



UNIVERZA V MARIBORU
FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO

BOJAN ŽLENDER
HELENA VRECL KOJC
BOJANA DOLINAR

OSNOVE TEMELJENJA

Skripta predavanj ter seminarских in laboratorijskih vaj

MARIBOR, 2013

CIP - Kataložni zapis o publikaciji
Univerzitetna knjižnica Maribor

55(075.8)

ŽLENDER, Bojan, 1957-
Osnove temeljenja [Elektronski vir] : skripta
predavanj ter seminarjskih in laboratorijskih vaj /
[[besedilo in] oblikovanje slik] Bojan Žlender,
Helena Vrecl Kojc, Bojana Dolinar. - El. učbenik.
- Maribor : Fakulteta za gradbeništvo, 2013

ISBN 978-961-248-385-2

1. Vrecl-Kojc, Helena 2. Dolinar, Bojana

COBISS.SI-ID 74268417



Naslov:	Osnove temeljenja
Avtorji:	Bojan Žlender, Helena Vrecl Kojc, Bojana Dolinar
Oblikovanje slik:	Bojan Žlender, Helena Vrecl Kojc, Bojana Dolinar
Oblikovanje ovitka:	Bojan Žlender, Helena Vrecl Kojc, Bojana Dolinar
Tipologija publikacije:	2.05
Dostopno na:	http:// dkum.uni-mb.si
Oblika publikacije:	e-publikacija
Založnik:	UM, Fakulteta za gradbeništvo
Kraj založbe:	Maribor
Datum izida:	marec 2013

VSEBINA

I	UVOD	6
<i>I.1</i>	<i>Pregled predpisov in standardov RS</i>	<i>6</i>
I.1.1	Zakoni	6
I.1.2	Pravilniki	6
I.1.3	Ostali predpisi	8
I.1.4	Standardi za projektiranje	9
I.1.5	Standardi za preizkušanje	10
<i>I.2</i>	<i>Enote</i>	<i>11</i>
II	OSNOVE GEOLOGIJE	13
<i>II.1</i>	<i>Splošno o geologiji</i>	<i>13</i>
<i>II.2</i>	<i>Veje geologije</i>	<i>13</i>
<i>II.3</i>	<i>Pomen geologije za gradbeništvo</i>	<i>15</i>
<i>II.4</i>	<i>Nastanek Zemlje</i>	<i>17</i>
<i>II.5</i>	<i>Zgradba Zemlje</i>	<i>18</i>
<i>II.6</i>	<i>Termodinamika Zemlje</i>	<i>20</i>
<i>II.7</i>	<i>Razdelitev zemljine zgodovine</i>	<i>20</i>
<i>II.8</i>	<i>Geodinamika</i>	<i>21</i>
II.8.1	Endodinamika ali notranja geodinamika	22
II.8.2	Eksodinamika	25
<i>II.9</i>	<i>Hidrogeologija</i>	<i>27</i>
<i>II.10</i>	<i>Geološko tektonska razdelitev Slovenije</i>	<i>28</i>
III	OSNOVE MEHANIKE	30
<i>III.1</i>	<i>Napetosti in deformacije</i>	<i>30</i>
III.1.1	Notranja porazdelitev sistema sil	30
III.1.2	Napetosti	31
III.1.3	Deformacije	37
III.1.4	Linearni materialni modeli	40
III.1.5	Ravninsko napetostno in deformacijsko stanje	42
III.1.6	Porušitvene teorije	43
IV	OSNOVE GEOMEHANIKE	45
<i>IV.1</i>	<i>Splošno</i>	<i>45</i>
IV.1.1	Geomehanika	45
IV.1.2	Mehanika zemljin	45
IV.1.3	Mehanika hribin	45
IV.1.4	Mehanika v praksi	45
IV.1.5	Uporabna mehanika v inženirstvu	46
<i>IV.2</i>	<i>Laboratorijske preiskave</i>	<i>46</i>
IV.2.1	Uvod	46
IV.2.2	Zrnivost	47
IV.2.2.1	Zrnitev s sejanjem	47
IV.2.2.2	Zrnitev s sedimentacijo	48
IV.2.2.3	Kombinirana zrnitev	51
IV.2.3	Plastičnost in konsistenca	51
IV.2.3.1	Meja židkosti - w_L	52
IV.2.3.2	Meja plastičnosti - w_P	54
IV.2.3.3	Meja krčenja - w_s	55
IV.2.3.4	Konsistenca	55
IV.2.4	Klasifikacija zemljin	56

IV.2.5	Poroznost in vlažnost	57
IV.2.5.1	<i>Delež por ali poroznost – n</i>	57
IV.2.5.2	<i>Količnik por – e</i>	58
IV.2.5.3	<i>Stopnja zasičenosti – S_r</i>	58
IV.2.5.4	<i>Relativna vlažnost – w</i>	58
IV.2.5.5	<i>Absolutna vlažnost – w_a</i>	59
IV.2.6	Gostota zemljin	59
IV.2.6.1	<i>Količnik relativne gostote – D_r</i>	59
IV.2.6.2	<i>Prostorninska teža (mokra prostorninska teža) - γ</i>	59
IV.2.6.3	<i>Suha prostorninska teža - γ_d</i>	59
IV.2.6.4	<i>Specifična teža trdnine - S_s</i>	60
IV.2.6.5	<i>Specifična gravitacija – G_s</i>	61
IV.2.7	Proctorjev preizkus	61
IV.2.8	CBR preizkus	63
IV.2.9	Prepustnost zemljin	63
IV.2.9.1	<i>Metoda s konstantnim hidravličnim padcem vode</i>	64
IV.2.9.2	<i>Metoda s spremenljivim hidravličnim padcem vode</i>	65
IV.2.9.3	<i>Določanje prepustnosti s pomočjo krivulje zrnatosti</i>	66
IV.2.10	Stisljivost in prožnost zemljin	67
IV.2.10.1	<i>Edometriški preizkus stisljivosti</i>	67
IV.2.10.2	<i>Triosni preizkusi</i>	71
IV.2.10.3	<i>Deformacijske karakteristike zemljin</i>	72
IV.2.11	Strižna trdnost zemljin	75
IV.2.11.1	<i>Direktni translatorsni strižni preizkus</i>	75
IV.2.11.2	<i>Direktni rotacijski strižni preizkus</i>	78
IV.2.11.3	<i>Triosne preiskave strižne trdnosti</i>	79
IV.2.11.4	<i>Preizkus enosne tlačne trdnosti</i>	81
IV.2.11.5	<i>Obrazci za interpretacijo rezultatov laboratorijskih preiskav</i>	82
IV.3	Terenske preiskave	97
IV.3.1	Faznost preiskav	97
IV.3.2	Inženirsko geološke preiskave	99
IV.3.3	Pridobivanje vzorcev tal (sondažna dela)	101
IV.3.3.1	<i>Sondažne vrtine</i>	102
IV.3.3.2	<i>Sondažne jame, okna, rovi</i>	104
IV.3.3.3	<i>Meritve nivojev podtalnice</i>	105
IV.3.3.4	<i>Odvzem vzorcev</i>	105
IV.3.3.5	<i>Identifikacija vzorcev</i>	106
IV.3.3.6	<i>Geotehnični popis</i>	106
IV.3.4	Penetracijske preiskave	106
IV.3.4.1	<i>Žepni penetrometer</i>	106
IV.3.4.2	<i>Standardni penetracijski preizkus (SPT)</i>	107
IV.3.4.3	<i>Dinamični penetracijski preizkus (DPT)</i>	108
IV.3.4.4	<i>Statični penetracijski preizkus (CPT)</i>	109
IV.3.4.5	<i>Ploskovni dilatometrski preizkus (DMT)</i>	110
IV.3.5	Krilna sonda	111
IV.3.6	Presiometer	112
IV.3.7	Preizkusne obremenitve tal	114
IV.3.7.1	<i>Statični preizkus s krožno ploščo</i>	114
IV.3.7.2	<i>Dinamični preizkus s krožno ploščo</i>	116
IV.3.8	Geofizikalne metode preiskav	117
IV.3.8.1	<i>Geoelektrične metode</i>	117
IV.3.8.2	<i>Geoseizmične metode</i>	118
IV.3.8.3	<i>Georadarske metode</i>	118
IV.3.8.4	<i>Radioaktivne metode</i>	119

IV.3.9	Meritve vodoprepustnosti	119
IV.3.9.1	<i>Nalivalni preizkus</i>	119
IV.3.9.2	<i>Črpalni preizkus</i>	120
IV.3.9.3	<i>Packer Test</i>	120
IV.3.10	Meritve za monitoring	120
IV.3.10.1	<i>Inklinometerske meritve</i>	121
IV.3.10.2	<i>Meritve posedkov</i>	121
IV.3.10.3	<i>Meritve napetosti v tleh, kontaktnih tlakov</i>	121
IV.3.10.4	<i>Meritve pornih tlakov, piezometerske višine</i>	121
IV.3.10.5	<i>Meritve napetosti oz. deformacij v konstrukcijskih elementih</i>	121
IV.3.10.6	<i>Meritve zveznosti gostote pilotov</i>	121
IV.4	<i>Osnovne značilnosti tal</i>	122
IV.4.1	Fazni sestav tal	122
IV.4.2	Analiza vertikalnih napetosti temeljnih tal	122
IV.4.3	Določitev posedka	129
IV.4.4	Strižna trdnost	133
IV.4.5	Konsolidacija	134
IV.4.6	Bočni (lateralni) zemeljski pritisk	135
IV.4.7	Nosilnost temeljnih tal	135
IV.4.8	Stabilnost na pobočjih	136
IV.5	<i>Propustnost in pronicanje vode</i>	138
IV.5.1	Definicije in materialne lastnosti	139
IV.5.2	Vodilne enačbe	141
V	GEOTEHNIKA	142
V.1	<i>Uvod</i>	142
V.2	<i>Zgodovina</i>	142
V.3	<i>Temeljenje</i>	143
V.3.1	Plitvo temeljenje	143
V.3.2	Globoko temeljenje	163
V.3.3	Podporne konstrukcije	175
V.3.4	Izboljšanje nosilnosti temeljnih tal	177
V.3.5	Zemeljska dela	178
V.4	<i>Gradnja</i>	178
V.4.1	Prijava gradbišča	180
V.4.2	Varnostni načrt	180
V.4.3	Priprava terena	181
V.4.4	Pripravljala dela	181
V.4.5	Zakoličenje objekta	182
V.4.6	Zemeljska dela	182
V.4.7	Izkop gradbene jame	182
V.4.8	Priprava temeljnih tal in morebitno izboljšanje	183
V.4.9	Priprava za komunalne priključke	183
V.4.10	Izvedba temeljne konstrukcije	183
VI	HIDROIZOLACIJE	184
	Literatura	189

I UVOD

I.1 Pregled predpisov in standardov RS

I.1.1 Zakoni

- Zakon o graditvi objektov (Ur.l. RS, št. 102/2004)
- Zakon o varstvu pred požarom /ZVPoz/ (Ur. l. RS, št. 71-2577/1993)
- Zakon o varstvu okolja (Ur.list RS, št. 32/93, 1/96, 9/99, 22/00, 82/01)
- Zakon o urejanju prostora (ZUreP-1) (Ur. list RS, št. 110-5386/2002),
- Zakon o gradbenih proizvodih (Ur. list RS, št. 52/00 in št. 110/02-ZGO-1)
- Zakon o varnosti cestnega prometa /ZVCP/ (Ur.l. RS, št. 83/2004)
- Zakon o javnih cestah /ZJC/ (Ur.l. RS, št. 29/1997, 18/2002, 50/2002 Odl.US: U-I-224/00-15)
- Zakon o standardizaciji - ZSta-1 (Ur. list RS, št. 59/99)
- Zakon o tehničnih zahtevah za proizvode in ugotavljanju skladnosti - ZTZPUS (Ur. list RS, št. 59/99)
- Uredba o načinu določanja organov za ugotavljanje skladnosti (Ur. list RS, št. 24/00)
- Odločba o priznavanju veljavnosti listin o skladnosti gradbenih proizvodov, izdanih s strani priglašeni organov pri EU (objavljeno na spletnih straneh ministrstva za gospodarstvo - MG)
- Zakon o splošni varnosti proizvodov - ZSVP (Ur. list RS, št. 23/99)
- Zakon o varstvu potrošnikov - ZVPot (Ur. list RS, št. 20/98)
- Zakon o javnih naročilih - ZJN-1 (Ur. list RS, št. 39/00)
- Zakon o akreditaciji - ZAKr (Ur. list RS, št. 59/99)

I.1.2 Pravilniki

- Pravilnik o bistvenih zahtevah za gradbene objekte, ki jih je treba upoštevati pri določitvi lastnosti gradbenih proizvodov (Ur. list RS, št. 09/01)
- Pravilnik o potrjevanju skladnosti in označevanju gradbenih proizvodov (Ur. list RS, št. 54/01)
- Pravilnik o postopku podelitve evropskega tehničnega soglasja gradbenemu proizvodu (Ur. list RS, št. 69/03)
- Pravilnik o požarni klasifikaciji gradbenih proizvodov (Ur. list RS, št. 77/03)
- Pravilnik o projektni in tehnični dokumentaciji (Ur.list RS, št. 66/04)
- Pravilnik o načinu označitve in organizaciji ureditve gradbišča, o vsebini in načinu vodenja dnevnika o izvajanju del in o kontroli gradbenih konstrukcij na gradbišču (Ur.list RS, št. 66/04)
- Pravilnik o obliki in vsebini dokazila o zanesljivosti objekta (Ur. list RS, št. 91/03)
- Pravilnik o obliki tehničnih smernic za projektiranje, gradnjo in vzdrževanje objektov (Ur. list RS, št. 54/03)
- Pravilnik o geodetskem načrtu (Ur. list RS, št. 40/04)
- Pravilnik o požarni varnosti v stavbah (Ur. list RS, št. 31/04)
- Pravilnik o zaščiti stavb pred vlago (Ur. list RS, št. 29/04)
- Pravilnik o toplotni zaščiti in učinkoviti rabi energije v stavbah (Ur. list RS, št. 42/02)
- Pravilnik o prezračevanju in klimatizaciji stavb (Ur. list RS, št. 42/02)
- Pravilnik o zvočni zaščiti stavb (Ur. list RS, št. 19/99)
- Pravilnik o prvih meritvah in obratovalnem monitoringu hrupa za vire hrupa ter o pogojih za njihovo izvajanje (Ur.list RS, št. 70/96)
- Pravilnik o tehničnih normativih za temeljenje gradbenih objektov (Ur. list SFRJ, št. 15/90)
- Pravilnik o tehničnih normativih za beton in armirani beton (Ur. list SFRJ, št.11/87)

- Pravilnik o tehničnih normativih za obtežbe nosilnih gradbenih konstrukcij (Ur. List SFRJ, št. 26/88)
- Pravilnik o splošnih tehničnih predpisih za nosilne jeklene konstrukcije ter splošni tehnični predpisi za nosilne jeklene konstrukcije (Ur.list SFRJ, št. 41/64)
- Pravilnik o tehničnih predpisih za uporabo rebrastega betonskega jekla in armirani beton (Ur.list SFRJ, št. 39/65, 18/88)
- Pravilnik o tehničnih pogojih za projektiranje in izvajanje betonskih in armiranobetonskih konstrukcij v okolich, ki so izpostavljene agresivnemu delovanju vode in tal (Ur. list SFRJ, št. 32/70)
- Pravilnik o tehničnih ukrepih in pogojih za projektiranje in izvajanje konstrukcij s prefabrikati iz nearmiranega in armiranega plinastega betona in penastega betona (Ur. list SFRJ, št. 14/74)
- Pravilnik o tehničnih ukrepih in pogojih za projektiranje in izvajanje betonskih in armiranobetonskih konstrukcij v okolich, ki so izpostavljene agresivnemu delovanju vode in tal (Ur. list SFRJ, št. 32/70)
- Pravilnik o tehničnih ukrepih za dovrševalna dela v stavbarsvu (Ur. list SFRJ, št. 40/70)
- Pravilnik o splošnih ukrepih in normativih varstva pri delu za gradbene objekte,
- namenjene za delovne in pomožne prostore (Ur. list SFRJ, št. 27/67 in 41/68)
- Pravilnik o tehničnih ukrepih in pogojih za uporabo mrežaste armature v armirano-betonski konstrukciji (Ur. list SFRJ, št. 39/65 in 18/88)
- Pravilnik o tehničnih normativih za gradnjo objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih (Ur. list SFRJ, št. 31/82, 49/82 in 29/83)
- Pravilnik o tehničnih normativih za varstvo pred statično elektrino (Ur. list SFRJ, št. 62/73)
- Pravilnik o tehničnih normativih za nizkonapetostne el.instalacije (Ur. list SFRJ, št. 53/88)
- Pravilnik o tehničnih normativih za varstvo elektroenergetskih postrojev in naprav pred požarom (Ur. list SFRJ, št. 74/90)
- Pravilnik o varstvu pri delu pred nevarnostjo električnega toka (Ur. list SFRJ, št. 29/92)
- Pravilnik o tehničnih ukrepih za zaščito elektroenergetskih postrojev pred prednapetostjo (Ur. list SFRJ, št. 7/71)
- Pravilnik o splošnih tehničnih predpisih (normativih) in pogojih za projektiranje in izvajanje elektroenergetskih naprav v prostorih, v katerih se dela z eksplozivi (Ur.list SFRJ, št. 17/74)
- Pravilnik o varstvu pri delu pri gradnji predorov, rofov in podkopov (Ur. list SRS 26/88, RS 56/99)
- Pravilnik o požarnovarstvenih zahtevah, ki jih je potrebno upoštevati pri izdelavi prostorskega izvedbenega akta pri projektiranju, gradnji, rekonstrukciji in vzdrževanju objektov (Ur. list SRS, št. 42/85)
- Pravilnik o tehničnih normativih za zunanje in notranje hidrantno omrežje zagašenje požarov (Ur. list SRS, št. 30/91)
- Pravilnik o projektiranju javnih cest in njihovih elementov (osnutek)
- Pravilnik o dimenzijah, masah in opremi vozil (Ur.I.RS 24/96)
- Pravilnik o prometni signalizaciji in prometni opremi na javnih cestah (Ur. list RS, št. 46-2131/2000)
- Pravilnik o vrstah vzdrževalnih del na javnih cestah in nivoju rednega vzdrževanja javnih cest (Ur.I. RS, št. 62/1998)
- Pravilnik o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov
- Disciplinski pravilnik Ur.I. RS, št. 11/2005
- Pravilnik o bistvenih zahtevah za gradbene objekte, ki jih je treba upoštevati pri določitvi lastnosti gradbenih proizvodov, Ur.I. RS, št. 9/2001
- Pravilnik o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov, Ur.I. RS, št. 101/2005
- Pravilnik o načinu označitve in organizaciji ureditve gradbišča, o vsebini in načinu vodenja dnevnika o izvajanju del in o kontroli gradbenih konstrukcij na gradbišču, Ur.I. RS, št. 66/2004
- Pravilnik o obliki in vsebini izkaznice in enotnega žiga pooblaščenih arhitektov, pooblaščenih krajinskih arhitektov in pooblaščenih prostorskih načrtovalcev, Ur.I. RS, št. 114/2004

- Pravilnik o obliki in vsebini izkaznice in enotnega žiga pooblaščenih inženirjev, Ur.l. RS, št. 51/2004
- Pravilnik o pogojih za izdajo mnenja v postopku za priznanje kvalifikacije odgovornega projektanta arhitekture Ur.l. RS, št. 41/2004
- Pravilnik o potrjevanju skladnosti in označevanju gradbenih proizvodov Ur.l. RS, št. 54/2001
- Pravilnik o požarni varnosti v stavbah, Ur.l. RS, št. 31/2004
- Pravilnik o prezračevanju in klimatizaciji stavb, Ur.l. RS, št. 42/2002
- Pravilnik o tehničnih predpisih za pregled in preizkušanje jeklenih nosilnih konstrukcij, Ur.l. SFRJ, št. 6/1965
- Pravilnik o tehničnih predpisih za vzdrževanje jeklenih konstrukcij med eksploatacijo pri jeklenih nosilnih konstrukcijah, Ur.l. SFRJ, št. 6/1965
- Pravilnik o toplotni zaščiti in učinkoviti rabi energije v stavbah, Ur.l. RS, št. 42/2002
- Pravilnik o vrstah zahtevnih, manj zahtevnih in enostavnih objektov, o pogojih za gradnjo enostavnih objektov brez gradbenega dovoljenja in o vrstah del, ki so v zvezi z objekti in pripadajočimi zemljišči, Ur.l. RS, št. 114/2003
- Pravilnik o zaščiti stavb pred vlago, Ur.l. RS, št. 29/2004
- Pravilnik o zvočni zaščiti stavb, Ur.l. RS, št. 14/1999
- Kodeks poklicne etike arhitektov, krajinskih arhitektov in prostorskih načrtovalcev, Ur.l. RS, št. 6/2005
- Seznam izdane tehnične smernice, Ur.l. RS, št. 1/2008
- Seznam standardov, ob uporabi katerih se domneva skladnost z zahtevami Pravilnika o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov, Ur.l. RS, št. 120/2007
- Pravilnik o zaščiti stavb pred vlago, Ur.l. RS, št.29/2004

I.1.3 Ostali predpisi

- Uredba o uvedbi in uporabi enotne klasifikacije vrst objektov in o določitvi objektov državnega pomena (Ur. list RS, št. 33/03)
 - Uredba o hrupu v naravnem in življenjskem okolju (Ur.list RS, št. 45/95, 66/96)
 - Uredba o emisiji snovi v zrak iz nepremičnih virov onesnaževanja (Ur.list RS, št. 73/94, 68/96, 109/01)
 - Uredba o mejnih, opozorilnih in kritičnih imisijskih vrednostih snovi v zraku (Ur.list RS, št. 73/94)
 - Uredba o merilih za določanje povečane nevarnosti nastanka požara, eksplozije ali druge posebne nevarnosti (Ur. l. RS, št. 38-1821/2002)
 - Tehnični predpisi za UNP (Ur. list RS, št. 21/91)
 - Tehnični predpisi za UNP (Ur. list RS, št. 22/91)
 - Tehnični predpisi za strelovode (Ur. list SFRJ, št. 13/68)
 - Seznam smernic za evropska tehnična soglasja za gradbene proizvode (Ur. l. RS, št. 58-2939/2003)
 - Odlok o maksimalno dovoljenih ravneh hrupa za posamezna območja naravnega in bivalnega okolja ter za bivalne prostore (Ur. list SRS, št. 20/80)
 - Direktiva o gradbenih proizvodih (CPD) 89/106/EGS
- Po določilu zakona o gradbenih proizvodih mora vsak gradbeni proizvod, predno ga dobavitelj da v promet, ustrezati svoji nameravani uporabi. To pomeni, da ima ta proizvod take lastnosti, da bo gradbeni objekt, v katerega je vgrajen, če je ta pravilno projektiran in grajen, izpolnjeval s predpisi o graditvi gradbenih objektov določene bistvene zahteve. Šteje se, da gradbeni proizvod ustreza svoji nameravani uporabi, če je skladen z eno izmed naslednjih vrst tehničnih specifikacij (upoštevajoč prednostno tisto, ki je najprej navedena):
- s slovenskim nacionalnim standardom, ki je nastal s privzemom harmoniziranega evropskega standarda (SIST hEN) pri Slovenskem inštitutu za standardizacijo (SIST) (1. vrstica 2. odstavka 6. člena) in so bili njegovi referenčni podatki objavljeni v enem izmed naslednjih seznamov standardov:
 - Ur.list RS, št. 103/02

- Ur.list RS, št. 29/03
- Ur.list RS, št. 58/03)
- z evropskim tehničnim soglasjem (ETA), ki ga je podelil organ za tehnična soglasja, priglasi pri EU (član EOTA) na individualno zahtevo vložnika na podlagi:
 - smernice za evropsko tehnično soglasje (ETAG), katere referenčni podatki so bili objavljeni v naslednjem seznamu smernic ETAG: Ur.list RS, št. 58/03
 - ali dogovora članic EOTA o postopku ocenjevanja ustreznosti gradbenega proizvoda (CUAP)
- s slovenskim nacionalnim standardom (SIST) iz nabora objavljenih standardov Slovenskega inštituta za standardizacijo (SIST) (1. vrstica 1. odstavka 7. člena), katerega referenčni podatki so bili objavljeni v enem izmed naslednjih seznamov standardov:
 - Ur.list RS, št. 53/01,
 - Ur.list RS, št. 29/03
- s slovenskim tehničnim predpisom, objavljenim v Uradnem listu RS, nastalim v primeru, da za ta proizvod in njegovo predvideno uporabo ni bilo na voljo zaključene celote drugih tehničnih specifikacij, ki bi ga lahko ustrezno regulirala brez obstoja veznega besedila, ali
- s slovenskim tehničnim soglasjem, ki ga je podelil na individualno zahtevo vložnika organ za tehnična soglasja (ZAG) na podlagi ustreznega internega postopka.

I.1.4 Standardi za projektiranje

- SIST EN 1990:2004/oA101:2005 - Evrokod – Osnove projektiranja – Nacionalni dodatek
- SIST EN 1991-1-1:2004/oA101:2005 - Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Postorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb – Nacionalni dodatek
- SIST ENV 1992-3:2004 - Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 3. del: Betonski temelji - Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 3: Concrete foundations
- SIST EN 1990:2004 - Eurocode – Osnove projektiranja - Eurocode - Basis of structural design
- SIST EN 1991-1-1:2004 - Eurocode 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb - Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings
- SIST EN 1991-1-2:2004 - Eurocode 1: Vplivi na konstrukcije - 1-2. del: Splošni vplivi – Vplivi požara na konstrukcije - Eurocode 1: Actions on structures - Part 1- 2: General actions - Actions on structures exposed to fire
- SIST EN 1991-1-3:2004 - Eurocode 1: Vplivi na konstrukcije - 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega - Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-3: General actions - Snow loads
- SIST EN 1991-1-5:2004 - Eurocode 1: Vplivi na konstrukcije - 1-5. del: Splošni vplivi – Toplotni vplivi - Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-5: General actions - Thermal actions
- SIST EN 1991-2:2004 - Eurocode 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije – 2. del: Prometna obtežba mostov - Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges
- SIST ENV 1991-2-7:2004 - Eurocode 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije – 2-7. del: Vplivi na konstrukcije – Nezagodni vplivi zaradi trčenj in eksplozij - Eurocode 1: Basis of design and actions on structures - Part 2-7: Actions on structures - Accidental actions due to impact and explosions
- SIST ENV 1992-1-1:1999 - Eurocode 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – Del 1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe - Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings
- SIST ENV 1992-1-2:2004 - Eurocode 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-2. del: Projektiranje požarnovarnih konstrukcij - Eurocode 2: Design of concrete structures -Part 1- 2: General rules - Structural fire design

- SIST ENV 1992-1-6:2004 - Eurocode 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-6. del: Splošna pravila za nearmirane betonske konstrukcije - Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-6: General rules - Plain concrete structures
- SIST ENV 1992-4:2004 - Eurocode 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 4. del: Zadrževalniki tekočin - Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 4: Liquid retaining and containment structures
- SIST ENV 1997-2:2004 - Eurocode 7: Geotehnično projektiranje - 2. del: Projektiranje s pomočjo preskušanja v laboratoriju - Eurocode 7: Geotechnical design - Part 2: Design assisted by laboratory testing
- SIST ENV 1997-3:2004 - Eurocode 7: Geotehnično projektiranje - 3. del: Projektiranje s pomočjo preskušanja na terenu - Eurocode 7: Geotechnical design - Part 3: Design assisted by field testing
- SIST ENV 1998-1-1:2000 - Eurocode 8 - Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - Del 1-1: Splošna pravila - Potresna obtežba in splošne zahteve za konstrukcije - Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 1-1: General rules - Seismic actions and general requirements for structures
- SIST ENV 1998-1-1:2000/D1:2001 - Eurocode 8 - Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - Del 1-1: Splošna pravila - Potresna obtežba in splošne zahteve za konstrukcije - Dopolnilo 1 - Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 1-1: General rules - Seismic actions and general requirements for structures
- SIST ENV 1998-4:2001 - Eurocode 8 - Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - 4. del: Silosi, rezervoarji in cevovodi - Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 4: Silos, tanks and pipelines
- SIST ENV 1998-5:1995 - Eurocode 8 - Projektiranje konstrukcij na potresnih področjih - 5. del: Temelji, oporne konstrukcije in geotehnični vidiki - Eurocode 8 - Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects
- SIST ENV 1998-5:1995/D1:2001 - Eurocode 8 - Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - 5. del: Temelji, oporne konstrukcije in geotehnični vidiki - Dopolnilo 1 - Eurocode 8 - Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects

I.1.5 Standardi za preizkušanje

- SIST –TS CEN ISO/TS 14688 1:2002
Geotehnično preiskovanje in preizkušanje – Prepoznavanje in razvrščanje zemljin – 1.del
- SIST –TS CEN ISO/TS 14688 2:2002
Geotehnično preiskovanje in preizkušanje – Prepoznavanje in razvrščanje zemljin – 2.del
- SIST – TS CEN ISO/TS 17892 1:2004
Geotehnično preiskovanje in preskušanje -Laboratorijsko preskušanje zemljin -1 del: Ugotavljanje vlažnosti
- SIST – TS CEN ISO/TS 17892 2:2004
Geotehnično preiskovanje in preskušanje -Laboratorijsko preskušanje zemljin -1 del: Ugotavljanje gostote drobnozrnatih zemljin
- SIST – TS CEN ISO/TS 17892 3:2004
Geotehnično preiskovanje in preskušanje -Laboratorijsko preskušanje zemljin -1 del: Ugotavljanje gostote zrn – Metoda s piknometrom
- SIST – TS CEN ISO/TS 17892 4:2004
Geotehnično preiskovanje in preskušanje -Laboratorijsko preskušanje zemljin -1 del: Ugotavljanje zrnave sestave
- SIST – TS CEN ISO/TS 17892 5:2004
Geotehnično preiskovanje in preskušanje -Laboratorijsko preskušanje zemljin -1 del: Edometriški preizkus s postopnim obremenjevanjem
- SIST – TS CEN ISO/TS 17892 6:2004

- Geotehnično preiskovanje in preskušanje -Laboratorijsko preskušanje zemljin -1 del:
Konusni preizkus
- SIST – TS CEN ISO/TS 17892 7:2004
Geotehnično preiskovanje in preskušanje -Laboratorijsko preskušanje zemljin -1 del:
Enoosni tlačni preizkus drobnozrnatih zemljin
- SIST – TS CEN ISO/TS 17892 8:2004
Geotehnično preiskovanje in preskušanje -Laboratorijsko preskušanje zemljin -1 del:
Nekonsolidirani nedrenirani triosni preizkus
- SIST – TS CEN ISO/TS 17892 9:2004
Geotehnično preiskovanje in preskušanje -Laboratorijsko preskušanje zemljin -1 del:
Konsolidirani triosni tlačni preizkus na z vodo zasičenih zemljinah
- SIST – TS CEN ISO/TS 17892 10:2004
Geotehnično preiskovanje in preskušanje -Laboratorijsko preskušanje zemljin -1 del:
Neposredni strižni preizkus
- SIST – TS CEN ISO/TS 17892 11:2004
Geotehnično preiskovanje in preskušanje -Laboratorijsko preskušanje zemljin -1 del:
Ugotavljanje prepustnosti s konstantnim in spremenljivim hidravličnim padcem
- SIST – TS CEN ISO/TS 17892 12:2004
Geotehnično preiskovanje in preskušanje -Laboratorijsko preskušanje zemljin -1 del:
Ugotavljanje Atterbergovih mej plastičnosti
- SIST EN 932 1:1999
Preizkusi splošnih lastnosti agregatov -1 del:
Metode vzorčenja
- SIST EN 933 1:1999
Preizkusi geometričnih lastnosti agregatov -1 del:
Ugotavljanje zrnivosti
- JUS U.B1.042 - Določitev CBR
- DIN 18127 - Določitev optimalne vlage in gostote
- SIST DIN 18195: Hidroizolacije

1.2 Enote

Fizikalne pojave opisujemo s fizikalnimi količinami. Za kvantitativni opis fizikalnega pojava je potrebno izvesti merjenje. Pri merjenju količino vedno primerjamo z nekim referenčnim standardom - enoto merjene količine. Poznamo osnovne in izpeljane fizikalne količine. Osnovne fizikalne količine definiramo z opisom postopka merjenja (operativna definicija), druge (izpeljane) fizikalne količine pa definiramo z opisom načina kako jih izračunamo iz osnovnih fizikalnih količin (npr.: dolžina, čas - hitrost). Mednarodni sistem enot SI (Système International d'Unités, International System of Units, 1875/1921/1960) vsebuje sedem osnovnih enot, iz katerih se izvedejo vse izpeljane enote. Osnovne fizikalne količine in enote po SI sistemu enot so:

masa	[kilogram]	[kg]
dolžina	[meter]	[m]
čas	[sekunda]	[s]
temperatura	[kelvin]	[K]
električni tok	[amper]	[A]
svetilnost	[kandela]	[cd]
množina snovi	[mol]	[mol]

Za enoto mase, dolžine in časa veljajo naslednje definicije:

Masa

1887 - osnovna enota, kilogram (kg), je definirana kot masa valja iz Pt-Ir zlitine, shranjenega v IBWM v Sevresu pri Parizu. Kopije so tudi drugje.

Dolžina

1120 - angleški kralj - yard

francoski kralj - čevelj (foot)

1799 - meter (Francija): 1/10 000 000 razdalje od ekvatorja do Severnega tečaja vzdolž poldnevnik skozi Pariz

1960 - razdalja med dvema črtama na Pt-Ir palici, shranjeni pod nadzorovanimi pogoji v IBWM v Sevresu pri Parizu

kasneje v 60. in 70. letih meter definiran kot 1.650.763,73 valovnih dolžin oranžno-rdeče svetlobe iz Kr86 svetilke.

1983 - meter [m] redefiniran kot razdalja, ki jo prepotuje svetloba v vakuumu v času 1/299.792.458 sekunde

Čas

1791 - sekunda = čas enega nihaja nihala z dolžino 1m

1889 - povprečna solarna sekunda definirana kot (1/60)(1/60)(1/24) povprečnega solarnega dne.

1967 - sekunda [s] = čas trajanja 9 192 631 770 period sevanja, ki ustreza prehodu med dvema hiperfinima nivojema osnovnega stanja atoma cezija (Cs), izotopa 133

Za večje in manjše enote ($\times 10$, $\times 1/10$) uporabljamo predpone sistema enot SI (npr.: 1 km = 1000 m = 10^3 m, 1 mm = 1/1000 m = 10^{-3} m).

SI predpone:

faktor	predpona	simbol	faktor	predpona	simbol
10^{-18}	atto-	a	10^1	deka-	d
10^{-15}	femto-	f	10^2	hekto-	h
10^{-12}	piko-	p	10^3	kilo-	k
10^{-9}	nano-	n	10^6	mega-	M
10^{-6}	mikro-	μ	10^9	giga-	G
10^{-3}	mili-	m	10^{12}	tera-	T
10^{-2}	centi-	c	10^{15}	peta-	P
10^{-1}	deci-	d	10^{18}	eksa-	E

Ujemanje in pretvarjanje enot

Enačbe izražajo zvezo med fizikalnimi količinami. Fizikalne količine zapišemo z algebrskimi znaki. Vsak znak označuje mersko število in mersko enoto (npr. d označuje razdaljo 10 m, t čas 5 s, v hitrost 4 ms^{-1}). Množenje in deljenje enot: merske enote množimo in delimo kot merska števila. Enačbe se morajo *dimenzijsko* ujemati. Vedno pišemo enote in izvedemo kontrolo pravilnosti izračunov!

$$d = t \cdot v = 5 \text{ s} \cdot 4 \text{ ms}^{-1} = 20 \text{ m}$$

hitrost = zač.hitrost + pospešek x čas

$$v(\text{ms}^{-1}) = v_0(\text{ms}^{-1}) + a(\text{ms}^{-2}) \cdot t(\text{s})$$

kjer je $v_0(\text{ms}^{-1})$ začetna hitrost, $a(\text{ms}^{-2})$ pospešek in $t(\text{s})$ čas.

gostota = masa / prostornina

$$\rho(\text{kg}/\text{m}^3) = m(\text{kg}) / V(\text{m}^3)$$

prostornina kosa kamnine = teža / prostorninska teža

$$V(\text{m}^3) = T(\text{kN}) / \gamma(\text{kN}/\text{m}^3) = m(\text{kg}) \cdot g(\text{m}/\text{s}^2) / \rho(\text{kg}/\text{m}^3) \cdot g(\text{m}/\text{s}^2)$$

pritisk = sila / površina

$$\sigma(\text{kPa}) = F(\text{kN}) / A(\text{m}^2)$$

hidrostatični pritisk = prostorninska teža x globina

$$p(\text{kPa}) = \rho(\text{kg}/\text{m}^3) \cdot g(\text{ms}^{-2}) \cdot h(\text{m})$$

II OSNOVE GEOLOGIJE

II.1 Splošno o geologiji

Geologija je naravoslovna veda, ki se ukvarja s proučevanjem Zemlje. Iz najrazličnejših vidikov proučuje zgradbo Zemlje, snovi ki jo sestavljajo, njen nastanek in zgodovinski razvoj ter še mnoge druge lastnosti, pojave in procese. Tako je iz vidika astronomije, ki proučuje nebesna telesa in vesolje kot sistem nebesnih teles, Zemlja tretji planet v našem osončju, z astronomskimi podatki, ki so nam bolj ali manj poznani; iz vidika kemije je pogled precej drugačen, proučujejo se predvsem kemični procesi, prvine in minerali, ki tvorijo kamnine in sestavljajo litosfero; iz vidika zgodovine se proučuje razvoj geoloških pojavov, pojavov življenja v preteklosti itd. tako, da je težko podati kratko definicijo geologije kot znanosti.

Z geologijo so se filozofi ukvarjali že daleč v preteklosti, sam naziv pa je bil prvič uveden v petnajstem stoletju (R. de Burry, 1473) kot kombinacija besed *Geo = Zemlja* in *Logos = vedenje*. Geologija je torej kompleksna naravoslovna znanost, ki ji bomo tukaj podali naslednjo definicijo:

Geologija je veda o zgradbi Zemlje, o snoveh, ki jo sestavljajo, njenem nastanku in zgodovinskem razvoju ter o procesih, ki potekajo v njeni notranjosti in na površini.

Včasih so znanstveniki in raziskovalci Zemljo in njene geološke zakonitosti proučevali predvsem z opazovanjem na površini, o sami notranjosti so lahko bolj ali manj ugibali, saj so bili pri raziskovanju tehnično omejeni. Razvoj znanosti in tehnike, še posebej na področju geofizike, je omogočil, da danes geologija dokaj natančno obravnava celotno litosfero, proučuje pa tudi celotno zgradbo Zemlje. Litosfera je zunanja plast zemeljske oble, njen zgornji del, ki ga sestavljajo trdne kamnine, imenujemo zemeljska skorja. Glede na velikost Zemlje je ta relativno tanka, njena debelina je okoli 70 km, pod oceani pa tudi bistveno manj (ponekod samo 10 km). Skorja tudi ni celota, ampak je sestavljena iz tektonskih plošč, ki delujejo kot medsebojno povezan sistem.

II.2 Veje geologije

Geologija se je razvila kot kompleksna naravoslovna znanstvena veda, ki predstavlja celoto v povezavi z mnogimi drugimi znanji. Geologija kot znanost se torej navezuje na več znanstvenih disciplin. Le te se med seboj razlikujejo po metodah dela in predmetih obravnave. Delovno področje geologije obsegata dve obširni področji: splošna geologija in zgodovinska geologija. Uporabo geologije v inženirske namene (rudarstvo, gradbeništvo) imenujemo inženirska geologija.

Splošna geologija obravnava sestavo in lastnosti litosfere ter dinamiko sprememb na površini in v notranjosti. Tvorita jo dve medsebojno tesno povezani disciplini, ki se imenujeta geotektonika ali tektonska geologija in geodinamika ali dinamična geologija.

1. Geotektonika ali tektonska geologija proučuje zgradbo litosfere in odnose med stenami litosfere. Ukvarja se s posledicami sprememb v litosferi. Danes je v veljavi globalna teorija tektonike, ki obravnava zemeljsko skorjo kot sistem tektonskih plošč (teorija tektonike plošč).

Tektonika proučuje zgradbo zemeljske skorje glede na razporejenost skladov, kamnin in glede na gibanja, ki so zgradbo ustvarila. Obravnava lego kamnin v prostoru, njihova medsebojna razmerja ter strukturne oblike, ki pri tem nastajajo. Proučuje tudi sile, ki so povzročile premike v zemeljski skorji.

2. Geodinamika ali dinamična geologija proučuje delovanje zunanjih in notranjih sil, ki delujejo v litosferi ali na njeni površini. Ukvarja se z vzroki sprememb v litosferi. Geodinamika je torej skupnost vseh notranjih sil in zunanjih pojavov, ki delujejo v litosferi ali na njeni površini in povzročajo geomorfološke spremembe. Glede na vzroke pojavov in procesov delimo dinamično geologijo na notranjo (endo) in zunanjo (ekso) geodinamiko.

- a. Endodinamika** ali notranja geodinamika obravnava delovanje notranjih sil in vzrokov, ki iz zemeljske notranjosti preoblikujejo litosfero in zemeljsko površino. Iz notranjosti povzročajo spremembe plutonski in vulkanski pojavi, tektonski procesi in potresi, kot posledica tektonskih ter manj pogosto vulkanskih pojavov.
- b. Eksodinamika** ali zunanja geodinamika obravnava zunanje sile in vzroke, ki iz zunanosti preoblikujejo relief zemeljske površine. Zaradi endodinamičnih in eksodinamičnih pojavov se relief zemeljske površine neprestano spreminja. Veda, ki proučuje te spremembe se imenuje geomorfologija.

Geomorfologija je veda, ki proučuje relief zemeljske površine ter zakonitosti nastanka (geneze) in razvoja oblik reliefa Zemeljske površine (morfološke evolucije). Geomorfologija je del fizične geografije, ki se ukvarja z oblikami zemeljskega površja, njihovimi značilnostmi, razporeditvijo in razvojem.

Geografija je veda o zemeljskem površju, o gospodarskih in kulturnih razmerah na njem. Geografija se deli na več področij:

- družbena geografija - obravnava zakonitosti družbe na zemlji
- fizična geografija - obravnava naravne zakonitosti na zemlji
- regionalna geografija
- gospodarska geografija
- občna geografija.

Geodezija ali zemljemerstvo je veda o obliki zemlje in njenih razsežnostih. Nižja geodezija se ukvarja z meritvami manjših površin in z izdelavo topografskih kart.

Zgodovinska (historična) geologija je znanstvena veda, ki obravnava zgodovinski razvoj Zemlje od nastanka do danes. Proučuje geološke in klimatske procese, pojave flore in favne v morjih in na kopnem in ostale pojave in procese, ki so značilno zaznamovali posamezne geološke dobe. Vključuje tudi stratigrafijo, paleontologijo in ostale vede. Navadno iz današnjih dogajanj, ki oblikujejo zemeljsko površje in njihovih posledic, sklepa na dogotke v preteklosti, saj so povzročali podobne posledice (aktualizem).

Stratigrafija je veda, tesno vezana na zgodovinsko geologijo. Zemeljske plasti razvršča v kronostratigrafske (časovne) in litološke (kamninske) enote.

Paleontologija je veda o izumrlih organizmih in njihovi evoluciji. Značilnost paleontologije je obravnavanje okamnelih živalskih in rastlinskih organizmov in njihovih sledi (fosilov) iz geološke preteklosti. Paleontologija je pomembna pri določanju relativne starosti kamnin, ki tvorijo zemeljske plasti. Moderna paleontologija se je razvila v 18. stoletju. Združuje vede o rastlinah (paleobotanika), živalih (paleozoologija) in človeku (paleontropologija). Paleogeografija proučuje razširjenost različnih vrst živali in rastlin v geološki preteklosti. Paleoekologija proučuje odnose med različnimi vrstami rastlin in živali v geološki preteklosti. Paleogeografija je veda o geografskih značilnostih zemeljskega površja v geološki preteklosti. S sintezo številnih geoloških podatkov različnih ved (stratigrafije, geofizike, sedimentologije, itd.) podaja paleogeografske karte za posamezne geološke periode.

Petrologija je veda o nastanku, razvoju in sestavi kamnin. Petrologija preučuje predvsem vzroke in pogoje nastanka kamnin skozi procese na Zemlji.

Petrografija je področje geologije, ki preučuje kamnine, njihove mineraloške, strukturne, fizikalne in mehanske lastnosti. Kot veda je petrografija sestavni del petrologije in se ukvarja predvsem z opisom kamnin.

