,
- $\varphi = 27,8^\circ$ in
- $c = 15,7 \text{ kPa}$

Za plast trdne flišne podlage pa naslednje podatke:

- $\gamma = 21,5 \text{ kN/m}^3$,
- $\varphi = 73^\circ$ in
- $c = 29 \text{ kPa}$

5.4 Vzpostavitev modela in rezultati (varnost)

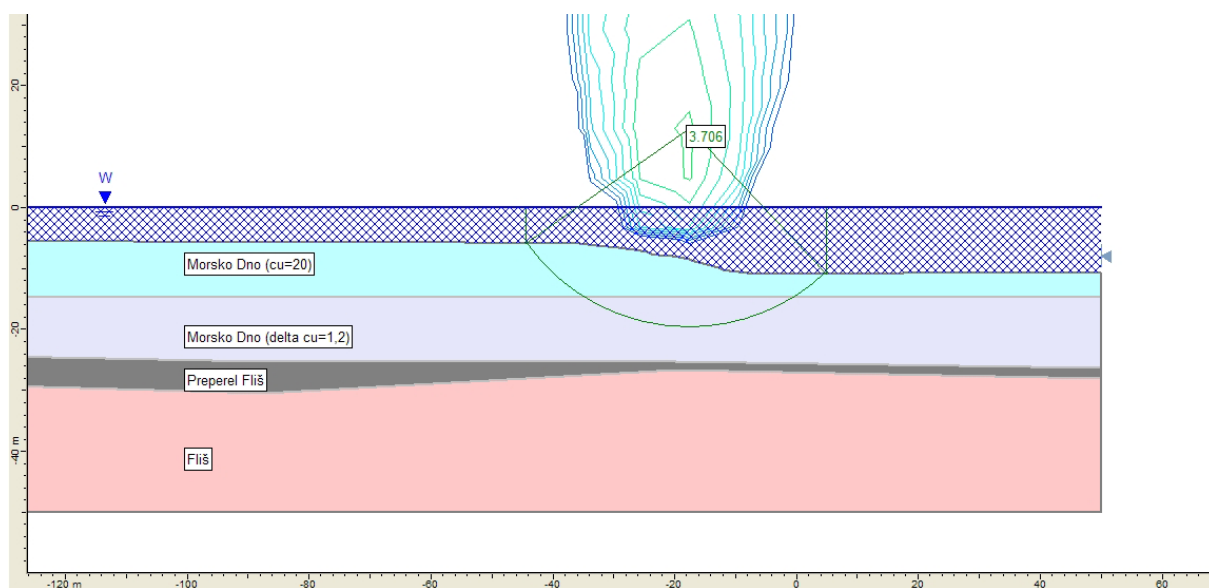
5.4.1 Analiza obstoječega stanja

V model programa Slide sem s pomočjo geotehničnega profila (prereza A – A) vrisal obstoječe stanje. Temeljna tla sem razdelil na tri plasti: plast mastne gline in stisljivega melja, plast preperelega fliša ter plast trdne flišne podlage.

Nedrenirano plast mehke gline in stisljivega melja sem razdelil na dva dela: zgornji del s konstantno nedrenirano strižno trdnostjo in spodnji del s naraščujočo nedrenirano strižno trdnostjo ($\Delta c_u = 1,2 \text{ kN/m}^2/\text{m}$) (poglavje 5.3.1). Za podatek o prostorninski teži sem upošteval

vrednost $\gamma_{\text{tem. tal}} = 18 \text{ kN/m}^3$. Ostali dve plasti sem opisal s karakteristikami, navedenimi v poglavju 5.3.2.

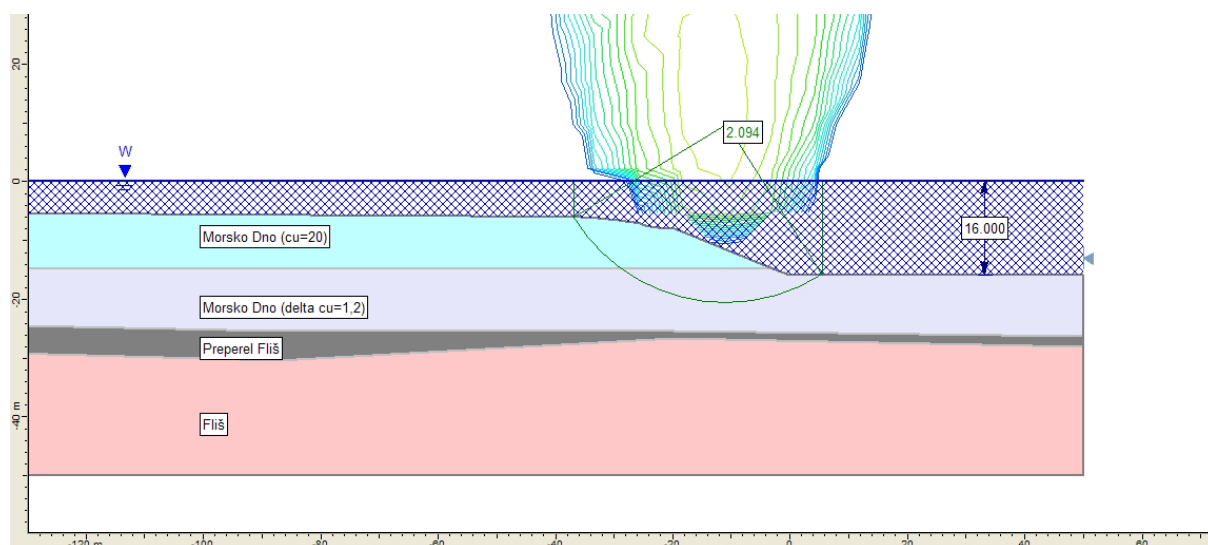
Po izračuni je program Slide podal rezultat v obliki najmanjšega količnika varnosti – razmerja med dejansko in mobilizirano strižno odpornostjo – napram zdrs temeljnih tal. Iz vrednosti faktorja varnosti $F = 3,706$ ugotovim, da je obstoječe stanje varno pred porušitvijo. Ta rezultat (slika 36) mi bo v nadaljevanju služil tudi kot kontrolna vrednost.



Slika 36: Rezultati analize obstoječega stanja ($F = 3,706$).

5.4.2 Sprememba stabilnosti zaradi potrebnega odkopa

Z odkopom materiala na mestu predvidenega privezovanja in plovbe sodobnih kontejnerskih ladij do globine -16 m zvišamo višinsko razliko pobočja, povečamo pa tudi naklon, ki ga po odkopu uredimo s projektiranim naklonom 1:2,5. Iz rezultatov izračuna je razvidno, da to vpliva na varnost napram zdrs temeljnih tal, vendar ne v tolikšni meri, da pobočje več ne bi bilo stabilno. Faktor varnosti se iz vrednosti $F = 3,706$ zmanjša na vrednost $F = 2,094$, kar je še vedno precej več od vrednosti $F = 1$, ki pomeni mejno stanje. Rezultat analize odkopa je prikazan na sliki 37.

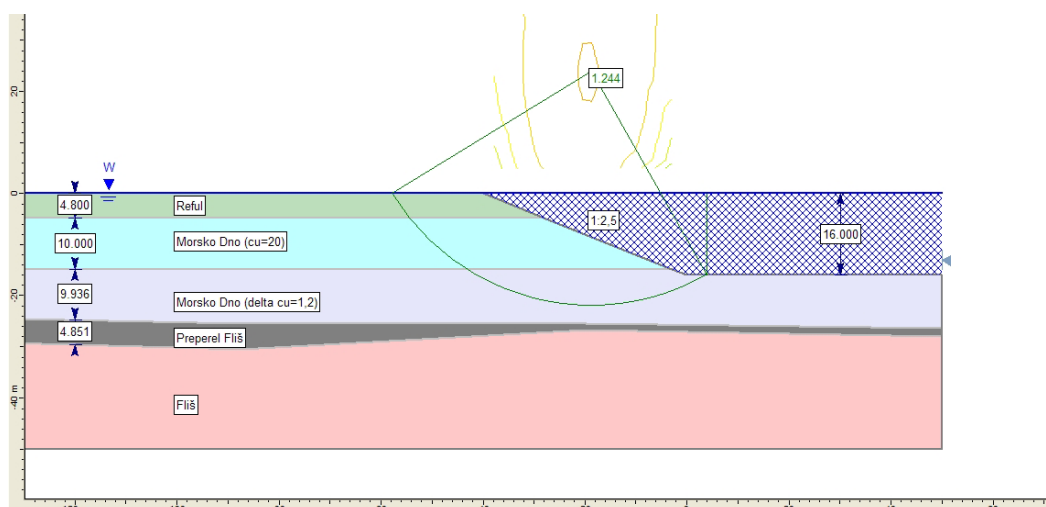


Slika 37: Rezultati analize odkopa ($F = 2,094$).

5.4.3 Sprememba stabilnosti zaradi vgrajevanja refula

Za reful sem izbral material z naslednjimi karakteristikami: prostorninska teža $\gamma_{\text{refula}} = 18 \text{ kN/m}^3$, strižni kot $\varphi_{\text{refula}} = 20^\circ$ in kohezija $c_{\text{refula}} = 0 \text{ kPa}$.