Mineralogija je veda, ki preučuje minerale, njihovo obliko, kemične in fizikalne lastnosti, zgradbo, način nastanka in procese sprememb. Mineral (rudnina) je naravna tvorba (ki sestavlja litosfero), z določeno obliko, zgradbo, kemičnim sestavom in fizikalnimi lastnostmi.

Kristalografija proučuje oblike in notranje zgradbe kristalov.

Geokemija je veda o kemični sestavi Zemlje, nastanku in razvoju prvin (elementov). Raziskuje razširjenost in vrsto kemijskih prvin, ki gradijo Zemljo (predvsem zemeljsko skorjo). Kemijske prvine (elementi) so snovi, ki jih s kemijskimi postopki ni mogoče dalje razstaviti. Doslej je znanih skupno 105 kemijskih elementov. Vsebnost kemijskih elementov v zemeljski skorji je različna. Obstaja osem pglavitnih kemijskih prvin (O, Si, Al, Fe, Mg, Ca, Na, K), ki tvorijo 98,6 % (utežnih) zemeljske skorje, od tega O in Si 74,3 %. Geokemija obravnava tudi kemične procese in spremembe v litosferi skozi geološki čas. Določa pogoje nastanka kamnin. Kot aplikativna veda je pomembna pri določanju onesnaženosti okolja.

Vulkanologija je veda o ognjenikih (vulkanih), proučuje njihov nastanek, pojavne oblike, aktivnosti, mineraloške in petrološke in ostale lastnosti ter posledice njihovega delovanja. Vulkanizem ali ognjeniška dejavnost so procesi katerih rezultat je nastanek ognjenikov, pa tudi vsi pojavi, povezani z dviganjem magme na zemeljsko površje.

Geofizika preučuje fizikalne lastnosti Zemlje in pojave v atmosferi, hidrosferi, litosferi in notranjosti Zemlje. Geofizikalne raziskave so pomemben element oceanografije, meteorologije, seizmologije in proučevanja litosfere.

Razlikujemo splošno geofiziko, ki preučuje Zemljo kot celoto in uporabno geofiziko, ki rešuje praktične geološke probleme.

Seizmologija je veda o potresih. Proučuje potresne pojave, vzroke za njihov nastanek, pojavne oblike in njihove posledice. Potres je posledica nenadnega premika dveh tektonskih blokov vzdolž preloma v zemeljski skorji. Potencialna energija tektonskega bloka se spremeni v kinetično energijo potresnih valovanj, ki se širijo iz žarišča potresa in lahko povzročajo tresenje zemlje na oddaljenosti tudi več sto kilometrov od žarišča.

Hidrologija je veda o vodovju. **Hidrografija** opisuje podatke o vodovju. Hidrografski podatki se s pomočjo opazovanj in meritev zbirajo za površinska vodovja (npr. hidrografska amplituda razpon med najvišjim in najnižjim vodnim stanjem rek. Hidrografska karta prikazuje razširjenost vodovja na zemeljskem površju, podaja sistematično zbrane podatke o vodovju.

Hidrogeologija preučuje podzemne vode, njihov pojav, količino, kakovost, režim pretokov ter vpliv na lastnosti v litosferi.

Meteorologija je veda, ki proučuje zemeljsko ozračje. **Dinamična meteorologija** preučuje gibanja v ozračju pod vplivom raznih sil. **Sinoptična meteorologija** je veda, ki proučuje ozračje za napovedovanje vremena. **Klimatologija** je veda, ki na osnovi meteoroloških podatkov proučuje zemeljsko klimo; t.j. povprečne vremenske razmere, značilne za določen kraj ali področje.

Oceanografija je veda o oceanih in morjih. Proučuje podmorski in obalni relief ter vzroke za nastanek različnih morfoloških oblik, morsko dinamiko, t.j. valovanje, plimovanje in morske tokove, pojave življenja v oceanih in morjih, onesnaženje, vplive klimatskih sprememb in mnoge druge vplive, ki spreminjajo razmere v oceanih in morjih.

Inženirska geologija proučuje dinamične procese v zemeljski skorji in na površini, mineraloške in petrografske lastnosti kamnin, njihove fizikalne in tehnične lastnosti in ostale lastnosti pomembne za inženirsko uporabo. Inženirska geologija je torej celota geoloških znanj, uporabljenih v inženirske namene. Pojem inženirska geologija se je uveljavil v začetku 20. stoletja. Najobsežnejša področja uporabe geoloških znanj so v rudarstvu, energetiki in gradbeništvu.

II.3 Pomen geologije za gradbeništvo

Geologija kot veda obravnava Zemljo v najširšem smislu in je torej zmnožek veliko različnih znanstvenih ved in disciplin. Prvotno se je geologija razvijala predvsem kot naravoslovna znanost, ki se je ukvarjala z vrsto vprašanj o nastanku Zemlje, njeni obliki in sestavi, geografiji, vremenu in klimatskih pogojih, pojavu in razvoju življenja itd. S tehnološkim razvojem je geologija dobivala vedno večji uporabni (aplikativni) pomen. Naša civilizacija je postajala v zadnjih stoletjih izrazito porabniška, kar je narekovalo vedno večje potrebe po

surovinah in energiji. Pridobivanje teh pa je nujno pogojeno z dobrim razumevanjem geologije. Tudi v gradbeništvu so po eni strani nastajali novi materiali, za kar so potrebne surovine, prav tako pa so bili grajeni vedno bolj drzni gradbeni objekti, za kar je nujno dobro poznavanje geoloških razmer.

V gradbeništvu torej znanja geologije predvsem uporabljamo. Uporabo geoloških znanj v inženirske namene imenujemo inženirska geologija. Inženirska geologija je torej zmnožek geoloških znanj, uporabljenih v inženirske namene. Največji obseg uporabe je na področju rudarstva in energetike, tukaj pa se bomo omejili samo na inženirsko uporabo v gradbeništvu.

Za gradbeništvu je geologija pomembna predvsem na dveh področjih: pri proizvodnji gradbenih materialov in pri sami graditvi objektov (geotehnika). Pri proizvodnji gradbenih materialov nas zanimajo lastnosti kamnin, ki jih v ta namen pridobivamo. Kamnine lahko služijo za oblikovanje in obdelovanje v nek polizdelek (kamnoseštvo), kot gradbeni material (umetni nasipi, zemeljske pregrade, konstrukcije prometnic) ali pa kot sestavina pri izdelavi umetnega gradbenega materiala (beton, asfalt, malte, opečni izdelki itd.). Pri gradnji stavb in ostalih inženirskih objektov so znanja geologije pomembna pri vrsti problemov. V stavbarstvu je pomemben element gradnje temeljenje stavbe, pri zemeljskih delih se npr. ukvarjamo s vprašanji stabilnosti izkopov in nasipov, pri gradnji predorov je pomembna nosilnost izkopanega rova itd.. Pri uporabi v gradbeništvu se geologija navezuje na geomehaniko.

Geomehanika je področje mehanike, ki obravnava mehanske lastnosti tal. Ker se te pri kamninah in zemljinah praviloma precej razlikujejo, se geomehanika deli na:

- mehaniko zemljin in
- mehaniko kamnin.

Mehanika zemljin se je kot samostojna znanstvena disciplina razvila v prvi polovici 20. stoletja. Njen razvoj so narekovali problemi, ki so jih imeli inženirji pri gradnjah objektov. Ti so postajali tehnično zahtevnejši, pogosto so bili grajeni na tleh z neugodnimi lastnostmi. Z znanjem geologije in lastnosti tal, ki so ga imeli inženirji v tistem času, zahtevnim gradbenim problemom pogosto niso bili kos. To je narekovalo razvoj raziskav na tem področju in nastanek discipline imenovane geomehanika. Prvotno je geomehanika izhajala predvsem iz znanj geologije, šele Terzaghi jo je v tridesetih letih 20. stoletja utemeljil kot samostojno znanstveno disciplino. Sprva se je ta nanašala predvsem na zemljiška tla. Kasneje se je delila na mehaniko zemljin in kamnin.

Mehanika kamnin je podobna mehaniki zemljin, ker se kamnine in zemljine po mehanskih lastnostih praviloma precej razlikujejo, so pristopi obravnavanja mehanskih lastnosti različni. Mehanika kamnin proučuje fizikalno-mehanske lastnosti kamnin. Pomembna je predvsem v rudarstvu in gradbeništvu. V gradbeništvu je še posebej pomembna pri gradnjah predorov, visokih jezov, posegih v strma ali nestabilna hribinska pobočja itd.

Proučevanje tal kot osnove za gradnjo objektov v povezavi z ostalimi znanji gradbeništvu imenujemo geotehnika ali geotehnično inženirstvo. Namen geotehnikе je uporabiti znanja geologije in geomehanike ter v povezavi z ostalimi znanji (gradbene mehanike, gradbene tehnologije itd.) načrtovati čimbolj optimalne objekte.

Geotehnika se nanaša na tisti del gradenj, ki so v povezavi in kvalitetno odvisne od lastnosti tal. Tipična področja geotehnikе so temeljenje, zemeljska dela, gradnja podzemnih objektov, gradnja hidrotehničnih objektov, pridobivanje (izkopi) za proizvodnjo gradbenih materialov. V tesni povezavi z geotehniko je tudi potresno inženirstvo. V sodobnem času je geotehnika vedno bolj aktualna pri reševanju okoljevarstvenih problemov. Geotehnično inženirstvo je uporabna veda. Anon (1999) podaja naslednjo kratko definicijo:

Geotehnično inženirstvo je uporaba znanj iz mehanike zemljin in kamnin, inženirske geologije in ostalih ved pri graditvi, izkoriščanju naravnih virov ter varovanju in spreminjanju namembnosti okolja.



Slika II.1: Delitev geotehničnega inženirstva in povezave z ostalimi vedami (Anon 1999)

II.4 Nastanek Zemlje

Proučevanje nastanka Zemlje je zelo kompleksen in zahteven problem astronomije, ki se hkrati nanaša tudi celotno vesolje. O nastanku vesolja in nebesnih teles obstajajo različne teorije, ki jih na tem mestu ne bomo obravnavali. Za naše osončje in Zemljo se predpostavlja starost 4,5 do 4,6 milijard let.

Ves čas od nastanka so se dogajali dinamični procesi sprememb. Te spremembe obravnava področje geologije, ki ga imenujemo **Zgodovinska** ali **Historična geologija**.

Določanje starosti kamnin

V geologiji se največ uporabljajo metode za določevanje relativne starosti, mogoče pa je opredeliti tudi absolutno starost kamnin.

Metode določanja relativne starosti kamnin

Za določevanje relativne starosti se koristijo

- *geološko - stratigrafske metode* in
- *paleontološke metode*.

Metode določanja absolutne starosti kamnin

Ena od starejših metod določevanja absolutne starosti kamnin je bila metoda preučevanja debelin plasti glede na povprečno hitrost sedimentacije. Ker pa je proces sedimentacije zelo zapleten, so bili taki rezultati nerealni. Kasneje so poskušali še z drugimi metodami, kot na primer z določevanjem odstotkov soli v sedimentih, na osnovi ogljikovega dvokisa v karbonatnih plasteh itd.

Vse te metode imajo danes le še zgodovinski pomen, kajti nadomestile so jih veliko zanesljivejše metode določevanja starosti na osnovi radioaktivnih elementov.

Te metode temeljijo na osnovi razpadanja radioaktivnih elementov. Proces radioaktivnega razpada jedra atoma poteka enakomerno, brez pospešitev ali zastojev zaradi zunanjih vplivov. To pomeni, da so radioaktivni izotopi v kamninah, če poznamo čas razpadanja, izhodiščni elementi za določevanje absolutne starosti plasti. Radioaktivni elementi sčasoma vse manj sevajo, čeprav so te vrednosti zelo majhne - sevanje urana se na primer zmanjša za 1 % v času 66 milijonov let. Sevanje se zmanjšuje po določenem redu, po zakonu

razpadanja. Čas, ki je potreben, da se zmanjša število atomov na polovico, se imenuje **razpolovna doba**.

II.5 Zgradba Zemlje

Zgradbo Zemlje lahko opišemo kot celoto med seboj povezanih notranjih in zunanjih plasti. Notranjost Zemlje tvorijo gledano od površine navznoter: skorja kot trdninski del litosfere, litosfera, ki sega v zgornji plašč, nato zgornji in spodnji plašč ter zunanje in notranje jedro. Zunanost Zemlje (zunanji ovoj) tvorijo hidrosfera, atmosfera, preperina in biosfera. Površino prekrivajo preperina, biosfera in tehnosfera (umetno ustvarjena). Ovoja vode in zraka, ki prekrivata površino se imenujeta hidrosfera in atmosfera.

Jedro Zemlje je njen osrednji del, ki seže do 1370 km od središča. Gostota jedra je 13 g/cm^3 , temperatura pa $4500 \text{ }^\circ\text{C}$. Delimo ga na notranje jedro, ki je trdno in zunanje jedro, ki je staljeno. Jedro je verjetno sestavljeno večinoma iz železa (ali nikelj-železa), čeprav je možno, da so prisotni tudi nekateri lažji elementi.

Plašč je notranji del Zemlje, ki leži med jedrom in zemeljsko skorjo. Seže do globine 2800 km. Delimo ga na **spodnji plašč**, debeline 1900 km in **zgornji plašč**, ki sega od skorje do globine 900 km. Spodnji plašč je verjetno večinoma iz silicija, magnezija in kisika z nekaj železa, kalcija in aluminija. Gutenbergova diskontinuiteta loči plašč in jedro. Zgornji plašč je večinoma iz olivina, kalcija in aluminija.

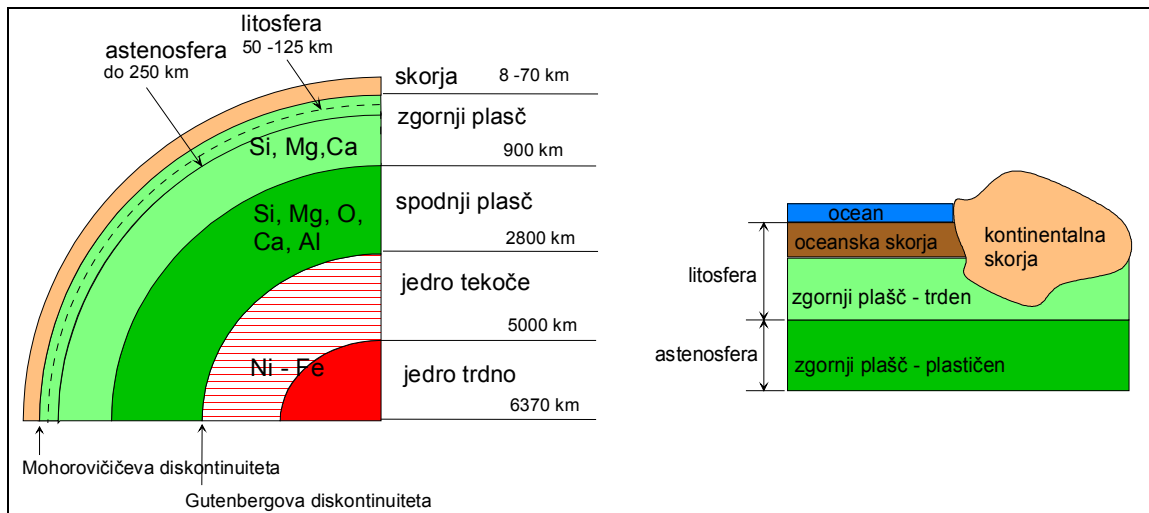
Astenosfera je del zgornjega plašča, ki sega do 250 km v globino. Astenosfera je plastična plast, po kateri se gibljejo tektonske plošče, to so 100 do 150 km debeli deli, ki so ločeni in izjemnih dimenzij (več gl.pogl. 5.1.6). Glavne plošče so: Evrazijska, Afriška, Indijska, Pacifiška, Severno in Južnoameriška, Nazca in Antarktična. Manjše plošče so: Arabska, Filipinska, Somalijska, Karibska itd.

Litosfera je zgornji del Zemlje in zajema najvišji del zgornjega plašča in zemeljsko skorjo. Debelina litosfere je 50 - 125 km.

Skorja je trdninski del litosfere in predstavlja tudi površino Zemlje. Glede na velikost zemlje je tanka. Njena debelina je sicer različna. Na kontinentalnih območjih (kontinentalna skorja) dosega debelino do 70 km, na dnu oceanov (oceanska skorja) pa ponekod tudi samo 10 km.

Zgornji del litosfere, ki ga imenujemo **kontinentalna skorja**, sestavljajo pretežno granitne kamnine z malo sedimentov. Ta zgornji del je nekontinuiran, na dnu oceanov ni prisoten. Kontinentalno skorjo imenujemo tudi **SiAl**, glede na večinsko prisotnost silicija in aluminija. Gostota kontinentalne skorje je okoli $2,7 \text{ g/cm}^3$, temperatura v spodnjem delu pa doseže do $700 \text{ }^\circ\text{C}$. Debelina je 25 do 30 km.

Spodnji del litosfere imenujemo **ocenska skorja**. Bazaltne kamnine izgrajujejo dno oceanov, prekrite so z debelim slojem sedimentov. Glede na veliko prisotnost silicija in magnezija, ta spodnji del litosfere imenujemo tudi **SiMa**. Gostota je okoli 3 g/cm^3 , temperatura v najglobljih delih pa do $1200 \text{ }^\circ\text{C}$. Debelina je med 25 in 50 km, na dnu oceanov pa ponekod samo 10 km. Različne plasti so ločene s diskontinuitetami, ki so pomembne za seizmične podatke. Najbolj poznana je Mohoričičeva diskontinuiteta med skorjo in zgornjim plaščem.



Slika II.2: Notranja zgradba Zemlje in skorje

Zunanji del trdne Zemlje je obkrožen s plastmi vode in zraka ter vsebuje floro in favno. Za površinski del litosfere uporabljamo izraz **tla**. Od površja do nepreperle kamnine sestavljajo tla položni ali nagnjeni sloji, ki imajo specifične fizikalne, kemične in biološke lastnosti. Slojevitost tal opišemo s talnim profilom, t.j. navpičnim prerezom skozi tla. Površje je prekrito s preperino. Prst je vrhnja plast tal, ki vsebuje razkrojene organske snovi. Veda o prsti se imenuje **pedologija**. Pedologija proučuje fizikalne in kemične lastnosti prsti, biologijo, tipologijo in uporabnost tal.

Površje Zemlje so oblikovali eksodinamični procesi. Površje kot ga poznamo danes je zelo mlado. Erozijski in tektonski procesi so v dokaj kratkem času uničili in na novo ustvarili večino Zemljinega površja. Tako je bila zgodnja zgodovina Zemlje izbrisana. **Preperina** nastaja na površju Zemlje zaradi eksodinamičnih procesov. Preperele kamnine se zaradi zunanjih geoloških sil prenašajo in kadar so za to ustrezni pogoji usedajo in ustvarijo sediment. Tak proces se dogaja ves čas na površini ter v oceanih, morjih in jezerih. Zgornji del preperine tvori prst, ki jo poraščajo rastline.

Biosfera je tisti del Zemljinega površja, ki ga naseljuje živi svet. Biosfero predstavljata flora in favna. Biosfera se nahaja v ostalih treh sferah (atmosfera, hidrosfera in pedosfera), ki obdajajo zemeljsko površino.

Hidrosfera je vodovje na zemeljskem površju. Zemlja je edini planet, na katerem lahko voda obstaja na površini v tekoči obliki. Tekoča voda je nujna za obstoj življenja. Tudi toplotna kapaciteta oceanov je zelo pomembna za vzdrževanje razmeroma stabilne temperature na Zemlji. Tekoča voda je prav tako glavni vzrok erozije in pa vremena na Zemljinih kontinentih, ki je edinstven proces v sončnem sistemu. Hidrosfera prekriva približno 71% celotne površine Zemlje. Hidrosfero predstavljajo oceani, morja, jezera, reke, vodotoki, podtalnica, sneg in led. Najobsežnejši del hidrosfere predstavljajo oceani. Zemljo prekrivajo Atlantski, Indijski in Tih ocean, glede na velikost pa lahko mednje prištevamo tudi Severno ledeno morje.

Jezera vsebujejo sladko vodo, imajo pritoke in odtoke, če ne, so jezera slana (npr. Kaspjsko jezero, Mrtvo morje). Nekatera največja jezera imajo velikost morij. Reke so vodotoki, po katerih se voda izteka v morja in oceane. Okolico reke imenujemo porečje in je pomembno za floro in favno ter kmetijstvo. Najdaljše reke na Zemlji so podane v pregl. 2.6. Okoli 29 % skupne površine Zemlje ni prekrito s hidrosfero. Zemeljsko površje delimo na 7 celin. Površje predstavljajo tudi otoki v oceanih in morjih. Največja otoka sta Avstralija in Grenlandija, ki imata velikost celin.

Atmosfera ali ozračje je zračna plast, ki obdaja Zemljo. Atmosfero tvorijo predvsem dušik (78 %) in kisik (21 %). Atmosfera sega 280 km nad površino. Sestavlja jo več plasti, troposfera, ki je bogata s kisikom sega 8 km visoko, nato sledijo ostale plasti kot je prikazano

na sliki 2.3. Pritisk ozračja nad površjem je okoli 1 bar, z višino se nato pritisk manjša. Temperatura nad površjem je odvisna od zemljepisne lege in letnega časa, z višino temperatura pada in je 10 km visoko med -40 in -60 °C.

Zračni ovoj Zemlje sestavlja več plasti, najnižja je troposfera, nato sledijo tropopavza, stratosfera, ionosfera in eksosfera.

Troposfera je najnižji del atmosfere, ki sega 8 km nad površino Zemlje. V troposferi nastajajo vremenski pojavi.

Tropopavza je del atmosfere med troposfero in stratosfero. Nahaja se na višini med 8 in 16 km. Značilnost troposfere je, da z višino temperatura ne pada.

Stratosfera je del atmosfere med 16 in 50 km. Temperatura je z višino konstantna ali narašča. Na višini 25 km je plast ozona, ki vpija ultravijoličaste žarke.

Ionosfera je plast atmosfere z zelo povečano koncentracijo ionov in elektronov. Sega do višine 400 km.

Eksosfera je najvišji del atmosfere, ki prehaja v medplanetarni prostor. Prehod je neizrazit, na višini 1500 km.

II.6 Termodinamika Zemlje

Energija na površini Zemlje ima tri osnovne vire: energija sevanja (od Sonca), kinetična energija Zemlje, Meseca in Sonca (posledica plimovanje morja), energija iz notranjosti Zemlje.

Zemlja del energije tudi oddaja v vesolje. V notranjosti Zemlje in v njenem ovoju se ves čas dogajajo zapleteni termodinamični procesi, ki ustvarjajo pogoje ravnotežja prejete in oddane energije na površini. Tako se povprečna letna temperatura površine Zemlje skozi leta bistveno ne spreminja. Spremembe so opazne le na dolga časovna (geološka) obdobja, iz geološke zgodovine so vidne sledi občasnih hitrih sprememb. To se dogaja tudi v zadnjih desetletjih, kar je verjetno pretežno posledica človekovih posegov v okolje (npr. krčenje gozdov, poseljenost) in osnaževanja (odplake, izpuhi itd.).

Geotermika je veja geofizike, ki proučuje toplotne pojave v Zemlji. Geotermični gradient je sprememba temperature na enoto naraščajoče globine ($\Delta T/\Delta z$). Geotermična stopnja je sprememba globine $\Delta z/\Delta T$ v kateri naraste temperatura za 1°C.

II.7 Razdelitev zemljine zgodovine

Razdelite Zemljine zgodovine je podana glede na kronološke enote *era*, *perioda* in *epoha*. Epoha se nadalje deli v zgornjo, srednjo in spodnjo epoho, le te pa v posamezne *dobe*. Te enote ustrezajo kronostratigrafskim enotam *eratem*, *sistem*, *serija* in *stopnja*.

ERA (pred 10^6 let)	Perioda	Epoha	Geološki pojavi	Življenje <i>v morju in na kopnem</i>
KOZMIČNA ERA (4700)			čas od formiranja Zemlje do prve litosfere	
ARHAIK (4600)			nastanek zemeljske skorje in oceanov	ne obstaja
PROTEROZOIK (2500)			plitvo morje, nastajanje sedimentov	najbolj zgodnje življenje v morju (stromatoliti, alge)
PALEOZOIK (590) (505) (438)	Kambrij		povečana vulkanska aktivnost	v morju (mehkužci, trilobiti)
	Ordovicij		Evropa in S Amerika se pomikata skupaj	v morju prvi vretenčarji, razvoj koralnih grebenov
	Silur		nove gorske verige, prek Sahare je plitvo morje	v morju veliki vretenčarji; na kopnem prve rastline

(408)	Devon		kolozija celin povzroči nastajanje gorovij (Apalači, Ural). Morje se poglobi. Oblikujejo se podnebni pasovi.	v morju ribe, preprosti morski psi, prve dvoživke; na kopnem prve žuželke, nekateri nevretenčarji, listnate rastline
	(360) Karbon		ogromna močvirja, rastlinski ostanki se spreminjajo v premog	v morju dvoživke, morski psi; na kopnem zimzeleni gozdovi, plazilci, žuželke
	(286) Perm		premiki skorje oblikujejo gorovja, poledenitev na južni hemisferi	v morju izumrejo ribe oklepnice; na kopnem prevladujejo plazilci, žuželke,
MEZOZOIK	(248) Trias		razpad Pangee na supekontinenta Gondwano in Lavrazijo	v morju ribe in raki; na kopnem praproti, iglavci, prvi sesalci, dinozavri, muhe
	(213) Jura		S Amerika se loči od Afrike, morje se dviga, visoke gore so erodirane, karbonska sedimentacija	na kopnem prevladujejo dinozavri, sesalci so še vedno primitivni, prve ptice, prve cvetnice
	(144) Kreda		J Amerika se loči od Afrike, odpira se osrednji Atlantik, obširna močvirja	v morju se pojavijo želve in današnje vrste rib; na kopnem prevladujejo plazilci
KENOZOIK (65)	Terciar	Paleocen	obsežno pogrezanje kopnega, precejšnja aktivnost vulkanov, Evropa postane kopno	veliki plazilci izumrejo, prvi primati, razširjenost cvetnic
		Eocen	Grenlandija in Avstralija se ločita	pojavi se preproste oblike današnjih sesalcev
		Oligocen	močni premiki zemeljske skorje povzročijo nastanek novih gorovij (Alpe, Himalaja)	v morju se razvijejo raki, školjke, polži; na kopnem gozdovi izginejo, pojavijo se trave, živijo mačke, psi in debelokožci
		Miocen	močno deževje povzroči obsežno erozijo, združita se evropski in azijski masiv	v morju veliki morski psi; na kopnem so pogosti rastlinojedci
		Pliocen	celine in oceani dobijo sedanjo obliko; sedanja razporeditev podnebnih pasov; razvijejo se ledeniki	izumrejo veliki morski psi; na kopnem vzpon primatov
(2)	Kvartar	Pleistocen	štiri poledenitve	življenje v morju kot današnje; na kopnem se pojavijo predniki človeka, živijo majhni sesalci
		Holocen	ledeniki se topijo, morje narašča, podnebje postane bolj enotno	človek homo sapiens pred 50 000 leti, gozdovi ponovno ozelenijo

II.8 Geodinamika

Na Zemlji delujejo različne notranje in zunanje sile, ki so rezultat procesov in sprememb bodisi v njeni notranjosti ali pa na površini. Ti procesi se odvijajo ves čas od nastanka Zemlje. Proces, ki deluje iz zunanosti spreminja zemeljsko površino. Proces, ki se odvijajo v zemeljski notranjosti, spreminjajo notranjost Zemlje, vplivajo pa tudi na njeno površino. Proces deluje ves čas bolj ali manj intenzivno in povezano. Proučevanje teh procesov imenujemo geodinamika ali dinamična geologija. Geodinamika ali dinamična geologija je skupnost vseh notranjih sil in zunanjih pojavov, ki delujejo v litosferi ali na njeni površini in povzročajo geomorfološke spremembe. Dinamično geologijo smiselno delimo na dva dela. Procese in pojave zaradi notranjih sil proučuje endodinamika, procese zaradi zunanjih sil pa eksodinamika.

II.8.1 Endodinamika ali notranja geodinamika

Endodinamika ali notranja geodinamika obravnava delovanje notranjih sil in vzrokov, ki iz zemeljske notranjosti preoblikujejo litosfero in zemeljsko površino. V notranjosti Zemlje se neprestano dogajajo procesi, ki so posledica visokih pritiskov, temperatur ter ostalih dejavnikov. Ti procesi se kažejo predvsem kot plutonski in vulkanski pojavi ter tektonski premiki. Potresi so posledica tektonskih ter manj pogosto vulkanskih in ostalih pojavov v litosferi.

Plutonizem

Litosfera in zemeljska notranjost sta v neprestanem interakcijskem odnosu. Gravitacijske sile pritiskajo litosfero v notranjost. V notranjosti Zemlje se nahaja magma, ki zaradi visokih pritiskov prodira proti površini. Magma je žareča snov v tekočem stanju. Proti površini prodira skozi razpoke in kanale v litosferi. Pri tem visoki pritisk popušča, magma se ohlaja in postaja vse manj pretočna. Ko se na njeni poti v litosferi ustvarijo primerni pogoji, magma kristalizira, ustvarijo se nove snovi – plutoni. Ta proces, ki je zelo dolgotrajen, imenujemo plutonizem, kamnine, ki so tako nastale, pa magmatske kamnine. Proces se dogaja globoko pod površino ali pa v razpokah litosfere. Glede na to delimo kamnine na globočnine in žilnine.

Vulkanizem

Vulkanizem obravnava procese, katerih rezultat je nastanek ognjenikov in vse pojave, ki so v zvezi z izlivom magme (lave) na površje. Za ognjenike se je udomačilo ime vulkani po ognjeniku Vulcano v Italiji. Izbruh lave in drugih snovi iz notranjosti Zemlje na površje je erupcija. Vulkanologija je veda o ognjenikih (vulkanih), proučuje njihov nastanek, pojavne oblike, aktivnosti, mineraloške, petrološke in ostale posledice.

Vulkan (ognjenik)

je mesto na zemeljskem površju, kjer prodirajo iz zemeljske notranjosti lava in plini. Je zaključni del globoke cevaste razpoke v litosferi, skozi katero prodira magma na površino. Praviloma ima stožčasto obliko, ta se je ustvarila z usedanjem lave, pepela in drugih eruptivnih snovi. Odprtina na vrhu stožca, skozi katero prodirajo na površje lava in druge snovi, se imenuje krater ali vulkansko žrelo. Magmo, ki prodre na površje in se tam izliva imenujemo lava. To je žareča gmota, ki ima ob izlivu temperaturo 900 - 1200°C. Kemična sestava lave je od ognjenika do ognjenika različna. Od nje je odvisna hitrost gibanja lave po pobočju ognjenika. Lava je redko tekoča in teče s hitrostjo okoli 15 km/h, lahko pa tudi hitreje. Fumarola je razpoka na ognjeniku, z uhajajočimi plini in vodno paro. Solfatare so vrste fumarol, so razpoke iz katerih uhajata predvsem žveplov dioksid (SO₂) in žveplovodik (H₂S). Glede na način izbruha ločimo: Islandski tip ognjenika, Havajski tip ognjenika, Strombolijski tip ognjenika, Vulkani ognjeniške vrste, Ognjeniki vrste Pele in Plinijski tip ognjenika.

Metamorfizem

je sprememba oz. preobrazba magmatskih, sedimentnih ali metamorfni kamnin glede na mineralno sestavo, strukturo in teksturo. Je posledica zvišane temperature in povečanega tlaka v globjih delih zemeljske skorje. Znanе so tri glavne oblike metamorfizma: regionalna in kontaktna metamorfoza ter dinamometamorfoza.

Epirogeneza

obrnava upogibanje zemeljske skorje; skorja se ponekod dviga, drugje pa tone. Epirogenetska gibanja so počasna in dolgo trajajoča navpična upogibanja zemeljske skorje. Nastajajo velike izbokline (geoantiklinale), iz katerih odnaša material in velike vdolbine (kadunje ali geosinklinale), kjer se material sedimentira. Epirogeneza povzroča ob pogrezanju kontinenta vdiranje morja na kontinent ali transgresijo, ob dviganju kontinenta pa umikanje morja ali regresijo.

Orogeneza

ali gorotvornost obravnava gibanje zemeljske skorje, ki povzroča nastajanje gor in gorovij. Orogena gibanja so tektonski premiki ob tangencialno oz. bočno delujočih silah, zaradi katerih se nagubajo sedimenti. V geosinklinali se dvignejo nad morsko gladino in izoblikujejo gorstva.

Seizmologija

je veda, ki preučuje potrese. Potres je nenaden silovit premik kamninskih mas v zemeljski skorji. Glede na vzroke nastanka delimo potrese na naslednje: tektonski potresi, vulkanski potresi, podorni potresi in umetni potresi.

Elementi potresa

Potres opišemo z elementi potresa. Osnovni elementi so hipocenter, epicenter, potresni valovi, izoseiste, homoseiste, širjenje valov, hitrost potresnih valov, potresni pomiki in pospeški, intenzivnost potresa, velikostna stopnja (magnituda) potresa, čas trajanja potresa ter njegove posledice. Izvor potresa opišemo z epicentrom in globino do hipocentra.

Hipocenter ali žarišče potresa je območje izvora potresa. Hipocenter je bolj ali manj veliko in globoko območje, kjer se sprosti energija in povzroči valove, ki se širijo po litosferi.

Epicenter potresa je normalna preslikava hipocentra na zemeljsko površje. Epicenter potresa je podan geografsko kot točka na površini.

Energija, ki se sproži v območju hipocentra povzroči potresne valove. Ločimo različne potresne valove:

- **Longitudinalni** ali vzdolžni valovi so kompresijski valovi, vibracije se gibljejo v smeri valov. Gibanje valov je hitro, zato jim rečemo tudi primarni in jih označujemo s črko P. Hitrost je odvisna od lastnosti kamnin skozi katere poteka valovanje, običajno je hitrost okoli 8 km/s.
- **Transverzalni** ali prečni valovi so strižni valovi, ki se gibljejo prečno na smer valovanja. Širijo se bistveno počasneje (4 do 7 km/s), zato jih imenujemo sekundarni, označujemo pa s črko S.
- **Površinski** valovi so longitudinalni valovi, ki se širijo po površini, kasneje se kombinirajo še s tranzverzalnimi valovi. Imenujemo jih tudi dolgi valovi, zato jih označujemo s črko L (long). Površinski valovi se praviloma širijo počasneje, hitrost je odvisna od kamnine. Tako je v granitnih slojih hitrost večja od 5 km/s, v apnencih 3,5-4,5, peščenjakih in laporjih < 3 km/s, v peskih in prodih < 2 km/s, v glinah, drobnoščenih zaglinjenih tleh in nasipih pa tudi < 1 km/s.

Izoseiste so linije okrog epicentra, ki povezujejo mesta z enako močjo potresa. Izoseiste torej podamo na površini (narišemo na topografski karti). Na terenu enakomerne kvalitete so izoseiste krožne oblike, krivulje pa so lahko tudi drugačnih oblik. Glede na obliko izoseist so potresi: centralni, linearni, lateralni in poliaksialni.

Homoseiste so linije, ki povezujejo točke na topografski karti, kjer se je potres pojavil istočasno. Z oddaljenostjo od epicentra se valovanje duši, učinki potresa se manjšajo.

Makroseizmična meja je meja, do katere valovanje zaznamo s čutili, od te meje do mikrozeizmične meje pa jih zaznamo samo z instrumenti.

Moč potresa

Ob potresu se sprosti energija, glede na količino sproščene energije je podana moč potresa. C. F. Richter je leta 1935 vpeljal koncept potresne magnituda. Magnituda je mera za sproščeno energijo v žarišču potresa. Obstaja več vrst magnitud, ki jih določimo iz različnih delov potresnega valovanja. Vrednost magnituda je navzgor neomejena. Porast magnituda za enoto magnitudne lestvice pomeni povečanje energije potresa za približno 30-krat (npr. ob potresu z magnitudo 6, se sprosti energija približno 30 potresov magnituda 5, približno 900 potresov magnituda 4 ali približno 27000 potresov magnituda 3). To pomeni, da večje število šibkejših potresov po sproščeni energiji ne odtehta močnejšega potresa.

Richterjeva magnitudna lestvica je potresna magnitudna skala, bolj primerno imenovana tudi lokalna magnitudna lestvica. Temelji na merjenjih amplitude potresnih valov, zabeleženih na standardnem Wood-Andersonovem tipu seizmografa. Seizmologi uporabljajo magnitudno lestvico za izražanje seizmološke energije, ki se sprosti ob vsakem potresu. Magnitudo namreč izračunajo glede na zalogo energije, ki se sprosti med potresom. Najmočnejši izmerjen potres na Zemlji je imel magnitudo 8.9, od tod tudi napačno mnenje, da ima magnitudna lestvica devet stopenj.

Intenziteta potresa

Za prebivalce je pomembnejši seizmološki podatek intenziteta potresa. To je mera za učinke potresa, ki je odvisna od njegove energije, epicentralne razdalje in geoloških razmer. Intenziteta potresa je subjektivna mera, ki fizikalno ni definirana. Temelji na oceni učinkov potresa na predmete, ljudi, zgradbe in naravo.

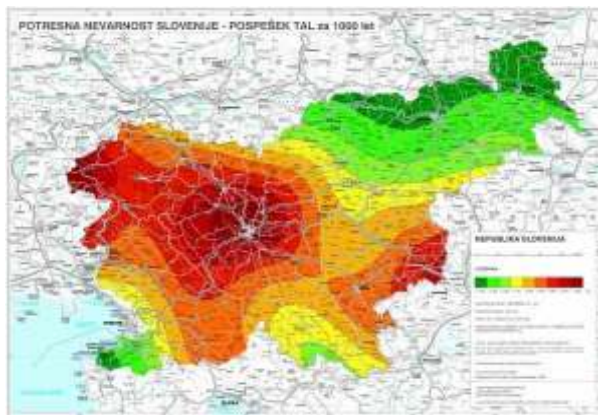
Za določitev jakosti potresa uporabljamo več potresnih lestvic. V začetku prejšnjega stoletja se je uveljavila t.i. **Mercalli-Cancani-Siebergova ali MCS lestvica**. Lestvica ima 12 stopenj, ki so prav tako opredeljene glede na učinke potresa. Lestvico je v začetku dvajsetega stoletja predlagal Mercalli, kasneje pa sta jo dopolnila še Cancani in Sieberg. V končni obliki je prvič izšla leta 1912. Te lestvice, ki je bila v uporabi najdlje se je prijelo ime Mercallijeva lestvica. Leta 1964 so Medvedev, Sponheuer in Karnik predstavili novo 12-stopenjsko lestvico. **MSK lestvica (Medvedjev-Sponheuer-Karnik)** je bila kasneje večkrat dopolnjena in je do nedavnega veljala tudi pri nas. Razlika med MCS in MSK lestvicama je le v nekaterih količinskih opredelitvah.

Evropska potresna lestvica EMS (European Macroseismic Scale) je sodobna lestvica, ki ima 12 stopenj, ki opredeljujejo potres glede na značilne opažene učinke (preglednica 5.1). Osnutek lestvice je nastal leta 1992 na evropski seizmološki komisiji, potem pa so jo strokovnjaki dopolnjevali. Na Upravi RS za geofiziko so jo začeli uporabljati leta 1995. Nova lestvica upošteva nove načine gradnje, nove materiale, ki se uporabljajo v gradbeništvu in natančneje določa učinke potresov na visoke zgradbe. Z novo lestvico so odpravljene nelinearnosti med posameznimi stopnjami, predvsem med šesto in sedmo. Lestvica ni namenjena samo seizmologom, ampak tudi gradbenikom. Opis posameznih stopenj je podoben kot pri MCS in MSK lestvici. Intenziteta je ponavadi največja v epicentru ali nadžarišču potresa in se zmanjšuje z oddaljenostjo. Po določitvi intenzitet seizmologi za posamezna območja narišemo izoseiste, to so krivulje, ki povezujejo točke z enakimi intenzitetami na površini potresnega območja.

Stopnja	Opredelitev potresa	Opis značilnih opaženih učinkov
I	Nezaznaven	Ljudje ne zaznajo tresljajev.
II	Komaj zaznaven	Tresljaje zaznajo le redki mirujoči posamezniki v hišah.
III	Šibek	Tresljaje zaznajo le redki posamezniki. Mirujoči ljudje čutijo zibanje ali rahlo tresenje.
IV	Splošno zaznaven	V prostorih zaznajo potres mnogi, zunaj pa le nekateri. Okna, vrata, posoda in oprema ropota.
V	Močan	V notranjosti stavb občuti potres večina, zunaj nekateri. Mnogo spečih se prebudi. Stavbe se tresejo v celoti. Viseči predmeti nihajo, nekateri predmeti se premikajo. Steklenina močno žvenketa. Okna in vrata se odpirajo in zapirajo.
VI	Manjše poškodbe	Ljudje se prestrašijo in zbežijo iz stavb. Nekateri predmeti padejo. Na stavbah se pojavijo manjše poškodbe, npr. lasaste razpoke, odpadannje ometa.
VII	Poškodbe	Pohištvo se premika, predmeti padajo na tla. Na trdno grajenih stavbah nastanejo poškodbe: manjše razpoke, odpadanje ometa, rušenje dimnikov. Starejše zidane stavbe so močnejše poškodovane.
VIII	Večje poškodbe	Ljudje težko stojijo. Celo trdno grajene stavbe se močnejše poškodujejo, nastopijo rušenja sten in elementov stavbe. Starejše stavbe se lahko porušijo.
IX	Rušenja	Ljudje so preplašeni. Na trdno grajenih stavbah so vidne velike poškodbe. Manj trdne stavbe se porušijo.
X	Obsežna rušenja	Mnoge trdno grajene stavbe se porušijo.
XI	Precejšnje uničenje	Poruši se večina trdno grajenih stavb in celo nekatere potresno odporno projektirane stavbe.
XII	Popolno uničenje	Skoraj vse zgradbe so porušene.



Slika II.4.a: Seizmološka karta Slovenije (EMS)



Slika II.4.b: Karta projektnega pospeška tal za povratno dobo 1000 let

II.8.2 Eksodinamika

Eksodinamika ali zunanja geodinamika proučuje pojave in procese nastale zaradi zunanjih vplivov. Tipični zunanji vplivi so vpliv sonca, nihanje temperature, zmrzovanje, delovanje vetra, vode ali ledu, dež, morski, rečni in jezerski valovi, morski tokovi itd. Najznačilnejši zunanji geološki procesi, ki so posledica zunanjih vplivov so preperevanje, denudacija, erozija, abrazija, zamočvirjenost, mehansko in kemično izpiranje, zemeljski plaz, zemeljski tok, zemljinski usad, skalni podor in likvifikacija. V nadaljevanju bo podan njihov kratek opis.

Preperevanje

Preperevanje je razpadanje oz. razkrajanje kamnin zaradi mehanskih, kemičnih ali biokemičnih vzrokov. Proces preperevanja se dogajajo na zemeljski površini. Ker so tu fizikalni in kemični pogoji precej drugačni od tistih v notranjosti Zemlje, postanejo kamnine in minerali nestabilni in zato mehansko ali kemično razpadejo (poglavje 4)

Denudacija

Denudacija je ploskovno odnašanje zemeljskega površja zaradi delovanja vetra, vode ali ledu (lat. denudare – razgaliti).

Erozija

Erozija je eden najpomembnejših geoloških pojavov na Zemlji, ki je deloval v geološki zgodovini (preteklosti) enako kot danes. Je tudi eden pglavitnih oblikovalcev reliefa na Zemljinem površju. Eroziija je premikanje tal zaradi vetra, vode, ledu, gravitacije ali delovanja živih organizmov, ki neprestano spreminja obliko zemeljskega površja. Eroziija sledi denudaciji, ko se površinsko spiranje spremeni v tokovno, zaradi česar pride do razjedanja in ne več ploskovnega odnašanja površja. Četudi eroziija mnogokrat poteka skupaj s preperevanjem, je potrebno ta pojma razlikovati, saj slednji pomeni razpadanje kamnine in nastajanje prsti, prvi pa odnašanje prsti. Eroziija je pomemben naravni proces, danes pa je mnogokrat povečan zaradi človekove aktivnosti in kot tak škodljiv; na tak način ga največkrat povzročča krčenje gozdov, prekomerna pašnja in gradnja prometnih poti. Problem eroziije človek skuša odpravljati z gradnjo teras in pogozdovanjem. Določena stopnja eroziije je naravna in pomembna za zdrav ekosistem. Tako se npr. prod neprestano premika s pomočjo vodnih tokov. Če pa je odnašanje tega preveliko, lahko pride do težav, kot je mašenje tokov, onesnaževanje čistih voda s sedimenti in posledično zmanjševanje kvalitete vode ter rodnosti prsti.

Abrazija

Pojave podobne erozijskim, ki se dogajajo na morskih in jezerskih obalah imenujemo abrazija. Abrazija je izpodjedanje, rušenje morske in jezerske obale zaradi razdiralnega delovanja valov. Zaradi abrazijskih procesov se morske obale ves čas spreminjajo. Tipični pojavi so klifi, šelfi in oboki.

Kemično delovanje vode – nastanek Krasa

Voda raztaplja mineralne snovi na zemeljskem površju in v notranjosti, zaradi česar nastanejo v kamninah najrazličnejše spremembe. Med skladi kamnin se pogosto pojavljajo take kamnine, ki jih voda zlahko raztopi in odnese (npr. kamena sol). Pod površjem tako nastanejo votline. V trdnik kamninah lahko voda s svojim kemičnim delovanjem širi razpoke in s tem sčasoma preoblikuje pokrajino v značilne oblike. Te svojevrstne pojave so geologi najprej raziskovali na Krasu (Trst- Divača-Komen) in se zato imenujejo kraški pojavi. Mednje se uvrščajo vrtače, kraška polja, kaverne in kraške jame.

Zamočvirjenost

Zemeljsko površje je zaradi delovanja endogenih in eksogenih sil oblikovano v razgiban relief. Kjer so se ustvarile depresije z manj propustnimi sloji zemljin se akumulira površinska voda in ustvari se močvirje. V močvirjih nastajajo sedimenti, ki so bogati z organskimi odpadki. Značilnost močvirskih tal je razmočenost in prepojenost z vodo. Takšna tla so v židkem konsistentnem (gostotnem) stanju in slabo ali nenosilna. Za gradnjo objektov so močvirska tla neprimerna. Gradnja na takšnih tleh je zahtevna. Potrebno je izvesti vrsto ukrepov kot npr. izsuševanje, dreniranje, zamenjava tal, globoko temeljenje in ostalih, kar gradnjo bistveno podraži. Urbanizacija močvirskih področij je lahko problematična z vidika varovanja okolja saj z ukrepi ponavadi porušimo ekosistem, ki se je ustvaril po naravni poti.

Plazovi

Plazišče je območje površin pobočij, na katerem se nahajajo plazovi ter labilna in porušena področja. Plazišča opisujemo z navedbo vrste in opisom njihovih karakterističnih elementov. Plaz označuje pojav premikanja dela površinske mase zemljin po pobočju v smeri padnice. Hitrosti relativnih premikov presega vrednost 300 mm / leto. Za plazove je značilno relativno gibanje v obliki povezane gmote posameznih zemeljskih mas, ki težijo k znižanju svoje potencialne energije. Karakteristike materialov v premikajoči se zemeljski gmoti so primerljive, vendar nekoliko nižje od karakteristik tal pred aktiviranjem plazišča. Na območjih izoblikovanih porušnih ploskev oz. drsin so karakteristike materialov spremenjene, njihova strižna trdnost je primerljiva z vrednostmi residualne strižne trdnosti. Za plazove je značilna nezvezna razporeditev relativnih premikov po globini plazine. Zemljinski usad je zdrs nestabilne mase zemljine, pogosto po preperinski podlagi. Zdrsi so praviloma hitri, pogosto hipni. Hribinski podor je zrušitev zgornje plasti kamnin zaradi lastne teže. Vzrokov za nastanek podora je več. Najznačilnejši naravni vzroki so: pritiski zaradi zmrzovanja v razpokah, širjenje in krčenje zaradi nihanja dnevne in letne temperature, naprekanje materiala, ki je zapolnil večje razpoke, izkuba strižne trdnosti na diskontinuitetah. Podori so pogosto tudi posledica gradbenih posegov v pobočja. Redko pride do podora zaradi enega samega vzroka. Vzroki se praviloma kombinirajo in ko jih istočasno deluje preveč, pride do podora. Glede na slojevitost delimo podore na homogene in heterogene. Homogeni podori se formirajo v eni sami hribini. Pri heterogenih podorih se odlomni rob formira v večih slojih različnih kamnin. Podor se opiše s tipični elementi, ki so: površina, dolžina, širina, globina, odlomna ploskev, odlomni robovi (čelni in bočni), območje odloma (čelo), osrednji del podora (telo odloma) in območje nariva.

Tečenje – zemeljski tok, blatni tok, turbidni tok

Zemeljski tok je nepretrgano in zelo hitro gibanje zmesi vode in zemeljskega materiala po pobočju. Elementi zemeljskega toka se geotehnično opišejo podobno kot pri zemeljskem plazu. Tipični elementi so: tlorisna površina, dolžina, širina, globina, ploskev (podlaga) tečenja, odlomni robovi, telo toka in območje nariva, valovi tečenja. Blatni tok je zelo hitro gibanje zmesi vode in drobnozrnatega zemeljskega materiala. Nastaja blato, ki se obnaša kot tekočina. Blatni tok se pogosto pojavi kot posledica dolgotrajnega obilnega deževja.

Pogost je tudi pri vulkanskih izbruhih zasneženih pobočjih, ali po obilnem deževju, ko voda odnaša velike količine pepela. Turbiditni tok je drsenje usedlinskega materiala po podvodnem morskem ali jezerskem pobočju. Posledice turbiditnega toka so značilni sedimenti (turbiditi), npr. fliši.

Vzroki nastanka plazišč

S stališča mehanike tal vzroke nastanka plazišč delimo v skupino preseganja neugodnih vplivov ter v skupino zmanjšanja odporov na pobočju. Med presežene neugodne vplive prištevamo povečanje obremenitev z objekti, prometom in drugimi površinskimi obtežbami, neugodne spremembe hidrostatičnih in hidrodinamičnih učinkov ter presežene seizmični vplive. Zmanjšanje odporov lahko povzročijo posegi v pobočja z izkopi, podzemnimi gradnjami, zmanjšanje trdnosti oz. odpornosti materialov in kompozitov v pobočjih ter neugodne spremembe strukture geotehničnih materialov (likvifikacija). V geotehnični praksi so vzroki aktiviranja največjih fosilnih plazišč predvsem vplivi koncentracije padavin in s tem povezane povečane hidrostatične in hidrodinamične obremenitve. Pri prometnicah je pogost vzrok nastanka plazišč koncentracija površinskih voda ob prepustih, popuščanje in lezenje tal zaradi povečanih prometnih obremenitev, pomanjkljivega vzdrževanja obstoječih sistemov odvodnjavanja ter pomanjkljivosti pri novogradnjah in rekonstrukcijah prometnic. Vzroki za aktiviranje mnogih plazišč so tudi posledice neustreznih in geotehnično nepreverenih posegov v prostor. Sanacija plazišča je gradbeni poseg, s katerim preprečimo ogroženost okolja in ponovno vzpostavimo ravnovesje na pobočju s primerno varnostjo, ki naj zagotavlja zadostno verjetnost, da se premiki pobočja ne bodo ponovno aktivirali.

Likvifikacija

Nekateri zasičeni sedimenti, predvsem nevezljive zemljine (peski), v nekaterih slučajih pa tudi vezljive zemljine, ki imajo sicer povsem normalno trdnost, se pod vplivom dinamičnih obremenitev utekočinijo. Tak pojav imenujemo likvifikacija. Značilno za likvifikacijo je, da v strukturi zemljine zaradi vibracij najprej nastopi izguba trdnosti, čemur sledi utekočinjenje in velike deformacije.

II.9 Hidrogeologija

Hidrogeologija je področje geologije, ki proučuje podzemno vodovje in hribine v katerih se to nahaja. Podzemne vode so vse vode, ki se nahajajo pod zemeljsko površino. Površinske vode so tiste, ki se pretakajo po površini. Hidrogeologija proučuje dinamične in statične rezerve podzemnih vod, ukvarja pa se tudi s kvalitativnimi in kvantitativnimi ocenami podtalnice za potrebe hidrotehničnih, gradbenih in industrijskih problemov, vodooskrbe, odvodnjavanja in namakanja.

Podzemna voda

je voda v poroznih kamninah ali votlih prostorih z vodo zasičenih kamnin, ki je s pronicanjem prišla pod zemeljsko površje. Voda, ki se nabira nad neprepustnimi plastmi pod zemeljskim površjem in zapolnjuje vse pore je podtalna voda ali podtalnica. Podtalnica, ki je navzgor ne zapirajo neprepustne plasti, je prosta podtalnica. Voda, ki se nahaja med dvema neprepustnima slojema je neprosta ali arteška podtalnica. Za gladino podtalnice velja gladina vode v jami, vodnjaku ali vrtini, izvrtani v vodoravno plast. Sloj tal, v katerem se nahaja podtalnica imenujemo območje zasičenih tal (zasičena cona). Nad njim se nahaja t.i. vadozna cona, kjer so tla delno zasičena. Voda, ki se nahaja v vadozni coni se imenuje talna voda.

Osnovne fizikalne lastnosti podzemnih vod

Osnovne fizikalne lastnosti podtalnice so okus, vonj, barva, bistrost, temperatura in elektroprevodnost. Odvisne so od geoloških pogojev okolice. Na kakovost podtalnice v veliki meri vplivajo kamnine, skozi katere se preceja.

Kemične lastnosti podzemne vode

Osnovne kemične lastnosti podtalnice so trdota, agresivnost, pH vrednost, vsebnost sulfatov, sulfidov in ostalih mineralov.

Vodonosniki

Z imenom vodonosniki označujemo vse geološko pomembne akumulacije prostih podzemnih vod, ne glede na njihovo poreklo in geološke pogoje nastanka.

Hidrogeološke lastnosti kamnin

Hidrogeološke lastnosti kamnin in posameznih slojev v tleh so pomembne za režim podtalnice. Vodoprepustnost posameznih kamnin in zemljin je različna. Kadar ima nek sloj v tleh izrazito večjo prepustnost, pravimo da je hidrogeološki prevodnik. Hribinske sloje, ki so izrazito neprepustni glede na sloje s katerimi so v kontaktu imenujemo hidrogeološki izolatorji.

II.10 Geološko tektonska razdelitev Slovenije

Centralne alpe

Centralne Alpe segajo v Slovenijo s skrajnim jugovzhodnim delom in se tu s Pohorjem končajo. Od ostalih področij se ločijo po popolnoma drugačni geološki sestavi. Tu prevladujejo metamorfne kamnine, v katerih se nahaja sredi Pohorja velika masa tonalita. Njej se na zahodu priključi manjša masa porfiritov. Na severni strani Pohorja je ozka terciarna sinklinala, prav tako se prislanjajo ob zahodno stran Pohorja proti slovenjgraški kotlini terciarne kamnine.

Doline so zasute s prodom, ki tvori ob Dravi precej visoke terase s suhimi tlemi in globoko talno vodo.

Vzhodno štajersko terciarno gričevje

Proti vzhodu in jugovzhodu potonejo metamorfne in magmatske kamnine pod terciarne usedline panonskega morja (laporji, peščenjaki, glinovci). Te tvorijo le nizka gričevja, vendar so pobočja na mnogih mestih precej strma, zaradi česar so tu pogosti plazovi.

Karavanke in njihov vzhodni podaljšek

Karavanke so značilne po ozkih, stisnjenih gubah. Zato nastopajo tu dolgi in ozki grebeni. Med apnenimi grebeni so pasovi skrilavcev, ki tvorijo na mnogih mestih nevarna plazovita področja (npr. južna stran Golice in Stola). V vzhodnem delu Karavank se pojavi ozek pas tonalita. Proti vzhodu se Karavanke znižujejo, skrajni deli so obdani s terciarnimi kamninami, iz katerih molijo otoki triasnih apnencev (Boč, Konjiška gora, Paški Kozjak).

Julijske alpe

Julijske Alpe so sestavljene skoraj izključno iz apnenca. Doline so zasute s prodom, gruščem in na mnogih mestih jezersko glino.

Kamniške alpe

Kamniške Alpe so geološko zelo podobne Julijskim, le količina proda in gruščja je v dolinah znatno manjša, ker je bil obseg poledenitve manjši.

Celjsko področje

Celjsko področje (območje med vzhodnim koncem Karavank na severu, posavskimi gubami na jugu in Kamniškimi Alpami na zahodu) je geološko najbolj neenotno. V severo zahodnem delu je središče terciarnega vulkanizma pri nas z velikimi andezitskimi kopami Smrekovca in Travnika. Zato tvorijo večino terciarnih sedimentov v tem delu vulkanski tufi zelene barve, laporji nastopajo le v podrejeni količini. Proti vzhodu se količina vulkanskih tufov manjša, zato pa postajajo laporji in gline pogostejši. Med terciarnimi kamninami se nahajajo v vzhodnem delu celjskega področja nižje planote triasnih apnencev. Celjska kotlina je napolnjena s prodnatim nasipom, saleška pa mlado terciarnimi laporji ter manjšo količino proda ob reki Paki.

Škofjeloško-polhograjsko hribovje

Tu so precej razširjeni mladopaleozojski in srednjetriasni skrilavci. Doline so večinoma ozke in le plitvo zasute ali brez zasipa, pobočja so strma in močno razčlenjena.

Gorenjska kotlina z Ljubljanskim barjem

Gorenjska kotlina z Ljubljanskim barjem tvori mlado tektonsko udorino, v kateri se je tekom ledene dobe nabralo preko 100 m raznih naplavin. Podlaga teh naplavin je v severnem delu mastna terciarna glina, ki se pokaže na površini ob robovih kotline. V južnem delu ob Ljubljanskem polju in barju so v osnovi apnenci in mladopaleozojski skrilavci. Naplavine savskega področja so prodnate, v blejkem kotu so razširjene jezerske gline, Ljubljansko barje je napolnjeno z jezerskimi usedlinami, mehкими glinami in šoto.

Posavske gube

Posavske gube so značilne po ozkih dolgih pasovih, ki potekajo v smeri zahod – vzhod. V jedru antiklinal so paleozojski glinasti skrilavci. V južni litijski antiklinali so precej razširjeni peščenjaki, zato so pobočja bolj stabilna. Dno sosednjih sinklinal je napolnjeno s terciarnimi kamninami. Proti vzhodu antiklinale postopoma potonejo pod terciar, ki zavzema vedno večji obseg. Apnenci in dolomiti ob bokih antiklinal imajo na jugu znatno večji obseg kot na severu.

Notranjske visoke kraške planote

Sestavljene so skoraj izključno iz apnenca in dolomita, le proti zahodu ob Soči potonejo pod fliš, ki je sestavljen iz precej trdega laporja in peščenjaka.

Dolenjska

Posebnost tega področja je ilovica, ki prekriva široke predele nižjega gričevja. Mestoma izdanjajo na površje ostanki skrilavih kamnin.

Krško-Brežiško polje

Polje je mlada tektonska udornina, napolnjena s terciarnimi usedlinami in mladimi rečnimi naplavinami, ki so ob Savi prodnate, drugje pa vsebujejo pretežno glino.

Primorske gube in narivi

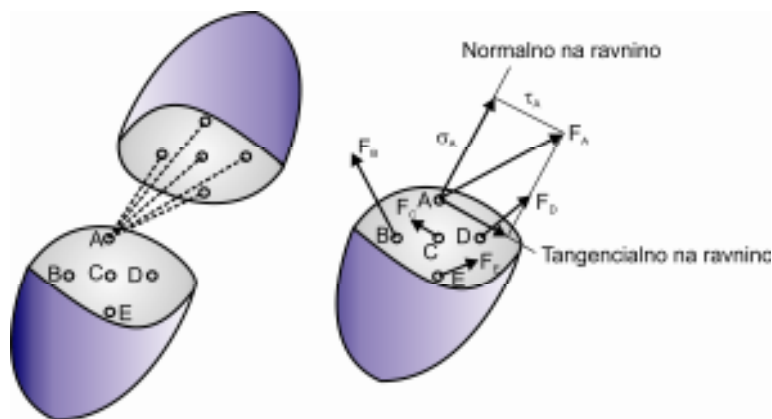
Značilni so narivi v Dinarski smeri, ob katerih so narinjeni apnenci in fliš.

III OSNOVE MEHANIKE

III.1 Napetosti in deformacije

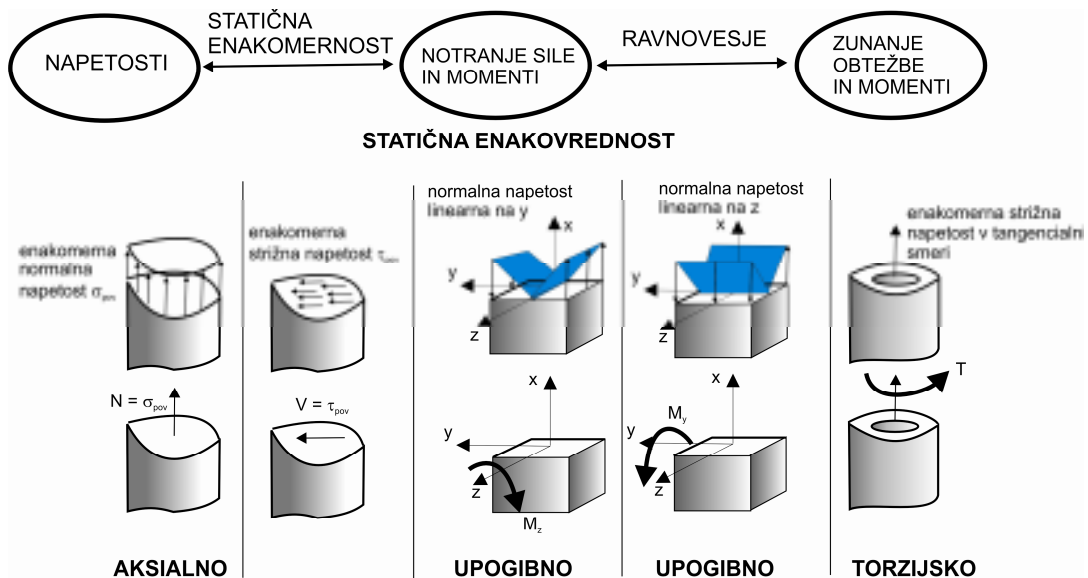
To poglavje obravnava naslednja poglavitna področja: razumevanje koncepta napetosti in uporaba dvojnih indeksov za določanje smeri napetosti na površini, dojetanje koncepta deformacij in uporabo majhnih deformacij ter aproksimacijo končnih razlik, razumevanje transformacij napetosti in deformacij v trodimenzionalnem stanju.

III.1.1 Notranja porazdelitev sistema sil



Slika III.1: Notranja porazdelitev sistema sil

Intenzivnost notranjih porazdeljenih sil na namišljeno površino reza telesa imenujemo napetost na površini. Intenzivnost notranje porazdeljene sile, ki je pravokotna na površino navideznega reza se imenuje normalna napetost na površini. Intenzivnost notranje porazdeljene sile, ki je vzporedna s površino namišljene površine reza imenujemo strižna napetost na površini. Zveza obremenitve zunanjih sil in momentov je dvostopenjski proces.



Slika III.2: Prikaz različnih vrst obremenitev

III.1.2 Napetosti

Napetosti v točki



Slika III.3: Prikaz delovanja napetosti v točki

ΔA_i je obravnavan pozitivno, če je vector usmerjen navzven normalno na površino ter je pozitiven v i smeri. Komponenta napetosti je pozitivna, če imata števec in imenovalac enaki predznak. σ_{ij} je pozitiven če: (1) ΔF_j in ΔA_i sta obe pozitivni; (2) ΔF_j in ΔA_i sta obe negativni.

Napetostna matrika v 3D:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

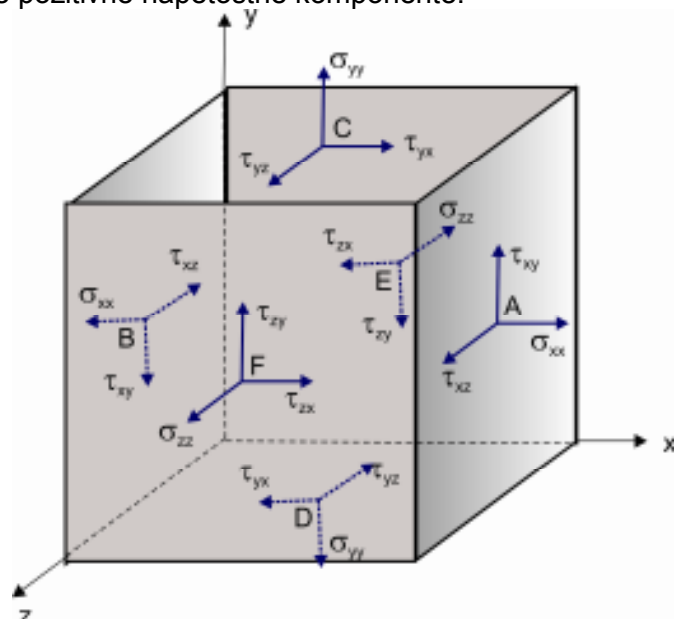
Tabela. Primerjava števila komponent

količina	1-D	2-D	3-D
delivec	$1=1^0$	$1=2^0$	$1=3^0$
vektor	$1=1^1$	$2=2^1$	$3=3^1$
napetost	$1=1^2$	$4=2^2$	$9=3^2$

Napetost v elementu

Napetost v imaginarnem elementu nam pomaga pri vizualizaciji napetosti v točki z na površini, ki ima pozitivno normalno napetost v koordinatnih smereh usmerjeno pravokotno navzven. Napetostna kocka prikazuje vse pozitivne napetostne komponente:

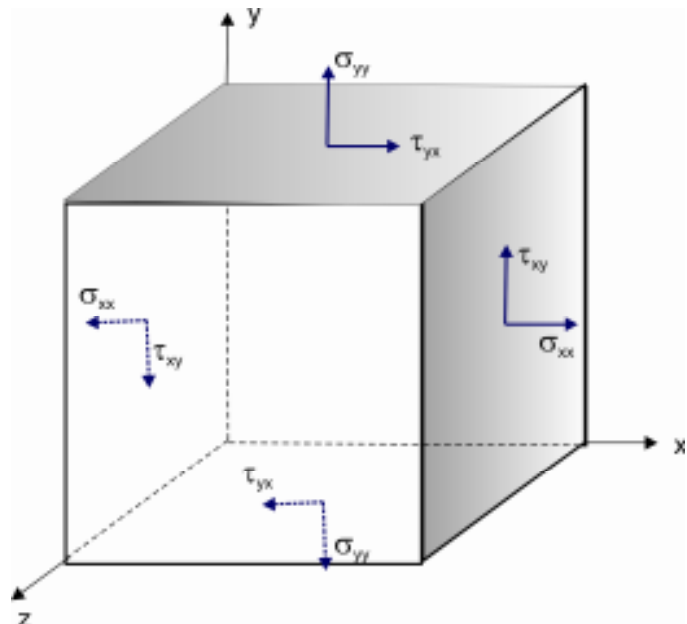
$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$



Slika III.4.a: Pozitivne smeri vektorjev napetosti na napetostni kocki.

Ravninska napetost je napetostno stanje, kjer so vse napetosti, ki so pravokotne na ravnino xy nič:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & 0 \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

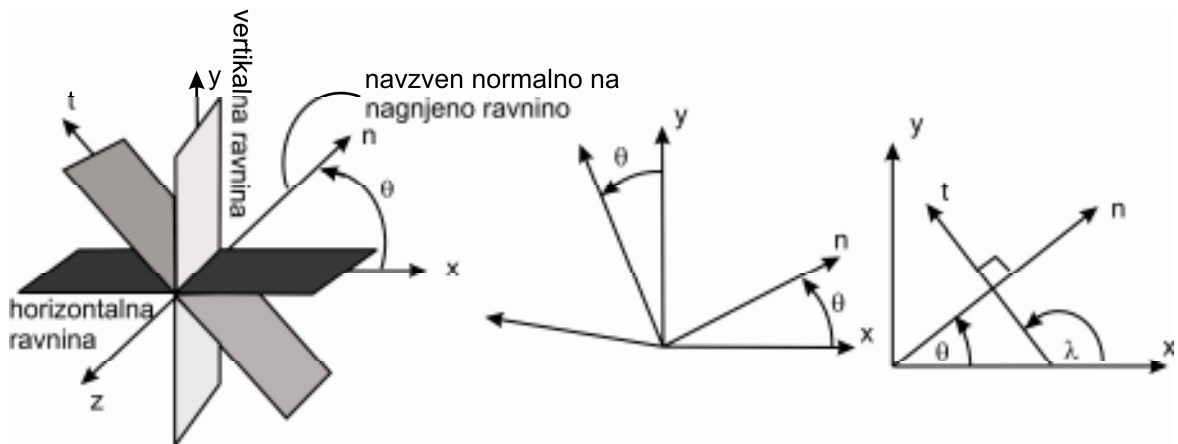


Slika III.4.b: Vektorji napetosti na napetostni kocki v primeru ravninskega napetostnega stanja

Simetrične strižne napetosti:

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} \quad \tau_{xz} = \tau_{zx} \quad \tau_{yz} = \tau_{zy}$$

Transformacija napetosti v dvodimenzionalnih razmerah



Slika III.5: Transformacija v 2D sistemu

$$\begin{aligned} \sigma_{nn} &= \sigma_{xx} \cdot \cos^2 \theta + \sigma_{yy} \cdot \sin^2 \theta + 2\tau_{xy} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \\ \tau_{nt} &= -\sigma_{xx} \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta + \sigma_{yy} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta + \tau_{xy} \cdot (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta) \\ \sigma_{tt} &= \sigma_{xx} \cdot \sin^2 \theta + \sigma_{yy} \cdot \cos^2 \theta - 2\tau_{xy} \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta \end{aligned}$$

Matrični zapis

$$n_x = \cos \theta \quad n_y = \sin \theta \quad t_x = \cos \lambda \quad t_y = \sin \lambda$$

$$\text{V ravninskem stanju:} \quad \lambda = 90 + \theta \quad t_x = -n_y \quad t_y = n_x$$

$$\{\mathbf{n}\} = \begin{Bmatrix} n_x \\ n_y \end{Bmatrix} \quad \{\mathbf{t}\} = \begin{Bmatrix} t_x \\ t_y \end{Bmatrix} \quad [\boldsymbol{\sigma}] = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} \end{bmatrix}$$

Simetrija strižnih napetosti:

$$[\sigma]^T = [\sigma]$$

$$\sigma_{nn} = \{n\}^T [\sigma] \{n\}$$

$$\tau_{nt} = \{t\}^T [\sigma] \{n\}$$

$$\sigma_{tt} = \{t\}^T [\sigma] \{t\}$$

Napetostni vektor

Matematično je napetostni vektor $\{S\}$ definiran kot:

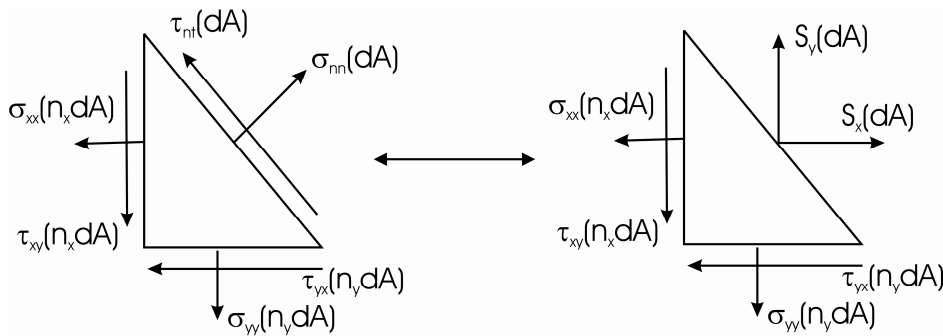
$$\{S\} = [\sigma] \cdot \{n\}$$

$$S_x = \sigma_{xx}n_x + \tau_{xy}n_y$$

$$S_y = \tau_{yx}n_x + \sigma_{yy}n_y$$

Pritisk je skalarna količina. Natezna sila je vektorska količina. Napetost je tenzor drugega reda.

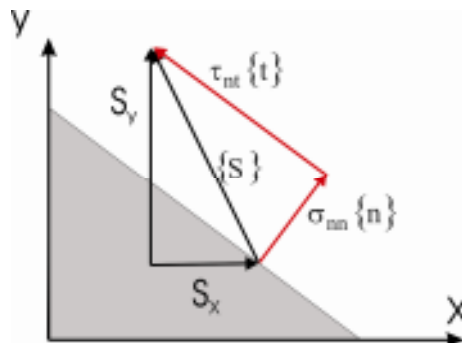
Statično ekvivalentni silni klin



Slika III.6: Statično ekvivalentni klin

$$\{S\} = \sigma_{nn} \cdot \{n\} + \tau_{nt} \cdot \{t\}$$

Napetostni vektor v rotiranem koordinatnem sistemu



Slika III.7: Vektor napetosti v rotiranem 2D sistemu

Glavne napetosti in njihove smeri

$$\{S\} = [\sigma] \cdot \{p\} = \sigma_p \cdot \{p\}$$

ali

$$\{S\} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} p_x \\ p_y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_p & 0 \\ 0 & \sigma_p \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} p_x \\ p_y \end{Bmatrix}$$

ali

$$\begin{bmatrix} (\sigma_{xx} - \sigma_p) & \tau_{xy} \\ \tau_{yx} & (\sigma_{yy} - \sigma_p) \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} p_x \\ p_y \end{Bmatrix} = 0$$

Karakteristične enačbe

$$\sigma_p^2 - \sigma_p(\sigma_{xx} + \sigma_{yy}) + (\sigma_{xx} \cdot \sigma_{yy} - \tau_{xy}^2) = 0$$

Koreni

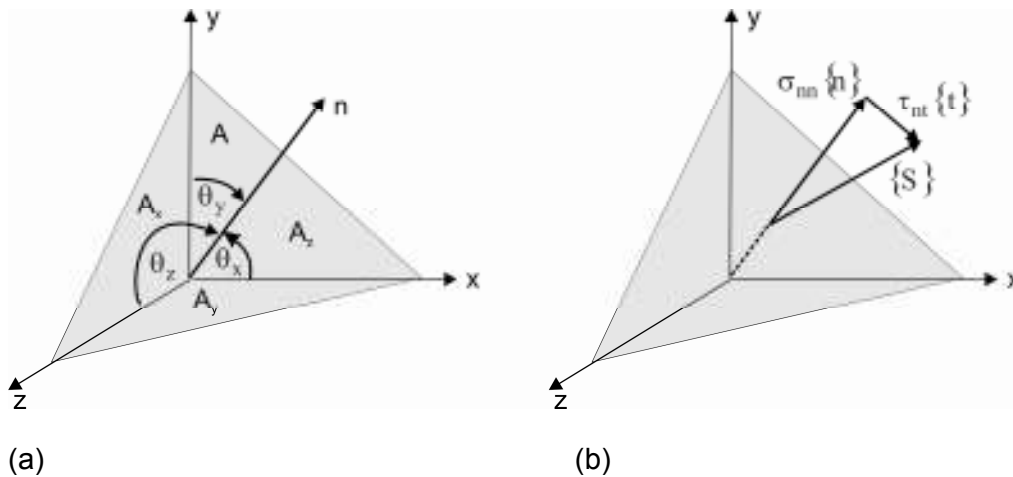
$$\sigma_{1,2} = \left[(\sigma_{xx} + \sigma_{yy}) \pm \sqrt{(\sigma_{xx} + \sigma_{yy})^2 - 4(\sigma_{xx} \cdot \sigma_{yy} - \tau_{xy}^2)} \right] / 2$$

ali

$$\sigma_{1,2} = \left[\left(\frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy}}{2} \right) \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_{xx} - \sigma_{yy}}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2} \right]$$

- Lastne vrednosti napetostne matrike predstavljajo glavne napetosti.
- Lastni vektorji napetostne matrike predstavljajo glavne smeri.

Transformacija napetosti v trodimenzionalnih razmerah



Slika III.8: Transformacija v 3D sistemu

$$\{n\} = \begin{Bmatrix} n_x \\ n_y \\ n_z \end{Bmatrix} \quad \{S\} = \begin{Bmatrix} S_x \\ S_y \\ S_z \end{Bmatrix} \quad [\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

$$\sigma_{nn} = \{n\}^T [\sigma] \{n\}$$

$$\tau_{nt} = \{t\}^T [\sigma] \{n\}$$

$$\sigma_{tt} = \{t\}^T [\sigma] \{t\}$$

$$\{S\} = [\sigma] \cdot \{n\}$$

Ravnovesni pogoji $\{S\} = \sigma_{nn} \cdot \{n\} + \tau_{nt} \cdot \{t_E\}$

Glavne napetosti in njihove smeri v 3D stanju

$$\{S\} = [\sigma] \cdot \{p\} = \sigma_p \cdot \{p\}$$

ali

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} p_x \\ p_y \\ p_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_p & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_p & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_p \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} p_x \\ p_y \\ p_z \end{Bmatrix}$$

ali

$$\begin{bmatrix} (\sigma_{xx} - \sigma_p) & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & (\sigma_{yy} - \sigma_p) & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & (\sigma_{zz} - \sigma_p) \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} p_x \\ p_y \\ p_z \end{Bmatrix} = 0$$

Lastne vrednosti napetostne matrike predstavljajo glavne napetosti. Lastni vektorji napetostne matrike predstavljajo glavne smeri.

$$p_x^2 + p_y^2 + p_z^2 = 1$$

Konvenkcija glavnih napetosti

Razmerje glavnih napetosti v 3D:

$$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$$

Razmerje glavnih napetosti v 2D:

$$\sigma_1 > \sigma_2$$

Karakteristične enačbe

$$\sigma_p^3 - I_1 \cdot \sigma_p^2 + I_2 \cdot \sigma_p - I_3 = 0$$

Invariante napetosti

$$I_1 = \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}$$

$$I_2 = \begin{vmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xz} \\ \tau_{zx} & \sigma_{zz} \end{vmatrix}$$

$$I_3 = \begin{vmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{vmatrix}$$

$$x^3 - I_1 x^2 + I_2 x - I_3 = 0$$

$$x_1 = 2A \cos \alpha + I_1/3$$

$$x_{2,3} = -2A \cos(\alpha \pm 60^\circ) + I_1/3$$

Koreni

$$A = \sqrt{(I_1/3)^2 - I_2/3}$$

$$\cos 3\alpha = \left[2(I_1/3)^3 - (I_1/3)I_2 + I_3 \right] / (2A^3)$$

Matrika glavnih napetosti

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix}$$

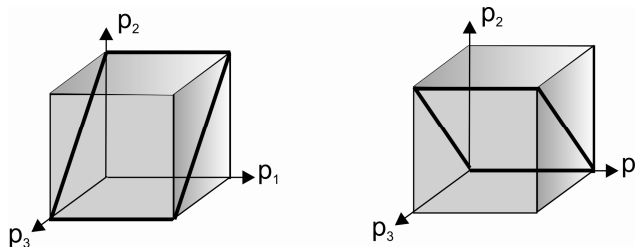
$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

$$I_2 = \sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_2 \cdot \sigma_3 + \sigma_3 \cdot \sigma_1$$

$$I_3 = \sigma_1 \cdot \sigma_2 \cdot \sigma_3$$

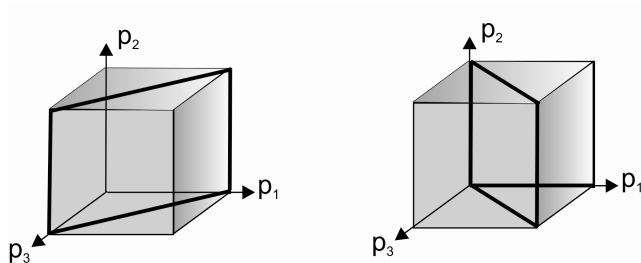
Maksimalne strižne napetosti

$$\tau_{\max} = \left| \max \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}, \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2}, \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2} \right) \right|$$



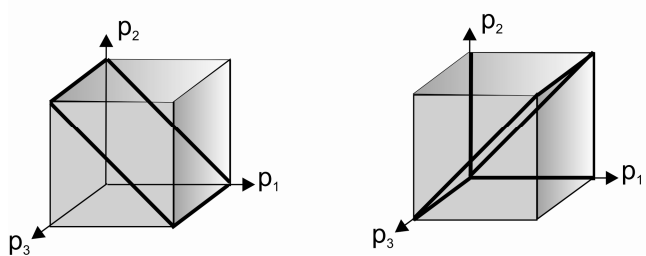
Slika III.9.a: Ravnine maksimalnih strižnih napetosti nagnjene 45° glede na glavni ravnini 2 in 3.

$$\tau_{23} = -\tau_{32} = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2}$$



Slika III.9.b: Ravnine maksimalnih strižnih napetosti nagnjene 45° glede na glavni ravnini 1 in 3.

$$\tau_{31} = -\tau_{13} = \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2}$$

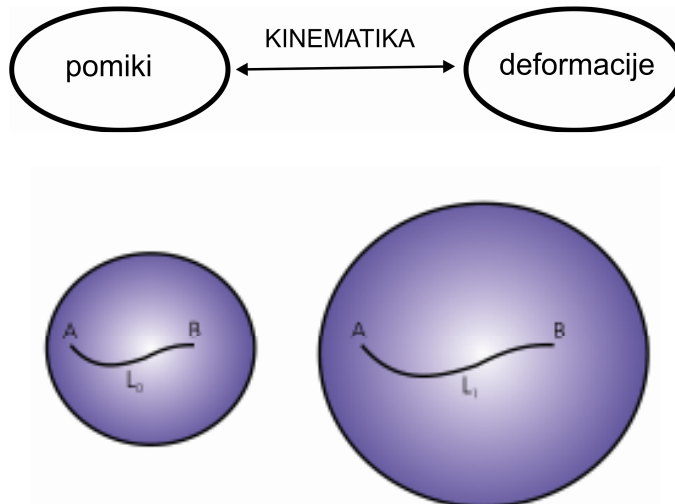


Slika III.9.c: Ravnine maksimalnih strižnih napetosti nagnjene 45° glede na glavni ravnini 1 in 2.

$$\tau_{12} = -\tau_{21} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$$

III.1.3 Deformacije

Skupno gibanje točke v odnosu s fiksno referenčno koordinato se imenuje pomik. Relativno gibanje točke v odnosu z drugo točko telesa se imenuje deformacija. Lagrange-jeve deformacije se izračunajo iz deformacij ob uporabi originalne nedeformirane geometrije kot referenčne geometrije. Euler-jeve deformacije so izračunane iz deformacij ob uporabi končne deformirane geometrije kot referenčne geometrije. Odnos deformacij s pomiki je problem geometrije.

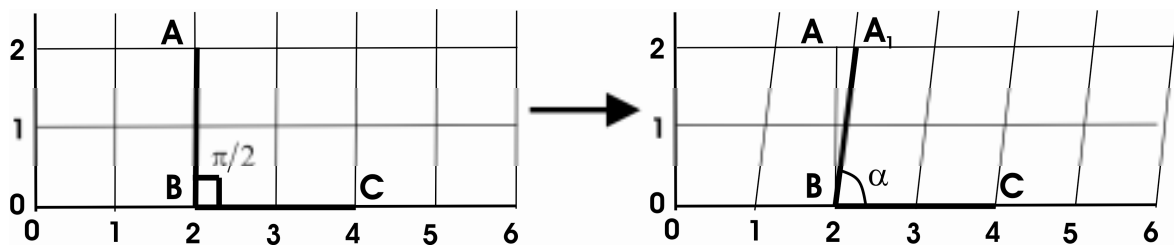


Slika III.10.a: Deformacija

$$\varepsilon_{av} = \frac{L_f - L_0}{L_0} = \frac{\delta}{L_0}$$

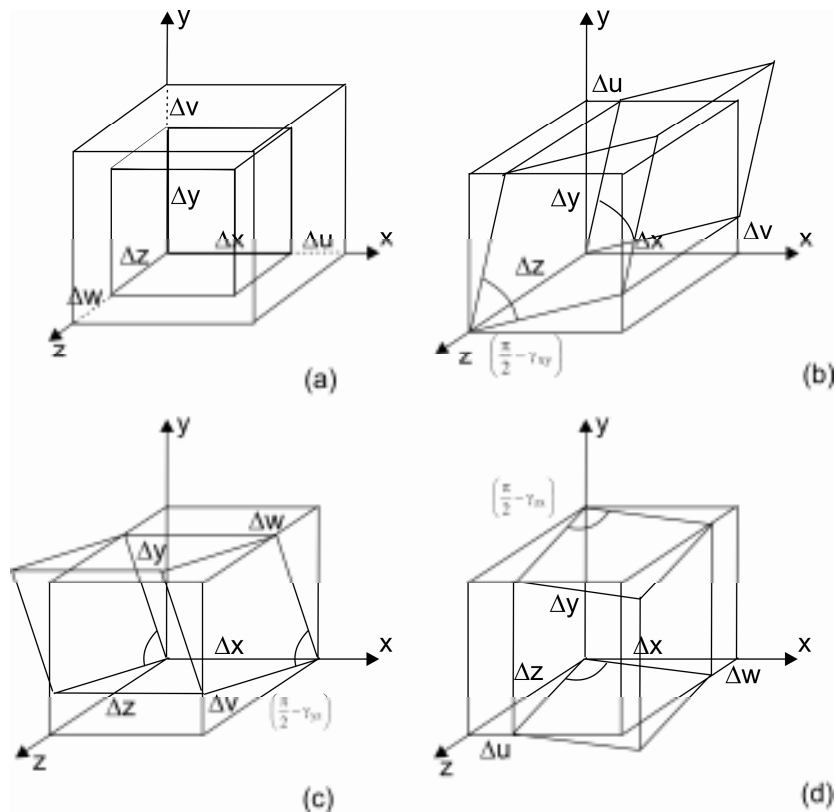
Raztezek ($L_f > L_0$) rezultira v pozitivne normalne deformacije. Skrček ($L_f < L_0$) rezultira v negativne normalne deformacije.

Povprečne strižne deformacije



Slika III.10.b: Strižne deformacije mreže

Deformacije v točki



Slika III.11: Deformacijske komponente: (a) normalne deformacije; (b) strižne deformacije γ_{xy} ; (c) strižne deformacije γ_{yz} in (d) strižne deformacije γ_{xz}

Inženirske deformacije

$$\varepsilon_{xx} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \left(\frac{\Delta u}{\Delta x} \right) = \frac{\partial u}{\partial x} \quad \varepsilon_{yy} = \lim_{\Delta y \rightarrow 0} \left(\frac{\Delta v}{\Delta y} \right) = \frac{\partial v}{\partial y} \quad \varepsilon_{zz} = \lim_{\Delta z \rightarrow 0} \left(\frac{\Delta w}{\Delta z} \right) = \frac{\partial w}{\partial z}$$

$$\gamma_{xy} = \gamma_{yx} = \lim_{\substack{\Delta x \rightarrow 0 \\ \Delta y \rightarrow 0}} \left(\frac{\Delta u}{\Delta x} + \frac{\Delta v}{\Delta y} \right) = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad \gamma_{yz} = \gamma_{zy} = \lim_{\substack{\Delta y \rightarrow 0 \\ \Delta z \rightarrow 0}} \left(\frac{\Delta v}{\Delta z} + \frac{\Delta w}{\Delta y} \right) = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}$$

$$\gamma_{zx} = \gamma_{xz} = \lim_{\substack{\Delta x \rightarrow 0 \\ \Delta z \rightarrow 0}} \left(\frac{\Delta w}{\Delta x} + \frac{\Delta u}{\Delta z} \right) = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z}$$

Parcialni diferencialni koeficient v odnosu s koordinatami pomeni, da so med procesom diferenciacije ostale koordinate konstantne. Če je pomik funkcija samo ene koordinate, potem bo parcialni diferencialni koeficient v odnosu s to koordinato enak kot navadni diferencialni koeficient.