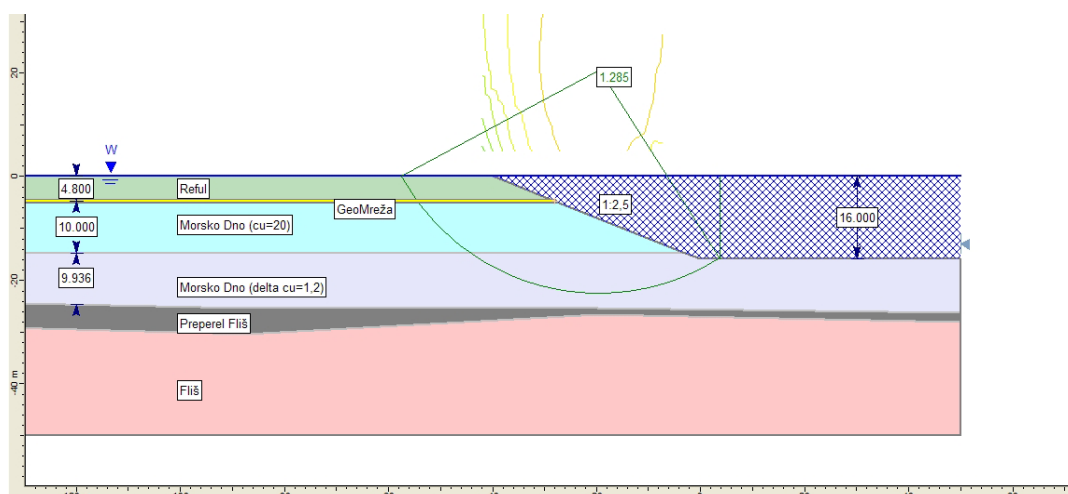
Reful ob nespremenjenih karakteristikah temeljnih tal deluje kot hipna dodatna obtežba temeljnih tal. Izračun s programom Slide tako poda vrednost varnostnega faktorja proti poružitvi brežine takoj po dodani obteži (nedrenirano stanje), ko je varnost proti poružitvi najmanjša. Iz rezultatov izračuna (slika 38) je razvidno, da je pobočje po vgraditvi refula še vedno varno proti poružitvi ($F = 1,224$).



Slika 38: Rezultati analize po vgraditvi refula ($F = 1,224$).

V model programa sem na stik med temeljnimi tlemi in refulom dodal geomrežo, ki sem ji v programu pripisal natezno napetost 80 kN/m in 100 % prekrivanje temeljnih tal. Kot je razvidno iz rezultatov izračuna (slika 39), se stabilnost pobočja ne spremeni dosti – varnostni faktor se iz $F = 1,224$ zviša na $F = 1,285$ – toda pozitivni učinki geotekstila izvirajo iz njegovih lastnosti, opisanih v poglavju 4.4.1.

Rezultat analize po vgraditvi ferula in z uporabo geomreže je prikazan na sliki 39.



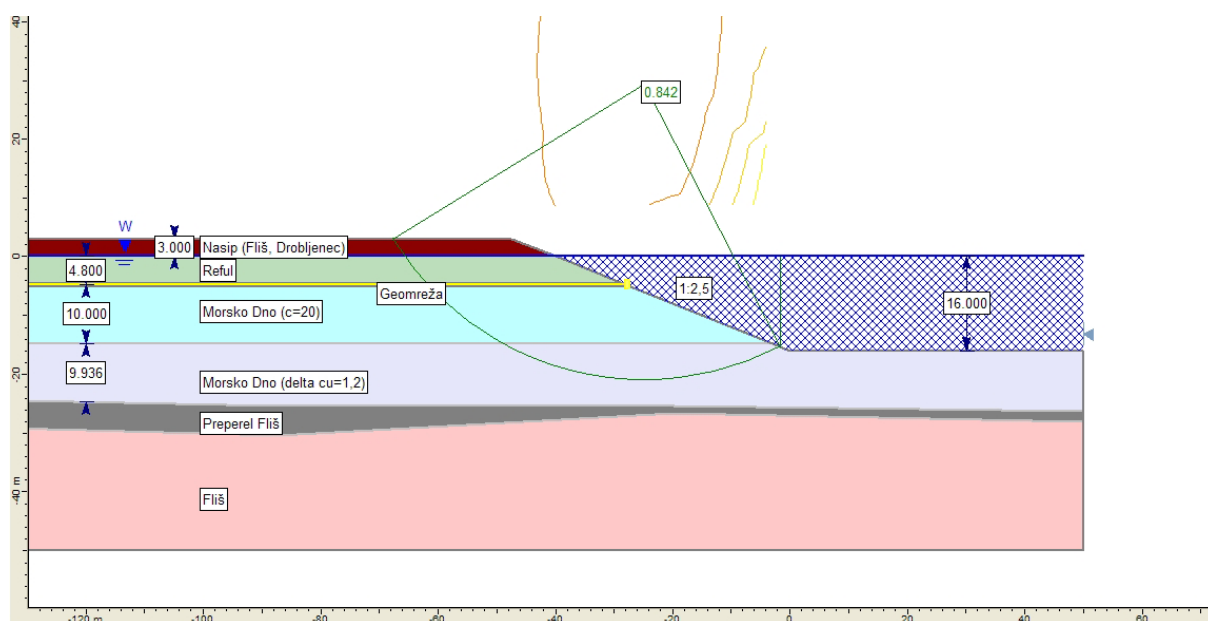
Slika 39: Rezultati analize po vgraditvi refula z uporabo geosintetikov ($F = 1,285$).

5.4.4 Vpliv nasipa na stabilnost pobočja

Za potrebe izgradnje predvidenega kontejnerskega skladišča kot dela pomola III, sem predvidel utrjevalni nasip višine treh metrov. Nasip vsebuje lomljene in drobljene frakcije, opisal pa sem ga z lastnostmi: $\gamma_{\text{nasipa}} = 22 \text{ kN/m}^3$, $\varphi_{\text{nasipa}} = 32^\circ$ in $c_{\text{nasipa}} = 0 \text{ kPa}$.

Obremenitev temeljnih tal z izgradnjo nasipa postane prevelika in pobočje takoj po izgradnji (nedrenirano stanje) postane labilno. Z izračunom dobljeni varnosti faktor $F = 0,842$ pomeni, da temeljna tla ne zagotavljajo dovolj velike varnosti proti poružitvi.

Grafični prikaz modela z upoštevanim nasipom, potencialno drsino in vrednost varnostnega faktorja prikazuje slika 40.

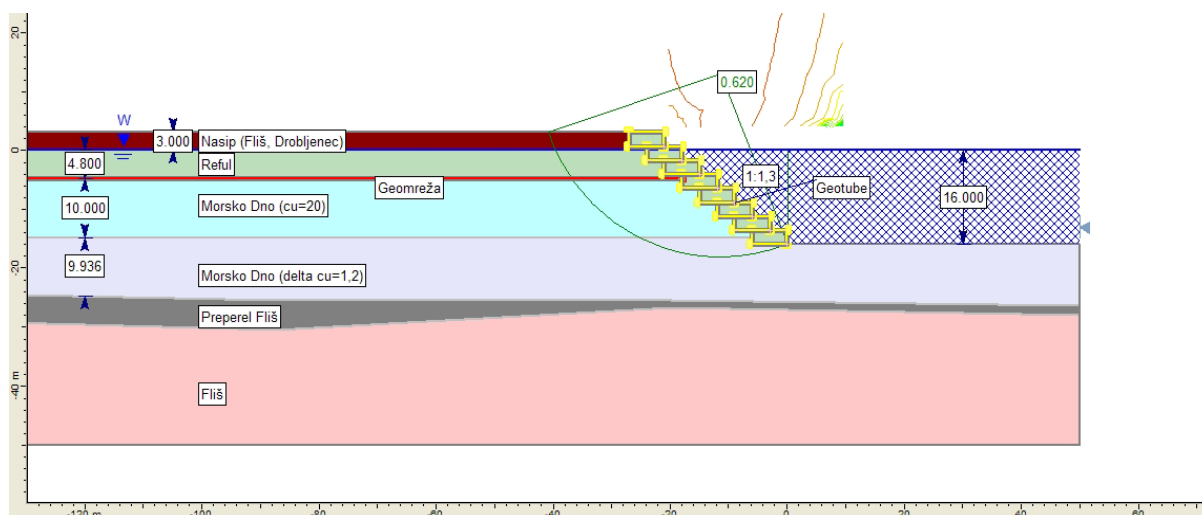


Slika 40: Rezultati analize po vgraditvi nasipa ($F = 0,842$).

5.4.5 Utrditev brežine z geotubami

V model sem vključil tudi utrditve brežine z geotubami. Opisal sem jih z istimi karakteristikami kot geomrežo (natezna napetost 80 kN/m in 100% prekrivanje). Modeliral

sem jih v obliki kvadrata dimenzij $\text{š} \times \text{v} = 6 \times 3,4 \text{ m}$. Eno na drugo sem zložil tako, da zgornja prekriva polovico površine spodnje. Tako zložene geotube tvorijo brežino z naklonom približno 1:1,3 (slika 41). Kot polnilo sem uporabil material istih karakteristik, kot jih ima reful.