Transformacija deformacij

Enačbe deformacijske transformacije v 2D

$$\varepsilon_{nn} = \varepsilon_{xx} \cdot \cos^2 \theta + \varepsilon_{yy} \cdot \sin^2 \theta + \gamma_{xy} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$

$$\varepsilon_{tt} = \varepsilon_{xx} \cdot \sin^2 \theta + \varepsilon_{yy} \cdot \cos^2 \theta - \gamma_{xy} \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta$$

$$\gamma_{nt} = -2\varepsilon_{xx} \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta + 2\varepsilon_{yy} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta + \gamma_{xy} \cdot (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta)$$

Enačbe napetostne transformacije v 2D

$$\sigma_{nn} = \sigma_{xx} \cdot \cos^2 \theta + \sigma_{yy} \cdot \sin^2 \theta + 2\tau_{xy} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$

$$\sigma_{tt} = \sigma_{xx} \cdot \sin^2 \theta + \sigma_{yy} \cdot \cos^2 \theta - 2\tau_{xy} \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta$$

$$\tau_{nt} = -\sigma_{xx} \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta + \sigma_{yy} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta + \tau_{xy} \cdot (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta)$$

Tensor normalnih deformacij = inženirskim normalnim deformacijam. Tensor strižnih deformacij = inženirskim strižnim deformacijam/2

Matrika deformacijskega tenzorja iz inženirskih deformacij

$$[\varepsilon] = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} = \gamma_{xy}/2 & \varepsilon_{xz} = \gamma_{xz}/2 \\ \varepsilon_{yx} = \gamma_{yx}/2 & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} = \gamma_{yz}/2 \\ \varepsilon_{zx} = \gamma_{zx}/2 & \varepsilon_{zy} = \gamma_{zy}/2 & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix}$$

$$\varepsilon_{nn} = \{n\}^T [\varepsilon] \{n\}$$

$$\varepsilon_{nt} = \{t\}^T [\varepsilon] \{n\}$$

$$\varepsilon_{tt} = \{t\}^T [\varepsilon] \{t\}$$

$$\gamma_{nt} = 2 \varepsilon_{nt}$$

Karakteristične enačbe

$$\varepsilon_p^3 - I_1 \cdot \varepsilon_p^2 + I_2 \cdot \varepsilon_p - I_3 = 0$$

Deformacijske invariante

$$I_1 = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$$

$$I_2 = \begin{vmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zz} \end{vmatrix}$$

$$I_3 = \begin{vmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{vmatrix} = \varepsilon_1 \cdot \varepsilon_2 \cdot \varepsilon_3$$

Maksimalne strižne deformacije

$$\frac{\gamma_{\max}}{2} = \left| \max \left(\frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{2}, \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_3}{2}, \frac{\varepsilon_3 - \varepsilon_1}{2} \right) \right|$$

III.1.4 Linearni materialni modeli

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & C_{14} & C_{15} & C_{16} \\ C_{21} & C_{22} & C_{23} & C_{24} & C_{25} & C_{26} \\ C_{31} & C_{32} & C_{33} & C_{34} & C_{35} & C_{36} \\ C_{41} & C_{42} & C_{43} & C_{44} & C_{45} & C_{46} \\ C_{51} & C_{52} & C_{53} & C_{54} & C_{55} & C_{56} \\ C_{61} & C_{62} & C_{63} & C_{64} & C_{65} & C_{66} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \rightarrow C_{ij} = C_{ji}$$

- Najbolj splošni linearni anizotropni material zahteva 21 neodvisnih konstant.

Monoklinski material

- Monoklinski material zahteva 13 neodvisnih materialnih konstant.
- Z-os je os simetrije.

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & C_{16} \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & C_{26} \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} & 0 & 0 & C_{36} \\ 0 & 0 & 0 & C_{44} & C_{45} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{54} & C_{55} & 0 \\ C_{61} & C_{62} & C_{63} & 0 & 0 & C_{66} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}$$

Ortotropni material

- Ortotropni material zahteva 9 neodvisnih konstant.
- Ortotropni material ima dve ortogonalni ravnini simetrije.

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & 0 \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{66} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}$$

Pri ravninskih problemih:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\sigma_{xx}}{E_x} - \frac{\nu_{yx}}{E_y} \sigma_{yy} \quad \varepsilon_{yy} = \frac{\sigma_{yy}}{E_y} - \frac{\nu_{xy}}{E_x} \sigma_{xx} \quad \gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G_{xy}} \quad \frac{\nu_{yx}}{E_y} = \frac{\nu_{xy}}{E_x}$$

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & 0 \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(C_{11} - C_{12}) \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}$$

Izotropni material

Izotropni material ima napetostno-deformacijske odnose, ki so neodvisni od orientacije koordinatnega sistema v točki. Izotropno telo zahteva samo dve neodvisni materialni konstanti.

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & 0 \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(C_{11}-C_{12}) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(C_{11}-C_{12}) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(C_{11}-C_{12}) \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}$$

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\sigma_{xx} - \nu(\sigma_{yy} + \sigma_{zz})}{E}$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{\sigma_{yy} - \nu(\sigma_{zz} + \sigma_{xx})}{E}$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\sigma_{zz} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{yy})}{E}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \quad \gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G} \quad \gamma_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{G}$$

V primerjavi:

$$C_{11} = 1/E, \quad C_{12} = -\nu/E, \quad 2(C_{11} - C_{12}) = 1/G$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu \\ -\nu & 1 & -\nu \\ -\nu & -\nu & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \end{Bmatrix}$$

Material je homogen takrat, ko so materialne lastnosti enake v vseh točkah telesa. Drugače povedano, če so materialne konstante C_{ij} funkcije koordinat x , y ali z , potem je material nehomogen. Iz teorije elastičnosti lahko odnos med napetostmi (σ_{ij}) in deformacijami (ε_{kl}) izrazimo s konstitutivnimi parametri C_{ijkl} :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \cdot \varepsilon_{kl}$$

Napetostno-deformacijsko razmerje za anizotropna tla se običajno določi s 6 različnimi konstitutivnimi parametri (C_{ijkl}):

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{1111} & C_{1122} & C_{1133} & 0 & 0 & 0 \\ C_{1122} & C_{2222} & C_{2233} & 0 & 0 & 0 \\ C_{1133} & C_{2233} & C_{3333} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{1212} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{1313} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{2323} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{12} \\ \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{23} \end{Bmatrix}$$

Za ortotropna tla je zgoraj navedeno razmerje poenostavljeno, tako da je napetostno-deformacijsko razmerje možno določiti s 4 parametri.

$$C_{1111} = C_{2222} \quad C_{1133} = C_{2233} \quad C_{1212} \quad \text{and} \quad C_{1313} = C_{2323}$$

Za izotropne materiale je razmerje še bolj poenostavljeno, tako da je napetostno-deformacijsko razmerje določeno s samo 2 parametroma.

$$C_{iiii} = \lambda + 2\mu \quad C_{ijij} = \lambda \quad \text{and} \quad C_{ijij} = 2\mu$$

Ali označena z K in G

$$C_{iiii} = K + \frac{4G}{3} \quad C_{ijij} = K - \frac{2G}{3} \quad \text{and} \quad C_{ijij} = 2G$$

Ali označena z uporabo E in ν

$$C_{iiii} = \frac{E}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} (1-\nu) \quad C_{ijij} = \frac{E \cdot \nu}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} \quad \text{in} \quad C_{ijij} = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

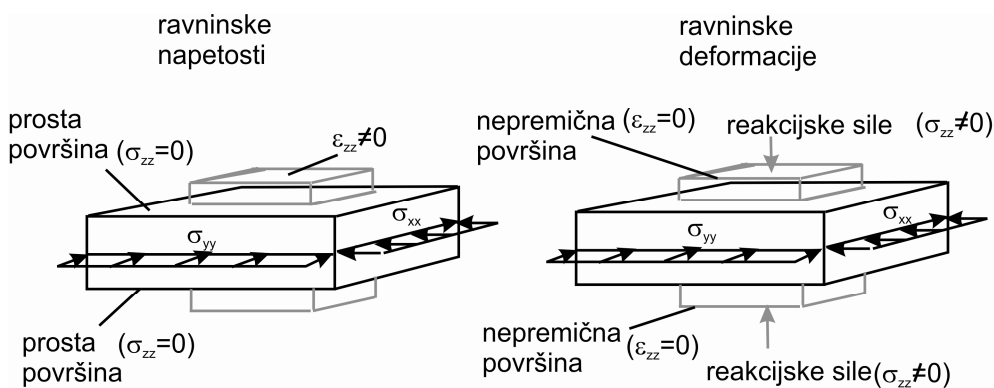
Tangentni modul M v vertikalni smeri se izrazi kot

$$M = \lambda + 2\mu = K + \frac{4G}{3} = \frac{E \cdot (1-\nu)}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)}$$

III.1.5 Ravninsko napetostno in deformacijsko stanje

$$\text{ravninske napetosti} \rightarrow \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & 0 \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \xrightarrow{\text{generaliziran Hookov zakon}} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \gamma_{xy} & 0 \\ \gamma_{yx} & \varepsilon_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_{zz} = -\frac{\nu}{E}(\sigma_{xx} + \sigma_{yy}) \end{bmatrix}$$

$$\text{ravninske deformacije} \rightarrow \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \gamma_{xy} & 0 \\ \gamma_{yx} & \varepsilon_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \xrightarrow{\text{generaliziran Hookov zakon}} \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & 0 \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{zz} = -\nu(\sigma_{xx} + \sigma_{yy}) \end{bmatrix}$$



Slika III.12. Ravninsko deformacijsko stanje

III.1.6 Porušitvene teorije

Teorija porušitve je definicija o odnosu med komponentami napetosti in porušitvenimi karakterističnimi vrednostmi materiala.

	Duktilni material	Krhki material
Karakteristične porušne napetosti	Meja elastičnosti	Maksimalna napetost
teorije	1. max strižna napetost 2. max oktaedrična strižna napetost	1. max normalna napetost 2. modificiran Mohr

Teorija maksimalne strižne napetosti

Za duktilni material teorija predvideva: material bo porušen, ko bo maksimalna strižna napetost prekoračila strižno napetost ob porušitvi, ki jo pridobimo iz enosnega nateznega preizkusa.

Porušitveni kriterij je:

$$\tau_{\max} \leq \tau_{\text{poruš}}$$

$$|\max(\sigma_1 - \sigma_2, \sigma_2 - \sigma_3, \sigma_3 - \sigma_1)| \leq \sigma_{\text{poruš}}$$

Teorija maksimalne oktaedrične strižne napetosti

Za duktilni material teorija predvideva: material bo porušen, ko bo maksimalna oktaedrična strižna napetost prekoračila oktaedrično strižno napetost ob porušitvi, ki jo pridobimo iz enosnega nateznega preizkusa.

Porušitveni kriterij je:

$$\tau_{\text{oct}} \leq \tau_{\text{poruš}}$$

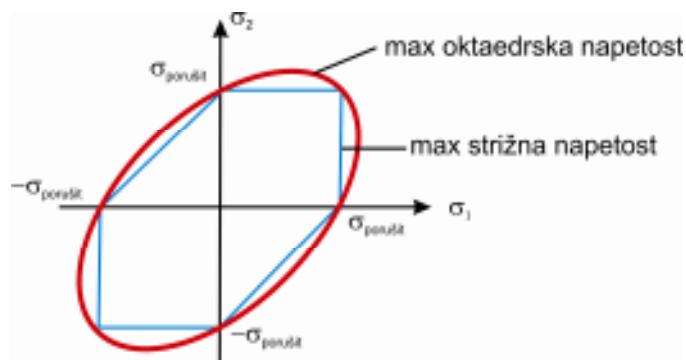
$$\frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \leq \sigma_{\text{poruš}}$$

Ekvivalentne von-Misesove napetosti:

$$\sigma_{\text{von}} = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

$$\sigma_{\text{von}} \leq \sigma_{\text{poruš}}$$

Porušne ovojnice za duktilni material v ravninskem stanju



Slika III.13. Porušna ovojnica za duktilni material

Teorija maksimalne normalne napetosti

Za krhki material teorija predvideva:

material bo porušen, ko bo maksimalna normalna napetost v točki prekoračila mejno normalno napetost (σ_{ult}), ki jo pridobimo iz enoosnega nateznega preizkusa.

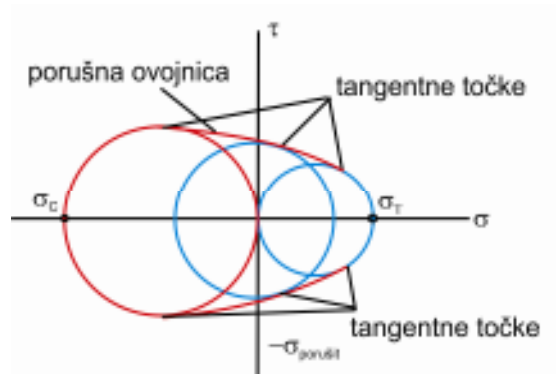
$$\left| \max(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) \right| \leq \sigma_{ult}$$

Teorija je uporabna, če je prva glavna napetost natezna in dominantna glavna napetost.

Mohr-ova teorija

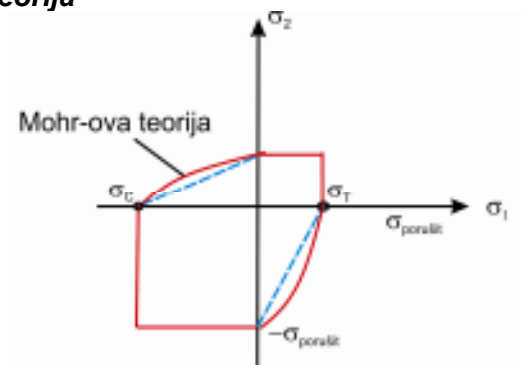
Za krhki material teorija predvideva:

material bo porušen, če je napetostno stanje na ovojnici, ki je tangenta na tri Mohrove kroge v odnosu z: enoosno mejno napetostjo v nategu, enoosno mejno napetostjo v tlaku ter čistim strigom.



Slika III.14. Porušna ovojnica za Mohr-ovo teorijo

Modificirana Mohr-ova teorija



Slika III.15. Porušna ovojnica za Modificirano Mohr-ovo teorijo

Mohrova modificirana teorija temelji na naslednjih predpostavkah: če sta obe glavni napetosti natezni, potem mora biti maksimalna normalna napetost manjša kot mejna natezna trdnost; če sta obe glavni napetosti negativni, potem mora biti maksimalna normalna napetost manjša kot mejna tlačna trdnost; če sta obe glavni napetosti različnih predznakov, potem za Modificirano Mohr-ovo teorijo porušitev temelji na:

$$\left| \frac{\sigma_2}{\sigma_C} - \frac{\sigma_1}{\sigma_T} \right| \leq 1.0$$

IV OSNOVE GEOMEHANIKE

IV.1 Splošno

IV.1.1 Geomehanika

(Grška predpona *geo* pomeni zemlja in mehanika) je preučevanje obnašanja tal in kamnin. Dve glavni disciplini geomehanike sta mehanika zemljin in mehanika kamnin. Prva obravnava obnašanje tal v rangu manjšega obsega do obsega zemeljskega plazju. Slednje se ukvarja z vprašanji v zvezi z geoznanostjo sorodno s karakterizacijo kamninskih mas in mehaniko kamninskih mas, kot se pojavijo pri načrtovanju predorov, poružitvi kamnin in vrtnanju v kamnino. Številni vidiki geomehanike se prekrivajo z področji geotehničnega inženiringa. Sodobni razvoj se nanaša na seizmologijo, mehaniko kontinuuma, mehaniko diskontinuuma in transportnih pojavov.

IV.1.2 Mehanika zemljin

Mehanika zemljin je disciplina, ki uporablja načela inženirske mehanike, kot na primer kinematika, dinamika, mehanika tekočin, mehanika materialov, za napovedovanje mehanskega obnašanja tal. Skupaj z mehaniko hribin je podlaga za reševanje številnih inženirskih problemov v gradbeništvu (geotehnika), geofiziki in geologiji. Nekaj osnovnih teorij mehanike zemljin so: osnovni opis in klasifikacija tal, efektivne napetost, strižna trdnost, konsolidacija, zemeljski tlaki, nosilnost, analiza stabilnosti in prepustnost. Temelji, nasipi, zidovi, zemeljska dela in podzemna dela so zasnovane delno s teorije iz mehanike tal.

IV.1.3 Mehanika hribin

Mehanika hribin je teoretična in uporabna veda o mehanskem obnašanju hribin in skalnih gmot; to področje mehanike se ukvarja z odzivom fizikalnega vplivnega območja hribin in hribinskih mas na silno (gravitacijsko) polje. Mehanika hribin predstavlja samo del širšega področja geomehanike, ki se ukvarja z mehanskimi odgovori vseh geoloških materialov, vključno z zemljino. Mehanika hribin, kot se uporabljajo v rudarstvu, naftni industriji in gradbeništvu, se ukvarja z uporabo načel inženirske mehanike pri projektiranju konstrukcij na skalnih strukturah, izvedenih v rudarstvu, vrtnanju, gradnji rezervoarjev ali pri drugih gradbenih dejavnostih, npr. predorih, jaških, podzemnih izkopavanjih, odprtih rudnikih, naftnih in plinskih vrtnah, cestnih vkopih, odlagališčih odpadkov in drugih objektih, zgrajenih v hribini. Prav tako vključuje oblikovanje ojačitvenih sistemov, kot so modeli za presejanje kamnitih frakcij.

IV.1.4 Mehanika v praksi

Kot znanstvena disciplina, praktična (uporabna) mehanika izhaja iz številnih načel in metod iz fizike (predvsem mehanike in klasične mehanike), iz matematike, vedno pogosteje pa tudi iz računalništva. Kot taka, je praktična mehanika del podobnih metod, teorij in tem, kot so uporabna fizika, uporabna matematika in računalniška znanost. Uporabna mehanika kot temeljna disciplina izhaja iz raziskav naravnih pojavov, kot so orbite planetov, kroženje krvi, premikanje živali, mrgolenje celic, oblikovanje gora, in na širjenju potresnih valov. Takšne študije so se končale v disciplinah, kot so mehanika vesolja, biomehanika in geomehanika. Kot praktična disciplina, je uporabna mehanika prav tako napredovala s sodelovanjem v velikih izumih v zgodovini, kot so zgradbe, ladje, avtomobili, železnice, naftne rafinerije, motorji, letala, jedrski reaktorji, kompozitni materiali, računalniki in medicinski vsadki. V takih povezavah je znana tudi kot disciplina inženirska mehanika ter pogosto uporabljena v gradbeništvu, strojništvu, konstrukterstvu, znanosti in inženirstvu materialov, letalskem

inženirstvu, kemijski tehnologiji, elektrotehniki, jedrski tehniki, gradbenih konstrukcijah in biotehniki.

IV.1.5 Uporabna mehanika v inženirstvu

Značilno je, da se mehanika uporablja za analizo in napovedovanje pospeška in deformacije (tako v elastičnem kot v plastičnem stanju) predmetov iz znanih sil (imenovane tudi obremenitve) ali napetosti.

V obravnavanem področju inženirstva lahko mehaniko razdelimo v:

Statika, študija statičnih teles obremenjenih z znanimi statičnimi obremenitvami

Dinamika (ali kinetika), študija o tem, kako sile vplivajo na premikanje telesa

Trdnost ali trdnost materialov, študije o tem, kako se različni materiali deformirajo pri različnih vrstah napetosti

Deformacijska mehanika, študija deformacij običajno v elastičnem območju

Mehanika tekočin, študija, kako se odzovejo tekočine na sile. Upoštevajte, da lahko mehanike tekočin dodatno razdelimo na statiko tekočin in dinamiko tekočin in je sama podveja iz mehanike kontinuuma. Uporaba mehanike tekočin v inženirstvu se imenuje hidravlika.

Mehanika kontinuov je način uporabe mehanike, ki predpostavlja, da so vsi predmeti kontinuirni. To je v nasprotju z diskretno mehaniko in metodo končnih elementov.

Glavna področja, ki se uporabljajo mehaniki:

- Akustika
- Analitična mehanika
- Računalniška mehanika
- Kontaktna mehanika
- Mehanika kontinuov
- Dinamika (mehanika)
- Elastičnost (fizika)
- Eksperimentalna mehanika
- Metoda končnih elementov
- Mehanika fluidov
- Mehanika loma
- Trdnost
- Mehanika konstrukcij
- Plastičnost
- Dinamika rotorja
- Mehanika trdnin
- Napetostno valovanje
- Viskoelastičnost

IV.2 Laboratorijske preiskave

IV.2.1 Uvod

Metode geomehanskega proučevanja tal so zasnovane na poznavanju njihovih fizikalno mehanskih lastnosti, ki se določajo z laboratorijskimi preiskavami in izražajo s številčnimi vrednostmi. Sistematsko osnovo sodobni mehaniki tal je dal prof. Karl Terzaghi, ki je svoje predloge za eksperimentalno ugotavljanje fizikalno mehanskih značilnosti tal ter bogate matematično mehanske analize deformacijskih procesov v zemljinah podal leta 1925 v delu »Mehanika tal na osnovi fizikalnih značilnosti«. Njegove ideje niso takoj prodrle. V tridesetih letih prejšnjega stoletja pa je zanimanje za mehaniko tal nenavadno naraslo. Po vseh državah so se ustanovljali geotehnični laboratoriji, kajti pokazalo se je, da lahko mehanika tal, sloneča na eksperimentalnih analizah, omogoči varno in ekonomsko dimenzioniranje temeljnih konstrukcij. Danes so vse te metode zelo izpopolnjene in razširjene s terenskimi preiskavami tal.

IV.2.2 Zrnavost

Sestava zemljin po odstotnem deležu posameznih intervalov velikosti zrn (granulometrijska sestava ali zrnavost) služi kot osnovni kriterij za geotehnično klasifikacijo zemljin.

Pri postavitvi mej med posameznimi intervali velikosti zrn še danes ni dosežena enotnost. Vendar narekujejo to delitev nekatere naravne meje, ki se jih vsi bolj ali manj držijo. Te meje so:

- 2 mm – meja, do katere se v enakomernih sestavih zrn še uveljavljajo kapilarni pojavi; to je meja med gramozom in peskom.
- 0,075 do 0,05 mm – meja, do katere zrna še lahko razločimo s prostim očesom, obenem umetna meja, pri kateri odpove možnost mehanične ločitve zrn s siti. V tem intervalu postavljajo mnoge klasifikacije mejo med peskom in meljem.
- 0,006 ali 0,002 mm – meja, pri kateri postane zrnje ob primerni primesi vode plastično in koherentno; to je meja med meljem in glino.

Navedeni izrazi veljajo za označbo zrn po velikosti in ne mineraloški sestavi. Velikost zrn se vedno označuje z mm, zato lahko to označbo, pri navajanju velikosti, spustimo.

Atterberg, ki je med prvimi podal predlog za sistematizacijo zrnja po velikosti, je dosledno uporabljal delitev s številom 2 (< 0,002 koloidni delci; 0,002 - 0,02 melj; 0,02 - 0,2 meljast pesek; 0,2 - 2,0 pesek; > 2,0 gramoz).

Pri M.I.T. (Massachusetts Institute of Tehnology) klasifikaciji se uporablja za delitev samo števili 2 in 6 in si jo je zato lažje zapomniti.

< 0,0002	drobna	
0,0002 - 0,0006	srednja	glina
0,0006 - 0,002	debela	
0,002 - 0,006	drobni	
0,006 - 0,02	srednji	melj
0,02 - 0,06	debeli	
0,06 - 0,2	drobni	
0,2 - 0,6	srednji	pesek
0,6 - 2	debeli	
2 - 6	drobni	
6 - 20	srednji	gramoz
20 - 60	debeli	

Opozoriti je potrebno na razliko v razmejitvi med peskom in gramozom v geomehaniki in tehnologiji betona ter asfaltnih mešanic, kjer je ta meja običajno med 7 mm ali 8 mm.

Izraz gramoz v geotehniko opredeljuje velikost zrn. Obliko in nastanek zrn lahko opišemo tako, da uporabimo izraze: prod (zaobljena zrna rečnih naplavin), drobljenec ali tolčenec (oglasta zrna umetno v stroju nadrobljenega ali natolčenega gramoza) in gramozno kršje (za naravne drobce kamnin). Določanje granulometrijske sestave imenujemo granulometrija ali zrnitev.

IV.2.2.1 Zrnitev s sejanjem

Zrna večja od 0,06 mm zrnimo s sejanjem. Najfinejše sito ima kvadratne odprtine s svetlo širino 0,06 mm (1000 luknjic /cm²). Fina sita so napravljena iz tankih žic, napetih med okvirji v dveh pravokotnih smereh. Takšna sita se izdelujejo do največje širine luknjic 1 mm. Debelejša sita se izdelujejo s prevrtanjem pločevine.

Tisti del zemljine, ki pade pri sejanju skozi sito, imenujemo **presejek**. Del zemljine, ki ostane na situ, je **odsejek**. Presejek in odsejek izražamo v utežnih odstotkih glede na skupno težo vzorca.

Zemljine sejemo v suhem stanju ali med izpiranjem. Sejanje v suhem je neugodno iz dveh razlogov. Prvič je v suhem stanju težko razvezati zrna bolj ali manj vezljivih zemljin, ne da bi povzročili razdrobitev posameznih zrn. Drugič ne moremo z gotovostjo preprečiti, da ne bi ostali sprimki več zrn. S sejanjem med izpiranjem se lahko tem nevarnostim v veliki meri izognemo. Pred izpiranjem dodamo zemljini nekaj antikoagulacijskega sredstva in jo v mešalcu dobro premešamo. Med izpiranjem krtačimo odsejek s čopičem. Vse odsejke na sitih po končani zrnitvi osušimo, izplaknino, vsebujočo presejek skozi zadnje sito, pa izparimo. Težo vzorca določimo z vsoto vseh odsejkov in zadnjega presejka. Če smo vzorec pred preiskavo dobro osušili in stehali, lahko izračunamo izgubo materiala med preiskavo in s tem natančnost preiskave.



Slika IV.1. Sita za določanje velikosti zrn večjih od 0,06 mm.

IV.2.2.2 Zrnitev s sedimentacijo

Sedimentacijske metode zrnitve imajo za osnovo zakon o konstantni hitrosti, ki jo dosežejo v vodi se usedajoča zrna po nekem začetnem pospešku. Ta zakon je za kroglasta zrna dognal Stokes. Glasi se:

$$v = \frac{\gamma_S - \gamma_{WT}}{18 \cdot \eta_T} D^2 \quad (1)$$

V enačbi (1) so:

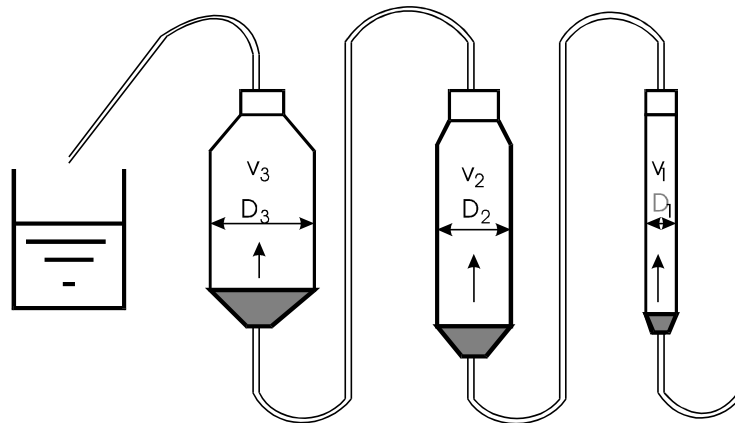
- v sedimentacijska hitrost - cm/s
- γ_S prostorninska teža zrn - kN/m³
- γ_{WT} prostorninska teža vode pri temperaturi T, v kateri se zrna usedajo - kN/m³
- η_T viskoznost vode pri temperaturi T - kN sec/m²
- D premer kroglastih zrn - cm

Če stresemo zrna neke zemljine v navpično cev, skozi katero se pretaka voda s hitrostjo v_1 v smeri navzgor, bodo ostala v cevi oziroma se bodo sedimentirala na njeno dno zrna s premerom, ki je večji ali enak premeru D_1 , ustrežajoč po gornji enačbi hitrosti $v = v_1$. Vsa drobnejša zrna bo voda odplaknila s seboj. To odplaknino lahko speljemo skozi drugo cev z večjim prerezom tako, da se bo voda skozi pretakala počasneje in se bodo v njej izločila nadaljna zrna s premerom D_2 , ustrežajoča hitrosti v_2 (sl. IV.2). S primernim izborom profilov pretočnih cevi in sekundne pretočne množine lahko reguliramo hitrost v in s tem

premer D . Če določimo še specifično težo zrn γ_s in upoštevamo viskoznost η_T in specifično težo vode γ_{WT} pri temperaturi T , lahko premere zrn D izračunamo.

$$D = \sqrt{\frac{18 \cdot \eta_T \cdot v}{\gamma_s - \gamma_{WT}}} \quad (2)$$

Po preiskavi osušimo in stehtamo usedline na dnu posameznih cevi in ugotovimo njihov utežni odstotni delež v vzorcu. Opisana metoda zrnitve se imenuje **pretočna metoda**.



Slika IV.2. Pretočna metoda zrnitve.

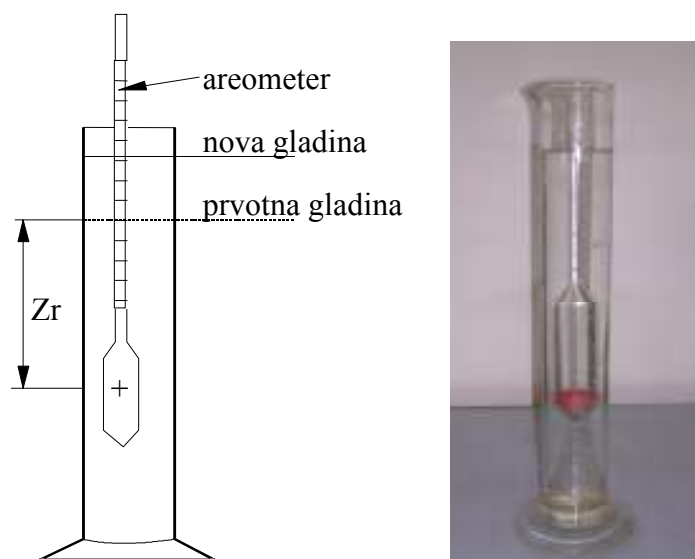
Opisano metodo preiskave nadomestimo v geotehničnih laboratorijih s tako imenovano areometrsko ali hidrometrsko metodo, ki jo je uvedel Bouyoucos in izpopolnil Casagrande (1934). Ta metoda izkorišča Stokes zakon na naslednji način:

V steklenem valju, ponavadi prostornine $V = 1\text{ l}$ z notranjim premerom okrog 6 cm, pripravimo suspenzijo enakega volumna s približno 0,3 – 1,0 N suhe teže zemljine. Vsebino valja dobro premešamo, tako da je ob začetku preizkusa, ko postavimo valj na mizo in se prično zrna sedimentirati, suspenzija čim enakomernejša. V primernih časovnih presledkih opazujemo gostoto suspenzije z areometrom (sl. IV.3).

V času t , ko izmerimo gostoto suspenzije, je težišče areometerske hruške v nivoju z_r pod prvotno gladino vode v valju (preden smo vanj potopili areometer). Iz prostora vzdolž areometerske hruške so se torej v času t izločila zrna, katerih premer je povprečno enak ali večji od premera, ki ustreza po enačbi (2) hitrosti

$$v = \frac{z_r}{t} \quad (3)$$

Višino z_r lahko ugotovimo z odčitkom na lestvici areometra, upoštevajoč korekturo, ki je odvisna od volumna areometerske hruške in prereza valja. Izmerimo še temperaturo T suspenzije, ki vpliva na izračun premera D po enačbi (2).



Slika IV.3. Areometrična preiskava.

Delež zrn (p_d) s premerom, manjšim od D , lahko ugotovimo iz izmerjene gostote suspenzije. Enostavno izvajanje (Casagrande 1934) pripelje do enačbe:

$$p_d = \frac{S_D}{S} = (\rho_D - \gamma_{WT}) \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma_{WT}} \cdot V \cdot \frac{1}{S} \quad (4)$$

S_D = teža zrn s premerom manjšim od D

S = začetna teža suhega vzorca

ρ_D = izmerjena gostota suspenzije

Iz zgornjega prikaza sledi, da so za preračun areometerske analize potrebni:

Podatki, ki so za določeno garnituro steklenega valja in areometra konstantni, to je premer in volumen valja, oblika in volumen areometra ter višina meniska ob vratu areometra.

Podatki, ki so konstantni za določeno preiskavo, to je začetna suha teža vzorca S , prostorninska teža zrn γ_s in vrsta ter množina antikoagulacijskega sredstva, ki ga dodamo suspenziji in vpliva na njeno gostoto.

Podatki, ki se med preiskavo s časom t spreminjajo, to sta odčitek na lestvici areometra ob gladini suspenzije in temperatura suspenzije; prvi določa gostoto suspenzije ρ_D in globino z_r , drugi viskoznost η_T in specifično težo vode γ_{WT} ter volumen V areometra.

Stokesov zakon velja v območju velikosti zrn 0,2 mm do 0,0002 mm. Če so zrna večja od 0,2 mm, nastanejo med sedimentacijo zrn vrtinci in privzetki, na katerih je zakon izveden, ne veljajo več. Če so zrna manjša od 0,0002 mm, prepreči premočno Brownovo gibanje zrn sedimentacijo ob pogojih veljavnosti zakona. Stokesov zakon velja za zrna v obliki kroglic. Zato pri zrnitvi po sedimentacijski metodi ne ugotavljamo pravih dimenzij zrn, temveč premere kroglastih zrn, ki imajo isto sedimentacijsko hitrost kot dana zrna. Pravimo, da določamo ekvivalentne premere.

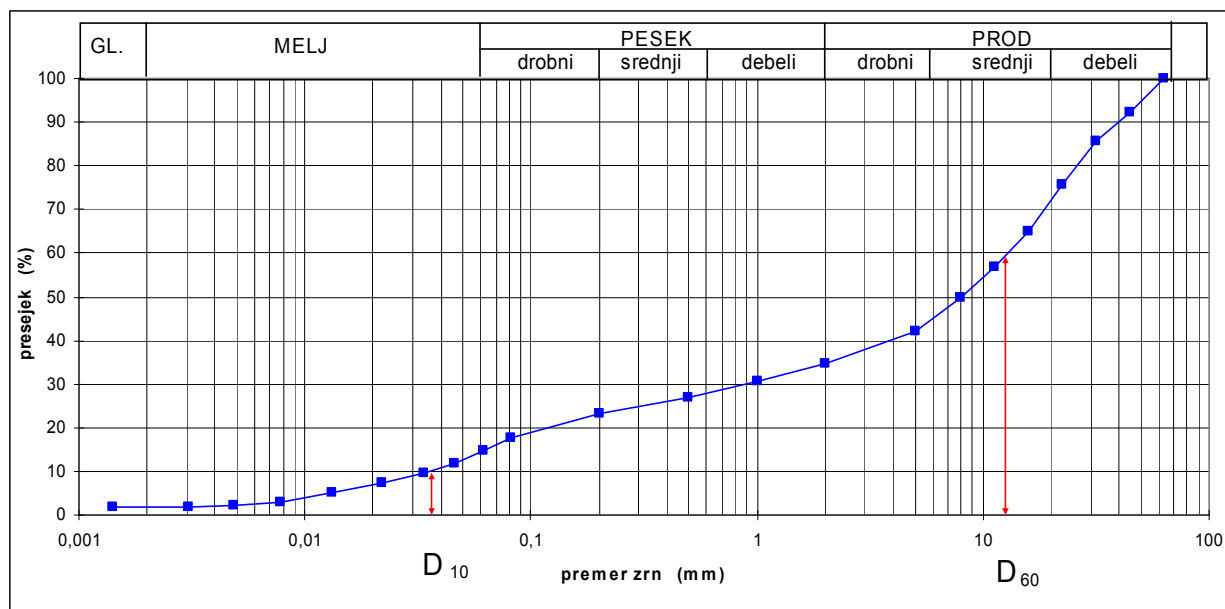
Sedimentacijske metode se dajo za glinaste zemljine uspešno uporabljati samo, če dodamo suspenziji primerno antikoagulacijsko sredstvo, to je snov, ki prepreči tvorbo kosmičev med sedimentacijo.

IV.2.2.3 Kombinirana zrnitev

Zelo pogosto je potrebno metode zrnitve kombinirati, to je uporabiti sejarno in sedimentacijsko analizo na istem vzorcu. To napravimo tako, da po predhodni sejarni analizi presejek skozi sito 0,2 mm zrnimo dalje s sedimentacijsko metodo.

Prikaz rezultatov zrnitve

Rezultate zrnitve prikazujemo v diagramih tako, da nanašamo na absciso velikost zrn v logaritemskem merilu, na ordinato pa velikost presejka oz. odsejka (sl. 4).



Slika IV.4. Krivulja zrnivosti.

Sovisnico med velikostmi zrn in presejki imenujemo krivulja zrnivosti ali granulometrijska krivulja.

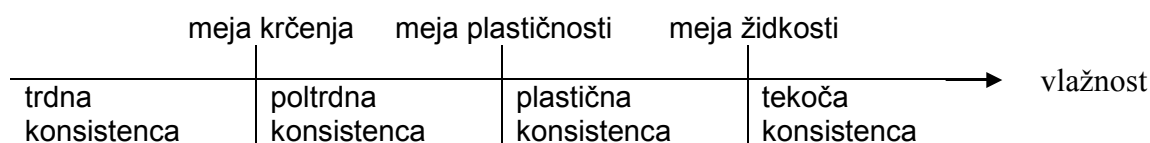
Po Allenu Hazenu imenujemo tisti ekvivalentni premer, ki ustreza ordinati presejka 10 %, učinkoviti premer in označimo z D_{10} . Premer, ki ustreza ordinati presejka 60 %, imenujemo pretežni premer in označimo D_{60} . Količnik

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (5)$$

imenujemo količnik enakomernosti.

IV.2.3 Plastičnost in konsistenca

Glede na množino vode, ki jo vsebujejo, prehajajo vezljive zemljine iz židke (tekoče) v plastično (gnetno), iz plastične v poltrdno in nato trdno konsistenca (sestoj).



Slika IV.5. Lezne meje in konsistenca zemljin.

Lezne (konsistenčne) meje pomenijo vlažnost zemljine na prehodu med navedenimi konsistenčnimi stanji. Določamo jih za ugotavljanje konsistenčnega stanja vezljivih zemljin in

njihovo klasificiranje, strokovna literatura pa navaja tudi številne korelacije med nekaterimi najpomembnejšimi fizikalnimi lastnostmi zemljin in leznimi mejami oz. indeksom plastičnosti. Meje med konsistencami niso po naravi točno postavljene, zato jih opredelimo po dogovoru. Danes je po vsem svetu v mehaniki tal priznan način določevanja konsistenčnih mej, kakor ga je uvedel Šved Atterberg.

IV.2.3.1 Meja židkosti - w_L

Določanje meje židkosti zemljin v laboratoriju je sestavljeno iz naslednjih korakov:

- določitev naravne vlažnosti vzorca
- priprava vzorca za določitev w_L
- izvedba preizkusa
 - s Casagrandejevim aparatom
 - s konusnim penetrometrom
- izrednotenje rezultatov
- metoda ene točke
- metoda več točk

Določitev naravne vlažnosti vzorca -w



Slika IV.6. Vzorec za določitev vlažnosti zemljin.

Določanje naravne vlažnosti je pomemben sestavni del določanja leznih mej, indeksa plastičnosti in konsistence zemljin. Preiskava poteka tako, da se vzorec zemljine stehta in nato posuši. Sušenje poteka pri temperaturi 105 - 110°C do konstantne teže. Rezultat se izrazi kot razmerje med težo vode v zemljini in teži trdne snovi (relativna vlaga) ali kot razmerje med težo vode in teži mokre zemljine (absolutna vlaga).

Priprava vzorca za določitev meje židkosti

Vzorec ne sme vsebovati delcev, večjih od 0,425 mm. Uporabimo ga lahko v naravnem stanju, ali pa ga pripravimo z moko ali suho sejhalno analizo. Standard BS za določitev leznih mej priznava le uporabo vzorcev v naravnem stanju ali pripravljene z moko sejhalno analizo medtem, ko ASTM standard dovoljuje tudi uporabo vzorcev, pripravljenih s suho sejhalno analizo. ETC-5 standard zahteva uporabo vzorcev v naravnem stanju ali pripravljenih s suho sejhalno analizo.

Vzorec pripravimo v konsistenci blizu meje židkosti, dobro pregnetemo, da je homogen in ga za 24 ur zapremo v neprodušno zaprto posodo. Tik pred preiskavo vzorec še vsaj deset minut gnetemo in po potrebi dodajamo destilirano vodo.

Izvedba preizkusa

Casagrandejeva metoda

Mejo židkosti določamo v plitvi medeninasti skodeli z radijem 54 mm ([sl. IV.7](#)). Zemljino zamesimo s primerno količino vode in z njo napolnimo skodelo. Z normirano kovinsko profilno ploščico posnamemo skozi vzorec do dna skodele trapezasto brazdo s širino 2 mm ob dnu ([sl. IV.8](#)). Nato obesimo skodelo na pripravo, s katero jo lahko dvignemo nad gumasto podlago tako, da z višine 10 mm nanjo prosto pada. Če vsebuje zemljina toliko vode, da se pri 25 padcih, ki si sledijo s hitrostjo 2 udarcev na sekundo, obe strani brazde na dnu stakneta na dolžini 10 mm, določa odstotek vode v zemljini mejo židkosti. Označimo jo z w_L .

Zemljino zamesimo z različno množino vode tolikokrat, da poizkus uspe. Lahko pa uporabimo tudi dva ali več preizkusov, pri katerih se je brazda zaprla na dolžini 10 mm pri nekaj manj in nekaj več kot 25 padcih skodelice in določimo mejo židkosti z grafično interpolacijo.

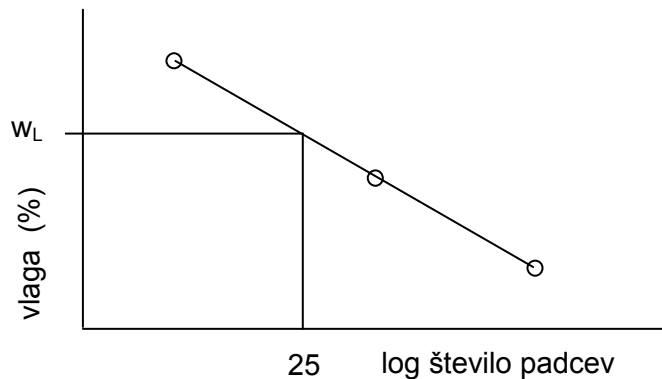


Slika IV.7. Casagrandejev aparat za določanje meje židkosti in kovinska profilna ploščica.



Slika IV.8. Izvedba preizkusa.

Vsakemu testnemu vzorcu, ki smo mu določili vlažnost in pripadajoče število padcev skodelice, pripada točka v diagramu, v katerem je na abscisi podano število padcev v logaritmskem merilu, na ordinati pa vlažnost v linearnem merilu. S povezavo točk dobimo ravno črto. Mejo židkosti predstavlja odstotek vode, ki ustreza 25 padcem skodelice ([sl. IV.9](#)).



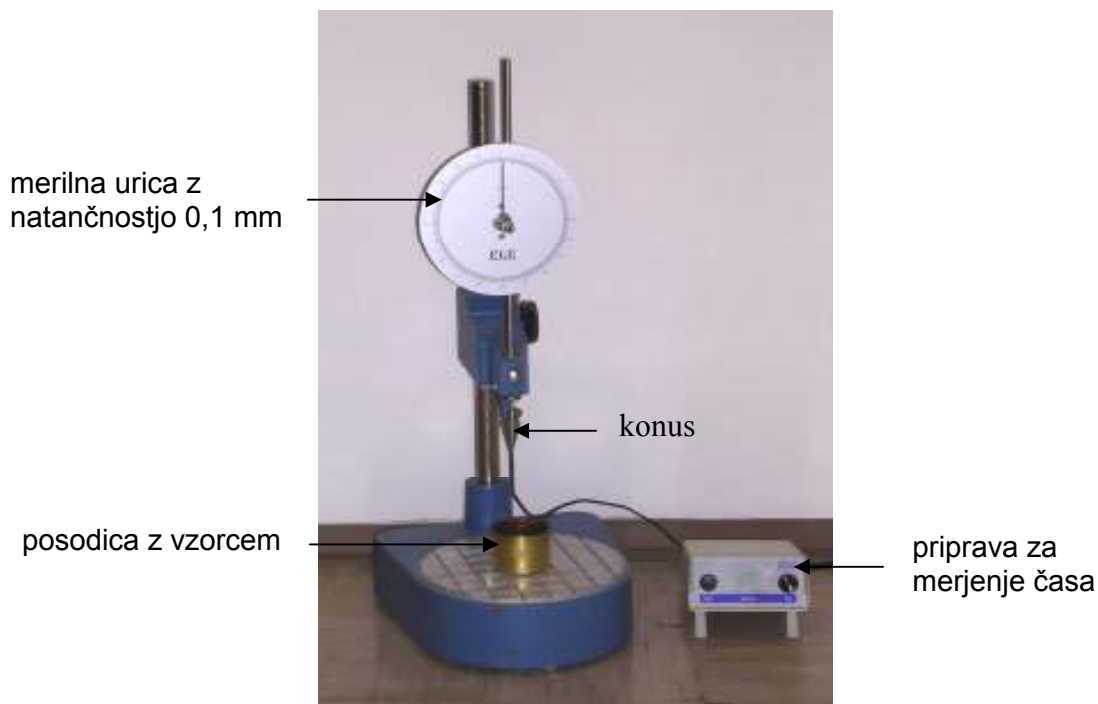
Slika IV.9. Določanje vlage na meji židkosti po metodi več točk.