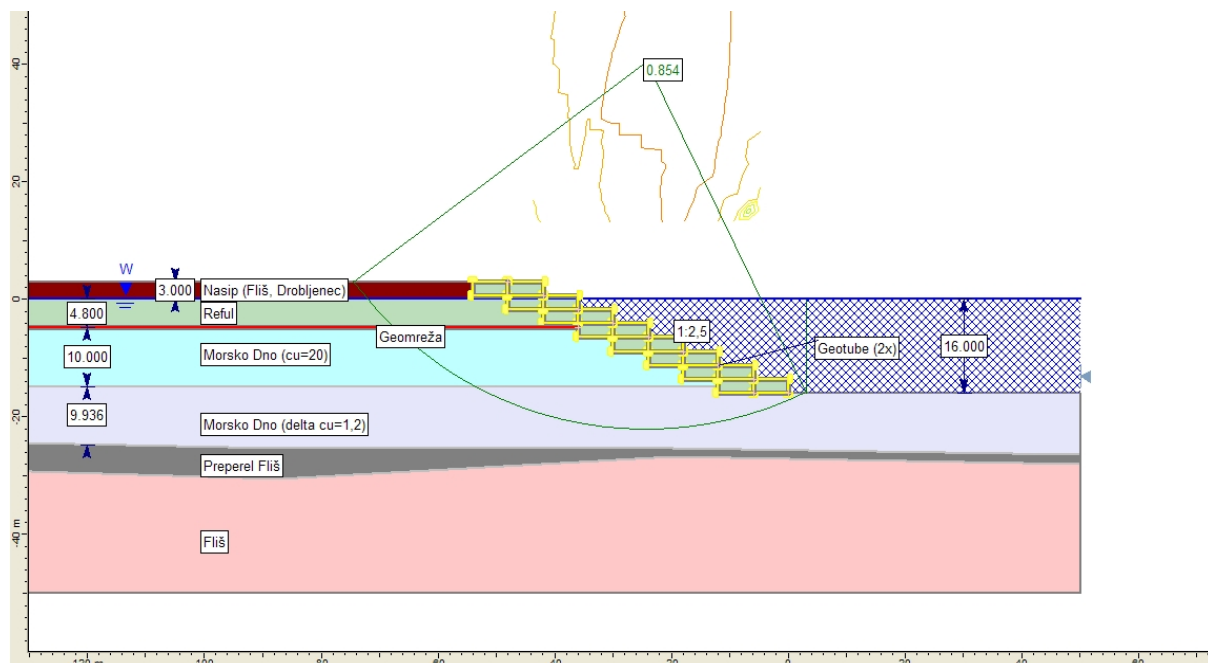


Slika 41: Rezultati analize brežine, utrjene z geotubami (varianta 1) ($F = 0,620$).

Izračun s programom Slide pokaže, da z uporabo geotub v nedreniranih pogojih ne dosežemo dovolj velike varnosti pred poružitvijo. Vzrok je še vedno v nedreniranem stanju, v večjem naklonu – vrednost varnostnega faktorja se iz $F = 0,842$ (analiza brez geotub) celo zmanjša na $F = 0,620$ – in v programu Slide, kjer se vseh karakteristik in vplivov na zadrževalne učinke geotub ne da opisati.

Analizo z geotubami sem ponovil s podvojenim številom geotub, zloženih tako, da je površina prekrivanja geotub večja. Tako zložene geotube tvorijo tudi ugodnejši naklon brežine (1:2,5). Vsi ti ukrepi naj bi povečali stabilnost konstrukcije. Če primerjamo rezultate, dobljene pri tej analizi (slika 42) z rezultati analize stabilnosti brez uporabe geotub, je razvidno, da uporaba geotub v primeru hipne izgradnje celotne konstrukcije (nedrenirano stanje) praktično ne vpliva na varnost proti poružitvi. Vrednost varnostnega faktorja, dobljenega z analizo stabilnosti s podvojenimi geotubami, $F = 0,854$ je skoraj enaka varnostnemu faktorju, dobljenemu z analizo stabilnosti konstrukcije brez uporabe geotub, $F = 0,842$.

Geotube za izvedbo brežine pod predvidenim pomolom III v Luki Koper torej iz vidika stabilnosti lahko uporabimo po končani konsolidaciji.



Slika 42: Rezultati analize brežine, utrjene z geotubami (varianta 2) ($F = 0,854$).

5.5 Konsolidirano stanje

Strižna odpornost zemljine pod obremenitvami in s tem varnost proti poružitvi se po obremenitvi z nasipom veča. Vsaka obremenitev temeljnih tal povzroči spremembo napetostnih stanj v temeljnih tleh. Presežni porni tlaki Δu se s časom spreminjajo. Temu pravimo konsolidacija temeljnih tal. Po končani konsolidaciji so presežni porni tlaki nični, v začetnih (nedreniranih) pogojih pa so odvisni od zasičenosti zemljine, od vrste zemljine in od časovnega naraščanja obtežbe temeljnih tal.

Varnost pred poružitvijo temeljnih tal in/ali nasipa je najnižja takoj po izgradnji nasipa (nedrenirani pogoji), s časom varnost narašča. Največja varnost bo dosežena takrat, ko bodo tla skonsolidirana.

Poznamo kar nekaj ukrepov za izboljšanje stabilnostnih razmer. Delijo se na ukrepe, povezane s pripravo in gradnjo nasipa in na ukrepe za izboljšanje temeljnih tal. Stabilnost nasipa lahko povečamo z izvedbo nasipa z blažjimi nakloni brežin, izvedbo bočnih nasipov ob centralnem nasipu ali z izbiro lažjega nasipnega materiala.

Ukrepi za izboljšanje lastnosti temeljnih tal pa so naslednji:

- zamenjava nenosilnih tal pod celotnim tlorisom nasipa,
- delna zamenjava temeljnih tal ob in pod vznožjem nasipa,
- znižanje nivoja talne vode,
- mehanska komprimacija temeljnih tal (zgoščevanje),
- dinamična komprimacija temeljnih tal,
- zgoščevanje temeljnih tal z vibriranjem (površinsko ali globinsko),
- predhodna obremenitev temeljnih tal (preobtežba in predobtežba),
- gruščnati slopi (koli),
- apneni slopi (koli),
- pospešitev konsolidacije (vertikalne drenaže) in/ali
- ojačitev površja temeljnih tal (s prodno peščenimi blazinami, z geotekstili ali geomrežami) (Logar, 2010).

V mojem primeru se bom osredotočil na izboljšanje stabilnosti temeljnih tal. Delna ali popolna zamenjava temeljnih tal pod nasipom zaradi velikih tlorisnih dimenzij nasipa ne pride v poštev. Ker se temeljna tla nahajajo pod morskno gladino, je nesmiselno izvajati tudi mehansko komprimacijo temeljnih tal ali zgoščevanje temeljnih tal z vibratorjem (tudi zaradi velike površine nasipa).

Kot prikazujejo rezultati stabilnostne analize hipno obremenjenih temeljnih tal (nedrenirano stanje) – tudi z upoštevanjem izboljšav s pomočjo geosintetikov in geotub –, nasip in temeljna tla takoj po izvedbi nasipa nista varna pred poružitvijo. Zato bom v naslednjem koraku izračunal končni konsolidacijski posedek temeljnih tal in ponovil stabilnostno analizo stanja po končani konsolidaciji. Kot ukrepa za hitrejšo konsolidacijo bom preveril vpliv predobtežbe z vrednostjo enako vrednosti največje pričakovane obremenitve kontejnerskega skladišča (50 kPa) in vpliv vertikalnih drenaž na potek konsolidacije.

5.5.1 Račun posedka temeljnih tal

- Račun dodatnih napetosti

Obremenitev temeljnih tal je sestavljena iz obtežbe refula, obtežbe nasipa in obtežbe kontejnerskega skladišča, ki jo pri izračunu upoštevam kot predobtežbo. Dodatne vertikalne napetosti izračunam po enačbi 5.16.

$$\Delta\sigma_v = q_{reful} + q_{nasipa} + q_{predobtežbe} \quad (5.16)$$

$$q_{refula} = \gamma_{refula} \cdot h_{refula} \quad (5.17)$$

$$q_{nasipa} = \gamma_{nasipa} \cdot h_{nasipa} \quad (5.18)$$

$$q_{predobtežbe} = 50kPa \quad (5.19)$$

Za izračun posedka temeljnih tal upoštevam višino refula $h_{refula} = 4,8$ m in prostorninsko težo refula $\gamma_{refula} = 8$ kN/m³ (reducirana vrednost zaradi prisotnosti talne vode). Nasip opišem s karakteristikami $h_{nasipa} = 3$ m in $\gamma_{nasipa} = 22$ kN/m³.

Dodatne napetosti v temeljnih tleh izračunam po enačbi 5.20 in znašajo:

$$\Delta\sigma_v = 8kN/m^3 \cdot 4,8m + 22kN/m^3 \cdot 3m + 50kN/m^2 = 154,4kN/m^2 \quad (5.20)$$

- Račun posedka

Za izračun posedka potrebujem podatke o modulu stisljivosti temeljnih tal. Na območju predvidenega pomola je bilo odvzetih več vzorcev zemljine, na katerih so v laboratoriju opravili edometriške preiskave. Značilna vrednost modula stisljivosti temeljnih tal znaša $E_{oed} = 2000$ kPa. Končni posedek temeljnih tal izračunam po enačbi 5.21.