Standardi dovoljujejo tudi določitev meje židkosti s Casagrandejevim aparatom na osnovi samo ene merjene točke po enačbi $w_L = k \cdot w$, pri čemer se vrednost k pri različnih standardih razlikuje. Rezultati preiskave so v tem primeru manj zanesljivi.

Konusni penetrometer

Po metodi konusnega penetrometra je meja židkosti opredeljena kot odstotek vode v zemljini, pri kateri konus točno določenih dimenzij in mase v časovnem intervalu 5 ± 1 sek s prostim padom prodre v zemljino do predpisane globine.

Osnovni pribor je konusni penetrometer ([sl. IV.10](#)), ki ga sestavljajo osnovno ogrodje, konus, merilna urica penetracije in priprava za merjenje časa, ki hkrati avtomatsko sprosti in ustavi konus, posodica za vzorec in pribor za pripravo vzorca ter določanje vlažnosti.



Slika IV.10. Konusni penetrometer – Britanski konus.

Pripravljen vzorec take vlažnosti, da bo penetracija ustrezala podatkom iz preglednice 1, vgradimo v posodico tako, da ne ustvarjamo zračnih žepov. Z nožem zgladimo površino vzorca in položimo skodelico z zemljino pod konus. Konus spustimo prav do površine vzorca. Odčitamo začetno vrednost na merilni urici in nato sprostimo konus. Po petih sekundah konus ustavimo, spustimo steblo merilne urice do držala konusa in odčitamo končno vrednost. Razlika končnega in začetnega odčitka je globina penetracije konusa v vzorec. Preizkus ponavljamo tako dolgo, dokler ne dobimo dveh zaporednih penetracij z razliko manjšo od tiste iz preglednice 1. Del vzorca vzamemo za določitev vlažnosti, ostali del pa zamesimo z dodano destilirano vodo tako, da dobimo vrednosti penetracij pri različnih vlažnostih vzorca.

Znani sta dve izvedbi konusa: švedski konus in britanski konus. Razlikujeta se glede na obliko in maso konusa, različne pa so tudi dimenzije posodice za vzorec.

Preglednica. Ključne značilnosti preiskav s konusnim penetrometrom.

Vrsta konusnega penetrometra	Britanski konus	Švedski konus
Zahtevana začetna penetracija	~ 15 mm	~ 7 mm
Območje penetracije	15 do 25 mm	7 do 15 mm
Največja dovoljena razlika med dvema zaporednima penetracijama	0,5 mm	0,4 mm
Meja židkosti je določena pri penetraciji	20 mm	10 mm

Pri britanskem konusu nanesimo v linearnem merilu na absciso vlažnosti vzorcev, na ordinato pa penetracije. Narišemo premico, ki se točkam najbolj prilega in kot mejo židkosti zabeležimo vlažnost pri penetraciji 20 mm.

Pri švedskem konusu nanesimo na absciso vlažnosti vzorcev v linearnem merilu, na ordinato pa penetracije v logaritemskem merilu. Narišemo premico, ki se točkam najbolj prilega in kot mejo židkosti zabeležimo vlažnost pri penetraciji 10 mm.

IV.2.3.2 Meja plastičnosti - w_p

Mejo med plastično in poltrdno konsistenco imenujemo mejo plastičnosti.



Določimo jo na ta način, da kepico zemljine v plastičnem stanju zvaljamo na filtrirnem papirju v svaljek s premerom 3 mm. Če je ostala plastična, jo znova zgnetemo v kroglico in spet valjamo. Ko vsrka filtrirni papir po ponavljajočem se gnetenju in valjanju toliko vode, da se prične svaljek drobiti, določimo odstotek vode (glede na težo trdne snovi), ki je v zemljini preostala. Ta odstotek vode označujemo z w_p in ga imenujemo mejo plastičnosti.

Slika IV.11. Določanje meje plastičnosti.

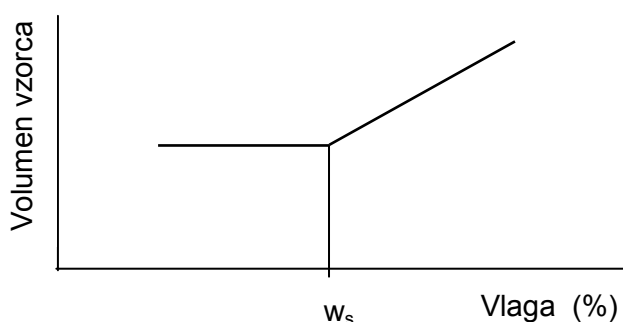
Razliko med mejo židkosti in mejo plastičnosti imenujemo indeks plastičnosti I_p (6). Indeks židkosti I_L je definiran z izrazom (7).

$$I_p = w_L - w_p \quad (6)$$

$$I_L = \frac{w - w_p}{I_p} \quad (7)$$

IV.2.3.3 Meja krčenja - w_s

Za mejo med poltrdno in trdno konsistenco vzamemo mejo krčenja, to je odstotek vode w_s , pri katerem se meniski na površini susečega se vzorca utrgajo; pri nadaljnjem sušenju se umika površina vode v notranjost, volumen vzorca V pa se ne zmanjšuje več. Odstotek vode w_s določimo tako, da sušeči se valjasti vzorec med sušenjem večkrat stehtamo in izmerimo premer in višino. V odvisnosti med odstotki vode in volumni vzorca določa odstotek w_s tista točka, v kateri se sovisnica prelomi v lego, ki je osi w vzporedna.



Slika IV.12. Določitev meje krčenja.

IV.2.3.4 Konsistenca

Konsistenco označujemo številčno z indeksom konsistence I_C (consistency index), ki ga definira razmerje

$$I_C = \frac{w_L - w}{I_p}, \quad (8)$$

kjer je w_L meja židkosti, w naravna vlaga in I_p indeks plastičnosti.

Glede na vrednost indeksa konsistence imamo

$I_c < 0$	židko konsistenco
$0 \leq I_c \leq 1$	plastično konsistenco (lahko, srednje, težko gnetna)
$1 \leq I_c \leq \frac{w_L - w_S}{I_p}$	poltrdno konsistenco
$I_c > \frac{w_L - w_S}{I_p}$	trdno konsistenco.

Količnik med indeksom plastičnosti I_p in odstotkom glinasti zrn ($p \leq 0,002$ mm) je po Skempton-u aktivnost A .

$$A = \frac{I_p}{p_{\leq 0,002 \text{ mm}}} \quad (9)$$

Stopnja aktivnosti je odvisna od mineralne sestave. Skempton loči gline v neaktivne ($A < 0,75$), normalne ($0,75 < A < 1,25$) in v aktivne ($A > 1,25$).

IV.2.4 Klasifikacija zemljin

Klasifikacija je razvrščanje zemljin v skupine na osnovi karakterističnih lastnosti, določenih pri terenski identifikaciji ali z laboratorijskimi preiskavami.

Poznamo več sistemov klasifikacije, med katerimi so najpogosteje uporabljene:

- AC klasifikacija (A. Casagrande)
- USBR klasifikacija (United States Bureau of Reclamation)
- RRL klasifikacija (Road Research Laboratory)
- MIT klasifikacija (Massachusetts Institute of Technology)
- USC klasifikacija (Unified Soil Classification)

Prva, tretja in četrta klasifikacija so namenjene predvsem za cestogradnjo medtem, ko ima USC klasifikacija splošnejšo uporabo in se koristi tako pri nas kot v večini geomehanskih ustanov po svetu. Splošna klasifikacija (USC) temelji na grobi delitvi:

GROBOZRNATE zemljine	Prod	> 50 % zrn > 2 mm
	Pesek	> 50 % zrn < 2 mm
DROBNOZRNATE zemljine	Melj	> 50 % zrn < 0,075 mm
	Glina	> 50 % zrn < 0,002 mm

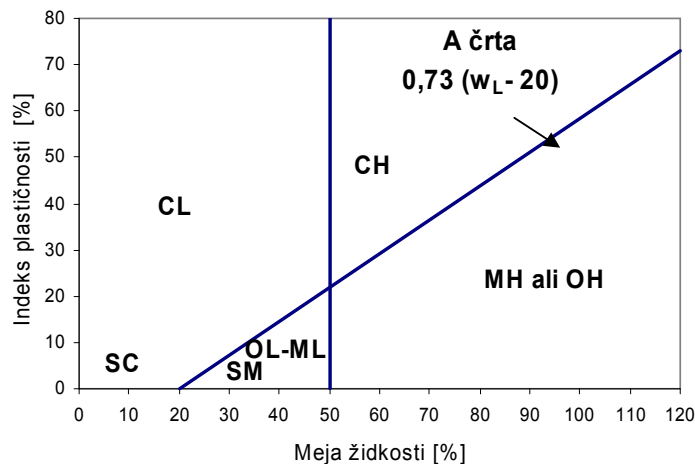
Glavne vrste zemljin so označene s simboli:

G	(gravel)	prod
S	(sand)	pesek
M	(mo, silt)	melj (če stoji ta črka kot druga za G ali S, označuje primesi plastičnih delcev v produ ali pesku)
C	(clay)	glina (če stoji ta črka kot druga za G ali S, označuje primesi plastičnih delcev v produ ali pesku)
O	(organic)	organska glina
Pt	(peat)	šota

Karakteristične lastnosti zemljin označujejo simboli:

W	dobro granulirana zemljina, zastopane so vse velikosti zrn
P	slabo granulirana zemljina, prevladuje ena velikost zrn
L	nizka plastičnost, $w_L < 50\%$
H	visoka plastičnost, $w_L > 50\%$

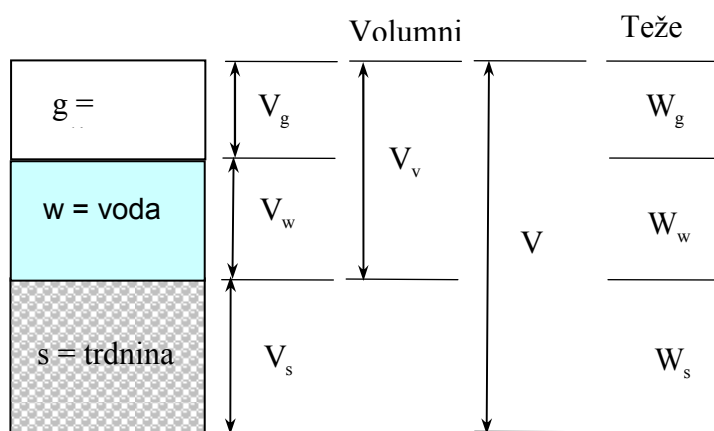
Za razmejitev med vrstami C na eni strani in M ter O na drugi strani podaja Casagrande tako imenovano črto A, narisano na sl. IV.13. Organske melje ločimo od neorganskih po barvi, vonju in vidnih organskih primeseh.



Slika IV.13. Klasifikacija vezljivih zemljin.

IV.2.5 Poroznost in vlažnost

V vsaki zemljini in hribini se pojavljajo trdni delci (zrna) in praznine (pore). Praznine lahko izpolnjuje samo plin ali samo voda, lahko pa nastopata tako plin kot voda skupaj (sl. IV.14).



Slika IV.14. Sestava zemljin.

Poroznost izražamo z razmerjem:

- volumna por proti celotnemu volumnu materiala – delež por (n)
- volumna por proti volumnu trdne substance – količnik por (e)

IV.2.5.1 Delež por ali poroznost – n

izraža razmerje med volumnom por in celotnim volumnom zemljine.

$$n = \frac{V_w + V_g}{V_g + V_w + V_s} = \frac{V_v}{V} \quad (10)$$

$$n_w = \frac{V_w}{V} \quad \text{delež z vodo izpolnjenih por} \quad (11)$$

$$n_g = \frac{V_g}{V} \quad \text{delež s plinom izpolnjenih por} \quad (12)$$

$$n = n_w + n_g \quad (13)$$

IV.2.5.2 Količnik por - e

izraža razmerje med volumnom por in volumnom trdne substance.

$$e = \frac{V_w + V_g}{V_s} = \frac{V_v}{V} \quad (14)$$

$$e_w = \frac{V_w}{V_s} \quad \text{količnik por izpolnjenih z vodo} \quad (15)$$

$$e_g = \frac{V_g}{V_s} \quad \text{količnik por izpolnjenih s plinom} \quad (16)$$

$$e = e_w + e_g \quad (17)$$

IV.2.5.3 Stopnja zasičenosti – S_r

je razmerje med volumnom z vodo izpolnjenih por in volumnom vseh por.

$$S_r = \frac{V_w}{V_w + V_g} = \frac{V_w}{V_v} \quad (18)$$

Važnejše relacije med podanimi pojmi:

$$e = \frac{n}{1 - n} \quad (19)$$

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad (20)$$

$$S_r = \frac{e_w}{e} = \frac{n_w}{n} \quad (21)$$

Opomba: Tako poroznost kot stopnjo zasičenja zemljin se podaja v (%).

IV.2.5.4 Relativna vlažnost – w

je razmerje med težo vode v zemljini in težo trdne snovi.

$$w = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100 \quad (\%) \quad (22)$$

Teži vode W_w in trdne snovi W_s lahko izrazimo s produktoma prostornin V_w in V_s in prostorninskih tež γ_w in γ_s .

$$W_w = \gamma_w V_w \quad (23)$$

$$W_s = \gamma_s V_s \quad (24)$$

Izraz (22) sedaj lahko zapišemo v obliki (25).

$$w = \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \frac{V_w}{V_s} \quad (25)$$

Če za drugi količnik v izrazu (25) uvedemo izraz (15) in privzamemo $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ dobimo

$$w = \frac{10 \cdot e_w}{\gamma_s} \quad (26)$$

IV.2.5.5 Absolutna vlažnost – w_a

je razmerje med težo vode in mokro težo vzorca.

$$w_a = \frac{W_w}{W_s + W_w} \cdot 100 \quad (27)$$

IV.2.6 Gostota zemljin

IV.2.6.1 Količnik relativne gostote – D_r

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \cdot 100 = \frac{V_{\max} - V}{V_{\max} - V_{\min}} \cdot 100 \quad (\%) \quad (28)$$

- e = količnik por vzorca zemljine, katere gostoto želimo določiti
- e_{\max} = količnik por te zemljine, če jo v suhem, razvezanem stanju brez pritiska in stresanja nasujemo v preizkusno posodo
- e_{\min} = količnik por te zemljine, če jo v suhem stanju med stresanjem v slojih s tolčenjem čim bolj zgotimo
- V = volumen

IV.2.6.2 Prostorninska teža (mokra prostorninska teža) - γ

je teža trdne snovi W_s in teža vode W_w na enoto celotnega volumna vzorca V .
izraz za nepotopljeno zemljino (delno zasičeno):

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{\gamma_s V_s + V_w \gamma_w}{V} = \gamma_s (1 - n) + n_w \gamma_w \quad (\text{kN/m}^3) \quad (29)$$

izraz za popolnoma zasičene zemljine:

$$\gamma_z = \gamma_s (1 - n) + n \gamma_w \quad (\text{kN/m}^3) \quad (30)$$

izraz za zemljine, potoplene v vodo

$$\gamma' = \gamma_z - \gamma_w \quad (\text{kN/m}^3) \quad (31)$$

IV.2.6.3 Suha prostorninska teža - γ_d

je teža trdne snovi W_s na enoto celotnega volumna vzorca V .

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (\text{kN/m}^3) \quad (32)$$

Če je W teža trdne snovi in vode v porah (mokra teža) in če določimo odstotek vode w , je suha teža

$$W_s = \frac{W}{1+w} \quad (\text{kN}) \quad (33)$$

in suha prostorninska teža

$$\gamma_d = \frac{W}{(1+w)V} = \frac{\gamma}{1+w} \quad (\text{kN/m}^3). \quad (34)$$

Suha prostorninska teža se uporablja zlasti za presojo uspešnosti zgostitve zemljin.

IV.2.6.4 Specifična teža trdnine - S_s

je razmerje med težo trdne snovi in težo vode, ki zapolnjuje enak volumen kot trdna snov pri 277⁰ K.

$$S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_w} \quad (35)$$

γ_w = teža vode v volumnu $V_s = 10 \text{ kN/m}^3$ pri 277⁰ K (4⁰ C)

Določamo jo s piknometrom (steklena čaša s pokrovom - slika 16). Vzorec se najprej posuši pri 105⁰ C do konstantne teže. Debelozrnata tla se ne drobi medtem, ko je potrebno glinasta tla zdrobiti v prah, ker pri sušenju nastanejo grudice.

V piknometru volumna 50 – 300 cm³ se nasuje ≈ 0,2 N materiala in stehta skupaj s piknometrom. Nato se v piknometru do polovice nalije destilirana voda in postavi v peščeno kopel, kjer voda rahlo vre tako, da se iz por izloči zrak. Po končanem kuhanju se piknometru ohladi in do vrha napolni z destilirano vodo, pokrije s pokrovom in stehta.

Specifična teža se izračuna z izrazom

$$S_s = \frac{W_s}{(W_{pw} + W_s) - W_{pws}} = \frac{W_s}{V_s \gamma_w}, \quad (36)$$

kjer so:

W_s teža suhega vzorca

W_{pw} teža polnega piknometra z vodo in s čepom

W_{pws} teža piknometra, vzorca in vode

$V_s \gamma_w$ teža vode, ki jo vzorec iztisne iz piknometra

Specifična teža se določa najmanj na dveh vzorcih, rezultat je srednja vrednost s tem, da razlika ne sme biti večja od 0,02. Upoštevati je potrebno še korekcijo zaradi temperature

$$\text{vode: } S_{s4} = S_{sx} \frac{\gamma_{w4}}{\gamma_{wx}}$$

Specifična teža glin je 2,3 – 2,9, mineralov največkrat okoli 2,7, lahko celo 3,5 (olivin) in 5,2 (železovi minerali).



Slika IV.15. Piknometru.

IV.2.6.5 Specifična gravitacija – G_s

je kvocient med specifičnima težama, prostorninskima težama ali gostotama trdnine in vode.

$$G_s = \frac{S_s}{S_w} = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{\rho_s}{\rho_w} \quad (37)$$

IV.2.7 Proctorjev preizkus

Proctorjev preizkus se izvaja za ugotovitev stopnje zbitosti pri različnih vsebnostih vode in enakih pogojih zgoščevanja. Zbitost (gostota) materiala se izrazi kot suha prostorninska teža. S preiskavo se določi optimalna vlažnost, to je vlažnost, pri kateri ima zgoščena zemljina največjo suho prostorninsko težo pri izbrani energiji zbijanja.

Postopek, ki ga je zasnoval Proctor, je bil vpeljan v cestogradbeno prakso v ZDA leta 1933. Ločimo Standardni Proctorjev preizkus (SPP) in Modificirani Proctorjev preizkus (MPP). SPP, ki je namenjen preiskavam vezljivih in peščenih zemljin, poteka v točno določenih pogojih. Modificirani preizkus, ki se izvaja ko imamo več kot 25 % zrn večjih od 5 mm, dovoljuje odstopanje pogojev preiskave od standardnih.

Potek preiskave

Preiskava se vrši s pomočjo Proctorjevega aparata, ki ga sestavljajo:

kovinski cilindar notranjega premera 10,0 cm (15,0 cm pri MPP), višine 12,0 cm (12,5 cm pri MPP) in volumna 942 cm³ (2209 cm³) z dnom, ki se po potrebi loči od cilindra, kovinski nastavek cilindra enakega premera in višine 6,35 cm, ki se pritrdi na cilindar, nabijalo premera 5,0 cm (7,5 cm pri MPP) in teže 25 N (45 N pri MPP), ki z višine 30 cm (45 cm pri MPP) pada na vzorec – dviganje nabijala je lahko ročno ali strojno.

Za preiskavo je potrebno približno 15 kg vzorca, predhodno posušenega na zraku in presejanega skozi sito z velikostjo odprtin 5 mm. Za SPP mora biti manj kot 25 % zrn večjih od 5 mm. Del vzorca zemljine se zamesi z majhno količino vode in nasipa v cilindar, ki ima pričvrščeno spodnjo ploskev in nastavek (slika 16). Vzorec, ki sega približno 8 cm visoko, se zgosti z nabijalom, ki mora 25 krat (59 krat ali po izbiri pri MPP) pasti z višine 30 cm (45 cm pri MPP). Po zbitju prvega sloja se v cilindar nasuje drugi sloj in zbijajo po enakem postopku, prav tako pa tudi tretji in pri MPP četrti ter peti sloj. Skupno število padcev nabijala je tako pri SPP $N = 3 \times 25 = 75$ in pri MPP $N = 5 \times 59 = 295$. Vzorec sedaj sega tudi v nastavek, ki ga je potrebno previdno odstraniti in odvečni vzorec pazljivo zravnavati z robom cilindra.



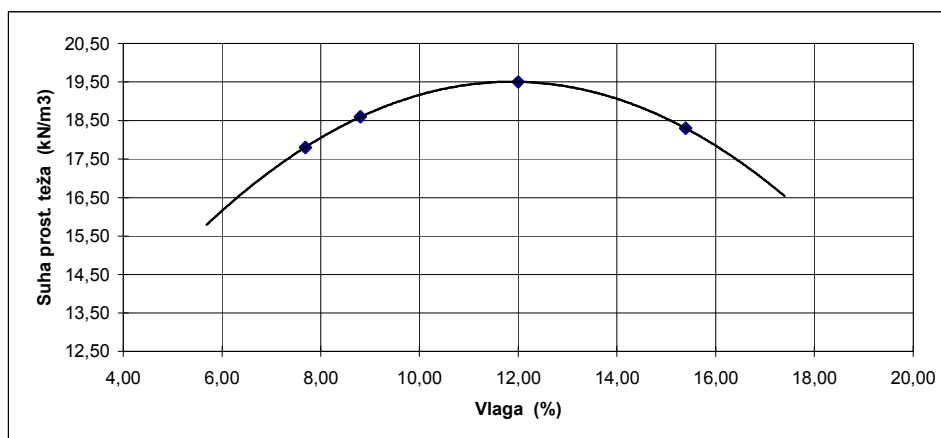
Slika IV.16. Kovinski cilindar s podstavkom in nastavkom.

Cilinder z dnom in tako zgoščeno zemljino stehtamo, samo zemljino pa nato posušimo in določimo njeno relativno vlažnost. Opisan preizkus ponovimo 5 – 6 krat, vedno z novim vzorcem s tem, da postopno in enakomerno večamo količino vode v vzorcih.

Rezultat preiskave

Izriše se diagram, kjer je za vsako meritev podana na abscisi vlažnost zemljin w in ordinati dosežena suha prostorninska teža γ_d . Točke se poveže med seboj v krivuljo ki kaže, da v začetnem delu z naraščanjem vlažnosti suha prostorninska teža narašča do nekega maksimuma, nato pa pada. Vlažnost pri največji prostorninski teži se imenuje optimalna vlažnost w_{opt} . Pri tej vlažnosti je, za uporabljeno energijo zbijanja, dosežena največja prostorninska teža (slika 18).

Količina vode je pri nizki vlažnosti tako majhna, da med zrn prevladujejo privlačne sile, zrna so razporejena povsem neurejeno. Pri večji količini vlage sicer narastejo odbojne sile med zrn, vendar se lahko na tak način zrna razporedijo bolj urejeno. To izboljšanje urejenosti zrn povečuje zbitost vse do w_{opt} . Pri večji vlagi od w_{opt} se urejenost zrn sicer povečuje, toda zbitost pada, ker voda začne zavzemati prostore, kjer bi morala biti zrna.



Slika IV.17. Določitev optimalne vlage in suhe prostorninske teže po Proctorju.

Energija zbijanja se izrazi z enačbo:

$$E = \frac{N h W}{V} \quad (\text{kJ/m}^3 - \text{kNm/m}^3) \quad (38)$$

- N = število udarcev nabijala
- h = višina pada nabijala (m)
- W = teža nabijala (N)
- V = volumen vzorca (m³)

Za Standardni Proctorjev preizkus je energija zbijanja:

$$E = 75 \times 0,3 \text{ m} \times 25 \text{ N} / 9,42 \times 10^{-6} \text{ m}^3 = 597 \text{ kJ/m}^3 \approx 600 \text{ kJ/m}^3 \quad (\text{za MPP} \approx 2650 \text{ kJ/m}^3)$$

Dejavniki, ki vplivajo na optimalno vlago in suho prostorninsko maso zemljin

- Energija zbijanja - z večanjem energije zbijanja se povečuje urejenost zrn v zemljini s tem njena zbitost.
- Vrsta zemljine - pri čistih peskih in čisti glini dosežemo majhno suho prostorninsko težo γ_d – krivulja je v teh primerih položna. Pri materialih z enakomerno zrnatostjo je maksimum krivulje bolje izražen. Ti materiali se težko zbijajo, če količina vlage odstopa od w_{opt} .

IV.2.8 CBR preizkus

(California Bearing Ratio test – Kalifornijski indeks nosilnosti tal)

Preiskava poteka z vtiskanjem cilindričnega bata površine 19,4 cm² v vzorec do globin 2,54 mm in 5,04 mm. Vtiskavanje poteka s hitrostjo 1,27 mm/min. Rezultat se izrazi kot razmerje med potrebnim pritiskom P pri merjenem vzorcu in standardnim pritiskom P_n , ki je potreben, da se enak bat z enako hitrostjo vtisne do enake globine v izbran standardni material.

Vrednosti CBR, s katerimi se izraža nosilnost tal, služijo za potrebe dimenzioniranja cest.

Oprema

preša za vtiskavanje z merilci sile in globine prodiranja bata, kovinski cilindričnega bata premera 15,2 cm, višine 17,8 cm z nastavkom višine 5,08 cm, kovinska perforirana podložna plošča premera 25 cm, debeline 1,5 cm, ki se lahko pričvrsti na cilindričnega bata, tri kovinske prstenaste plošče zunanjega premera 14,9 cm in notranjega 5,25 cm, z masami 2,26 kg, 4,53 kg in 9,06 kg.

Priprava vzorca

Preizkus se lahko izvaja na intaktnem vzorcu ali porušenem, zgoščenem na želeno vrednost (običajno Proctorjevo gostoto).

porušen vzorec se preseje na situ 2,0 mm in zgosti na želeno vrednost (preveri se vlažnost in prostorninska teža),

vzorec se zaščiti s filtrirnim papirjem in nanj položi perforirane in prstenaste plošče z odgovarjajočo maso, ki mora biti približno enaka prometni obtežbi,

cilindričnega bata z vzorcem se nato postavi v večjo posodo, napolnjeno z vodo,

s komparatorjem se opazuje nabrekanje zemljine, ki mora ostati potopljena najmanj štiri dni oziroma do konca nabrekanja,

pred meritvijo se iz vzorca snamejo papirji, vzorec odcedi (15 min), ponovno stehta brez prstanov in nato izvede meritve,

postopek za intaktne vzorce je enak s tem, da se lahko namakajo v vodi ali ne, odvisno od razmer v naravi.

Račun

$$\text{CBR} = \frac{P}{P_n} \cdot 100 \% \quad (39)$$

$P_n = 7,0 \text{ MPa}$ (2,54 mm) in $10,5 \text{ MPa}$ (5,04 mm)

V primeru, da je CBR vrednost za globino vtiskanja 5,04 mm enaka ali večja kot pri 2,54 mm, je merodajna vrednost pri globini vtiskanja 2,54 mm. V obratnem primeru je potrebno preiskavo ponoviti in v kolikor je rezultat enak, je merodajna vrednost CBR pri globini vtiskanja 5,04 mm.

Rezultat izračuna se prikaže na diagramu, kjer se na absciso nanese obremenitev, na ordinato pa globina penetracijskega bata. S pomočjo točk se nariše krivulja. Na isti diagram se nariše tudi krivulja za standardni material.

IV.2.9 Prepustnost zemljin

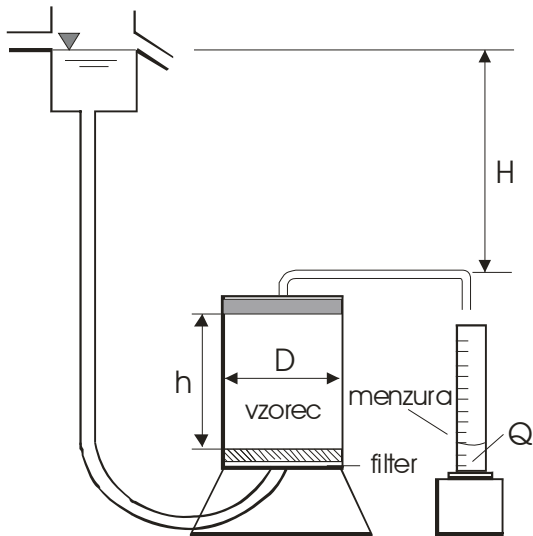
Prepustnost zemljin se določa na dva načina:

po metodi s konstantnim hidravličnim padcem vode (za bolj debelozrnate materiale v permeametrih)

po metodi s spremenljivim hidravličnim padcem vode (za drobnozrnate materiale v edometrih)

IV.2.9.1 Metoda s konstantnim hidravličnim padcem vode

Meritev se izvaja na intaktnem ali porušenem vzorcu, ki se lahko tudi zgosti. Med meritvijo je potrebno vzdrževati stalen tlak vode, ki se lahko doseže s pomočja stalnega polnjenja posode, ki ima možnost preliivanja odvečne vode ali z vzdrževanjem stalnega tlaka (sl. IV.18 in sl. IV.19).



Slika IV.18. Preiskava prepustnosti po metodi s konstantnim hidravličnim padcem vode.



Slika IV.19. Permeameter.

Voda teče skozi vzorec določenih dimenzij in se zbira v menzuri. Potrebno je meriti čas (t) in količino zbrane vode (Q). Prepustnost zemljin podamo s koeficientom prepustnosti k . Po Darcyju, ki je ugotovil zakonitost stacionarnega precejjanja vode skozi zemljine (1856) je

$$v = k \cdot i = k \frac{H}{h}. \quad (40)$$

Ker filtracijsko hitrost definira enačba

$$v = \frac{Q}{t A}, \quad (41)$$

je koeficient prepustnosti k

$$k = \frac{Q h}{t A H}. \quad (42)$$

V izrazih (40), (41) in (42) so:

- v hitrost precejjanja (cm/s)
- Q količina pretočene vode v času t (cm³)
- k koeficient prepustnosti (cm/s)
- A površina preseka vzorca (cm²)
- t čas meritve (s)
- H hidravlična višina (cm)
- h filtracijska dolžina = višina vzorca (cm)
- i hidravlični padec = H/h

Po Darcyjevem zakonu je koeficient prepustnosti za določeno kapljevino določene temperature sorazmerno konstanten. Sprememba temperature vpliva na viskoznost kapljevine, ki se pretaka, s tem pa na velikost trenja med kapljevino in zrnji ter tako koeficient prepustnosti. Če hočemo koeficiente prepustnosti med seboj primerjati, jih moramo reducirati na vrednosti, ki ustrezajo določeni temperaturi. Navadno izberemo za primerjavo temperaturo 100 C, ki ustreza najpogostejši temperaturi podzemne vode. Velja:

$$k_{10} = k \cdot \eta, \quad (43)$$

kjer je η količnik med viskoznostjo kapljevine pri temperaturi t (η_t) in viskoznostjo pri temperaturi 10° C (η_{10}).

Opisano metodo meritve prepustnosti uporabimo za materiale s $k > 10^{-5}$ cm/s.

IV.2.9.2 Metoda s spremenljivim hidravličnim padcem vode

V primeru majhne vodoprepustnosti zemljin, mora biti vzorec pri meritvi tanek, da lahko v dovolj kratkem času pridemo do rezultata. Običajno za take preizkuse uporabimo edometer, to je aparat za preiskavo stisljivosti (sl. IV.20, sl. IV.21).

Preizkus v edometru se vrši tako, da v kapilarno cev premera d oziroma prereza $f = d^2\pi/4$ vlivamo vodo, dokler ta ne prodre skozi vzorec, potem pa na neki višini vode v cevi začnemo meriti čas. V različnih časovnih intervalih odčitavamo višine nivojev vode v cevki.

V časovnem intervalu dt pade višina vode v cevki za dH , vzorec pa v tem času prepusti količino vode dQ .

$$dQ = -f dH \quad (44)$$

Znak minus v (44) pomeni, da so odčitki dH negativni, to je, da nivo vode v cevki s časom pada.

Filtracijska hitrost v času t je

$$v = \frac{dQ}{A dt} = -\frac{f dH}{A dt} \quad (45)$$

Obenem je po Darcyjevem zakonu

$$v = k \cdot i = k \frac{H}{h}. \quad (46)$$

Z izenačitvijo (45) in (46) dobimo izraz (47).

$$k \frac{H}{h} = -\frac{f dH}{A dt} \Rightarrow dt = -\frac{f h dH}{k A H} \quad (47)$$

V časovnem intervalu t , nivo vode pade z višine H_1 na višino H_2 . Z integriranjem leve strani enačbe od $t=0$ do $t=t$ in desne od $H=H_1$ do $H=H_2$ dobimo

$$\int_0^t dt = -\frac{f h}{k A} \cdot \int_{H_1}^{H_2} \frac{dH}{H}. \quad (48)$$

Integral z desne strani je določen in je

$$t = -\frac{f h}{k A} \ln \frac{H_2}{H_1}. \quad (49)$$

Ker je

$$\ln \frac{H_2}{H_1} = -\ln \frac{H_1}{H_2} \quad (50)$$

lahko pišemo

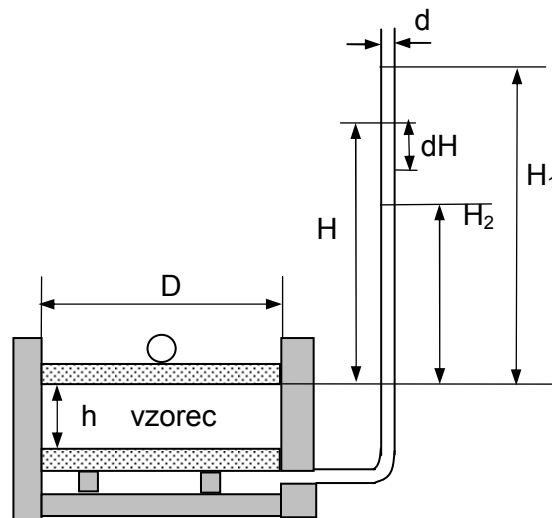
$$t = \frac{f h}{k A} \ln \frac{H_1}{H_2} \Rightarrow \quad (51)$$

$$k = \frac{f h}{t A} \ln \frac{H_1}{H_2}. \quad (52)$$

V izrazih so:

- k koeficient prepustnosti (cm/s)
- A površina prereza vzorca = $\pi D^2/4$ (cm²)
- H₁ višina vode v cevki v času t = 0 s (cm)
- H₂ višina vode v cevki v času t = t s (cm)
- h višina vzorca v aparatu (cm)
- f površina notranjega prereza cevke = $\pi d^2/4$ (cm²)

Tudi v tem primeru moramo meriti temperaturo vode in rezultate korigirati na primerjalno vrednost.



Slika IV.20. Preiskava prepustnosti po metodi s spremenljivim hidravličnim padcem vode.

IV.2.9.3 Določanje prepustnosti s pomočjo krivulje zrnatosti

Podani izrazi se uporabljajo za nevezljive zemljine.

$$\text{Hazen: } k = 1,16 d_{10}^2 \quad (\text{cm/s}) \quad (53)$$

d_{10}^2 = premer zrn pri 10 % presejku (mm)

$$\text{U.S.B.R.: } k = 0,36 d_{20}^{2,3} \quad (\text{cm/s}) \quad (54)$$

$d_{20}^{2,3}$ = premer zrn pri 20 % presejku (mm)

IV.2.10 Stisljivost in prožnost zemljin

Za ugotovitev posebkov temeljnih tal moramo poznati specifično deformabilnost zemljin v intervalih napetosti, ki so jim zemljine v tleh ali objektih podvržene. Deformabilnost zemljin preiskujemo v edometru in triosnem aparatu.

IV.2.10.1 Edometrski preizkus stisljivosti

Opis aparata

Ko je Terzaghi definiral fizikalne osnove mehanike tal (1925), je predlagal ugotavljanje deformabilnosti zemljin na valjastih vzorcih, ki so vgrajeni v toge kovinske obroče in obremenjevani v osni smeri. Premer vzorcev je navadno 60 mm -100 mm, njihova višina pa petkrat manjša. Na krožnih površinah vzorca omogočimo dreniranje, da se lahko voda iz por proti njima izceja in se tako vzorec konsolidira. Iz praznega prostora pod spodnjo porozno ploščo je izpeljana cevka, opremljena z ventilom. Če je ventil odprt, lahko voda izteka. Lahko pa nanj priključimo kapilaro za merjenje prepustnosti ali pa manometer za merjenje pritiska v vodi. V tem drugem primeru preprečujemo odtokanje vode (dreniranje) na spodnji površini vzorca. Takšne aparate je Terzaghi imenoval edometre (merilce vlažnosti). Imenujemo jih tudi kompresometre ali konsolidometre.



Slika IV.21. Edometer.



Slika IV.22. Vzorec zemljine za preiskavo v edometru.

Izvedba preizkusa

Klasični edometri, kakršni se za praktično izvedbo še danes skoraj izključno uporabljajo, merilcev bočnih raztezkov nimajo. Z njimi določamo samo osne specifične deformacije in njim ustrezne »linearne kompresijske module« za osno smer vzorca.

Vzorec zemljine vstavimo v oklepni obroč, ki preprečuje bočne deformacije. Pritisk se prenaša na vzorec preko bata, ki prosto drsi v vodilnem obroču.

Premike bata in z njim deformiranje vzorca zemljine zasleduje komparator (merilna urica), ki je pritrjen na fiksni podstavek edometra.

Deformiranje vzorca traja pri določeni dodatni obtežbi tem dalj časa, čim manj je zemljina prepustna in čim debelejši (višji) je vzorec. Pravimo, da se vzorec hitreje ali počasneje konsolidira. Pri dodatni obremenitvi se podere predhodno labilno ravnovesje zrna, ki išče

ново ravnovesno lego, ustrezno novemu tlaku. Temu se upira po eni strani notranje trenje (strukturni odpor) zrna, po drugi strani pa trenje med vodo in zrnji.

Deformacije vzorca opazujemo pri določeni bremenski stopnji ali *do popolne konsolidacije* ali časa, *ko postane hitrost nadaljnega deformiranja zelo majhna* ali tako dolgo, da lahko iz časovne sovisnice deformacij *dovolj zanesljivo sklepamo o nadaljnjem verjetnem poteku konsolidacije*, lahko pa tudi tako dolgo, kolikor to zahtevajo *posebni pogoji* problema.

Edometriški preizkus je potrebno izvesti tako, da se napetostno stanje vzorca čim bolj prilagodi začetnemu stanju v tleh in povečanju napetosti, ki ga pričakujemo. Če je bil v vzorec v naravi pod gladino proste podtalnice, ga preiskujemo preplavljenega. Ker je raztopljenost zraka v vodi odvisna od tlaka v porni vodi, je treba pred preizkusom – če konstrukcija edometra to omogoča – vzpostaviti v vzorcu porni tlak, pod katerim je bil vzorec v tleh. Ta povratni tlak je potrebno potem na dreniranih ploskvah med preizkusom vzdrževati. Tem tlakom ravnovesni obtežbi na batu oziroma na membrani dodajamo potem samo obtežbo, ki ustreza pričakovanim celotnim efektivnim tlakom (medzrnskim) v tleh ali zemeljskem objektu.

Na rezultat edometriškega preizkusa lahko vpliva tudi trenje na obodu. Ta vpliv je manjši, čim nižji je vzorec. Pri obremenitvi s togim batom nastopi trenje tudi na krožnih površinah vzorca. Pri novejših napravah preprečimo vpliv trenja na ta način, da obremenjujemo vzorec s hidrostatskim tlakom na vododržno membrano in merimo premik samo v osi vzorca.

Prekonsolidirane zemljine so tiste, ki so bile v preteklosti obtežene s sloji, ki so bili erodirani ali tektonskimi pritiski, ki so popustili ali objekti, ki so bili kasneje odstranjeni. Za prekonsolidirane zemljine bi v področju prekonsolidacije pričakovali pretežno elastično deformabilnost, podobno kot pri rekompresiji normalno konsolidiranih glin. Prav je, da prekonsolidirane gline in melje obremenjujemo in konsolidiramo v območju napetosti do sedanje geološke obtežbe brez preplavitve, s preprečevanjem izhlapevanja vode iz vzorca. Pri nadaljnjem obremenjevanju vzorec preplavimo, če je sloj v naravi pod gladino podtalne vode.

Pri uporabi podatkov o deformabilnosti zemljin je treba imeti pred očmi, da so t.i. »intaktni vzorci« več ali manj poškodovani. Zato je priporočljivo, da vzorec najprej konsolidiramo pri sedanji geološki obtežbi, nakar ga razbremenimo. Kot odločujoče vzamemo šele deformacije pri ponovni obtežbi do sedanjega geološkega tlaka in nadaljnjem obremenjevanju. Na ta način vsaj deloma odpravimo učinek poškodovanosti na razrahljanje strukture vzorca.

Pri zelo poroznih normalno konsolidiranih zemljinah pa je lahko učinek poškodovanosti nasproten: strukturne molekularne vezi med membranami vezane vode, ki obdajajo mineralna zrna, se lahko še pred obremenjevanjem, pa tudi pri skokovitem obremenjevanju, porušijo. Če vzorec tako razrahljane strukture obremenimo z geološko obtežbo in ga konsolidiramo, bo gostota vzorca večja, kot je bila v tleh pred vzetjem in moduli pri obremenitvah nad geološko obtežbo večji od stvarnih. Navedene težave (napake) lahko zmanjšamo tako, da v edometru v posameznih obtežbenih stopnjah tlak povečujemo zelo počasi in zvezno tako, da med preizkusom ne dosežemo porušitve.

Pri obremenitvi se vzorec stiska. Deformacije so deloma stalne (plastične), deloma povratne (elastične).

Rezultati

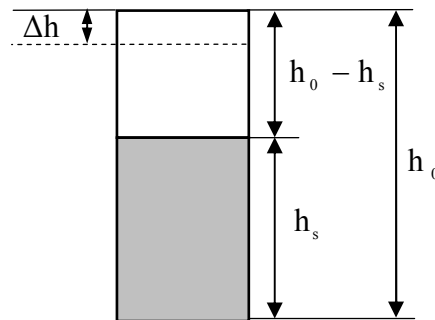
Pri obremenitvi vzorca se pore zmanjšajo, koeficient por pada. Vrednosti koeficienta por e_0 , e_1 , e_2 ... se za različne velikosti napetosti $\sigma' = 0$, σ_1' , σ_2' ... izvednotijo iz rezultatov preiskav pri preprečenem bočnem širjenju vzorca, na osnovi poznanega obrazca (14).

$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} = \frac{h_0 - h_s}{h_s} \quad \text{pri } \sigma' = 0 \quad (55)$$

$$e_1 = \frac{(h_0 - h_s) - \Delta h}{h_s} \dots \text{ pri } \sigma_1' \quad (56)$$

kjer so:

- h_0 višina vzorca v aparatu pred obremenitvijo
- h_s višine trdnine zgoščene brez por; pri preprečenem bočnem širjenju vzorca je $h_s = V_s/A$, (V_s = volumen trdnine, A = površina prereza vzorca)
- Δh skrček vzorca pri osni obtežbi σ_1' ...
- e_0 količnik por pred obremenitvijo
- e_1 količnik por po skrčenju zaradi obremenitve s σ_1'



Slika IV.23. Oznake za višino trdnine, por in skrčkov vzorca v edometru.

Sprememba količnika por je pri dveh različnih obremenitvah

$$\Delta e = \frac{h_0 - h_s}{h_s} - \frac{(h_0 - h_s) - \Delta h}{h_s} = \frac{\Delta h}{h_s} \quad (57)$$

Ker je višina trdnine v vzorcu $h_s = \frac{h_0}{1 + e_0}$ (izraz 55) je

$$\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (58)$$

Stisljivost edometrskih vzorcev, pri katerih bočnih napetosti ne merimo, izražamo z edometriskim modulom E_{oed} (kPa). Opredeljen je kot razmerje med prirastkom vertikalne

efektivne napetosti $\Delta \sigma'$ in odgovarjajočo linearno osno specifično deformacijo $\varepsilon_1 = \frac{\Delta h}{h_0}$.

$$E_{\text{oed}} = \frac{\Delta \sigma'}{\frac{\Delta h}{h_0}} \quad (59)$$

Vrednost $\frac{\Delta h}{h_0}$ v (59) se lahko nadomesti z (58).

$$E_{\text{oed}} = \frac{\Delta \sigma'}{\Delta e} (1 + e_0) \quad (60)$$

Edometriski modul ni konstanten za material, pač pa se spreminja in raste z naraščanjem vertikalne napetosti.