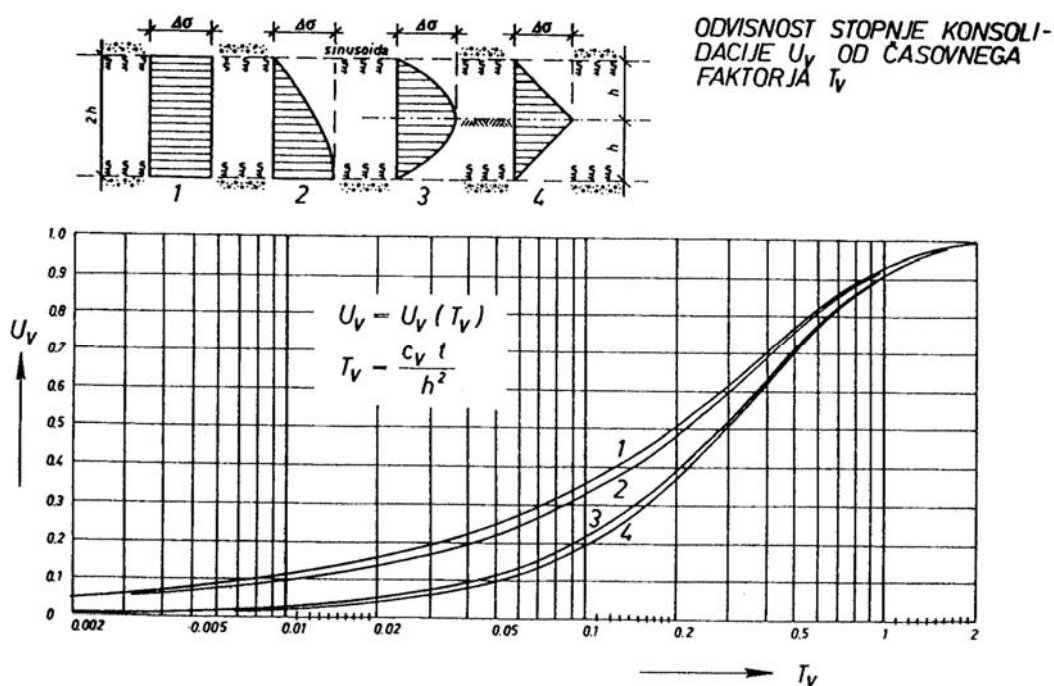
$$\rho_k = \frac{\Delta\sigma_v \cdot H_{\text{tem.tal}}}{E_{\text{oed}}} \quad (5.21)$$

Ob upoštevanju višine temeljnih tal $H_{\text{tem.tal}} = 20,6 \text{ m}$, znaša posedek po končani konsolidaciji:

$$\rho_k = \frac{154,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 20,6 \text{ m}}{2000 \text{ kN/m}^2} = 1,6 \text{ m} \quad (5.22)$$

- Čas posedanja

Za izračun časa trajanja konsolidacije, uporabim U_V - T_V diagram (slika 43).



Slika 43: Odvisnost stopnje konsolidacije U_V od časovnega faktorja T_V (Majes, Logar, 2010).

Diagram na sliki 43 opisuje odvisnost stopnje konsolidacije U_V od časovnega faktorja T_V . Če je stopnja konsolidacije $U_V = 1$ (99,9% konsolidacije – končno stanje), odčitam časovni faktor $T_V = 2$. S pomočjo enačbe 5.23 izračunam čas konsolidacije.

$$t = \frac{H_{tem.tal}^2 \cdot T_V}{c_v} \quad (5.23)$$

Količina c_v v enačbi 5.23 je koeficient vertikalne konsolidacije in ga izračunamo po enačbi 5.24.

$$c_v = \frac{k \cdot E_{oed}}{\gamma_w} \quad (5.24)$$

Količina k v enačbi 5.24 je količnik vodoprepustnosti, izražen v enotah [cm/s]. Iz rezultatov laboratorijskih preiskav iz leta 2000 lahko razberem vrednost količnika vodoprepustnosti k , ki je podana za dve vrtini, in sicer za vrtino V-18 na srednji globini $z = 12,75$ m ($k_1 = 2,45 \cdot 10^{-7}$ cm/s) in za vrtino V-23 na srednji globini $z = 3,15$ m ($k_2 = 6,59 \cdot 10^{-7}$ cm/s). Računam z višino tem. tal $H_{tem.tel} = 20,6$ m, modulom stisljivosti $E_{oed} = 2000$ kPa in prostorninsko težo vode $\gamma_w = 10$ kN/m³.

Z združitvijo enačb 5.23 in 5.24 izračunam čas konsolidacije za dve različne vrednosti količnika vodoprepustnosti k_1 in k_2 .

$$t_1 = \frac{H_{tem.tal}^2 \cdot T_V \cdot \gamma_w}{k_1 \cdot E_{oed}} = \frac{(20,6m)^2 \cdot 2 \cdot 10^{kN/m^3}}{2,45 \cdot 10^{-9} m/s \cdot 2000^{kN/m^2}} = 54let \quad (5.25)$$

$$t_2 = \frac{H_{tem.tal}^2 \cdot T_V \cdot \gamma_w}{k_2 \cdot E_{oed}} = \frac{(20,6m)^2 \cdot 2 \cdot 10^{kN/m^3}}{6,59 \cdot 10^{-9} m/s \cdot 2000^{kN/m^2}} = 19let \quad (5.26)$$

Ker so tla v globini (V-18, $z = -12,75$ m) do neke mere že skonsolidirana in je zato količnik vodoprepustnosti k_1 manjši, za izračun časa konsolidacije upoštevam količnik vodoprepustnosti k_2 , določen za višje in bolj stisljive plasti morskega dna. Za čas konsolidacije tako predpostavim vrednost $t = 20$ let.

5.5.2 Časovni potek konsolidacije, pospešene s predobtežbo

S pomočjo U_V - T_V diagrama (slika 43) lahko določim tudi časovni potek konsolidacije. Časovni interval 20 let razdelim na več manjših časovnih obdobj (0,01, 0,025, 0,05, 0,1, ... 12,8, 20 let) in za vsako obdobje izračunam vrednost posedka ρ_t . To storim tako, da za vsako časovno obdobje izračunam vrednost časovnega faktorja T_V po enačbi 5.27.

$$T_V = \frac{c_V \cdot t}{H_{tem.tal}^2} \quad (5.27)$$

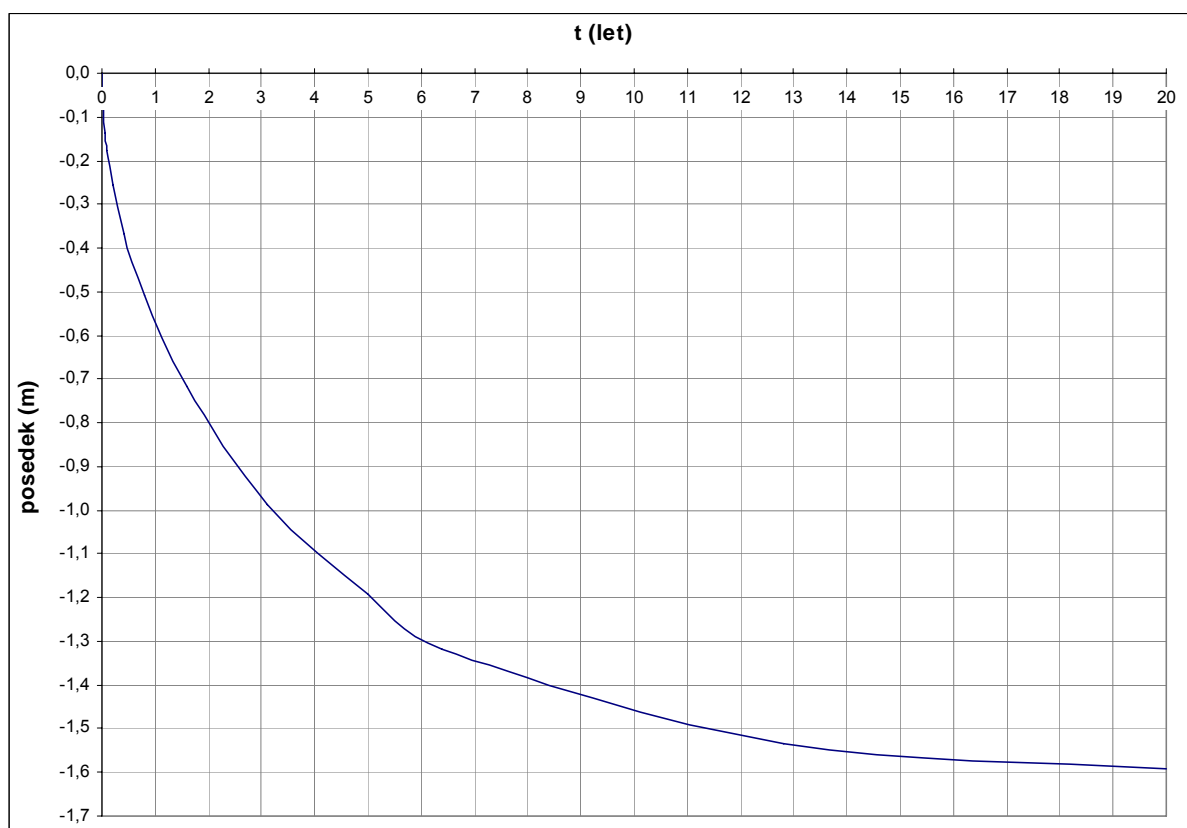
Koeficient vertikalne konsolidacije c_V izračunam po enačbi 5.24.

Za vsako dobljeno vrednost časovnega faktorja $T_V(t)$ iz diagrama U_V - T_V (slika 43) odčitam stopnjo konsolidacije U_V in s pomočjo enačbe 5.28 določim vrednost trenutnega posedka.

$$\rho_t = U_V \cdot \rho_k \quad (5.28)$$

Kot vrednost končnega posedka ρ_k upoštevam vrednost, izračunano z enačbo 5.22, $\rho_k = 1,59$ m.

Rezultati so prikazani na sliki 44 v obliki diagrama časovnega poteka konsolidacije.



Slika 44: Časovni potek konsolidacije temeljnih tal, obremenjenih s predobtežbo.

5.5.3 Časovni potek konsolidacije, pospešene s predobtežbo in z vertikalnimi drenažami

Izračunal bom potreben raster in dimenzije vertikalnih drenaž, ob predpostavki, da želim čas konsolidacije z uporabo predobtežbe in vertikalnih drenaž zmanjšati na 2 leti.

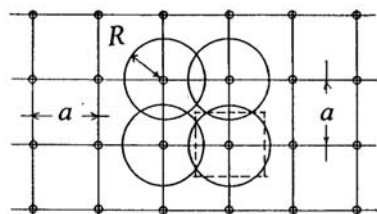
Vertikalne drenaže ob dodatni obremenitvi temeljnih tal pospešujejo izcejanje vode. Temeljna tla tako hitreje dosežejo potrebno stopnjo konsolidacije. Stopnjo skupne radialne in vertikalne konsolidacije U v danem času izračunamo po Carillo-vi enačbi 5.29.

$$U = 1 - (1 - U_V) \cdot (1 - U_R) \quad (5.29)$$

Če privzamem, da bo razporeditev drenaž kvadratna (slika 45), potem veljajo enačbe:

$$a^2 = \pi \cdot R^2 \quad (5.30)$$

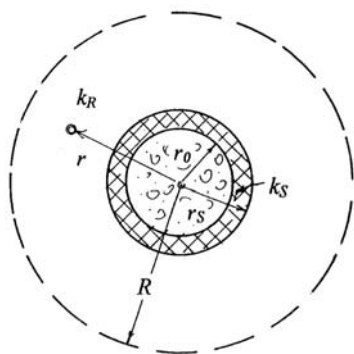
$$R = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \cdot a = 0,564 \cdot a \quad (5.31)$$



Slika 45: Kvadratična tlorsna razporeditev vertikalnih drenaž (Majes, Logar, 2010).

Pri reševanju difuzijske enačbe za radialno konsolidacijo vsi avtorji (Kjellman – 1948, Barron – 1948, Hansbo – 1979) za izračun časovnega faktorja radialne konsolidacije T_R navajajo enačbo 5.32.

$$T_R = \frac{c_R \cdot t}{4 \cdot R^2} = \frac{k_R \cdot E_{oed} \cdot t}{4 \cdot \gamma_w \cdot R^2} \quad (5.32)$$



Slika 46: Skica vertikalne drenaže (Majes, Logar, 2010).

Časovni faktor radialne konsolidacije T_R je v danem času torej odvisen od vplivnega radija vertikalne drenaže R , karakteristik temeljnih tal k_R in E_{oed} znotraj vplivnega radija R ter od prostorninske teže vode γ_w , ki pa je konstantna ($\gamma_w = 10 \text{ kPa}$).

Da se ob predpostavkah $k_R = 6,59 \cdot 10^{-9}$ m/s in $E_{ocd} = 2000$ kPa konsolidacija izvrši v zelenem času (2 leti), je potrebno izračunati vplivni radij vertikalne drenaže R in sicer po enačbi 5.33.

$$R = \sqrt{\frac{c_R \cdot t}{4 \cdot T_R}} \quad (5.33)$$

Časovni faktor radialne konsolidacije T_R pri $U_R = 99$ % (končana konsolidacija) razberemo iz slike 47, na kateri avtor Richard (1957) podaja vrednosti časovnega faktorja radialne konsolidacije T_R pri določeni stopnji radialne konsolidacije U_R in razmerjih n (enačba 5.34) ($n = 5, 10, 15, \dots, 80, 100$). Torej je časovni faktor radialne konsolidacije T_R odvisen tudi od gostote vertikalnih drenaž n .

$$n = \frac{R}{r_0} \quad (5.34)$$

Average Degree of consolidation $U(t)_r$ (%)	Time Factor T_r										
	$\frac{R}{r_w} = 5$	10	15	20	25	30	40	50	60	80	100
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0.006	0.010	0.013	0.014	0.016	0.017	0.019	0.020	0.021	0.023	0.025
10	0.012	0.021	0.026	0.030	0.032	0.035	0.039	0.042	0.044	0.048	0.051
15	0.019	0.032	0.040	0.046	0.050	0.054	0.060	0.064	0.068	0.074	0.079
20	0.026	0.044	0.055	0.063	0.069	0.074	0.082	0.088	0.092	0.101	0.107
25	0.034	0.057	0.071	0.081	0.089	0.096	0.106	0.114	0.120	0.131	0.139
30	0.042	0.070	0.088	0.101	0.110	0.118	0.131	0.141	0.149	0.162	0.172
35	0.050	0.085	0.106	0.121	0.133	0.143	0.158	0.170	0.180	0.196	0.208
40	0.060	0.101	0.125	0.144	0.158	0.170	0.188	0.202	0.214	0.232	0.246
45	0.070	0.118	0.147	0.169	0.185	0.198	0.220	0.236	0.250	0.291	0.288
50	0.081	0.137	0.170	0.195	0.214	0.230	0.255	0.274	0.290	0.315	0.334
55	0.094	0.157	0.197	0.225	0.247	0.265	0.294	0.316	0.334	0.363	0.385
60	0.107	0.180	0.226	0.258	0.283	0.304	0.337	0.362	0.383	0.416	0.441
65	0.123	0.207	0.259	0.296	0.325	0.348	0.386	0.415	0.439	0.477	0.506
70	0.137	0.231	0.289	0.330	0.362	0.389	0.431	0.463	0.490	0.532	0.564
75	0.162	0.273	0.342	0.391	0.429	0.460	0.510	0.548	0.579	0.629	0.668
80	0.188	0.317	0.397	0.453	0.498	0.534	0.592	0.636	0.673	0.730	0.775
85	0.222	0.373	0.467	0.534	0.587	0.629	0.697	0.750	0.793	0.861	0.914
90	0.270	0.455	0.567	0.649	0.712	0.764	0.847	0.911	0.963	1.046	1.110
95	0.351	0.590	0.738	0.844	0.926	0.994	1.102	1.185	1.253	1.360	1.444
99	0.539	0.907	1.135	1.298	1.423	1.528	1.693	1.821	1.925	2.091	2.219
100	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞

Slika 47: Časovni faktor radialne konsolidacije T_R v odvisnosti od stopnje radialne konsolidacije U_R za določeno različno gostoto vertikalnih drenaž n (Richard, povzeto iz Majes, Logar, 2010).

V enačbo 5.33 vstavim T_R pri $U_R = 99\%$ za različno gostoto vertikalnih drenaž n . Izračunam tudi vplivni radij R v odvisnosti od razmerja n pri izbranem polmeru posamezne vertikalne drenaže r_0 ($r_0 = 3\text{ cm} = 0,03\text{ m}$). Rezultati so prikazani v preglednici 1.

Preglednica 1: Vplivni radij R , potreben za dokončno konsolidacijo temeljnih tal, izračunan pri različnih vrednosti n .

n	$T_R (U_R = 0,99)$	$R (T_R)$	$R (r_0)$
5	0,539	6,209	0,150
10	0,907	4,787	0,300
15	1,135	4,279	0,450
20	1,298	4,001	0,600
25	1,423	3,822	0,750
30	1,528	3,688	0,900
40	1,693	3,504	1,200
50	1,821	3,378	1,500
60	1,925	3,286	1,800
80	2,091	3,153	2,400
100	2,219	3,060	3,000

Vrednosti vplivnega radija R se ujemata pri razmerju $n = 100$.

S pomočjo enačbe 5.35, izpeljane iz enačbe 5.30, izračunam potreben raster vertikalnih drenaž.

$$a^2 = \pi \cdot R^2 \Rightarrow a = \sqrt{\pi \cdot R^2} = \sqrt{\pi \cdot (3\text{ m})^2} = 5,3\text{ m} \quad (5.35)$$

S pomočjo dobljenih rezultatov izberem vertikalne drenaže dimenzije $\Phi 6\text{ cm}$ ($r_0 = 3\text{ cm}$) na kvadratnem rastru $a = 5,3\text{ m}$.