Recipročno vrednost E_{oed} imenujemo koeficient spremembe volumna m_v (kPa^{-1}).

$$m_v = \frac{1}{E_{\text{oed}}} \quad (61)$$

Če prikažemo količnike por v odvisnosti od efektivnih napetosti in slednje podamo v logaritmskem merilu ugotovimo, da je to razmerje linearno (sl. IV.24a). Naklon premice podaja indeks stisljivosti C_c .

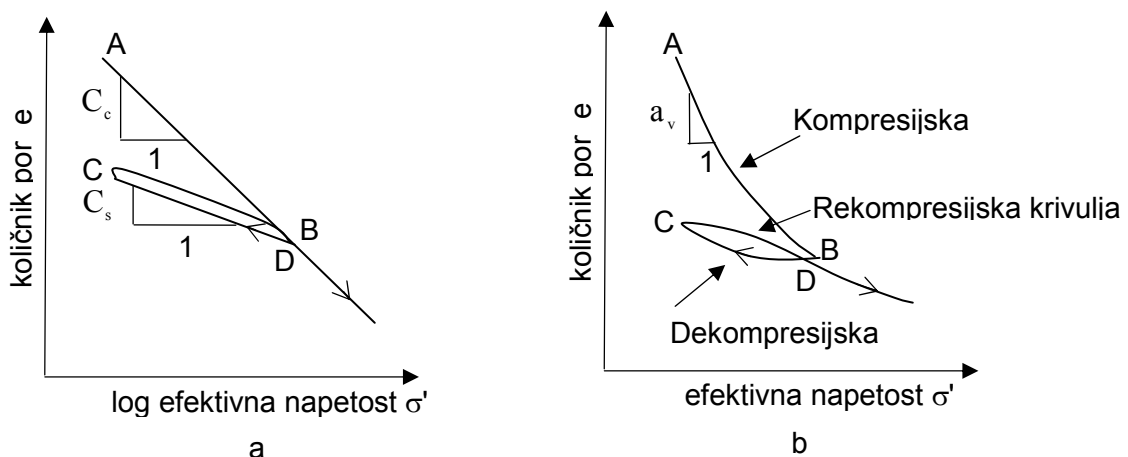
$$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta \log \sigma'} \quad (62)$$

Indeks nabrekanja C_s kaže povprečni naklon krivulje cikla razbremenjevanja in ponovnega obremenjevanja v pollogaritmičnem diagramu $e - \log \sigma'$ (sl. IV.24a).

$$C_s = \frac{-\Delta e}{\Delta \log \sigma'} \quad (63)$$

Koeficient stisljivosti a_v je razmerje med spremembo količnika por in pripadajočo spremembo efektivne napetosti (sl. IV.24b).

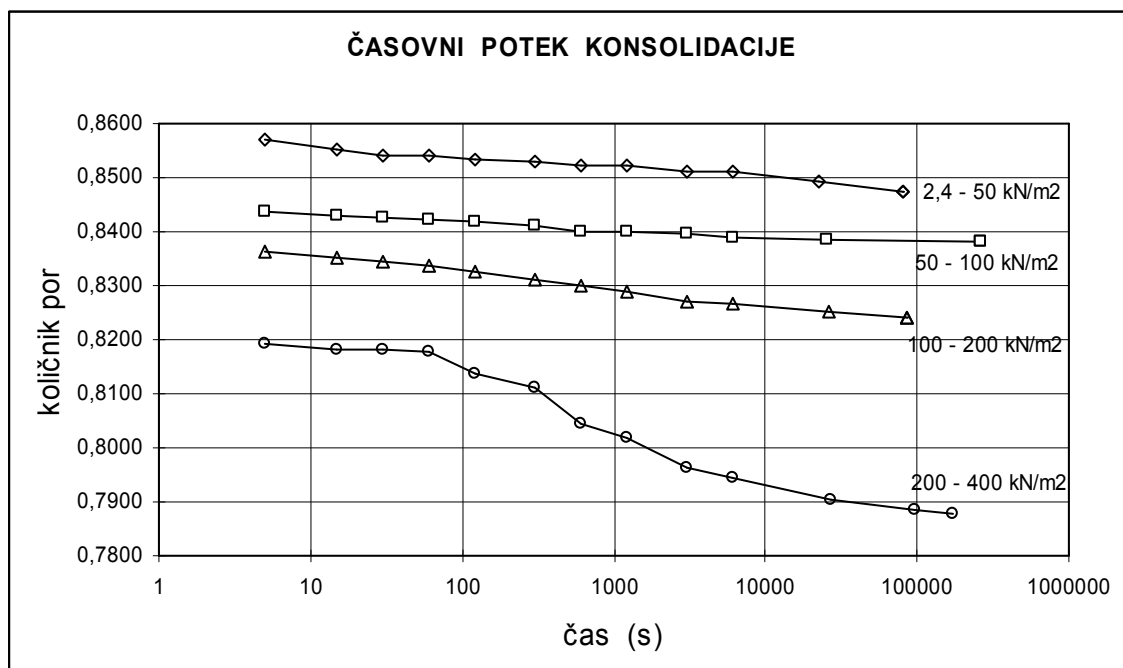
$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \quad (64)$$



Slika IV.24. Razmerje količnik por – efektivna napetost.

Rezultate preiskave stisljivosti prikažemo numerično z vrednostmi edometriških modulov, koeficientov sprememb volumnov, koeficientov stisljivosti, indeksom stisljivosti in indeksom nabrekanja. Bolj pregleden je grafičen prikaz rezultatov meritev s:

- **kompresijsko** krivuljo, ki kaže razmerje med efektivnimi napetostmi in deformacijami zemljine pri prvi obremenitvi. Deformacije so izražene s količniki por (sl. IV.24b),
- **dekompresijsko** krivuljo, ki kaže vrednosti količnika por v odvisnosti od napetosti pri razbremenitvi zemljine (sl. IV.24b),
- **rekompresijsko** krivuljo, to je krivuljo ponovne obremenitve do tlaka, pri katerem je bila izvedena razbremenitev (sl. IV.24b) in
- **konsolidacijske** krivulje, ki prikazujejo spremembe količnikov por v odvisnosti od časa in obremenilnih stopenj. Diagram je narisano v pollogaritmičnem merilu s količniki por v linearnem merilu (sl. IV.25).



Slika IV.25. Konsolidacijske krivulje.

IV.2.10.2 Triosni preizkusi

Pri triosnih preizkusih lahko izpostavimo valjasti vzorec s premerom d in višino h poljubnemu napetostnemu stanju z glavno napetostjo σ_1 v smeri osi valja in radialnima glavnima napetostima $\sigma_2 = \sigma_3$. Radialni napetosti proizvajamo kot hidrostatični tlak kapljevine, ki obdaja vzorec, zavarovan z gumijasto membrano. Osno glavno napetost proizvajamo z neposredno obremenitvijo, ki pritiska na zgornjo ploskev vzorca. Drenažo vzorca omogočata porozni plošči na obeh mejnih ploskvah vzorca (sl. IV.26).

Preizkuse, pri katerih je osna napetost σ_1 večja od radialnih napetosti, imenujemo *kompresijske*, preizkuse pri katerih je manjša pa *ekstenzijske*.

Spremembe osne specifične deformacije $\Delta\varepsilon_1$, to so spremembe v smeri osi vzorca, določimo kot kvocient med izmerjenimi premiki Δh in višino vzorca h_0 , ki jo je imel vzorec pred obremenitvijo z $\Delta\sigma_1$ in $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$.

$$\Delta\varepsilon_1 = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (65)$$

Spremembe volumske specifične deformacije $\Delta\varepsilon_v$ določimo kot kvocient med spremembo volumna vzorca ΔV in volumnom V_0 tik pred dodatno obremenitvijo.

$$\Delta\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0} \quad (66)$$

Spremembe volumna določimo z merjenjem spremembe volumna kapljevine, ki vzorec obdaja, če upoštevamo vse potrebne korekture zaradi temperature, deformabilnosti sestavnih delov aparata in drugih učinkov.



Slika IV.26. Celica za triosne preizkuse.

IV.2.10.3 Deformacijske karakteristike zemljin

S triaksialnimi preizkusi lahko v napetostnih intervalih s približno linearnimi sovisnostmi med deformacijami in napetostmi določimo obe deformacijski karakteristiki, to je *kompresijski modul* K in *strižni (distorzijski) modul* G oziroma njima ustrezajoči vrednosti *elastičnega modula* E in *Poissonovega količnika* ν .

Poljubno napetostno stanje, določeno z glavnimi napetostmi σ_1 , σ_2 in σ_3 lahko razstavimo v sferično (krogelno) in distorzijsko (strižno) komponento.

Glavne napetosti sferičnega napetostnega stanja so vse enake srednji vrednosti glavnih napetosti.

$$\sigma_1^0 = \sigma_2^0 = \sigma_3^0 = \sigma_{\text{med}} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (67)$$

Glavne napetosti distorzijske komponente napetostnega tenzorja so potem podane z enačbami (68) – (70).

$$\sigma_1^d = \sigma_1 - \sigma_{\text{med}} \quad (68)$$

$$\sigma_2^d = \sigma_2 - \sigma_{\text{med}} \quad (69)$$

$$\sigma_3^d = \sigma_3 - \sigma_{\text{med}} \quad (70)$$

V običajnih triaksialnih aparatih je $\sigma_2 = \sigma_3$ torej je

$$\sigma_1^0 = \sigma_2^0 = \sigma_3^0 = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \quad (71)$$

$$\sigma_1^d = \sigma_1 - \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} = \frac{2}{3}(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (72)$$

$$\sigma_2^d = \sigma_3^d = \sigma_3 - \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} = -\frac{1}{3}(\sigma_1 - \sigma_3). \quad (73)$$

Tudi deformacijski tenzor z glavnimi sferičnimi deformacijami ε_1 , ε_2 in ε_3 lahko razstavimo na sferično

$$\varepsilon_1^0 = \varepsilon_2^0 = \varepsilon_3^0 = \varepsilon_{\text{med}} = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3}{3} = \frac{\varepsilon_v}{3} \quad (74)$$

in distorzijsko komponento.

$$\varepsilon_1^d = \varepsilon_1 - \frac{\varepsilon_v}{3} \quad (75)$$

$$\varepsilon_2^d = \varepsilon_2 - \frac{\varepsilon_v}{3} \quad (76)$$

$$\varepsilon_3^d = \varepsilon_3 - \frac{\varepsilon_v}{3} \quad (77)$$

Pri triaksialnih preizkusih je $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$ zato je

$$\varepsilon_1^0 = \varepsilon_2^0 = \varepsilon_3^0 = \frac{\varepsilon_1 + 2\varepsilon_3}{3} \quad (78)$$

$$\varepsilon_1^d = \varepsilon_1 - \frac{\varepsilon_1 + 2\varepsilon_3}{3} = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \quad (79)$$

$$\varepsilon_2^d = \varepsilon_3^d = \varepsilon_3 - \frac{\varepsilon_1 + 2\varepsilon_3}{3} = -\frac{1}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3). \quad (80)$$

Kompresijski modul K (kPa) v intervalih napetosti $\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_2$ in $\Delta\sigma_3$ definiramo z enačbo

$$3K = \frac{\Delta\sigma_i^0}{\Delta\varepsilon_i^0} \quad (i = 1,2,3), \quad (81)$$

(podaja razmerje med spremembo sferne komponente napetostnega in deformacijskega tenzorja)

strižni modul G (kPa) pa z enačbo

$$2G = \frac{\Delta\sigma_i^d}{\Delta\varepsilon_i^d} \quad (i = 1,2,3). \quad (82)$$

(podaja razmerje med strižnimi napetostmi in strižnimi deformacijami)

Za običajne triaksialne preizkuse upoštevamo izraze (71), (72), (73), (78), (79) in (80).

$$3K = \frac{\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3}{\Delta\varepsilon_1 + 2\Delta\varepsilon_3} = \frac{\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3}{\Delta\varepsilon_v} \quad (83)$$

$$2G = \frac{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3}{\Delta\varepsilon_1 - \Delta\varepsilon_3} = \frac{2(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)}{3(\Delta\varepsilon_1 - \Delta\varepsilon_v)} \quad (84)$$

V določenih intervalih napetosti $\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$ lahko torej kompresijski in strižni modul določimo, če izmerimo ustrezno spremembo osne specifične deformacije $\Delta\varepsilon_1$ in ustrezno spremembo volumske specifične deformacije $\Delta\varepsilon_v$.

Definicija elastičnega modula E (kPa) in Poissonovega količnika ν se nanaša na linearno napetostno stanje $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = 0$ (nanašata se na primer, ko imamo bočno napetost nično) in ustrezno deformacijsko stanje $\Delta\varepsilon_1, \Delta\varepsilon_2 = \Delta\varepsilon_3$.

$$E = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_1} \quad (85)$$

$$\nu = -\frac{\Delta\varepsilon_3}{\Delta\varepsilon_1} \quad (86)$$

Ker je pri linearnem napetostnem stanju

$$\Delta\varepsilon_v = \Delta\varepsilon_1 + 2\Delta\varepsilon_3 = \varepsilon_1(1 - 2\nu), \quad (87)$$

je po enačbi (81) kompresijski modul

$$K = \frac{\Delta\sigma_1}{3\Delta\varepsilon_1(1 - 2\nu)}. \quad (88)$$

Če v (88) upoštevamo izraz (85) je

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (89)$$

in strižni modul (skladno z (82))

$$2G = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_1(1 + \nu)}. \quad (90)$$

Če v izraz (90) vstavimo (85) je

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}. \quad (91)$$

Elastični modul E in Poissonov količnik ν lahko izrazimo z moduloma K in G iz razmerij (89) in (91).

$$E = \frac{9KG}{3K + G} \quad (92)$$

$$\nu = \frac{3K - 2G}{2(3K + G)} \quad (93)$$

Štisljivost edometriških vzorcev, pri katerih bočnih napetosti ne merimo, izražamo z edometriškim modulom E_{oed} . Definira ga enačba (94).

$$E_{\text{oed}} = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_1} \quad (94)$$

Če bi merili napetosti σ_2 in σ_3 , bi lahko določili tudi K in G . Iz enačbe (83) in (84) in ob upoštevanju $\Delta\varepsilon_2 = \Delta\varepsilon_3 = 0 \Rightarrow \Delta\varepsilon_1 = \Delta\varepsilon_v$ dobimo

$$3K = \frac{\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3}{\Delta\varepsilon_1} \quad (95)$$

$$2G = \frac{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3}{\Delta\varepsilon_1} . \quad (96)$$

Ob upoštevanju izraza (94) lahko enačbe (95) in (96) preuredimo v obliko (97) in (98).

$$3K = E_{\text{oad}} + \frac{2\Delta\sigma_3}{\Delta\varepsilon_1} \quad (97)$$

$$2G = E_{\text{oad}} - \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\varepsilon_1} \quad (98)$$

Iz ebačb (97) in (98) dobimo

$$E_{\text{oad}} = K + \frac{4}{3}G \quad (99)$$

in upoštevajoč izraza (89) in (91) končno enačbo

$$E_{\text{oad}} = \frac{E}{3(1-2\nu)} + \frac{4}{3} \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (100)$$

$$E = E_{\text{oad}} \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{1-\nu} . \quad (101)$$

Za $\nu = 0,3$ je

$$E_{\text{oad}} \cong \frac{4}{3}E \quad (102)$$

$$E = \frac{3}{4}E_{\text{oad}} . \quad (103)$$

Edometrski modul E_{oad} je večji od modula elastičnosti E .

IV.2.11 Strižna trdnost zemljin

Strižna trdnost zemljin je enaka strižni napetosti, pri kateri se zemljina poruši. Za njeno določevanje se v laboratoriju izvajajo:

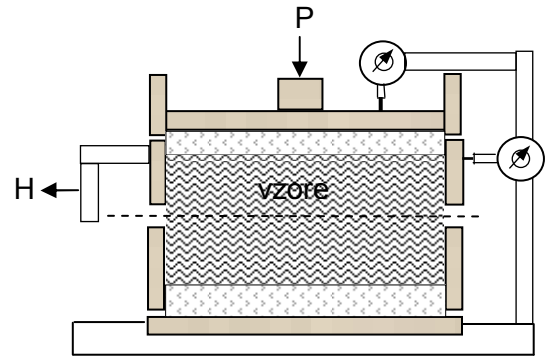
- Direktni translatorsni strižni preizkus
- Direktni rotacijski strižni preizkus
- Triosne strižne preiskave
- Preizkus enosne tlačne trdnosti

IV.2.11.1 *Direktni translatorsni strižni preizkus*

Klasični tip aparata za preiskavo strižne trdnosti zemljin je konstruiral A. Casagrande (sl. IV.27). Vzorec zemljine oklepata od strani dva kvadratna okvirja (6 cm x 6 cm x 2 cm). Spodnji okvir je nepremično zvezan s podstavkom, zgornji se lahko pomika med vodili v vodoravni smeri, če ga obremenimo z vodoravno silo H . Na spodnji in zgornji strani vzorca sta dve porozni plošči, ki omogočata drenažo vode iz vzorca. Zgornja porozna plošča z rebri tvori spodnji del kovinskega bata, ki se v navpični smeri prosto premika (sl. IV.28). Bat obremenimo s centrično silo P , ki povzroči na zemljino tlak $\sigma = P/A$ (A = površina preseza vzorca).



Slika IV.27. Direktni strižni aparat.



Slika IV.28. Celica z vzorcem.

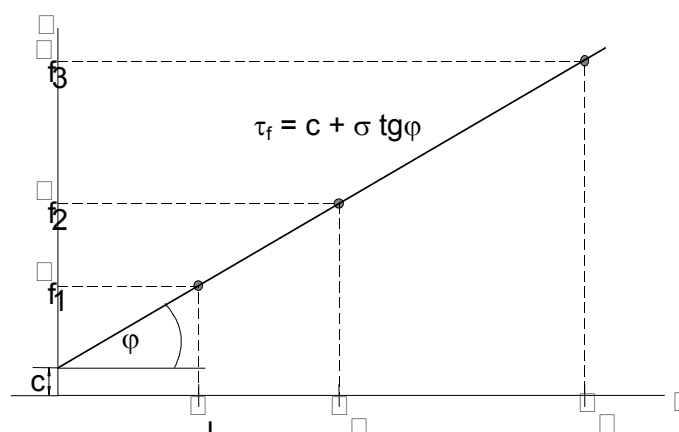
Preiskujemo tri ali več enakih vzorcev pri različnih vertikalnih napetostih. Strižno trdnost določimo pri izbrani normalni napetosti σ tako, da proizvajamo z vodoravno silo H v ravnini stične ploskve obeh okvirjev strižno napetost.

$$\tau = \frac{H}{A} \quad (104)$$

Strižno silo stopnjujemo tako dolgo, dokler se vzorec v stični ravnini ne pretrga. Strižna napetost, pri kateri se vzorec pretrga, predstavlja strižno trdnost τ_f pri določeni normalni napetosti.

Pare izbranih vertikalnih napetosti in pripadajočih strižnih trdnosti vnesemo v diagram (na absciso vertikalne napetosti, na ordinato strižne napetosti pri porušitvi). Točke σ , τ lahko precej dobro povežemo s premico, ki odseče na ordinatni osi vrednost c in ki je proti abscisni osi nagnjena za kot φ (sl. IV.29). Takšno premico izraža enačba strižne trdnosti (105).

$$\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (105)$$

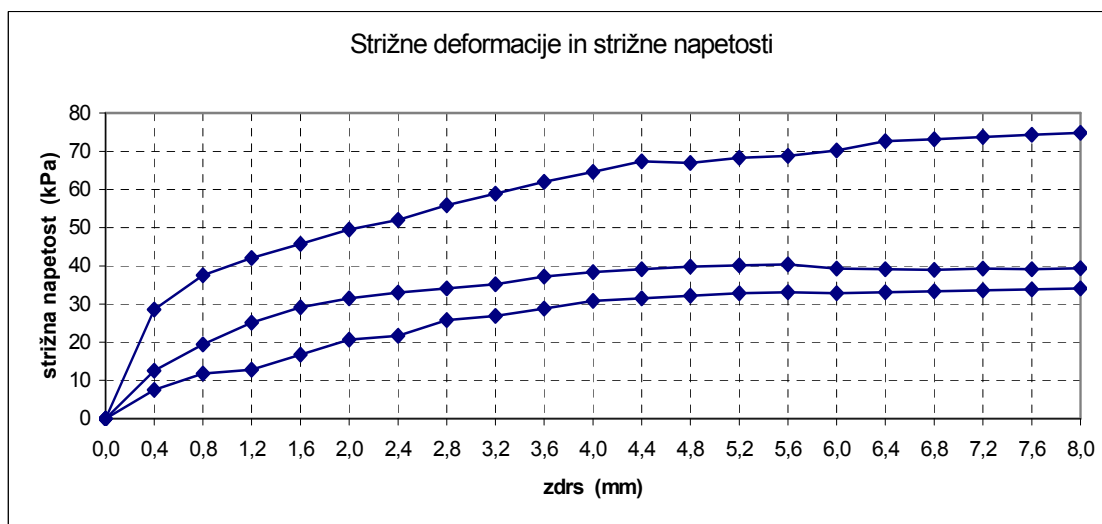


Slika IV.29. Premica strižne trdnosti.

To zakonitost strižne trdnosti je ugotovil že Coulomb (1776). Po njem se imenuje enačba Coulombov strižni zakon. Konstanto c imenujemo kohezijska trdnost – kohezija. Kot φ je kot strižne trdnosti – strižni kot. Količnik $\operatorname{tg} \varphi$ imenujemo količnik strižne trdnosti – strižni količnik.

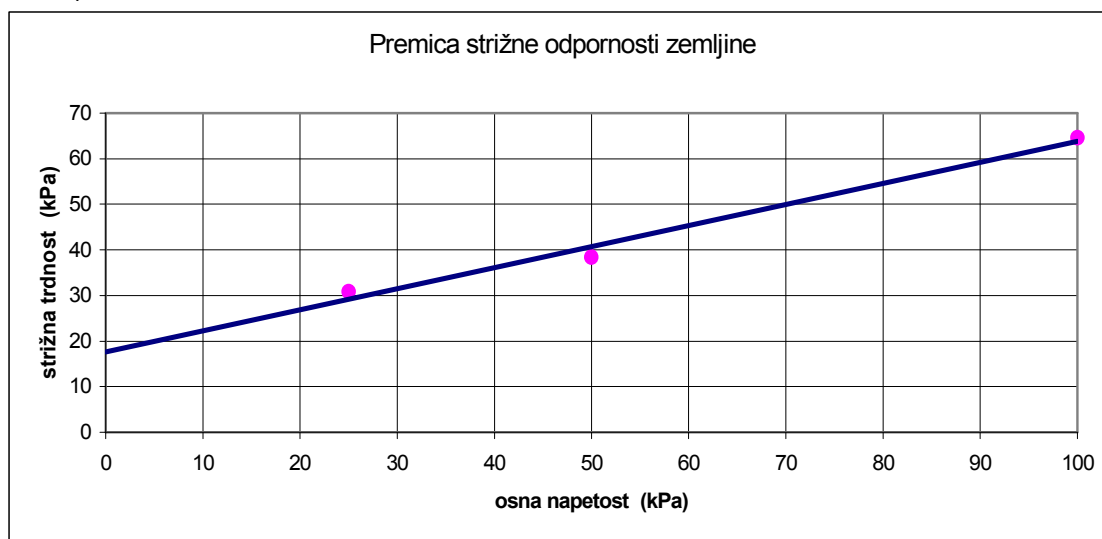
Rezultat preiskave se običajno prikaže grafično z dvema diagramoma:

diagram horizontalnih deformacij, kjer so na abscisi vrednosti horizontalnih pomikov (zdrskov) med zgornjim in spodnim delom aparata, na ordinati pa bodisi pripadajoče strižne napetosti τ (pri aparatih, kjer konstantno stopnjujemo strižno napetost v enakih časovnih presledkih – sl. IV.30) ali čas (pri aparatih, prirejenih za opazovanje drsnih premikov pri konstantni strižni obremenitvi),



Slika IV.30. Strižne deformacije v odvisnosti od strižnih napetosti.

diagram strižne trdnosti, kjer so na abscisi vrednosti normalnih napetosti σ , na ordinati pa vrednosti strižne trdnosti ob porušitvi τ_f – iz diagrama lahko odberemo vrednosti c in φ (sl. IV.31).



Slika IV.31. Premica strižne trdnosti.

Sipke zemljine (prod, pesek) so brez kohezije. Premica strižnega zakona gre skozi izhodišče koordinatnega sistema. Zelo majhno kohezijo imajo tudi vezljive zemljine, kadar so na meji židkosti.

Usedke, ki jih povzročajo normalna obremenitev merimo z mikrometrom. Podobno kot v edometru preverjamo stopnjo konsolidacije. Strižna trdnost je odvisna od stopnje konsolidacije, to je od efektivnih tlakov med zrni.

Preiskava strižne trdnosti se lahko izvaja na vzorcih, ki so predhodno popolnoma konsolidirani ali pa nekonsolidirani (preiskava se začne takoj po nanosu vertikalne obtežbe), poteka lahko hitro ali pa tako počasi, da se čaka konsolidacija po vsakem povečanju horizontalne sile. Vzorci se lahko preiskujejo tudi preplavljeni z vodo v primeru, da so odvzeti iz območja podtalnice oziroma bodo na takem mestu vgrajeni. Izbira pogojev preiskave je odvisna od dejanskih razmer, ki jih preiskujemo.

Pri nepopolni konsolidaciji striženih vzorcev, ima črta strižne trdnosti manjši nagib kakor črta konsolidiranih vzorcev. V enačbi $\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg}\varphi$, c in φ ne izražata kohezije in strižnega kota glede na efektivne tlake, temveč trenutni vrednosti kohezije in strižnega kota glede na celotne tlake.

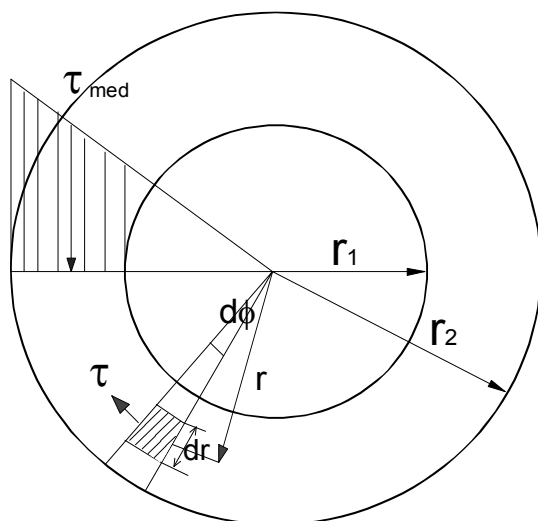
Neugodna stran opisanega aparata je v tem, da se z napredujočimi zdrski strižna ploskev zmanjšuje (kar lahko upoštevamo pri preračunu rezultatov) in v tem, da ni dobro uporaben za preiskovanje strižne trdnosti po predhodnem večjem zdrsku.

IV.2.11.2 Direktni rotacijski strižni preizkus

Pri rotacijskem strižnem aparatu ima vzorec obliko kolobarja z notranjim polmerom r_1 in zunanjim r_2 . Vzorce obremenimo z različnimi normalnimi napetostmi. Na zgornji premični obroč učinkuje torzijski moment M_t .

Privzamemo, da so tangencialne napetosti premo sorazmerne strižnim deformacijam, da se torej v radialni smeri kolobaraste drsine razvrščajo po trapeznem diagramu (sl. IV.32). Srednja tangencialna napetost τ_{med} nastopa na mestu $r_1 + r_2/2$ in poljubno napetost lahko izrazimo z njo v obliki (106).

$$\tau = \tau_{\text{med}} \frac{2r}{r_1 + r_2} \quad (106)$$



Slika IV.32. Direktni rotacijski strižni preizkus

Ravnovesna enačba zunanjih in notranjih momentov je

$$M_t = \int_A r \tau dA . \quad (107)$$

Element ploskve dA je

$$dA = r d\varphi dr \quad (108)$$

Izraza (106) in (108) vstavimo v (107).

$$M_t = \frac{2\tau_{med}}{r_1 + r_2} \int_{r_1}^{r_2} \int_0^{2\pi} r^3 dr d\varphi \quad (109)$$

Iz enačbe (109) dobimo po integraciji

$$\tau_{med} = \frac{M_t}{\pi(r_2^2 + r_1^2)(r_2 + r_1)} \quad (110)$$

Izvedba preizkusa je analogna kakor pri Casagrandejevem aparatu. Vzorce obremenimo s tremi različnimi normalnimi napetostmi in nato s torzijskim momentom do porušitve. Ko je strižna napetost pri določeni normalni obtežbi enaka strižni trdnosti, zdrski naglo narastejo. Po prestrigu lahko preiskavo ponovimo. Pri tem moramo računati z vplivom predhodnega prestriga na gostoto zemljine na eni strani in zglajeno drsno ploskev koherentnih zemljin na drugi strani. Prav tako vplivajo na rezultat preiskave čas in način ponovne konsolidacije ter hitrost ponovnega striga. Vse pogoje preiskave prilagodimo vrsti problema, ki mu preiskava služi.

Tako pri preiskavi v Casagrandejevem aparatu kot pri preiskavi z rotacijskim strižnim aparatom vzamemo po vsakem končanem preizkusu iz neposredne bližine drsine vzorec za določitev vlažnosti.

Rezultate direktnega rotacijskega strižnega preizkusa interpretiramo enako kot v prvem opisanem primeru (Coloumbov strižni zakon).



Slika IV.33. Rotacijski strižni aparat.

IV.2.11.3 Triosne preiskave strižne trdnosti

Mohrova teorija porušitve

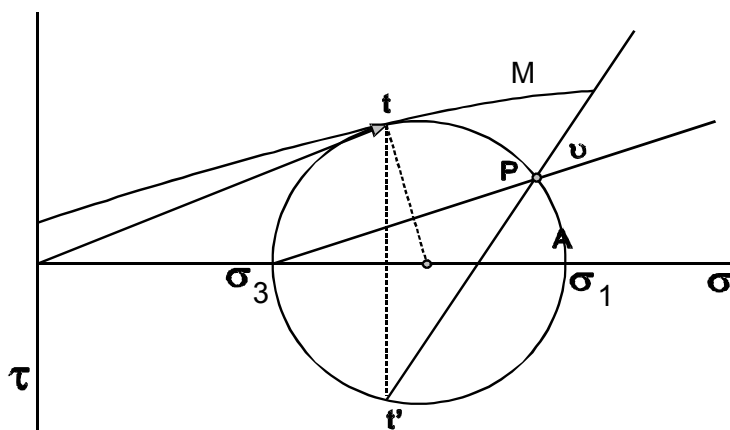
Če trdno telo obremenjujemo, se pojavijo v telesu napetosti. Iz nauka o trdnosti vemo, da lahko poljubno napetostno stanje izrazimo z napetostnim elipsoidom, čigar polosi so tri glavne napetosti. Lahko pa ga izrazimo tudi s tremi Mohrovimi krogi za tri pravokotne ravnine, položene skozi vektorje glavnih normalnih napetosti.

Isto telo lahko porušimo z različnimi obremenitvami. Poruši se pri določeni intenziteti vsake obremenitve. Hipoteze o porušitvi skušajo postaviti splošne teorije o vzrokih porušitve. Ena od šestih klasičnih hipotez o porušitvi pa je Mohrova hipoteza, za katero velja, da se najbolje prilega eksperimentalnim ugotovitvam za zemljine.

Po Mohrovi hipotezi o porušitvi se telo poruši pri vsakem napetostnem stanju, katerega Mohrov napetostni krog (σ_1 , σ_3) se dotakne neke krivulje M, ki je za obravnavano snov

značilna. Napetostna stanja, katerih Mohrovi krogi bi to krivuljo sekali, niso možna; vsi Mohrovi krogi, ki so pod to krivuljo, pa predstavljajo stabilna napetostna stanja (sl. IV.34).

Dotikališče (t) Mohrovega kroga in krivulje M določa smer, v kateri nastane porušitev. Ker krivulja M ovija vse Mohrove kroge kritičnih porušitvenih napetostnih stanj, jo imenujemo porušitveno ovojnico ali mejnico in predstavlja črto strižne trdnosti.

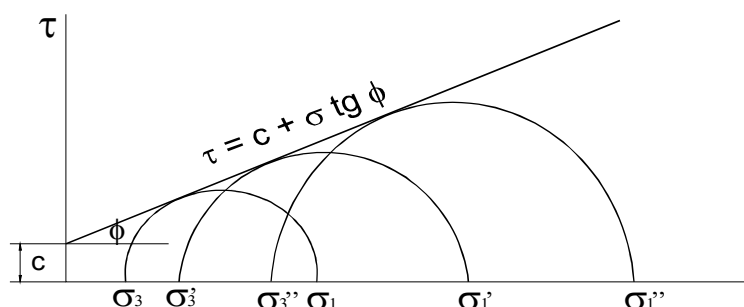


Slika IV.34. Mohrov napetostni krog.

Po Mohrovi teoriji o porušitvi lahko določimo strižno trdnost zemljine tudi s tlačnim preiskusom valjastih vzorcev, ki jih izpostavimo prostorskemu, triosnemu napetostnemu stanju. Uporabimo takšne obremenitve, da sta dve glavni napetosti enaki $\sigma_2 = \sigma_3$. Ti dve napetosti proizvajamo s hidrostatičnim tlakom na obod valjastega vzorca, ki je zavarovan z gumijastim omotom. Tretjo glavno napetost σ_1 proizvajamo z neposredno obremenitvijo bata, ki pritiska na zgornjo ploskev vzorca. Pri določeni bočni napetosti stopnjujemo napetost σ_1 tako daleč, da se vzorec poruši ali maksimalno prostorsko deformira. Na ta način določimo enega od Mohrovih krogov porušitve.

Preiskavo ponovimo za več različnih bočnih napetosti. Tako določimo niz Mohrovih napetostnih krogov porušitve (sl. IV.35) in njihova ovojnica predstavlja črto strižne trdnosti - premico z enačbo

$$\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (111)$$



Slika IV.35. Postopek določevanja kohezije in strižnega kota.

Na rezultate trdnostnih preiskav v triaksialnem aparatu vplivajo tako začetna gostota nevezljivih zemljin oz. predhodna obremenitev vezljivih zemljin kakor tudi različni pogoji dreniranja, to je konsolidacije vzorcev pred in med preiskavo.

Ločimo naslednje tipične vrste preizkusov:

- drenirani ali počasni preizkus (D)
- konsolidirani nedrenirani preizkus (CU)
- nedrenirani hitri preizkus (UU)

Izvedba dreniranih preizkusov je zelo zamudna. Zato jih navadno nadomestimo s konsolidiranimi nedreniranimi preizkusi. Vzorce najprej konsolidiramo pri hidrostatičnem napetostnem stanju $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. Nato onemogočimo drenažo vzorca, merimo pa tlak porne vode v vzorcu na ta način, da priključimo drenažno cev na občutljiv manometer. Tako lahko pri stopnjevanju napetosti σ_1 do porušitve opazujemo velikost pornega tlaka u ter izračunamo efektivne tlake σ' ob porušitvi s tem, da odštejemo izmerjeni porni tlak od celotnih napetosti.

$$\sigma' = \sigma_1 - u \quad (112)$$

$$\sigma'_2 = \sigma'_3 = \sigma_2 - u = \sigma_3 - u \quad (113)$$

Mohrove kroge konstruiramo tedaj glede na tako ugotovljene efektivne glavne napetosti.

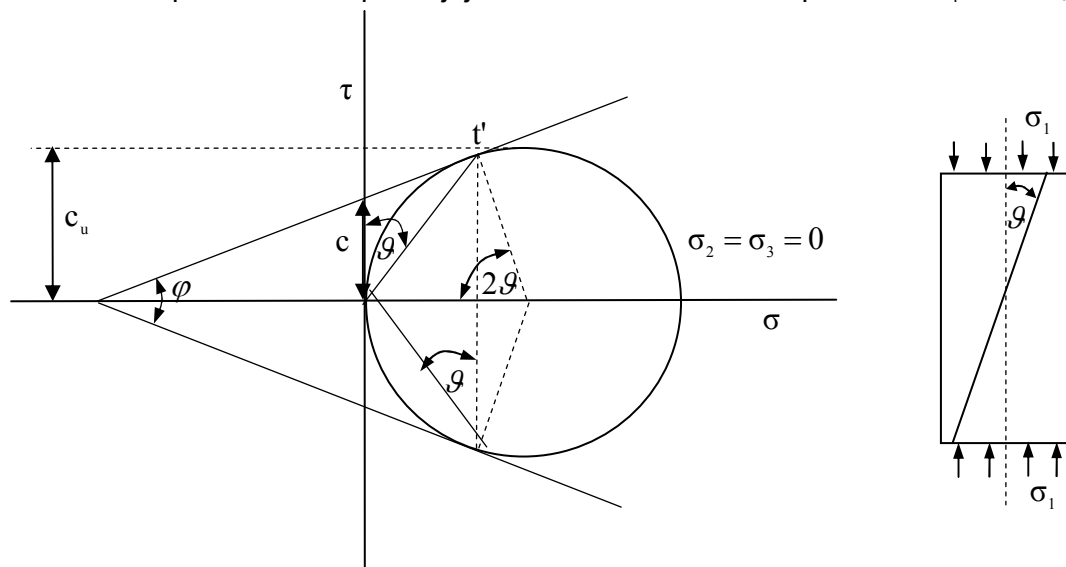
IV.2.11.4 Preizkus enoosne tlačne trdnosti

Poseben primer triosne preiskave strižne trdnosti dobimo, če vzamemo bočno napetost nično: $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$. V tem primeru dobimo samo en Mohrov napetostni krog, ustrezen porušitvi pri linearnem napetostnem stanju. Zato ovojnice, ki naj bi določila črto strižne trdnosti, ne moremo neposredno ugotoviti.

V primeru, če lahko kot porušitve u na vzorcu izmerimo, lahko s konstrukcijo po sl. IV.36 določimo točko t' , v kateri črta strižne trdnosti tangira Mohrov krog napetosti. Odsek tangente na osi τ pokaže kohezijo c , izmerimo pa lahko tudi strižni kot φ . Če izvršimo preizkus zelo hitro, tedaj se gostota nasičene zemljine med preizkusom ne spremeni in trenutni strižni kot je ničen. V tem primeru bi bila črta trenutne strižne trdnosti, to je strižne trdnosti glede na celotne napetosti, osi σ vzporedna in kohezijska trdnost bi bila enaka polovični porušni napetosti σ_1 .

$$c_u = \frac{\sigma_1}{2} \quad (114)$$

Rezultati take preiskave se uporabljajo za stabilnostne analize po metodi $\varphi=0$ in $c_u = \sigma_1/2$.

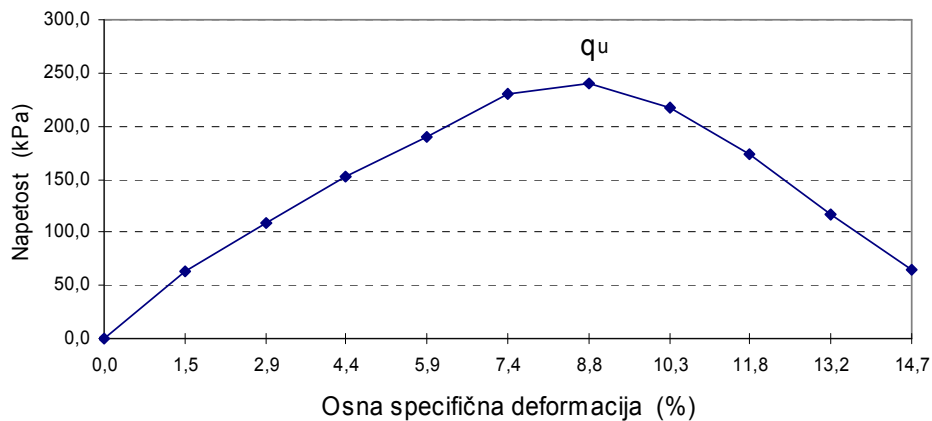


Slika IV.36. Grafična določitev kohezije in strižnega kota na osnovi izmerjenega kota porušitve.

Če pri preiskavi enoosne tlačne trdnosti večamo napetosti σ_1 po korakih in pri tem odčitavamo spremembo višine vzorca Δh , lahko izračunamo spremembe osne specifične deformacije.

$$\Delta \varepsilon_1 = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (115)$$

Odvisnost med σ_1 in ε_1 narišemo v diagram, iz katerega odčitamo maksimalno porušitveno napetost σ_1 , ki je enaka tlačni trdnosti vzorca q_u (sl. IV.37).



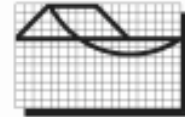
Slika IV.37. Prikaz rezultata preiskave enoosne tlačne trdnosti.

IV.2.11.5 **Obrazci za interpretacijo rezultatov laboratorijskih preiskav**

Rezultati laboratorijskih preiskav na posamezni napravi se lahko beležijo ročno ali na novejših napravah, kjer so naprave povezane z računalnih ter ustrezno programsko opremo, avtomatsko. Tako zabeleženi podatki se nato pretvorijo s pomočjo uporabe ustrezne teorije v končni rezultat, ki predstavlja fizikalno oziroma mehansko lastnost zemljine. Za evidenciranje in interpretacijo rezultatov se uporabljajo obrazci, ki so priloženi s Prilogi IV.1.