Za potrebe izračuna časovnega poteka konsolidacije časovni interval dveh let razdelim na več manjših časovnih obdobij (0,01, 0,025, 0,05, 0,1, ... 1,6, 2 leti) in za vsako obdobje izračunam vrednost časovnega faktorja radialne konsolidacije T_R . Za vsako dobljeno vrednost T_R iz preglednice časovni faktor radialne konsolidacije T_R v odvisnosti od stopnje radialne

konsolidacije U_R za izračunano razmerje $n = 100$ (slika 47) odčitam vrednost stopnje radialne konsolidacije U_R iz stolpca $n = 100$.

Ob upoštevanju časovnega poteka konsolidacije brez vertikalnih drenaž (samo predobtežba) in enačbe 5.29 za vsako časovno obdobje določim stopnjo skupne radialne in vertikalne konsolidacije U . Po enačbi 5.36 ob upoštevanju vrednosti pričakovanega končnega posedka $\rho_k = 1,59$ m izračunam posedek ρ_t (posedek v danem času t).

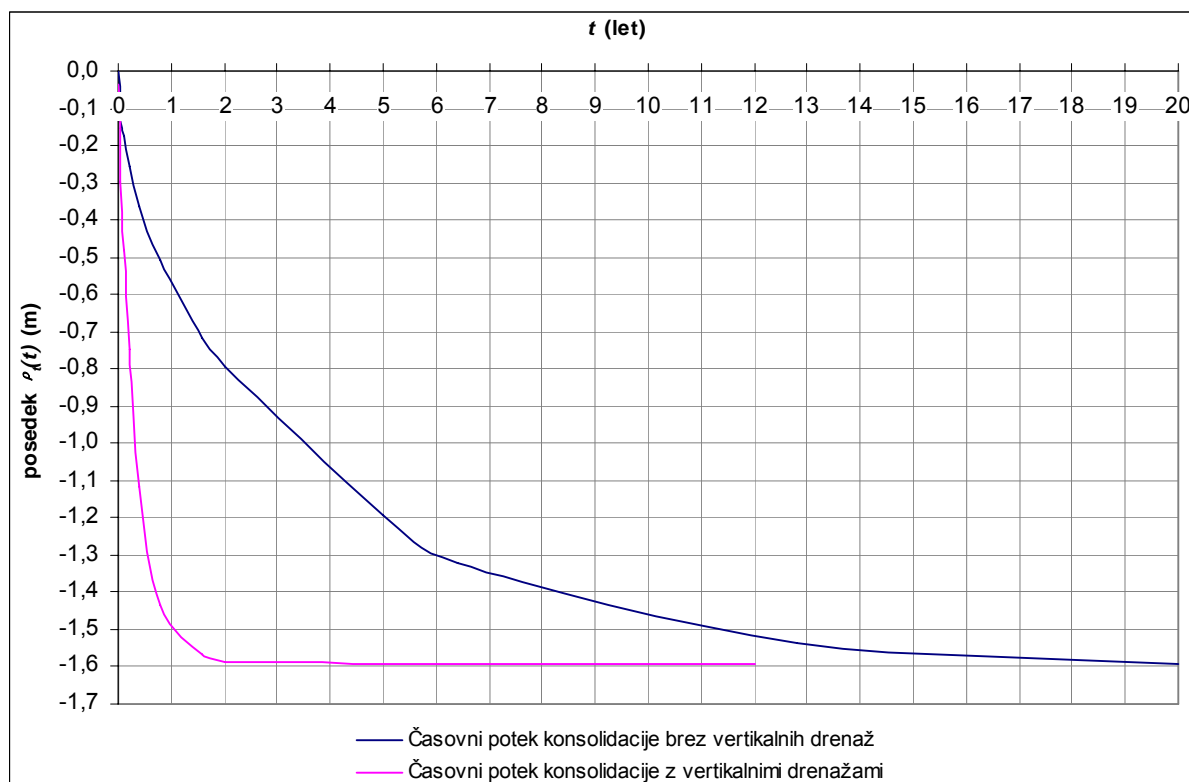
$$\rho_t = U \cdot \rho_k \quad (5.36)$$

Rezultati izračuna so prikazani v preglednici 2.

Preglednica 2: Časovni potek skupne radialne in vertikalne konsolidacije.

t (let)	T_R	U_R	U_V	U	ρ_t (m)
0,01	0,012	0,023	0,000	0,023	0,04
0,025	0,029	0,05	0,050	0,098	0,16
0,05	0,058	0,11	0,085	0,186	0,30
0,1	0,115	0,215	0,110	0,301	0,48
0,2	0,231	0,371	0,160	0,472	0,75
0,4	0,462	0,615	0,230	0,706	1,12
0,8	0,924	0,855	0,320	0,901	1,43
1,6	1,847	0,971	0,450	0,984	1,56
2,0	2,309	0,999	0,500	1,000	1,59

Vrednosti ρ_t nanese na diagram $\rho_t(t)$ in primerjam časovni potek konsolidacije brez upoštevanja vertikalnih drenaž (samo predobtežba) in časovni potek konsolidacije z upoštevanjem vertikalnih drenaž. Rezultate prikazuje slika 48.



Slika 48: Primerjava razvoja konsolidacije brez upoštevanja vertikalnih drenaž in z upoštevanjem vertikalnih drenaž.

5.6 Stabilnostna analiza dreniranega stanja

Pri računu varnosti konsolidiranega stanja bom zaradi lažjega modeliranja višino posedka temeljnih tal prevedel v dodatno količino (prostorninsko težo) refula.

Novo prostorninsko težo refula sem določil tako, da sem iz plasti refula vzel stolpec dimenzij $1 \times 1 \times 4,8$ m min mu ob predpostavki $\gamma_{\text{refula}} = 18 \text{ kN/m}^3$ po enačbi 5.37 določil težo refula W_{refula} .

$$W_{\text{refula}} = 1\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot 4,8\text{m} \cdot 18\text{kN/m}^3 = 86,4\text{kN} \quad (5.37)$$

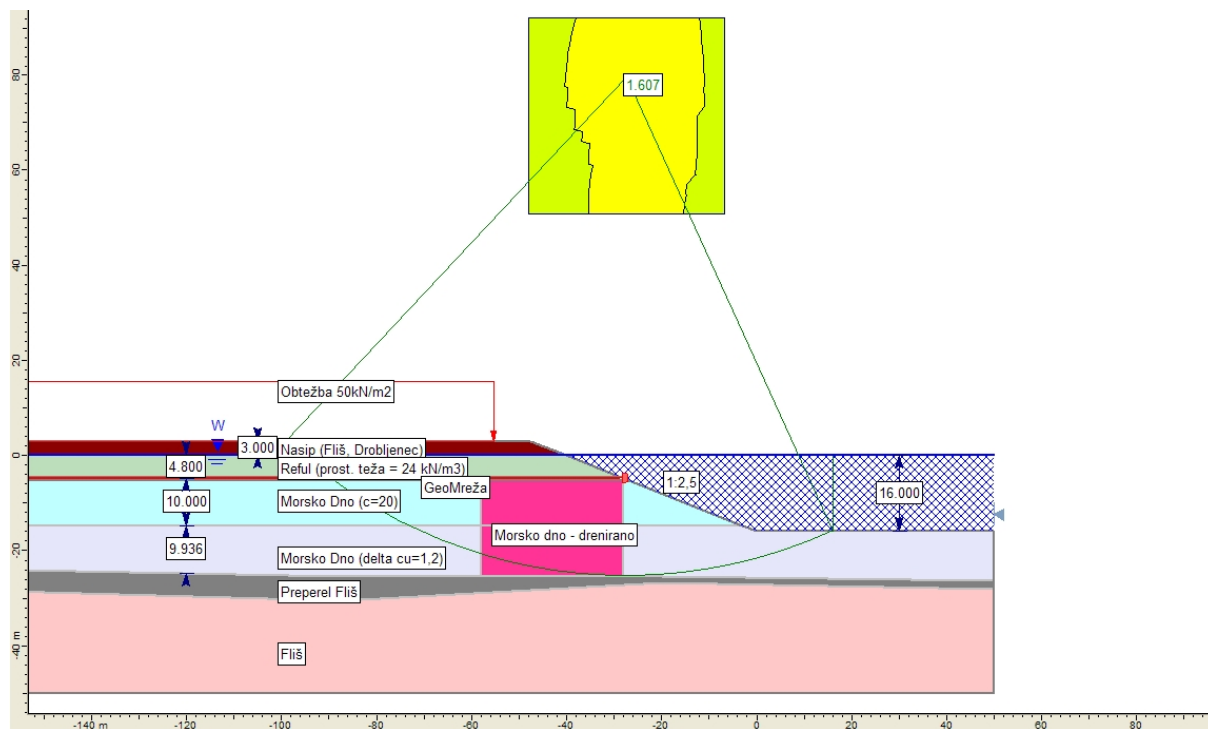
Dobljeni teži sem dodal težo dodatnega materiala $W_{\text{refula, dod.}}$, ki ga je potrebno vgraditi v višini 1,59 m, da ob pričakovanem posedku 1,59 m zgornja kota refula ostane nespremenjena. To dodatno težo sem izračunal po enačbi 5.38.

$$W_{\text{refula, dod.}} = 1\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot 1,59\text{m} \cdot 18\text{kN}/\text{m}^3 = 28,8\text{kN} \quad (5.38)$$

Seštevek obeh tež $W = W_{\text{refula}} + W_{\text{refula, dod.}} = 115,2\text{kN}$ sem nato po enačbi 5.39 razdelil na 1 m višine obstoječega refula ($h_{\text{refula}} = 4,8\text{m}$) in doblil novo prostorninsko težo refula γ_{refula} .

$$\gamma_{\text{refula}} = \frac{115,2\text{kN}}{4,8\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot 1\text{m}} = 24\text{kN}/\text{m}^3 \quad (5.39)$$

V programu Slide sem popravil karakteristiko refula, dodal vertikalne drenaže, dodal obtežbo kontejnerskega skladišča in ponovil analizo. Rezultati stabilnostne analize dreniranega stanja so prikazani na sliki 49.