Priloga IV.1: Zbirka obrazcev za laboratorijske preiskave

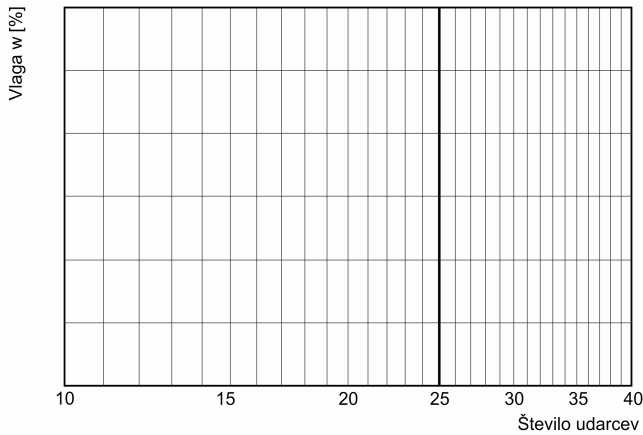
UNIVERZA V MARIBORU
 FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO
 INŠTITUT ZA GRADBENIŠTVO IN PROMET
 LABORATORIJ ZA MEHANIKO TAL IN TEMELJENJE



DOLOČITEV KONSISTENČNIH MEJ

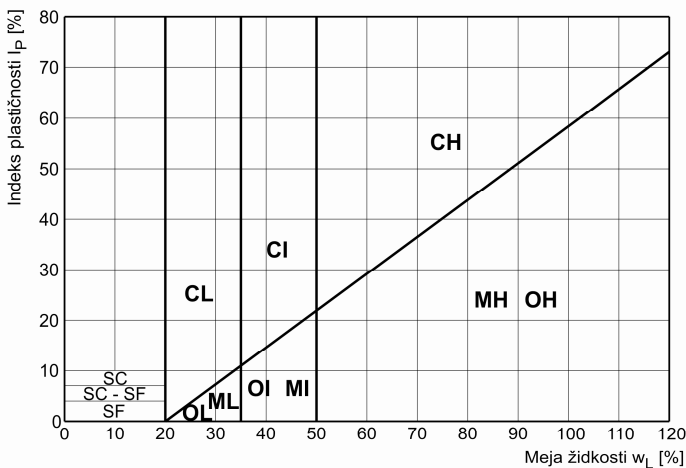
Objekt : Dolgo Polje Zemljina : _____
 Vrtina : V - 3 Globina : 4.0 - 4.3 AC klasifikacija : _____

	Naravna vlaga w		Meja židkosti w_L			Meja plastičnosti w_P	
	24	21	41	18	48	4	2
Številka posode							
Masa posode m_t [g]	19.91	20.00	19.56	19.68	19.99	19.69	19.87
Masa vlažnega vzorca in posode m_{t1} [g]	102.73	141.85	56.34	66.92	56.36	31.98	34.28
Masa suhega vzorca in posode m_{t2} [g]	80.98	109.98	44.60	52.36	45.42	29.90	31.86
Masa vode $m_V = m_{t1} - m_{t2}$ [g]							
Masa suhega vzorca $m_S = m_{t2} - m_t$ [g]							
Vlaga $w = \frac{m_V}{m_S} \times 100$ [%]							
Število udarcev ali (globina vgreza konusa)	X X		11	23	37	X X	



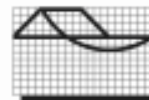
Naravna vlaga w _____ %
 Meja židkosti w_L _____ %
 Meja plastičnosti w_P _____ %
 Indeks plastičnosti $I_P = w_L - w_P$ _____ %
 Indeks konsistence $I_C = \frac{w_L - w}{I_P}$ _____

židka	lahko gnetna	srednje gnetna	težko gnetna	poltrdna	trdna
	0	0.33	0.66	1.00	1.25
▶ indeks konsistence					



Opomba: _____

 Datum: _____
 Obdelal: _____



ZRNITEV

s sedimentacijsko metodo (z areometrom)

Objekt : Dolgo Polje Zemljina : _____
 Vrtna : V - 3 Globina : 6.0 - 6.3 AC klasifikacija : _____
 Areometer : 10 Valj : _____
 Masa [g] M = _____ Specifična gravitacija G_s 2.7
 Suh vzorec Delež v ses. zem. f = _____ $C = \frac{G_s \cdot 100}{(G_s - 1) \cdot M} =$ _____
 Zaradi meniska $c_1 =$ 0.53
 Korekture Zaradi Na_2SiO_3 $c_2 =$ 0.13 Presejki : $p\% = C \cdot (R + m - c_2)$

Datum	Temp. [°C]	Čas		Gostota suspenzije		Premer zrnca D [mm]	Temp. korekc. m	R + m - c ₂	Presejek	
		abs.	rel.	R'	R = R' + c ₁				p	Pr = p · f [%]
12.4.	18.2	8 ²⁵	15"	25.2			0.53			
			30"	21.4						
			1'	17.0						
			2'	11.8						
			5'	7.0						
			15'							
			45'							
			2 ^h							
			5 ^h							

SEJALNA ANALIZA

Masa vzorca = 1385 g
 Ostanek na situ 45.0 mm = 0
 Ostanek na situ 31.5 mm = 0
 Ostanek na situ 22.4 mm = 89.89 g
 Ostanek na situ 16.0 mm = 149.93 g
 Ostanek na situ 11.2 mm = 100.71 g
 Ostanek na situ 8.0 mm = 71.16 g
 Ostanek na situ 5.0 mm = 93.49 g
 Ostanek na situ 2.0 mm = 183.07 g
 Ostanek na situ 1.0 mm = 142.88 g
 Ostanek na situ 0.5 mm = 128.80 g
 Ostanek na situ 0.2 mm = 138.47 g
 Ostanek na situ 0.1 mm = _____
 Ostanek na situ 0.063 mm = _____

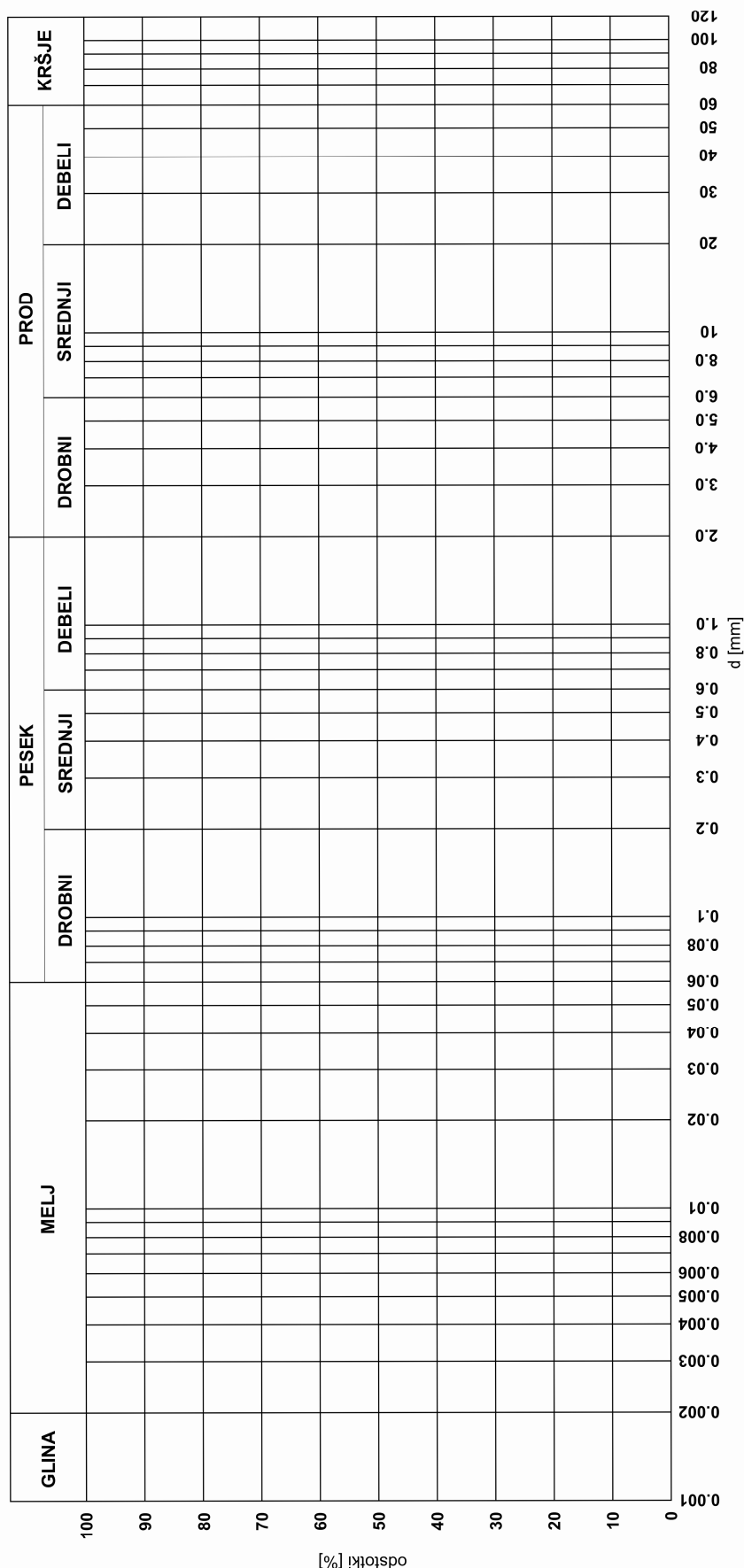
$$\begin{array}{r} 1385 \text{ g} \\ - 89.89 \text{ g} \\ \hline 1295.11 \text{ g} \\ - 149.93 \text{ g} \\ \hline \end{array}$$

odsejek
 presejek skozi sito 22.4 mm
 presejek v %

$\frac{1295.11}{1385} \times 100 = 93.51\%$

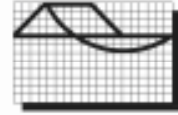
GRANULOMETRIJSKI DIAGRAM

Laboratorij za mehaniko tal



Vrtina :			
Globina :			
Oznaka krivulje :			
AC klasifikacija :			

Objekt : _____
 Investitor : _____
 Obdelal : _____
 Datum : _____

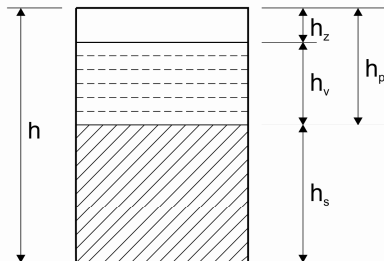


STISLJIVOST

Objekt : Dolgo Polje Zemljina : _____
 Vrtna : V - 3 Globina : 6.0 - 6.3 Naravna vlaga : _____

Aparat št : 60 , Prerez vzorca: A = 38.48451 cm², Začetna višina vzorca : h = 2.0 cm
 Gostota trdnine ρ_s: { preiskana : _____ g/cm³
 ocenjena : 2.7 g/cm³ Kontakt z vodo : { Preplavljeno od σ = _____ kPa dalje
 nepreplavljeno

	Pred preizkusom		Po preizkusu	
	Naravna vlaga		Vzorec	
Številka posode ali obroča			60	
Masa posode ali obroča m _t [g]			175,26	0
Masa vlažnega vzorca in posode ali obroča m _{t1} [g]			318,27	140,18
Masa suhega vzorca in posode ali obroča m _{t2} [g]				103,65
Masa vode m _v = m _{t1} - m _{t2} [g]				
Masa suhega vzorca m _s = m _{t2} - m _t [g]				103,65
Vlaga w = $\frac{m_v}{m_s} \times 100$ [%]				
Srednja vrednost				



$$h = h_s + h_v + h_z$$

$$h_{v0} = \frac{m_v}{A \cdot \rho_v} = \text{_____ cm}; \quad h'_v = \frac{m'_v}{A \cdot \rho_v} = \text{_____ cm}$$

$$h_{z0} = h_{p0} - h_{v0} = \text{_____ cm}; \quad h'_z = h'_p - h'_v = (h_{p0} - u') - h'_v = \text{_____ cm}$$

$$h_s = \frac{m_s}{A \cdot \rho_s} = \text{_____} = \text{_____ cm}$$

$$h_p = h_0 - h_s = \text{_____} = \text{_____ cm}$$

Napetost σ_1	Čas				Odčitek na mikrometru	Deformacija u	Višina por $h_p = h_{p_0} - u$	Količnik por $e = \frac{h_p}{h_s}$	
	absolutno		relativno						
	[kPa]	datum	ura	min.					min. ali sek.
$\sigma_1=20\text{kPa}$					0,000				
					5"	0,061			
					15"	0,064			
					30"	0,068			
					1'	0,070			
					2'	0,073			
					5'	0,078			
					10'	0,087			
					20'	0,091			
					50'	0,104			
					100'	0,104			
					12000"	0,104			
					170000"	0,114			
$\sigma_1=50\text{kPa}$					5"	0,148			
					15"	0,151			
					30"	0,158			
					1'	0,161			
					2'	0,168	0,0054	0,9857	0,9882
					5'	0,180	0,0066	0,9845	0,9870
					10'	0,192	0,0078	0,9833	0,9858
					20'	0,208	0,0094	0,9817	0,9842
					50'	0,228	0,0114	0,9797	0,9822
					100'	0,246	0,0132	0,9779	0,9804
					95000"	0,279	0,0165	0,9746	0,9770
					270000"	0,290	0,0176	0,9735	0,9759
	$\sigma_1=100\text{kPa}$					5"	0,347	0,0057	0,9678
					15"	0,353	0,0063	0,9672	0,9696
					30"	0,362	0,0072	0,9663	0,9687
					1'	0,370	0,0080	0,9655	0,9679
					2'	0,380	0,0090	0,9645	0,9669
					5'	0,402	0,0112	0,9623	0,9647
					10'	0,427	0,0137	0,9598	0,9622
					20'	0,458	0,0168	0,9567	0,9591
					50'	0,508	0,0218	0,9517	0,9541
					100'	0,541	0,0251	0,9484	0,9508
					25000"	0,584	0,0294	0,9441	0,9465
					92000"	0,629	0,0339	0,9396	0,9420
					180000"	0,629	0,0339	0,9396	0,9420
$\sigma_1=200\text{kPa}$					5"	0,681	0,0052	0,9344	0,9367
					15"	0,697	0,0068	0,9328	0,9351
					30"	0,708	0,0079	0,9317	0,9340
					1'	0,722	0,0093	0,9303	0,9326
					2'	0,741	0,0112	0,9284	0,9307
					5'	0,772	0,0143	0,9253	0,9276
					10'	0,812	0,0183	0,9213	0,9236
					20'	0,861	0,0232	0,9164	0,9187
					50'	0,950	0,0321	0,9075	0,9098
					100'	0,997	0,0363	0,9033	0,9056
					45000"	1,081	0,0452	0,8944	0,8966
					115000"	1,102	0,0473	0,8923	0,8945

Napetost σ_1	Čas				Odčitek na mikrometru [mm]	Deformacija u [cm]	Višina por $h_p = h_{p_0} - u$ [cm]	Količnik por $e = \frac{h_p}{h_s}$	
	absolutno		relativno						
	[kPa]	datum	ura	min.					min. ali sek.
				186000"	1,120	0,0491	0,8905	0,8927	
$\sigma_1=400\text{kPa}$				5"	1,188	0,0068	0,8837	0,8859	
				15"	1,203	0,0083	0,8822	0,8844	
				30"	1,218	0,0098	0,8807	0,8829	
				1'	1,238	0,0118	0,8787	0,8809	
				2'	1,259	0,0139	0,8766	0,8788	
				5'	1,300	0,0180	0,8725	0,8747	
				10'	1,357	0,0237	0,8668	0,8690	
				20'	1,430	0,0310	0,8595	0,8617	
				50'	1,550	0,0430	0,8475	0,8496	
				100'	1,630	0,0510	0,8395	0,8416	
				25000"	1,718	0,0598	0,8307	0,8328	
				260000"	1,777	0,0657	0,8247	0,8269	
	$\sigma_1=200\text{kPa}$	razbremenitev			20'	1,768	-0,0009	0,8256	0,8277
	$\sigma_1=100\text{kPa}$				20'	1,680	-0,0078	0,8334	0,8355
$\sigma_1=50\text{kPa}$				20'	1,609	-0,0081	0,8415	0,8436	
$\sigma_1=20\text{kPa}$				20'	1,522	-0,0087	0,8502	0,8523	
$\sigma_1=0\text{kPa}$				20'	1,405	-0,0117	0,8619	0,8640	

STISLJIVOST IN VODOPREPUSTNOST

količnik por "e"

koeficient vodoprepustnosti k [cm/s]

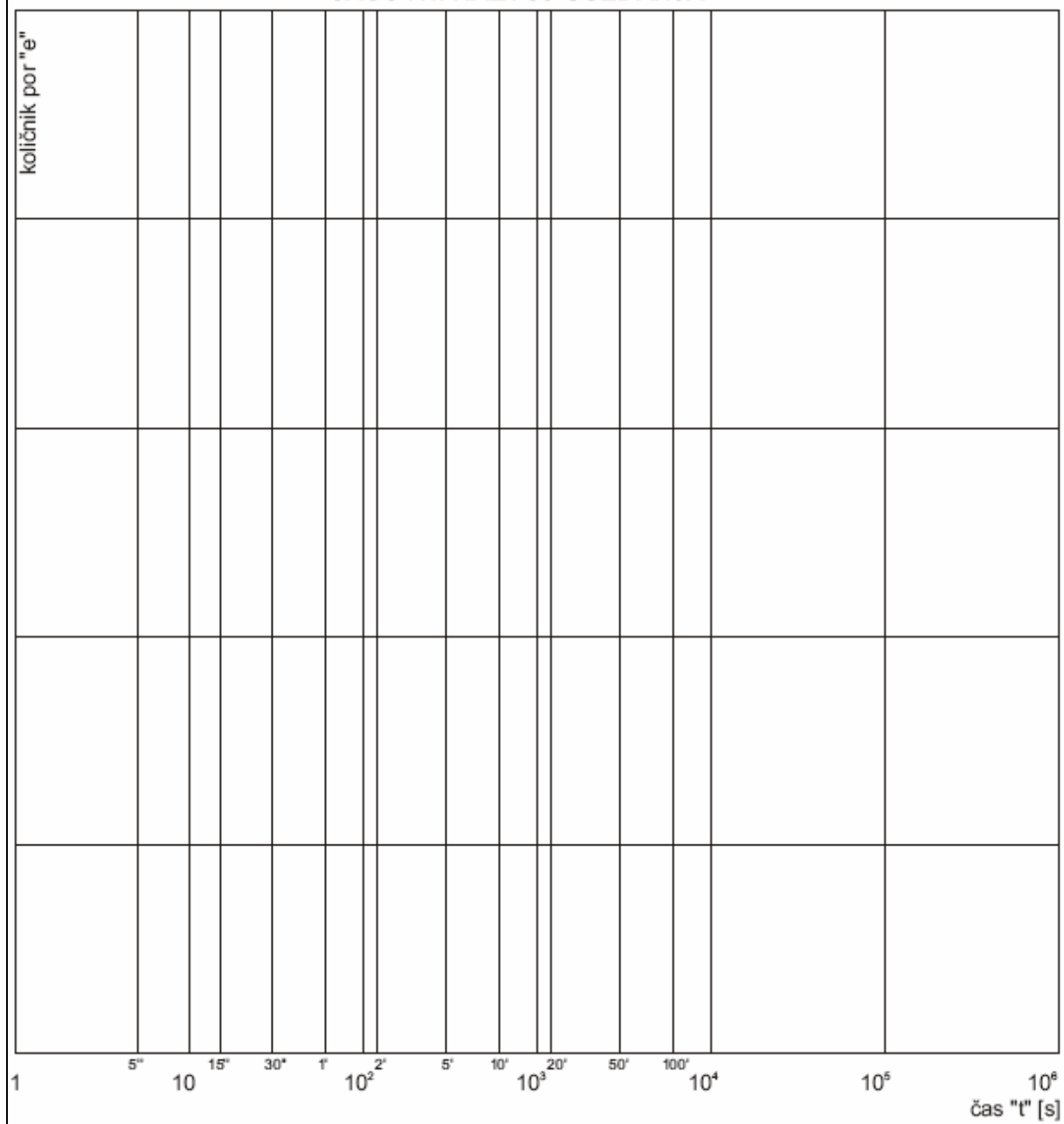
σ [kPa]

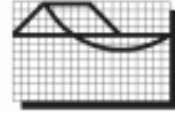
MODUL STISLJIVOSTI

$E_{\text{vod}} = M_v$ [kPa]

σ [kPa]

ČASOVNI RAZVOJ USE DANJA





ENOOSNA TLAČNA TRDNOST

Objekt : Dolgo Polje Zemljina : _____
 Vrtina : V - 3 Globina : 6.0 - 6.3 Naravna vlaga : _____

Podatki o vzorcu :

Višina h : 7.20 cm, Premer d : 3.605 cm, Prerez A : 10.207 cm², Volumen V : _____ cm³
 Masa vlažna : 150.52 g, Masa suha : 121.67 g, Gostota ρ : _____ g/cm³, Suha gostota ρ_d : _____ g/cm³

Datum:	Odčitek dinamometra	Oсна sila odč. x 0.41 $\frac{\mu\text{m}}{\text{N}}$	Deformacija vzorca	Specifična deformacija	Korigiran prerez	Normalna napetost
Čas:	odč. [μm]	F [N]	Δh [mm]	$\epsilon = \frac{\Delta h}{h}$	$A_1 = \frac{A}{1 - \epsilon}$ [cm ²]	$\sigma = \frac{F}{A_1}$ [kPa]
	490		0.50			
	810		1.00			
	1001		1.50			
	1075		2.00			
	1017		2.50			
	850		3.00			

Normalna napetost σ [kPa]



Skica porušitve :



Enoosna tlačna trdnost

$$q_u = \sigma_1 = \text{_____ kPa}$$

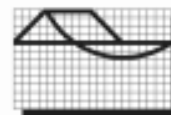
Kohezijska odpornost

$$c = \frac{\sigma_1}{2} = \text{_____ kPa}$$

Specifična deformacija ε [%]

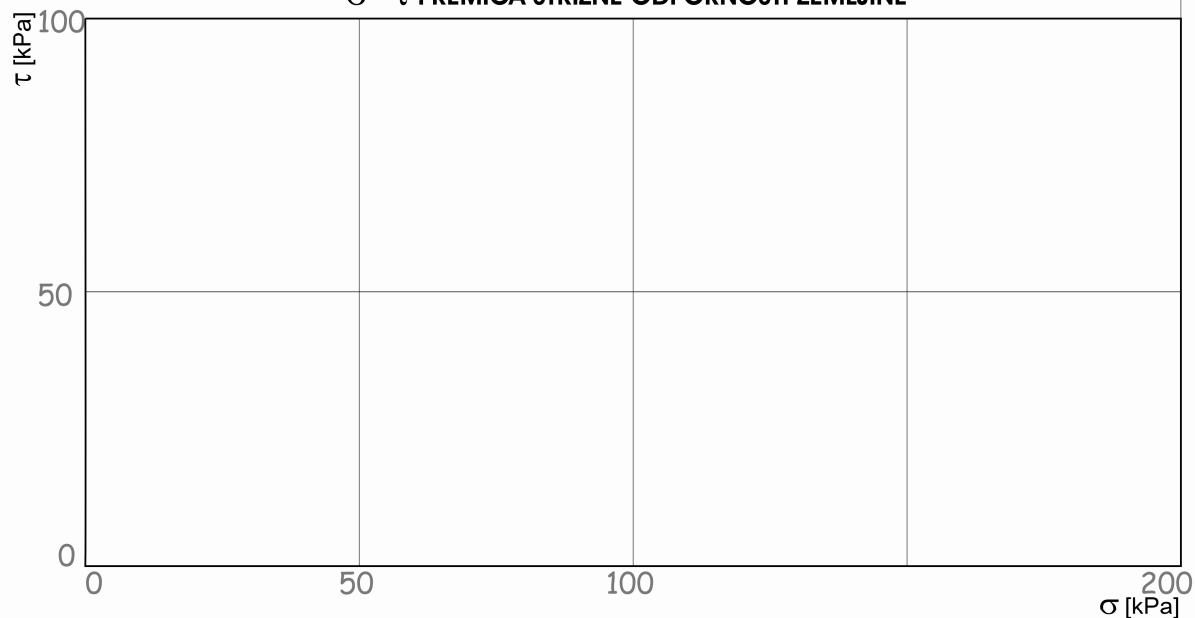
DIREKTNA STRIŽNA PREISKAVA

σ = 50 kPa					
Pomik	Odčitek na urici dinamometra	Dolžina strižne poskve ($l_s = 6 - \delta + \frac{\text{odč.}}{50000}$)	Površina strižne poskve ($A_s = 6 \times l_s$)	Sila v str. ploskvi (odč. x 0.36585)	Napetost v str. ploskvi ($\tau = \frac{F_s}{A_s}$)
δ [mm]	odč. [-]	l_s [cm]	A_s [cm ²]	F_s [N]	τ [kPa]
0.20	225				
0.40	308				
0.60	346				
0.80	381				
1.00	412				
1.20	439				
1.40	466				
1.60	490				
1.80	509				
2.00	520				
2.20	532				
2.40	540	5.7708	34.6248	197.55	57.06
2.60	542				
2.80	546	5.7309	34.3855	199.75	58.01
3.00	551				
3.20	558	5.6912	34.1470	204.14	59.78
3.40	560				
3.60	562	5.6512	33.9074	205.61	60.64
3.80	562				
4.00	562	5.6112	33.6674	205.61	61.07
4.20	561				
4.40	561	5.5712	33.4273	205.24	61.40
4.60	560				
4.80	558	5.5312	33.1870	204.14	61.51
5.00	555				
5.20	552	5.4910	32.9462	201.95	61.30
5.40	550				
5.60	551	5.4510	32.7061	201.58	61.64
5.80	555				
6.00	554	5.4111	32.4665	202.68	62.43
6.20	554				
6.40	554	5.3711	32.2265	202.68	62.89
6.60	552				
6.80	549	5.3310	31.9859	200.85	62.79
7.00	545				
7.20	540	5.2908	31.7448	197.56	62.23
7.40	538				
7.60	532	5.2506	31.5038	194.63	61.78
7.80	525				
8.00	515	5.2103	31.2618	188.41	60.27

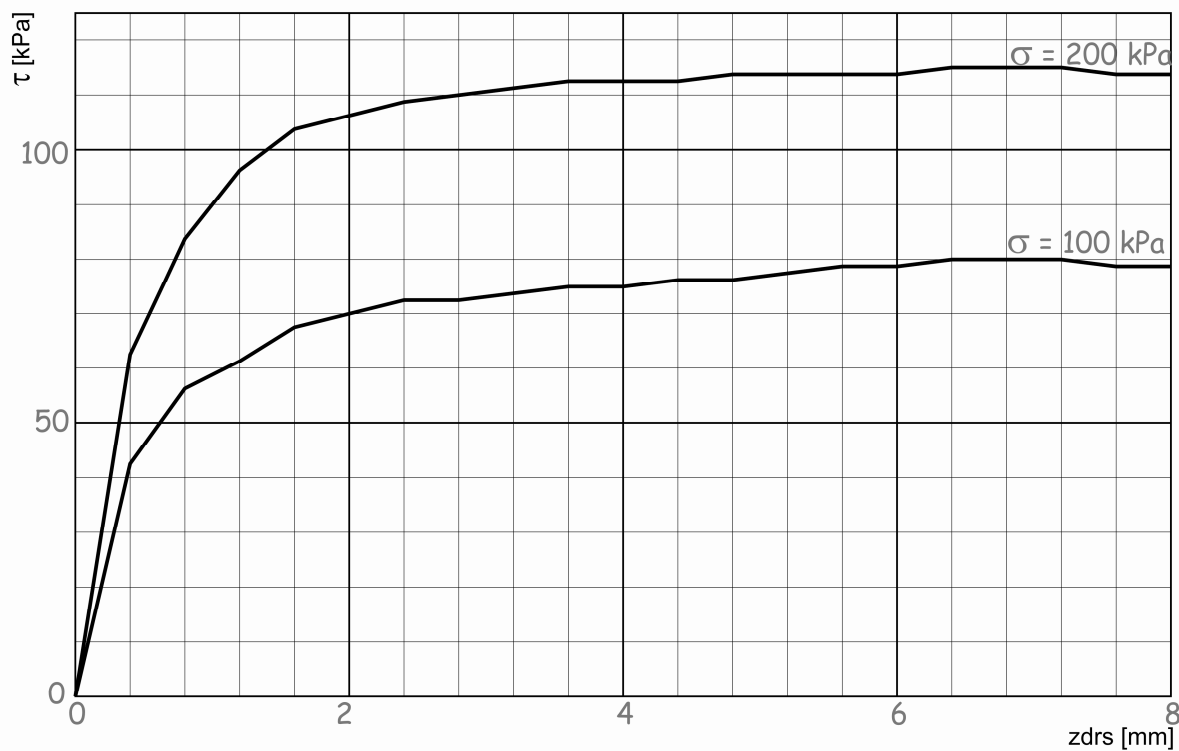


DIREKTNA STRIŽNA PREISKAVA

σ - τ PREMICA STRIŽNE ODPORNOSTI ZEMLJINE



POTEK ODVISNOSTI STRIŽNIH DEFORMACIJ IN STRIŽNIH NAPETOSTI



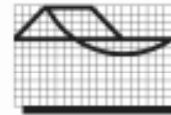
Objekt : Dolgo Polje Vrtina : V - 3 Globina : 6.0 - 6.3
 AC klasifikacija : _____ Vlaga pred preiskavo : _____ %
 Strižna hitrost : 0.18 mm/min Vlaga po preiskavi : _____ % _____ % _____ %

ROTACIJSKA STRIŽNA PREISKAVA

dobimo iz premera obroča

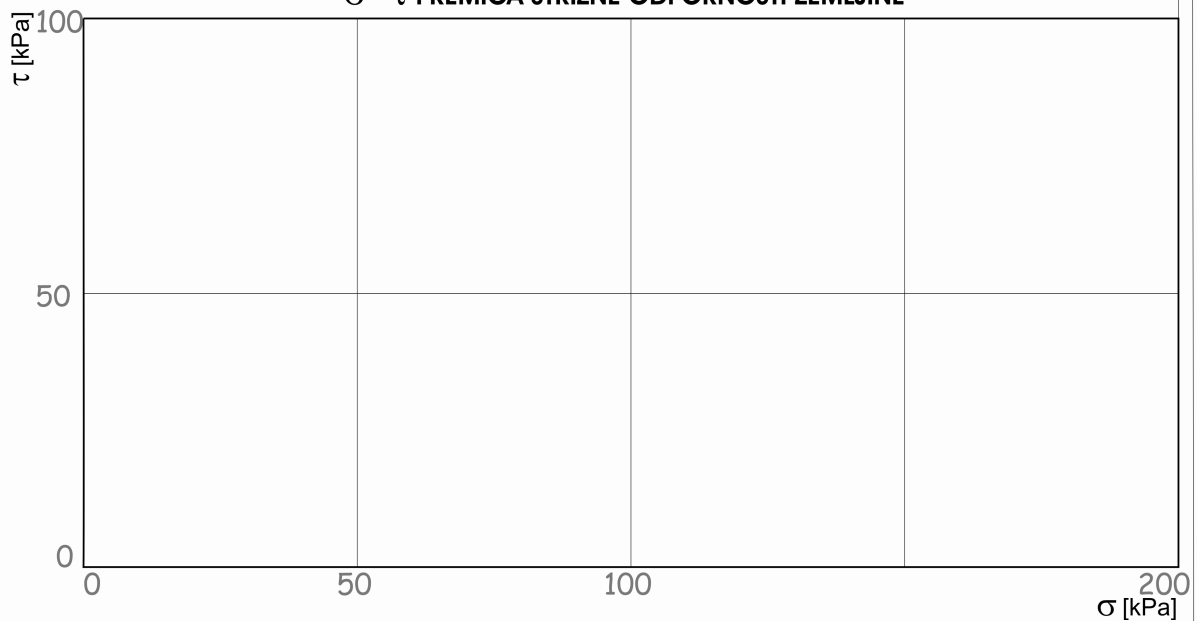
$$zdrs[^\circ] = \text{odčitek na mikrometru} \times 0.0001802$$

		$\sigma = 50 \text{ kPa}$ $\tau = \frac{\Delta T \times \sigma}{40}$				$\sigma = 100 \text{ kPa}$ $\tau = \frac{\Delta T \times \sigma}{40}$				$\sigma = 200 \text{ kPa}$ $\tau = \frac{\Delta T \times \sigma}{40}$			
Datum :		APARAT 3				APARAT 2				APARAT 1			
		ZDRSKI			USEDKI	ZDRSKI			USEDKI	ZDRSKI			USEDKI
Ura :	τ	ΔT	Odčitek na mikrometru	Lok		ΔT	Odčitek na mikrometru	Lok		ΔT	Odčitek na mikrometru	Lok	
			μ	$^\circ$	μ	μ	$^\circ$	μ	μ	$^\circ$	μ		
0		0	0			0	0			0	0		
5'		1	115			1	47			1	20		
10'		2	246			2	120			2	298		
15'		3	341			3	180			3	438		
20'		4	448			4	258			4	617		
25'		5	558			5	350			5	850		
30'		6	617			6	436			6	889		
35'		7	729			7	529			7	1068		
40'		8	858			8	668			8	1471		
45'		9	1017			9	915			9	1862		
50'		10	1221			10	1112			10	1335		
55'		11	1428			11	1342			11	2820		
1 ^h		12	1690			12	1692			12	3538		
1 ^h 5'		13	1948			13	2062			13	4280		
1 ^h 10'		14	2265			14	2558			14	5268		
1 ^h 15'		15	2628			15	3161			15	6405		
1 ^h 20'		16	3019			16	3834			16	7567		
1 ^h 25'		17	3491			17	4700			17	9099		
1 ^h 30'		18	3980			18	5629			18		1.9	
1 ^h 35'		19	4431			19	6920			19		2.3	
1 ^h 40'		20	4841			20	8514			20		2.8	
1 ^h 45'		21	5358			21		2.0		21		3.9	
1 ^h 50'		22	5788			22		2.2		22			
1 ^h 55'		23	6488			23		2.8		23			
2 ^h		24	7182			24		3.1		24			
2 ^h 5'		25	8156			25		4.5		25			
2 ^h 10'		26	9210			26				26			
2 ^h 15'		27		1.9		27				27			
2 ^h 20'		28		2.0		28				28			
2 ^h 25'		29		2.7		29				29			
2 ^h 30'		30		3.5		30				30			
2 ^h 35'		31		4.4		31				31			
2 ^h 40'		32		5.6		32				32			
		33				33				33			
		34				34				34			
		35				35				35			

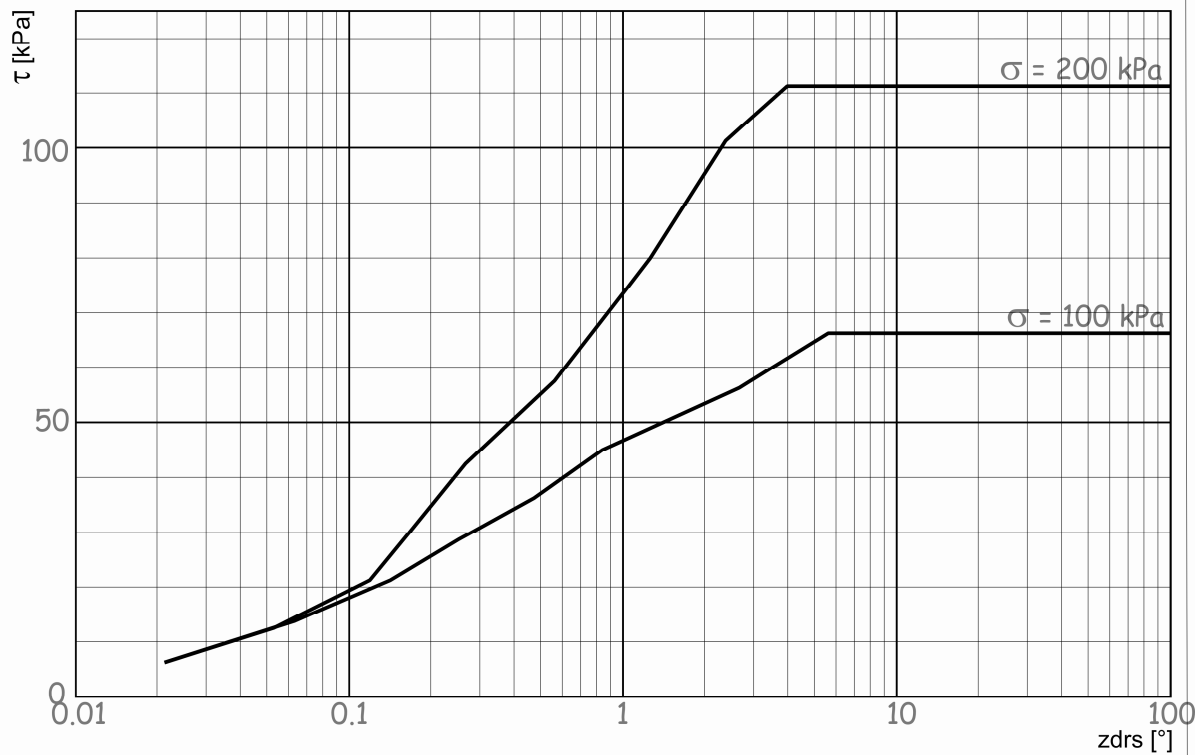


ROTACIJSKA STRIŽNA PREISKAVA

σ - τ PREMICA STRIŽNE ODPORNOSTI ZEMLJINE



POTEK ODVISNOSTI STRIŽNIH DEFORMACIJ IN STRIŽNIH NAPETOSTI



Objekt : Dolgo Polje Vrtina : V - 3 Globina : 6.0 - 6.3
 AC klasifikacija : _____ Vlaga pred preiskavo : _____ %
 Strižna hitrost : 5 min / ΔT Vlaga po preiskavi : _____ % _____ % _____ %

DOLOČITEV OPTIMALNE VLAGE IN GOSTOTE

DIN 18 127

ŠIFRA LABORATORIJA: KA-6/19 KA-6/19

DATUM PREISKAVE: 11.2.2006

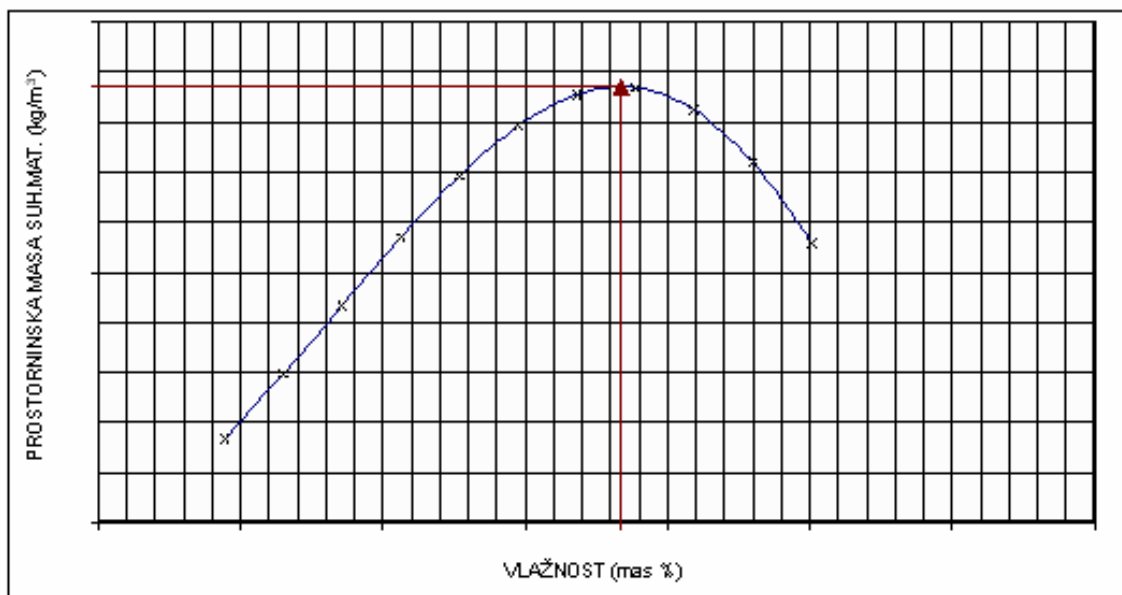
PROCTORJEV POSTOPEK : MPP

KALUP :

NABUALO :

Višina:	13,00 cm	Viš. nabijanja:	45 cm	Max. dov. zrno:	31,5 mm
Premer:	15,00 cm	Teža:	4,5 kg	Prevelika zrna:	0 mas %
Prostorn.:	2297 cm ³	Št. plasti:	5	Vlaga prev. zrn:	0 mas %
		Št. udar .plast:	59		

Poskus številka:		1	2	3	4	5	6
Vlažen material	(g)	4802	5076	5232	5284	5272	
Prostornina kalupa	(cm ³)	2297					
Prostorninska masa vlaž. mat.	(kg/m ³)	2,091	2,210	2,278	2,300	2,295	
Vlažen material	(g)	4802	5076	5232	5284	5272	
Suh material	(g)	4713	4931	5039	5024	4973	
Voda	(g)	89	145	193	260	299	
VLAŽNOST	mas %	1,89	2,94	3,83	5,18	6,01	
PROSTORNIN. MASA SUHEGA MAT.	(kg/m³)	2,052	2,147	2,194	2,187	2,165	



OPTIMALNA VLAŽNOST: 4,67 mas %

MAX. SUHA

PROSTORNINSKA MASA 2224 kg/m³

KORIG. OPT. VLAŽNOST: 4,67 mas %

KOR. MAX. SUHA

PROSTORNINSKA MASA 2224 kg/m³

IV.3 Terenske preiskave

Raziskovanje temeljnih tal običajno vključuje vzorčenje tal in laboratorijske preiskave na pridobljenih vzorcih tal.

Geotehnične preiskave izvajajo geotehničnimi inženirji ali inženirski geologi z namenom, da se pridobijo podatki o fizikalnih lastnostih tal in kamnin v vplivnem območju gradnje objekta, pri projektiranju zemeljskih del in temeljnih konstrukcij objektov ter za sanacije poškodb nasipov in konstrukcij nastalih pri naravnih nesrečah, ki jih povzročajo podzemni pogoji. Geotehnične preiskave vključujejo površinsko in podzemno raziskovanje terena. Včasih se za pridobitev podatkov o terenu uporabijo tudi geofizikalne metode. Raziskovanje temeljnih tal običajno vključuje jemanje vzorcev na terenu in laboratorijske preiskave na pridobljenih vzorcih tal. Površinsko raziskovanje lahko vsebuje geološko kartiranje, geofizikalne metode in fotogrametrijo; ali pa je lahko tako enostavno kot geotehnično strokovni ogled po mestu z namenom opazovanja fizikalnih razmer na terenu.

Za pridobitev informacij o razmerah v tleh pod površino je potreben točno določen postopek podzemnega raziskovanja. Metode opazovanja tal pod površjem, pridobivanje vzorcev in določanje fizikalnih lastnosti zemljin in hribin vključujejo izvedbo sondažnih jam oziroma jaškov (predvsem za iskanje nepravilnosti in drsnih ravnin), sondažnih vrtin ter »in situ« preiskav.

IV.3.1 Faznost preiskav

Preiskave tal se praviloma izvajajo fazno, odvisno od stopnje zahtevnosti objekta, zahtevnosti geološke zgradbe in drugih vprašanj, ki se pojavijo med planiranjem, načrtovanjem in izvajanjem gradnje.

Praviloma se ločeno izvedejo naslednje faze preiskav:

1. predhodne preiskave tal – preiskave za lociranje in idejno zasnovu objekta
2. glavne raziskave tal – preiskave za projektiranje in izvedbo
3. dopolnilne (kontrolne) preiskave

O vsaki fazi raziskav se izdelata ustrezno poročilo.

Predhodne preiskave tal

S predhodnimi preiskavami je potrebno pridobiti po količini in kakovosti ustrezne podatke, da je mogoče :

- oceniti splošno primernost lokacije,
- med seboj primerjati možne lokacije, če je to potrebno,
- preliminarno oceniti kategorije izkopa,
- izdelati projekt na nivoju idejne zasnove,
- podati preliminarno presojo vplivov na okolico, ki jih lahko povzroči načrtovana gradnja,
- izdelati program nadaljnjih preiskav za projektiranje in izvedbo.

Pomemben del predhodnih preiskav, ki se izvede pred začetkom preiskav na terenu, predstavlja pregled vseh obstoječih informacij o:

- geološki zgradbi tal,
- hidrogeoloških razmerah,
- potresni ogroženosti,
- obstoječih objektih na obravnavanem območju in
- pomembnih izkušnjah pri predhodnih gradnjah v prostoru predora.

O rezultatih predhodnih preiskav se izdelata poročilo. Poročilo mora vsebovati enaka poglavja kot končno geološko geotehnično poročilo, le da bo nivo obdelave primeren stopnji raziskanosti prostora. Dodatno je potrebno podati usmeritve za raziskave za fazo projektiranja in izvedbe.

Glavne preiskave tal - preiskave za projektiranje in izvedbo

Preiskave za projektiranje in izvedbo morajo glede kakovosti in obsega zbranih informacij o tleh omogočiti varno in racionalno projektiranje vseh segmentov in faz gradnje. Spoznanja te faze raziskav morajo omogočiti:

- natančno lociranje objekta,
- določitev kategorij izkopanih tal,
- izdelavo projekta za pridobitev gradbenega dovoljenja (PGD),
- izdelavo projekta za razpis (PZR) in projekta za izvedbo (PZI)
- izdelavo presoje vplivov na okolico, ki jih bo povzročila gradnja
- oceno uporabnosti izkopanega materiala za vgradnjo v nasipe.

Rezultati preiskav tal za projektiranje in gradnjo predora so zbrani v končnem geološko geotehničnem poročilu, katero mora vsebovati:

- opis objekta in lokacije,
- opis izvedenih preiskav,
- opis regionalne geološke zgradbe,
- podroben opis geološke zgradbe ožjega območja,
- vrednosti vseh relevantnih lastnosti posameznih vrst kamnin in zemljin,
- hidrogeološki opis območja gradnje,
- prognozo prvotnega napetostnega stanja v tleh,
- oceno potresne ogroženosti prostora
- opis tektonike,
- oceno vpliva gradnje (posedanje objektov, plazenje tal, presahnitev vodnih virov, ...),
- morebitne posebnosti (prisotnost nevarnih plinov, kavern, možnost vodnih vdorov...)
- grafične priloge (geološko karto, vzdolžni in prečni geološki in geotehnični prerezi,)
- potrebe po morebitnih nadaljnjih preiskavah in/ali opazovanjih.

Minimalne zahteve glede obsega preiskav po EC-7 za geotehnično kategorijo 2 (najbolj razširjena kategorija) so naslednje:

- Za večje objekte se predvidi mreža raziskav, obočajno na medsebojni razdalji 20 – 40 m. Pri tem je del vrtin ali sondažnih razkopov mogoče nadomestiti s penetracijskimi raziskavami in geofizikalnimi meritvami.
- Za točkovne in pasovne temelje je potrebno raziskati tla vsaj do globine, ki znaša 1 do 3 kratno širino temelja pod koto temeljenja. Vsaj del raziskav je potrebno izvesti še globlje, da je mogoč natančen izračun posedkov in opredeliti morebitne probleme s podtalnico.
- Za temeljno brano naj bo globina raziskav vsaj enaka širini temeljne brane, če nismo prej naleteli na hribinsko podlago.
- Pri temeljenju na pilotih je potrebno tla preiskati vsaj do globine petih premerov kola pod koto noge pilota, kar pa vselej ni dovolj.
- Pri skupini kolov je potrebno preiskati pod koto temeljenja vsaj še do globine manjše od obeh dimenzij skupine.
- Za nasipe in deponije je potrebno tla preiskati do globine, ki še pomembno prispeva k posedkom (do globine, pod katero bi dobili manj kot 10% celotnega pričakovanega posedka).
- Za vkope je potrebno tla preiskati vsaj še 40% globine vkopa pod dnom vkopa ali minimalno 2 m pod dnom vkopa.