Slika 49: Rezultati analize končnega (konsolidiranega) stanja ($F = 1,607$).

Iz dobljenega količnika varnosti $F = 1,607$ lahko razberem, da je obravnavana konstrukcija po končani konsolidaciji varna pred porušitvijo. Čas naravne konsolidacije je precej dolg (20 let), z določenimi ukrepi pa ta proces lahko pospešimo. Kot ukrepe za pospešitev konsolidacije na razumnejši čas dveh let pri gradnji pomola III v Luki Koper uporabimo predobtežbo, ki predstavlja dodatno obremenitev, enako računski obremenitvi kontejnerskega skladišča ($q_{\text{pred.}} = 50 \text{ kN/m}^2$), vgradimo 100 vertikalnih drenaž dimenzij $\Phi 6 \text{ cm}$ ($r_0 = 3 \text{ cm}$) na kvadratnem rastru $a = 5,3 \text{ m}$, na vrh temeljnih tal pa lahko pred vgrajevanjem refula položimo tudi geokompozit, ki s svojo prepustnostjo v lastni ravnini čas konsolidacije še skrajša.

Zaradi stabilnosti bi bilo dovolj, da drenaže vgradimo samo na boku nasipa v območju brežine. Zaradi bolj enakomernega posedanja pa bi vsaj v redkem rastru vgradili drenaže povsod.

5.7 Preverjanje stabilnosti zagatne stene

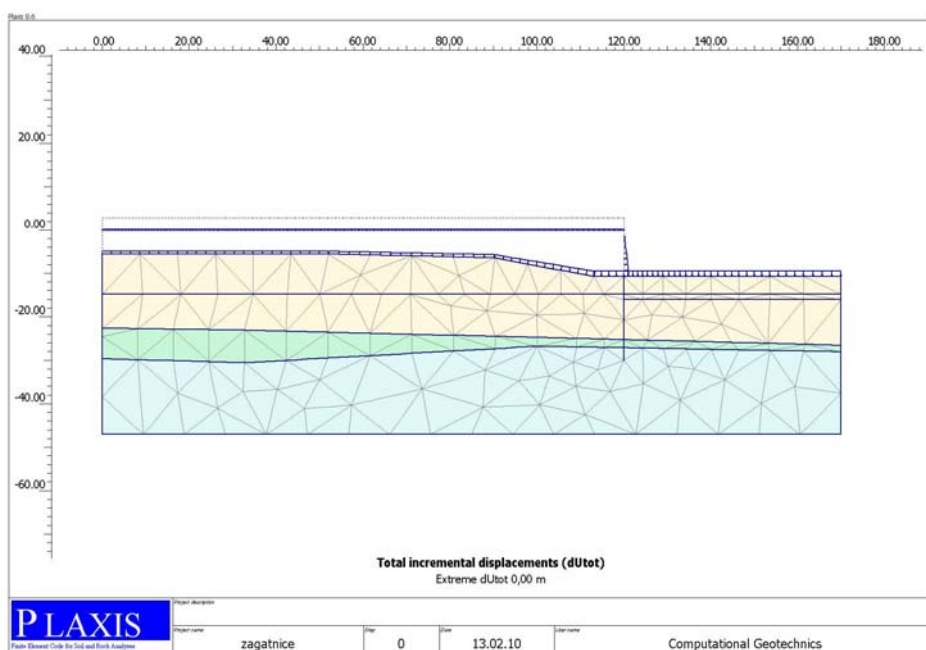
V pristaniščih po svetu se za pristaniške obale pogosto uporabljajo zagatne stene, ki so bodisi konzolno vpete v nosilne sloje pod dnom morja ali pa z ustreznimi nosilnimi elementi dodatno podprte v vodoravni smeri (sidra, poševni piloti). V koprski luki takih obal ni zaradi zelo slabih tal, v preteklosti pa tudi niso obstajale ustrezno močne zagatnice.

Za lokacijo III. pomola je značilno, da se hitro pod dnom sloja mehke morske gline nahaja flišna osnova, kar ne omogoča izdatnejšega vpenjanja zagatnic v nosilni sloj. Privzeli smo globino vpenjanja v flišno osnovo 2 m.

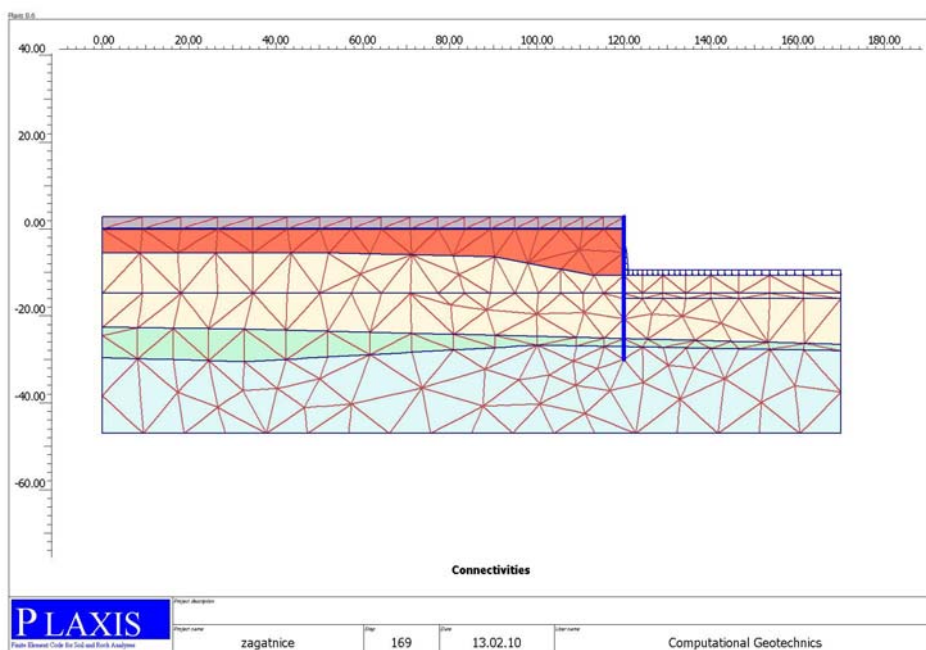
Analizo stabilnosti zagatne stene v zaledju brežine sem izvedel s programom Plaxis 8.6.

Na slikah 50 in 51 sta prikazana računski modela obstoječega in končnega stanja. Račun je potekal v naslednjih fazah:

- Obstoječe stanje (slika 50).
- Vgradnja zagatne stene.
- Zasutje stene do kote 0,00.
- Izgradnja pomola do kote +3,00 (slika 51).

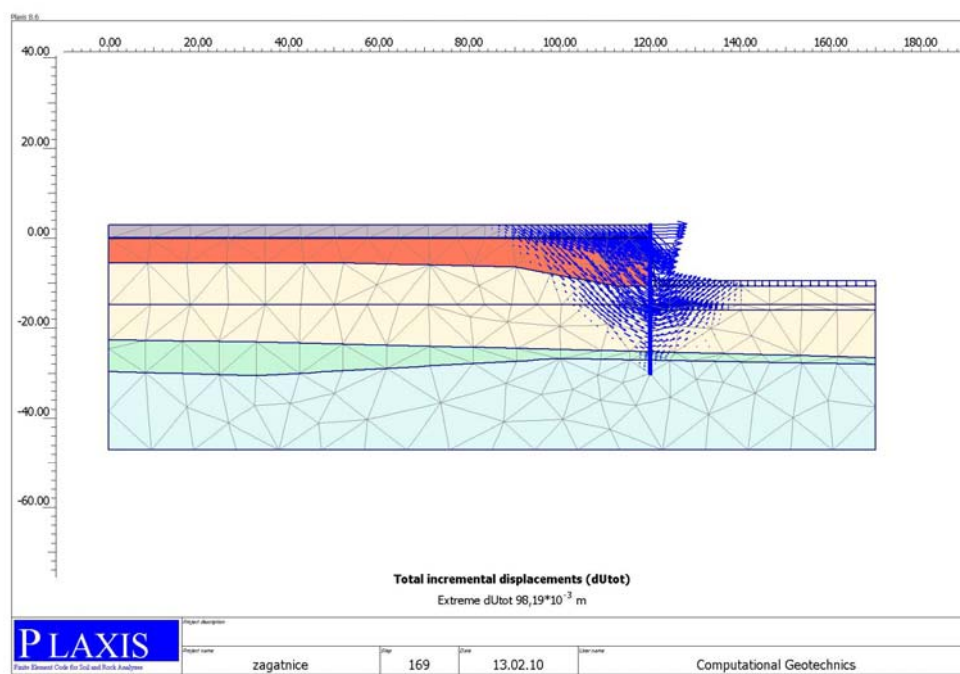


Slika 50: Računski model obstoječega stanja v programu Plaxis.



Slika 51: Računski model končnega stanja v programu Plaxis.

Račun je pokazal, da je mogoče zgraditi zagatno steno z zasutjem do kote 0,0. Dodatni 3 m nasutja povzročijo porušitev stene. Slika 52 prikazuje porušni mehanizem te faze. Steno bi lahko ojačali s sidri ali poševnimi piloti, a je treba računati še s koristno obremenitvijo površine v velikosti 70-80 kN/m², kar odgovarja dodatnim 4 m nasutja. Morebitno izvedljivost take konstrukcije bi bilo treba preučiti za konkretne podatke o obremenitvah v neposrednem zaledju obale ter razporedu obremenitev s kontejnerji v zaledju ter ob poznavanju konstrukcijskih detajlov konstrukcij iz jeklenih zagatnic, kar pa presega okvir te naloge.



Slika 52: Rezultat analize s programom Plaxis (porušni mehanizem).

6 ZAKLJUČKI

Pomol III v Luki Koper lahko zgradimo na več načinov. Na podlagi geotehničnih terenskih in laboratorijskih raziskav, opravljenih na lokaciji predvidenega pomola, sem se odločil preverjati ustreznost treh značilnih tipov pomolov in njihove gradnje.

Obdelava podatkov, pridobljenih z raziskavami, pokaže, da se trdna flišna podlaga, primerna za temeljenje, nahaja na globini približno 30 m pod gladino morja. Nad njo ležita relativno tanki plasti preperelega fliša (debeline ~ 3 m) ter trdne glinice in glinastega melja (debeline ~ 2 m). Vrhnja plast morskega dna sestoji iz mastne glinice in zelo stisljivega melja, je lahko penetrabilna in dokaj debela (15 – 20 m). Zgornja kota morskega dna (srednja globina morja) se na območju predvidene operativne obale giblje med 10 m na vzhodu in 5 m na zahodu, na območju predvidenega kontejnerskega terminala pa je globina morja 10 m na vzhodu, na zahodu pa zaradi nasipavanja in odlaganja materiala, izkopanega pri poglobljanju plovni poti ob pomolih I in II, morsko dno že preide v kopno do nadmorske višine približno 2 m. Iz izdelanih geotehničnih profilov (priloge 2 – 7) sem razbral, da bi se bilo v primeru gradnje pomola III v Luki Koper neekonomično odločiti za gradnjo s pomočjo težnostnih konstrukcij (kamnite zložbe, zidovi iz prefabriciranih betonskih zabojnikov ali L-elementov, celične stene...), saj bi priprava temeljnih tal zaradi slabih nosilnih lastnosti morskega dna, njegove debeline in globine, na kateri se nahaja trdna podlaga, zahtevala preobsežna zemeljska dela.

Kot ustrezne variante gradnje pomola III v Luki Koper sem izbral popolnoma odprt pomol (celotna pretovorna in skladiščna ploščad na pilotih), odprt pomol nad brežino in nasip pod kontejnerskim skladiščem in pomol z zagatno steno.

Izmed naštetih variant sem se odločil podrobneje preveriti primernost slednjih dveh.

Analize stabilnosti, ki sem jih opravil s programom Slide, pokažejo, da je obstoječe stanje varno pred porušitvijo (vrednost količnika varnosti napram zdrsni znaša $F = 3,706$). Prav tako je stanje stabilno po odkopu morskega dna do globine -16 m in vgraditvi približno 5 m refula. Ker pa so temeljna tla nekonsolidirana, hipna obremenitev z nasipom neugodno vpliva na

varnost brežine in nasipa pred porušitvijo. Vrednost varnostnega faktorja je v tem primeru $F = 0,842$, kar pomeni, da je stanje pobočja in nasipa labilno. Za varno gradnjo in uporaba nasipa je potrebno temeljna tla skonsolidirati. Izračun pokaže, da se temeljna tla pod skupno predvideno obremenitvijo (obremenitev refula, nasipa in kontejnerskega skladišča) posedejo za 1,6 m, čas konsolidacije pa znaša približno 20 let. Ker je ta doba predolga, je potrebno konsolidacijo pospešiti. To storimo tako, da vgradimo višjo plast refula (dodatnih 1,6 m, kolikor znaša velikost predvidenega posedka), vgradimo nasip in tla obremenimo s predobtežbo velikosti 50 kPa, kolikor znaša predvidena obremenitev kontejnerskega skladišča. Da dosežemo konsolidacijo v razumnejšem obdobju 2 let na območju brežine vgradimo vertikalne drenaže premera 6 cm v kvadratnem rastru 5,3 m. Zaradi enakomernejšega posedanja pa bi bilo smiselno vgraditi dodatne vertikalne drenaže v redkejšem rastru povsod.

Na enakomernejši profil posedkov in na pospešeno konsolidacijo z vodoprepustnostjo v lastni ravnini vplivajo tudi določeni geokompoziti, njihovega vpliva na časovni razvoj konsolidacije pa nisem računsko preverjal. Pri stabilnostni analizi brežine, izvedene z geotubami, se izkaže, da na stabilnost brežine in nasipa le-te ne vplivajo. Faktor varnosti se ob upoštevanju geotub praktično ne spremeni ($F = 0,854$). Vzrok temu je, da je karakteristike geotub v modelu programa Slide težko popolnoma definirati in da je bil izračun izveden za nekonsolidirano stanje temeljnih tal. Gradnja brežine z geotubami ima po končani konsolidaciji v primerjavi s kamnito oblogo kar nekaj prednosti (boljša zaščita brežine, lažja vgradnja, večja stabilnost, uporaba materiala, ki se nahaja v neposredni bližini...). Pomanjkljivost geotub pa je težje vgrajevanje v večjih globinah.

Pri preverjanju stabilnosti zagatne stene se izkaže, da stanje pri vgraditvi zagatne stene 2 m v flišno podlago ni stabilno. Problemi nastanejo zaradi trdne podlage, ki onemogoča globlje temeljenje. Zagatno steno bi se za gradnjo pomola III v Luki Koper z določenimi ukrepi vendarle dalo uporabiti, vendar teh analiz v diplomski nalogi nisem opravljal.

Po podatkih zadnjih morfoloških raziskav, ki jih je leta 2010 opravila Katedra za mehaniko tekočin z laboratorijem, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, ima

gradnja kakršnega koli zaprtega tipa pomola neugoden vpliv na okolje. Edini tip pomola, ki je za gradnjo pomola III v Luki Koper primeren, je torej popolnoma odprt pomol.

Izhodišča za nadaljnje raziskovalno delo so torej umestitev v prostor, dimenzioniranje in gradnja popolnoma odprtega pomola III v Luki Koper.

VIRI

Bruun, P. 1989. Port engineering 1, Harbour planning, breakwaters, and marine terminals. Fourth edition. Houston, Gulf publishing company: 1261 str.

CUR, Centre for civil engineering research and codes. 2005. Handbook quay walls. Leiden, London, New York, Philadelphia, Singapore, Taylor & Francis group: 717 str.

Mikoš, M., Kranjc, A., Matičič, B., Müller, J., Rakovec, J., Roš, M., Brilly, M. 2002. Hidrološko izrazje = Terminology in hydrology. Acta hydrotechnica 20/32
ftp://ksh.fgg.uni-lj.si/acta/a32_1.pdf (maj 2009).

Luka Koper d.d.. Slovarček luških izrazov.
<http://www.luka-kp.si/slo/zivimo-z-vami/slovarcek-luskih-izrazov/> (januar 2010).

Glossary of coastal terminology.
<http://www.csc.noaa.gov/text/glossary.html/> (januar 2010).

Logar, J. Zemeljska dela UNI VKI. Skripta.
<http://www.fgg.uni-lj.si/kmtal-gradiva/vki-uni/zd/zd vki - skripta.htm/> (januar 2010)

Majes, B. Mehanika tal UNI VKI. Skripta.
<http://www.fgg.uni-lj.si/kmtal-gradiva/vki-uni/MT/mtal - skripta.htm/> (januar 2010)

Sovinc, I. 1991. Povzetek geomehanskih značilnosti tal na področju pomola III in bazena III v Luki Koper (Ankaran) (preiskave II. faze). Ljubljana, Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani, Inštitut za matematiko, fiziko in mehaniko, Laboratorij za mehaniko tal.

Pomol III – Terminal za kontejnerje. Geotehnično poročilo o izvršenih terenskih in laboratorijskih raziskavah. 2001. Ljubljana, Luka Koper, d.d..

Geotehnično poročilo o izvršenih raziskavah na lokaciji POMOL III v LUKI Koper. 2005. Ljubljana, Luka Koper, d.d..

I-N-I, d.o.o. (Sergej Venturini, u.d.i.g.) 2005. Poročilo o geomehanskih laboratorijskih preiskavah zemljin z lokacije Luka Koper, Pomol 3.

TenCate. Materials that make a difference.

<http://www.geotubes.com> (januar 2010)

Jakšič, M. 2006. Verjetnostna analiza stabilnosti zemeljskih pobočij. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 48 f.