Minimalne zahteve glede preiskav podtalnice so po EC-7 naslednje:

- Opazovanje nivojev podtalnice v vrtinah in piezometrih v rednih časovnih presledkih.
- Ugotoviti je potrebno morebitne arteške pritiske podtalnice in posebnosti kot so zaprti vodonosniki in nihanja zaradi plimovanja.
- Pri načrtovanju globokih vkopov (gradbenih jam) je potrebno zaradi nevarnosti hidravličnega loma tal preiskati tla vsaj do dvakratne globine vkopa, pri zemljinah z nizko prostorninsko težo pa še globlje.

Preiskave morajo vsebovati še pregled morebitnih vplivov iz okolja na gradnjo in obratno (erozija, zmrzovanje, preperevanje, spreminjanje nivoja podtalnice, poplavnost področja, prisotnost plinov v tleh, potresna ogroženost, vpliv na sosednje objekte).

V slučaju gradnje na hribinski podlagi je potrebno dodatno ugotoviti:

- Smer in kot vpada plasti in razpok
- Morebitno prisotnost prelomnih con
- Značilnosti diskontinuitet (razpok, plastovitosti), kot so: medsebojna razdalja, hrapavost, zapolnitev z drugimi materiali, prisotnost vode ...
- Morebitno menjavanje plasti hribin z različno trdnostjo.

Dopolnilne (kontrolne) preiskave

Med gradnjo, včasih pa že v fazi projektiranja se izvajajo še dodatna ali kontrolne preiskave z namenom, da:

- preverimo dejansko geološko zgradbo in lastnosti tal v primerjavi z napovedjo,
- se lahko pravočasno odločamo o spremembi kategorije izkopa,
- pravočasno ukrepamo v primeru možnih izrednih dogodkov ter večjih odstopanj od predvidevanj.

Obseg preiskav je potrebno prilagoditi stopnji predhodne raziskanosti območja in pričakovani zahtevnosti gradnje, ki je odvisna predvsem od naslednjih dejavnikov:

- zapletenosti litološke in tektonske zgradbe in lastnosti zemljin in kamnin,
- hidrogeoloških pogojev,
- velikosti prečnega prereza predora,
- razmerja med višino nadkritja in velikostjo predora,
- vrste rabe prostora v vplivnem območju gradnje predora,
- evidentiranih nestabilnih površin zlasti v območjih portalov in nizkih nadkritij.

Obseg preiskav se lahko podrobneje opredeli s projektno nalogo za izvedbo preiskav.

IV.3.2 Inženirsko geološke preiskave

Inženirska geologija je aplikacija geologije v reševanju različnih praktičnih problemov na področjih gradbeništva, rudarstva in drugih strok, pri posegih človeka v tla in odpravljanju posledic teh posegov. Zato so tudi preiskave, ki se vršijo v inženirski geologiji zelo različne in prilagojene vrstam problemov (geološko kartiranje, hidrogeološke, geofizikalne, geomehanske preiskave). Inženirsko geološke preiskave se vršijo na površju ali v globljih plasteh z beleženjem geoloških elementov in poudarkom na inženirsko geoloških pojavih.

Geološko kartiranje

Geološko kartiranje pomeni nanašanje geoloških elementov na topografsko osnovo, njen rezultat pa je geološka karta. Medtem, ko je bila sprva geološka karta res samo presečišče geoloških elementov z zemeljskim površjem, nam moderna geološka karta prikazuje tudi njihovo prostorsko razširjenost.

Kartiranje se vrši bodisi na površju terena na odkritih delih kamnin – izdankih ali pa v razkopih in na vzorcih, pridobljenih z vrtanjem v globlje dele litosfere. S pomočjo podatkov, ki jih geolog dobi pri kartiranju, sklepa na geološko zgradbo in strukturo ozemlja. Pomembno je, da se mesta izdankov, razkopov ali vrtin natančno označi s koordinatami, posebno še na mestih odvzema vzorcev.

V splošnem se pri geološkem kartiranju zbere sledeče podatke:

1. Topografske in morfološke – odnos topografije do litološke sestave ozemlja: erozija, denudacija, plazovi, vršaji, delte ...
 2. Opis kamnin – razlikuje se v odvisnosti od vrste kamnin in vključuje: ime, strukturo, teksturo, barvo, sijaj, krojitev, razpoke, stopnjo metamorfoze, diagenoze, popis fosilnih ostankov ...
 3. Ugotavljanje geoloških teles, ploskev, linij
- geološka telesa so rudna telesa, plasti, magmatska telesa, čoki...

- geološke ploskve so elementi geoloških teles kot na primer površine plasti, tektonske ploskve, ploskve osi gub ...
- geološke linije so osi gub, tektonske drse, tektonske osi...

Vse strukturne elemente se meri s pomočjo geološkega kompasa, s katerim se lego elementov določa glede na geografski koordinatni sistem.

Inženirsko geološka klasifikacija hribin

Na površju, kjer nastopajo pretežno zemljine in preperinski pokrov so to labilna območja, aktivni in fosilni plazovi, prelomi, erozijske grape, območja s povečano vlažnostjo, vodni izviri itd. Na mestih pojava hribin se poleg njihove geološke opredelitve v inženirski geologiji obravnava predvsem razpoke (mehanika hribin). Ponašanje hribin je namreč bolj odvisno od razpok kot sestave, saj od njih zavise trdnostni parametri, odločilni za stabilnost hribin.

Pri razpokah se opazuje sledeče faktorje:

- Orientacija razpok – v prostoru se določi z azimutom in vpadom padnice ploskve diskontinuitete
- Gostota razpokanosti – zabeleži se povprečna medsebojna razdalja med razpokami ali sistemi razpok
- Obseg (razširjanje v prostoru) – določiti je možno približno velikost prostorske razširjenosti posameznih razpok ali mrež razpok
- Hrapavost razpok – opiše se za vsako razpoko, mrežo ali sistem razpok
- Trdnost sten ob razpokah – zaradi preperevanja je trdnost sten ob diskontinuitetah lahko nižja od povprečne trdnosti kamnine
- Odprtost razpok – odprtost je pravokotna razdalja med stenami diskontinuitet
- Polnitev – predstavlja tisti material, ki se nahaja v razpokah in je ponavadi slabših lastnosti od kamnine
- Precejnost – je ali opazen tok vode skozi diskontinuiteto ali pa samo vlažnost
- Število sistemov (mrež razpok)
- Velikost blokov – velikost in oblika blokov je posledica orientacij razpok v prostoru in razdalj med njimi.

Inženirsko geološka klasifikacija hribin se razlikuje od geološke. Izdelana je na osnovi geomehanskih lastnosti in razpokanosti hribin na način, po katerem so te lastnosti številčno opredeljene po posameznih vplivnih faktorjih. Vsota ali produkt vrednosti faktorjev kategorizirajo kamnino v določeno skupino.

Inženirsko geološke klasifikacije so svojo uporabnost dobile šele v zadnjem času (po letu 1972), ko so raziskovalci spoznali, da hribine ne smejo obravnavati kot homogen medij. Večina klasifikacij je izdelana za objekte, ki se izvajajo v sami hribini (predori, zaklonišča, rudniki).

Najbolj uveljavljeni sta klasifikaciji po Bieniawskem in Bartonu.

Klasifikacija po Bieniawskem (RMR)

RMR klasifikacija je splošno uporabna v mehaniki hribin. Opredeljuje jo pet parametrov:

- Trdnost materiala - točkovni indeks, enoosna tlačna trdnost
- RQD – % jedra > 10 cm; vrtnanje mora potekati z diamantno krono in dvojnim jedrnikom
- Razdalja med razpokami
- Hrapavost in polnitev razpok
- Podzemna voda

Klasifikacijske parametre oziroma njihove vrednosti se določi po osnovni preglednici.

PARAMETRI		VREDNOST					
1	Trdnost intaktne hribine	Točkovni indeks	10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	Ni primeren
		Enoosna	250 MPa	100 – 250	50 – 100	25 – 50 MPa	5–25, 1-5, 1

		tlačna trdn.		MPa	MPa		MPa	
	Število točk	15	12	7	4	2	1 0	
2	RQD	90 – 100 %	75 – 90 %	50 – 75 %	25 – 50 %	< 25 %		
	Število točk	20	17	13	8	3		
3	Razdalja med razpokami	> 2,0 m	0,6 – 2,0 m	200–600 mm	60-200 mm	< 60 mm		
	Število točk	20	15	10	8	5		
4	Hrapavost in polnitev	Zelo hrapave razpoke, nezvezne stene se stikajo, nepreperle stene	Malo hrapave površine, razmak do 1 mm, delno preperle stene	Malo hrapave površine, razmak do 1 mm, močno preperle stene	Gladke ploskve, polnitev do 5 mm ali razmik 1-5 mm, zvezne razpoke	Mehko polnilo, polnitev > 5 mm ali razmik > 5 mm, zvezne razpoke		
	Število točk	30	25	20	15	0		
5	Podzemna voda	P_w na 10 m	ni	10 l / min	10-25 l / min	25-125 l / min	> 125 l / min	
		P_w / σ_1	0	0,0 – 0,1	0,1 – 0,2	0,2 – 0,5	> 0,5	
		Splošni pog.	Popolnoma suho	Vlažno	Mokro	Curljanje	Vodni tok	
		Število točk	15	10	7	4	0	

Končni seštevek točk opredeli kamnino v eno izmed petih grup:

Število točk	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Štev. grupe	I	II	III	IV	V
Opis	zelo dobra	dobra	srednja	slaba	zelo slaba

Poznavanje RMR vrednosti omogoča oceno pogojev odkopavanja podzemnih prostorov in potrebe po podpiranju sten. Omogoča tudi oceno strižnih karakteristik in modula deformacije hribin.

Klasifikacija po Bartonu (Q sistem)

Klasifikacijo je izdelal Norveški geotehnični inštitut na osnovi opazovanj 200 predorov. Izdelana je predvsem za predore in podzemne prostore. Temelji na šestih parametrih, ki so združeni v tri produkte kvocientov:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

- RQD rock quality designation faktor
 J_n faktor števila sistemov razpok
 J_r faktor hrapavosti razpok
 J_a faktor polnitve razpok
 J_w redukcijski faktor vpliva vode
SRF redukcijski faktor vpliva napetosti

Po tej klasifikaciji se kamnine delijo v 9 razredov od izjemno slabe hribine do izjemno dobre hribine.

Podobno kot pri RMR klasifikaciji se lahko s pomočjo Q klasifikacije oceni širino nepodprtega prostora, prav tako pa je glede na vrednost Q predpisan način podpiranja s sidri, mrežami in brizganim betonom.

IV.3.3 Pridobivanje vzorcev tal (sondažna dela)

Vrtine delimo v dve glavni skupini; velikega premera in majhnega premera. Vrtine velikega premera se redko uporabljajo zaradi varnostnih razlogov in stroškov, vendar se včasih uporabljajo, da geolog ali inženir na mestu samem vizualno in ročno preveri stratigrafijo zemljine in hribine. Vrtine z majhnim premerom se pogosto uporabljajo zato, da bi geolog ali

inženir pregledal zemljino ali kamnino, pridobil vzorce tal na večjih globinah in lahko izvedel preiskave. Vzorci tal se pridobijo bodisi v porušenem ali neporušenem (intaktnem) stanju, vendar porušeni vzorci niso resnično poškodovani. Porušen vzorec je tisti, v katerem se je struktura vzorca toliko spremenila, da preizkusi strukturnih lastnosti tal iz »in-situ« preiskav ne bodo reprezentativni, le lastnosti zrnivosti vzorca je mogoče natančno določiti. Neporušen vzorec je tisti, pri katerem je stanje vzorca dovolj blizu pogojem zemljine v »in-situ« razmerah, da omogoča preiskave lastnosti tal, ki se uporabijo kot aproksimativne lastnosti zemljine »in-situ«.

Namen sondiranja je, da se preišče sestav tal, določi globino podtalne vode in odvzame vzorce za laboratorijske preiskave.

Način sondiranja je odvisen od vrste problema, ki ga preiskujemo in zgradbe tal. Izdelamo lahko:

- sondažne vrtine
- sondažne jame, okna, rove

IV.3.3.1 Sondažne vrtine

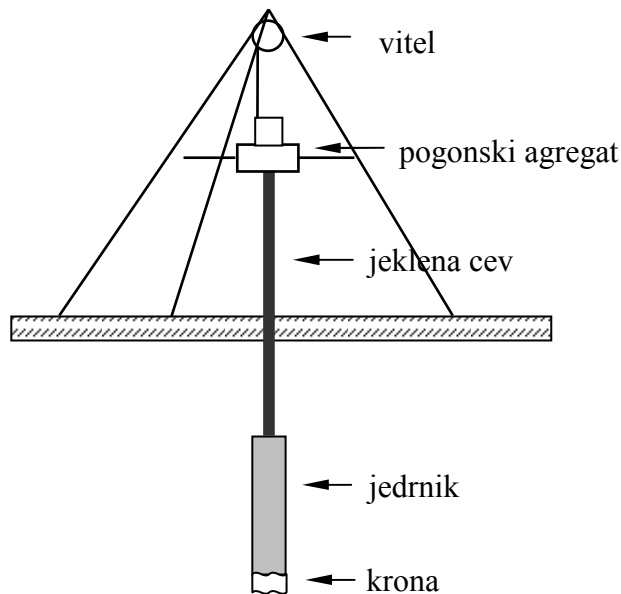
Vrtanje se lahko izvaja z ročno ali strojno vrtalno garnituro.

Ročna vrtalna garnitura se uporablja pri preiskavah do manjših globin (≈ 6 m) in na težko dostopnih mestih, kjer ni možen dostop z večjo garnituro.

Garnituro sestavlja tri nožni stolp z vitlom, pogonski agregat (ročni ali strojni), jeklene cevi ter vrtalni svedri, krone za vrtanje, noži za odvzem vzorcev ter ostala oprema za izvajanje in situ preiskav (sl. 5.1).

Vrtanje se izvaja po odsekih, ki so enaki dolžinam jedrnika. V jedrniku se zbira vzorec zemljine. Ko se napolni, se jedrnik potegne iz vrtine, iz njega odstrani vzorec in sproti sortira po globinah v posebne zaboje dolžine 1 m.

V nekoherentnih tleh lahko dobimo samo porušene vzorce, ki služijo za klasifikacijske preiskave ker je njihovo gostotno stanje povsem spremenjeno. V vezljivih (koherentnih) zemljinah se vzorci lahko odvzamejo s posebnim cilindrom (sl. 5.2), ki ga postopno vtiskamo v zemljino na dnu vrtine ter ga nato s posebnim hidravličnim vitlom postopno izvlečemo. V tem primeru dobimo intakten vzorec zemljine.



Slika IV.38. Ročna vrtalna garnitura.



Slika IV.39. Valj za odvzem intaktnih vzorcev.

Strojna vrtalna garnitura se uporablja pri vrtanju do večjih globin in v težjih zemljinah (kamninah). Takšne garniture imajo v primerjavi z ročnimi več strojne, predvsem hidravlične opreme tako, da so ročna opravila skoraj nepotrebna. Lahko so samohodne (na gosenicah) ali pa jih premikamo s tovornjaki (sl. 5.3).

Vrtanje se lahko izvaja v več smereh. Poteka postopno, ker je potrebno jedra zemljin sproti izvlačiti in sortirati v naprej pripravljene zaboje. Dolžina posameznih odsekov vrtanja je odvisna od vrste zemljin in namena vrtanja. Pri geotehničnih raziskavah so te dolžine največ 1 m v vezljivih in 2 m v nevezljivih zemljinah.

Kadar obstaja nevarnost zaruševanja (peski, prodi) ali stiskanja (razmočene vezljive zemljine), je potrebno vrtino sproti oblagati z jeklenimi cevmi, katerih premer je večji od premera vrtine.

Vrtanje poteka v zemljinah praviloma brez vode, »na suho«, v hribinah pa je potrebno v vrtino dovajati vodo za hlajenje vrtalne opreme (krona).

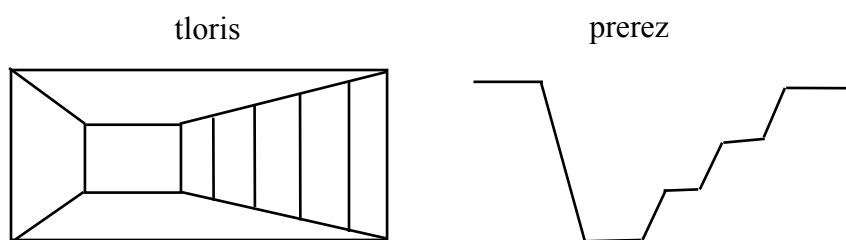
Potek in pogoje vrtanja se za vsako posamezno vrtino vpiše v vrtalno poročilo (naročnik del, oznaka vrtine, končna globina oz. globina na dan, sestav tal v posameznih globinah, pojav podtalne vode, spremljajoče raziskave v vrtini, vrtalno orodje, način vrtanja, imena izvajalcev, datum pričetka in končanja del, vremenske razmere, različne opombe).



Slika IV.40. Strojna vrtna garnitura.

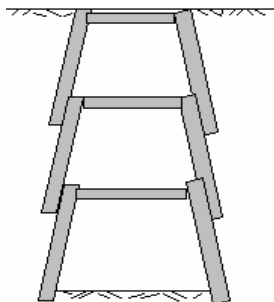
IV.3.3.2 Sondažne jame, okna, rovi

Sondažne jame se izdelajo v primerih, ko je potrebna globina preiskav manjša in nad nivojem podtalne vode. Prednosti sondažne jame v primerjavi z vrtino so v tem, da je pregled posameznih plasti zemljin dosti boljši, lahko pa odvezamo tudi poljubno število vzorcev različnih velikosti. Sondažne jame se lahko izkopljejo ročno ali strojno (sl. 5.4). Pri večjih globinah je potrebno izkop zavarovati.



Slika IV.41. Sondažna jama.

Sondažno okno ali vodnjak se izdelata v primeru, ko je globina preiskave večja (nad 4 m). V tem primeru je potrebno stene izkopa sproti oblagati in razpirati. V prisotnosti podtalne vode, je potrebno zagotoviti njeno sprotno črpanje. Vzorce v tem primeru odvezamo na dnu izkopa, prav tako pa se tam izvajajo tudi potrebne meritve. Takšen način raziskav je drag in zamuden, vendar nam nudi najboljše možnosti za oceno lastnosti temeljnih tal. Uporablja se pri gradnji zahtevnejših objektov (sl. 5.5).



Slika IV.42. Sondažno okno.

Sondažni podkopi - podzemni rovi se izvajajo pri preiskavah za zelo zahtevne objekte ter so namenjeni predvsem izvedbi terenskih meritev deformabilnosti, prepustnosti... na intaktnih zemljinah in hribinah.

IV.3.3.3 Meritve nivojev podtalnice

Ko pri sondiranju opazimo podzemno vodo, je potrebno to globino takoj zabeležiti (PPV – pojav podzemne vode). Po tem je potrebno nivo vode večkrat meriti v različnih časovnih presledkih, dokler se ne spreminja več. Ustaljen nivo imenujemo nivo podzemne vode (NVP). Razlika med PPV in NVP predstavlja hidrostatični tlak podzemne vode.

Če je potrebno opazovanje nivoja podzemne vode v daljšem časovnem obdobju, se vrtino opremi kot piezometer. V vrtino se vstavi perforirana zaščitna cev, ki preprečuje njeno zaruševanje in neoviran dotok vode. V območju perforacije, ki je lahko na različnih globinah vrtine, je potrebno izdelati filtrni sloj, ki preprečuje zamašitev odprtin. Piezometri so v principu naprave za merjenje tlaka vode v neki točki tal. V primeru, da se voda nahaja pod arteškim tlakom, je potrebno na vrhu piezometerske cevi postaviti manometer. Vrsta piezometrov in načini meritev so odvisni od prepustnosti zemljin. Za slabo prepustne materiale je potrebno vgraditi tanjše cevi (kapilare).

IV.3.3.4 Odvzem vzorcev

Tako iz sondažnih vrtin kot izkopov se lahko odvzamejo porušeni in intaktni vzorci.

Porušeni so tisti vzorci, katerih naravno stanje je bilo pri odvzemu porušeno. Neporušeni (intaktni) vzorci so odvzeti tako, da se njihovo naravno stanje ne spremeni (gostota, vlaga).

Porušene vzorce zemljin se iz vrtine odvzame z uvrtnjem, kamnin pa z nabijanjem. Intaktne vzorce se iz vrtine odvzame s posebnim cilindrom, ki ga počasi vtiskamo v zemljino na dnu vrtine ter ga nato s posebnim hidravličnim vitlom postopno izvlečemo.

V sondažnih jaških, razkopih ali oknih lahko intaktne vzorce odvzamemo v zato posebej izdelane cilindre različnih velikosti ali odvzamemo celoten blok zemljine.

Tako v primerih odvzema porušenih kot intaktnih vzorcev je potrebno le te zaščititi pred osuševanjem, zamrznjenjem in mehanskimi poškodbami. Najpogosteje se porušene vzorce zavije v plastične vrečke, intaktne pa v plastične cilindre - trda plastična cev enakega notranjega premera kot je vzorec ali pa parafinsko oblogo. V primeru odvzema intaktnih vzorcev v jaških, le ti ostanejo v kovinskih cilindrih, zaprtih s pokrovom in ovitih s plastično vrečko.

Vsak vzorec je potrebno označiti na mestu (ki je dobro vidno in istočasno zaščiteno) z osnovnimi podatki: oznako objekta, mestom odvzema (vrtina, jašek, oznaka), globino, datumom, imenom izvajalca sondažnih del. Transport vzorcev je potrebno izvajati previdno, da se intaktni vzorci ne porušijo.

Iz vrtin se pogosto odvzamejo vzorci vode za potrebe določitve njene kvalitete (npr. v območju podtalnice, ki se izkorišča kot pitna voda, za preverjanje onesnaženosti pri razlitjih raznih kemikalij, za kontrolo izcejnih vod iz deponij...). Kadar se odvzemajo vzorci vode v daljšem časovnem obdobju, se vrtine opremijo kot piezometri.

Vzorce je potrebno odvzeti v sterilizirane posode, na katerih mora biti označen objekt, lokacija, vrtina, čas in globina odvzema. Ker se nekatere lastnosti v vodi hitro spremenijo, je takoj po odvzemu potrebno izmeriti temperaturo zraka in vode, opisati vremenske razmere, določiti barvo, vonj, okus, bistrost vode ter izmeriti pH vrednost, odstotek raztopljenega kisika itd.

IV.3.3.5 Identifikacija vzorcev

Identifikacija vzorca pomeni opredelitev njegovih karakterističnih lastnosti. Klasifikacija je določanje vrste tal glede na lastnosti, opredeljene pri terenski identifikaciji in na osnovi rezultatov laboratorijskih preiskav.

Identifikacijske preiskave na terenu so:

- vizualno določanje velikosti zrn peska in proda (grušča),
- določitev deleža drobnih frakcij,
- s tresenjem in gnetenjem zemljine - glede na pojav vode na vrhu vzorca se določi stopnjo plastičnosti (npr. če se voda hitro pojavi in tudi hitro izgine imamo nizko plastično zemljino),
- preizkus plastičnosti – izdelava valjčka premera 3 mm pri vlažnosti na meji plastičnosti in glede na trdoto valjčka oceni stopnjo plastičnosti (npr. bolj trd – bolj plastičen),
- preizkus lomljenja – izdelava na zračno sušenem vzorcu, ki ga lomimo. Trdnost tal v suhem stanju pokaže stopnjo plastičnosti (npr. bolj trd - bolj plastičen),
- vonj in barva,
- preizkus s kislino HCl za določitev CaCO_3 .
- preizkus sijaja na zasekanem delu (z nožem) grude. Če je sijaj velik, je prisotna visoko plastična glina, motna površina kaže na nizko plastično glino.

IV.3.3.6 Geotehnični popis

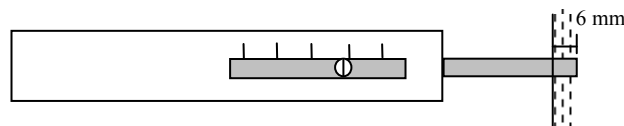
Geotehnični popis zemljin in hribin se izdelava na terenu na osnovi pregleda jedra vrtin ali izkopov. S pomočjo terenskih identifikacijskih preizkusov se materiali klasificirajo po globinah, v katerih se pojavljajo. Podatki geotehničnega popisa zemljin se po izvedenih laboratorijskih preiskavah odvzetih vzorcev dopolnijo.

IV.3.4 Penetracijske preiskave

V nekaterih materialih (nevezanih zemljinah) je težko ali nemogoče odvzeti intakten vzorec z običajnimi postopki. V primerih, če so tla sestavljena iz mešanih slojev zemljin, posamezni intaktni vzorci niso merodajni za oceno lastnosti celotne mase tal. Ti razlogi so povzročili razvoj različnih vrst penetracijskih preiskav, ki temeljijo na odporu tal pri prodiranju teles standardizirane oblike. Rezultate preiskav uporabimo za določitev trdnostnih in deformabilnostnih karakteristik. Penetracijske preizkuse delimo na dinamične in statične.

IV.3.4.1 Žepni penetrometer

Žepni penetrometer sestoji iz konusa, ki se vtisne v zemljino do označene globine (sl. V.6.a). Konus je povezan s kalibrirano vzmetjo, le ta pa s kazalcem na skali, ki pokaže uporabljeno silo za določeno globino vtiskavanja. Iz dobljene vrednosti se oceni konsistenčno stanje, enosna tlačna trdnost in nedrenirana strižna trdnost zemljine (preglednica V.1).



Slika IV.43.a. Žepni penetrometer.

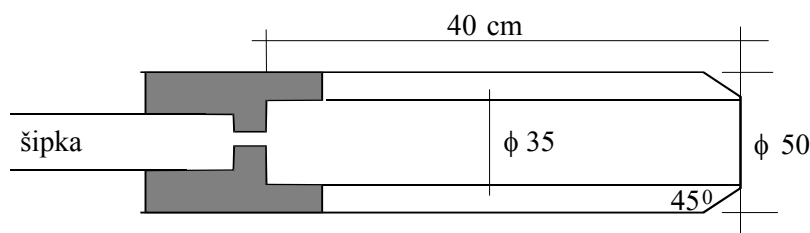
Preglednica V.1. Okvirne vrednosti enoosne tlačne trdnosti in nedrenirane strižne trdnosti glede na konsistenco materiala.

Konsistenca zemljine	Enoosna tlačna trdnost q_u (kPa)	Nedrenirana strižna trdnost c_u (kPa)
židka do lahko gnetna	0 – 25	0 – 12,5
lahko gnetna	25 – 50	12,5 - 25
srednje gnetna	50 - 100	25 - 50
težko gnetna	100 - 200	50 - 100
poltrdna	200 - 400	100 - 200

IV.3.4.2 Standardni penetracijski preizkus (SPT – Standard Penetration Test)

SPT je namenjen določevanju trdnostnih in deformabilnostnih karakteristik nevezljivih zemljin. V osnovi je preiskava namenjena določanju relativne gostote zemljin, preko empiričnih korelacij pa je mogoče oceniti tudi strižni kot, elastični modul, posedke temeljev, nosilnost tal, potencial likvifikacije in druge količine.

Preiskava se izvaja s pomočjo standardnega dinamičnega penetrometra. Pred preizkusom se zvrta vrtina do globine, v kateri želimo izvajati preizkus. Dno vrtine se nato očisti in prične z zabijanjem standardnega cilindra (noža – sl. V.6.b), ki je pritrjen na drog, v zemljino. Zabijanje poteka z utežjo mase 64 kg, ki prosto pada z višine 76 cm. Število udarcev, ki je potrebno, da se nož pogrezne pod dno vrtine za 30 cm, označuje število penetracije (N) obravnavane zemljine. V primeru, da je število udarcev $N > 60$, potem nam posedek pri 60 udarcih noža označuje penetrabilnost (npr. 20 cm/60 ud.).



Slika IV.43.b. Nož dinamičnega penetrometra.

V osnovi je SPT namenjen preiskavi peščenih zemljin, vendar ga lahko uporabljamo tudi v prodih ali gruščih. V tem primeru moramo nož zamenjati z 60° polno konico premera 51 mm in vrednosti reducirati po izrazu: $N = 0,75 N_{\text{merjeno s konico}} (\kappa)$.

Interpretacija rezultatov SPT temelji na empiričnih korelacijah. Različni avtorji so uporabljali različne korekcije števila udarcev in prišli do empiričnih zvez med fizikalnimi parametri in tako korigiranim številom udarcev. Pri uporabi vsake empirične zveze je potrebno posebej preveriti, katere korekcije so uporabljali avtorji.

Skladno z EC-7 se korekcija števila udarcev določi iz relacije:

$$N_{60} = N * k_{60} * \kappa * \lambda * C_N$$

N_{60} = število udarcev, korigirano na 60% teoretične energije

N = merjeno število udarcev za penetracijo 30 cm

k_{60} = korekcijski koeficient prenosa energije – razmerje med dejansko prenešeno energijo in 60 % teoretične potencialne energije za predpisan SPT sistem (zabijalni sistem)

κ = korekcija zaradi uporabe konice namesto noža

λ = korekcija zaradi dolžine drogovja

C_N = koeficient napetosti v zemljini, prekonsolidacije in gostote

$(N_1)_{60}$ = število udarcev, korigirano na 60% teoretične energije in na efektivni vertikalni tlak $\sigma'_v = 100$ kPa ($C_N = 1$)

IV.3.4.3 Dinamični penetracijski preizkus (DPT – Dynamic Probing Test)

Naprava za izvajanje dinamičnega penetracijskega preizkusa je sestavljena iz kovinske konice, izostrene pod kotom 90° in pritrjene na kovinskem nastavku manjšega premera (sl. V.6.c). Konica z nastavkom se vtiska v zemljino z udarci uteži določene teže in višine pada, pri čemer se meri odpor pri vtiskanju konice. Preizkusi se lahko izvajajo neposredno v tleh ali sondažni vrtini. Nabijanje konice poteka s hitrostjo 15–30 udarcev/minuto brez presledkov. Merjenje odpora se izvaja običajno z štetjem udarcev pri ugrezku konice 10 cm ali 20 cm. Dvigovanje bata je lahko ročno (pri lahkih penetrometrih) ali strojno (pri težjih penetrometrih).

Za izvajanje dinamičnih penetracijskih preizkusov obstajajo različne naprave kot so lahki, srednji, težki in zelo težki penetrometri, razlikujejo pa se v dimenzijah posameznih sestavnih delov naprave in teži bata (količini energije zabijanja).

Preglednica V.2. Vrste penetrometrov.

	<i>Lahki</i>	<i>Srednji</i>	<i>Težki</i>	<i>Zelo težki</i>
Premer konice	3,57 cm	43,7	4,37 cm	51,0
Površina prereza konice – A	10,0 cm ²	10,0 cm ²	15,0 cm ²	20,0 cm ²
Premer nastavka	2,2 cm	3,2 cm	3,2 cm	3,2 cm
Masa nakovala	6 kg	18 kg	18 kg	30 kg
Masa bata – m	10 kg	30 kg	50 kg	63,5 kg
Višina pada bata – h	50 cm	50 cm	50 cm	75 cm

Rezultate DPT je najpogosteje potrebno korigirati glede na:

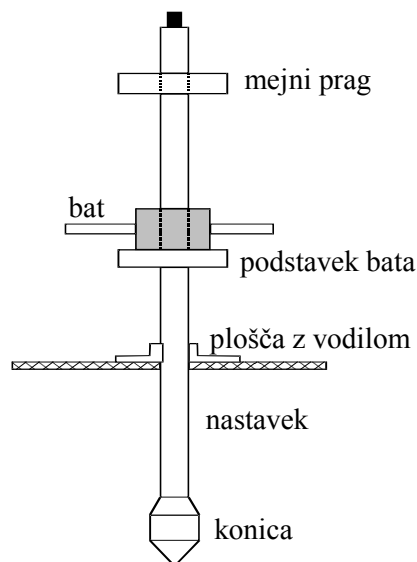
- dejanski prenos energije v drogovje,
- dejansko dolžino drogovja in trenje vzdolž palic,
- nivo talne vode – drobni in meljasti peski izkazujejo pod vodo znatno večji odpor proti penetraciji medtem ko grobozrnati peski izkazujejo manjši odpor,
- uporabo nestandardnega konusa.

Rezultate preizkusa lahko interpretiramo na dva načina:

- izražene z N_{10} (število udarcev N na globino 10 cm) za lahke, srednje in težke penetrometre in N_{20} za zelo težke penetrometre.
- Z določitvijo točkovnega odpora na enoto (r_d) ali dinamičnega točkovnega odpora (q_d) na osnovi sledečih izrazov:

kjer imajo oznake naslednji pomen:

r_d, q_d	... vrednost odpora (Pa)
m	... masa bata (kg)
g	... težnostni pospešek (m/s^2)
h	... višina pada bata (m)
A	... površina konice konusa (m^2)
e	... povprečno prodiranje (m/udarec)
m'	... celotna masa drogovja in nakovala (kg)



Slika IV.43.c: Naprava za izvajanje dinamičnih penetracijskih preizkusov.

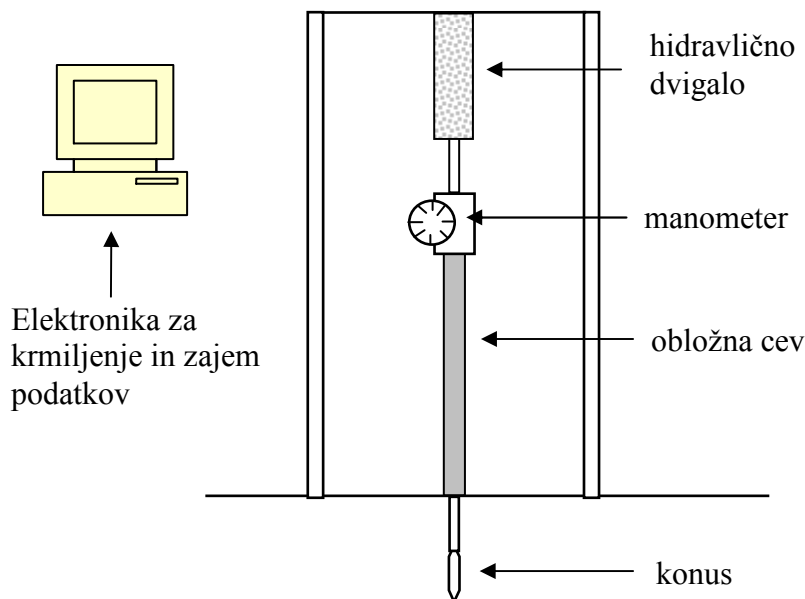
IV.3.4.4 Statični penetracijski preizkus (CPT – Cone Penetration Test)

Statični penetracijski preizkus se izvaja praviloma v vezljivih zemljinah, lahko pa tudi nevezljivih, manj gostih materialih. Namenjen je klasifikaciji zemljin, določevanju slojevitosti, trdnostnih in deformabilnostnih karakteristik ter prepustnosti tal.

Aparat je sestavljen iz okvirja za vtiskavanje in izvlačenje cevi in konice, debelejšje cevi in tanjše cevi s konico in elektronike za krmiljenje preiskave in zajem podatkov (sl. V.6.d). Konica z nastavkom se vtiskuje v tla s statično silo, ki se proizvaja s pomočjo hidravličnega ali mehničnega dvigala. Hitrost vtiskovanja konice v tla je konstantna: 2 cm/s. Pri preiskavi merimo odpor tal proti prodiranju konice (q_c - kPa) in trenje na obodu obložne cevi merilne konice (f_s - kPa) ob plašču.

Preiskava poteka v naslednjih fazah:

- vtiskavanje konice v tla za 10 cm
- vtiskavanje obložne cevi za 10 cm
- vtiskavanje obložne cevi in konice za 10 cm



Slika IV.43.d. Naprava za izvajanje konusnega penetracijskega preizkusa.

Elektronski zajem podatkov omogoča praktično zvezno spremljavo odpora proti penetraciji, odpora ob plašču in porednega tlaka v primeru, ko preiskavo izvajamo s t.i. piezo-konusom. Meritve porednih tlakov se izvajajo na dva načina: kontinuirano med prodiranjem konice ali v izbrani globini v stanju mirovanja drogovja – beleži se časovni razvoj porednih tlakov, postopek pa imenujemo »Dissipation Test«

Rezultati statične penetracije se ponavadi prikažejo v dveh diagramih:

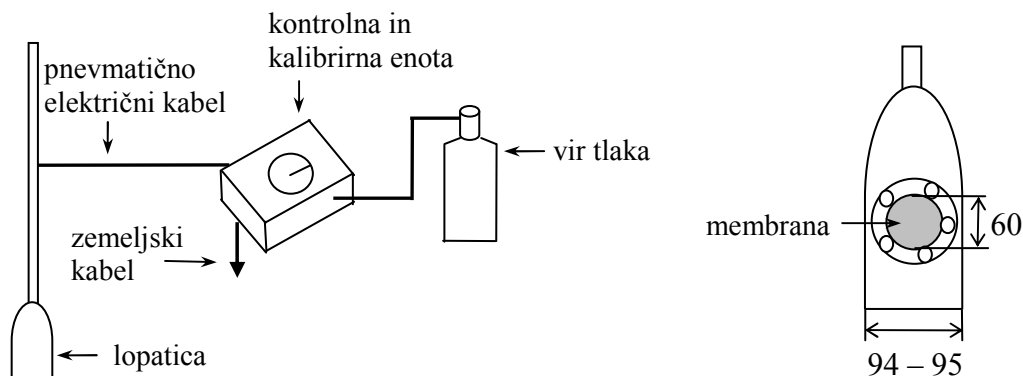
- diagram odpora konice v odvisnosti od globine
- diagram trenja na obodu obložne cevi merilne konice v odvisnosti od globine

CPT je primeren predvsem kot dopolnilna preiskava, saj ne daje neposredno mehanskih parametrov zemljin. Prednost te preiskave je, da dobimo *zvezen profil merjenih količin*, ki jih lahko nato povežemo z rezultati drugih terenskih in laboratorijskih preiskav.

IV.3.4.5 Ploskovni dilatometrski preizkus (DMT – Flat Dilatometer Test)

Napravo sestavlja kontrolna in kalibrna enota, pnevmatično električni in zemeljski kabel, potisne palice, vir tlaka in lopatica (dilatometrski sonda), ki ima na eni strani krožno jekleno membrano (sl. V.6.e).

Lopatico s (kalibrirano) tanko raztegljivo krožno jekleno membrano enakomerno potiskamo vertikalno v zemljinu s hitrostjo prodiranja od 10 do 30 mm/sek. Na izbrani globini nato določimo kontaktni tlak med zemljinu in membrano, ko je membrana poravnana z lopatico in nadalje tlak, ki deluje, ko pomik centralnega dela membrane doseže 1,1 mm. Lopatico nato potisnemo naprej na naslednjo preizkusno globino ali pa jo izvlečemo na površino.



Slika IV.43.e. Ploskovni dilatometer, lopatica.

Rezultate preizkusa lahko interpretiramo z uporabo ustaljenih korelacij za določitev slojevitosti, deformacijskih lastnosti nekoherentnih in koherentnih zemljin, napetostnega stanja v tleh in nedrenirane strižne trdnosti koherentnih zemljin. Z analitičnimi metodami lahko določimo nosilnost plitvih in globokih temeljev ter posejke plitvih temeljev.

IV.3.5 Krilna sonda

Preiskava služi za določitev strižnega odpora posameznih slojev zemljin na terenu (in situ). Rezultate teh preiskav primerjamo z rezultati laboratorijsko preiskane strižne trdnosti, ki so zaradi možnosti porušitve vzorca večkrat vprašljivi. Meritev lahko izvajamo na dnu vrtine ali povsem ločeno od vrtine.

Naprava sestoji iz dveh, pravokotno nameščenih plošč, pritrjenih na nastavek. Širina plošč (D) je takšna, da se lahko naprava neovirano spušča in dviga skozi obložne cevi pri vrtanju, višina pa je $H = 2,0 D$. Za mehke zemljine je $D \times H = 100 \times 200$ mm, za gostejše pa 40×80 mm. (sl. V.7.)

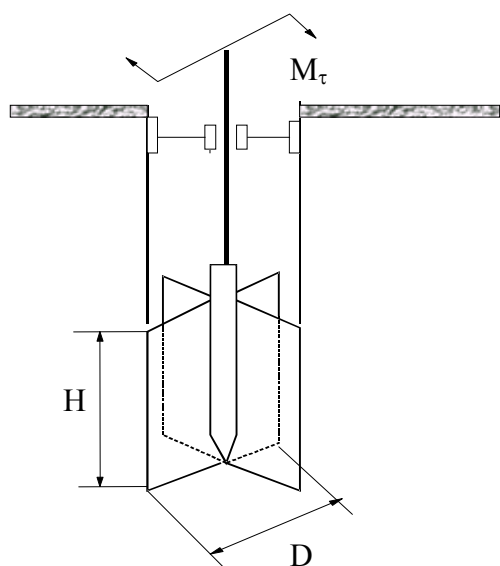
Preizkus se izvaja tako, da se najprej izvrti vrtina ali izvede sondažni izkop do želene globine, nato pa se na sondažni aparat namesto svedra pritrdi nastavek s krili. Spusti se na dno vrtine ali jaška in s konstantno hitrostjo 20 mm/s vtisne v tla ali pod dno vrtine (jaška). S konstantno hitrostjo 6 do $12^\circ/\text{min}$ torzijsko vrtimo krilca in merimo torzijski moment. Najvišja odčitana vrednost momenta predstavlja vrhunsko strižno trdnost τ_{uMax} . Tako dobljena strižna trdnost je, zaradi relativno hitre preiskave, nedrenirana strižna trdnost.

Plašč sonde:
$$M_{\tau_1} = \pi D H \frac{D}{2} \tau_u$$

Dno in vrh sonde:
$$M_{\tau_2} = 2\pi \frac{D^2}{4} \frac{D}{3} \tau_u = \pi \frac{D^3}{6} \tau_u$$

Skupaj:
$$M_\tau = M_{\tau_1} + M_{\tau_2} = \pi \left(D H \frac{D}{2} + \frac{D^3}{6} \right) \tau_u$$

Tipska sonda ($H=2D$):
$$M_\tau = \pi \frac{7D^3}{6} \tau_u \Rightarrow \tau_u = 0,273 M_\tau / D^3$$



Slika IV.44. Preizkus s krilno sondo.

Po prvotni porušitvi lahko zemljino s 5 do 10 hitrimi obrati sonde pregetemo in določimo rezidualno strižno trdnost τ_{uR} . Razmerje med vrhunsko in rezidualno nedrenirano strižno trdnostjo je definirano kot občutljivost zemljin $S = \tau_{uMax} / \tau_{uR}$.

Pri vrednotenju rezultatov je potrebno upoštevati korekcije glede na mejo židkosti, indeks plastičnosti in vertikalni tlak. Kadar na isti vrtini izvajamo več testov, mora biti razdalja med dvema testoma vsaj 0,5 m. Dve vertikali pa morata biti med seboj oddaljeni najmanj 2,0 m.

Za hitro oceno nedrenirane strižne trdnosti se na terenu ali v laboratoriju uporablja žepna krilna sonda. Meritev izvedemo tako, da merilno razdelbo na sondi postavimo v izhodiščni položaj ($c_u = 0$), vtisnemo krilca v celoti v gladko pripravljena tla ali vzorec zemljine, počasi torzijsko vrtimo sondo do porušitve in odčitamo izmerjeno vrednost. Običajno je sonda opremljena z različnimi krilci, ki omogočajo izvedbo meritev v mehkih (večja krilca) in trših zemljinah (manjša krilca).

IV.3.6 Presiometer

Meritve s presiometrom uporabljamo za določitev elasto – plastičnih karakteristik zemljin in hribin in-situ. Preiskava je zlasti priporočljiva takrat, ko odzem intaktnih vzorcev ni mogoč.

Presiometer je sestavljen iz treh glavnih delov (sl. V.8.a):

- kontrolne enote, ki obsega izvor tlaka in sistem za zajemanje podatkov
- kablov in cevi, ki služijo za povezavo kontrolne enote s sondo
- sonde

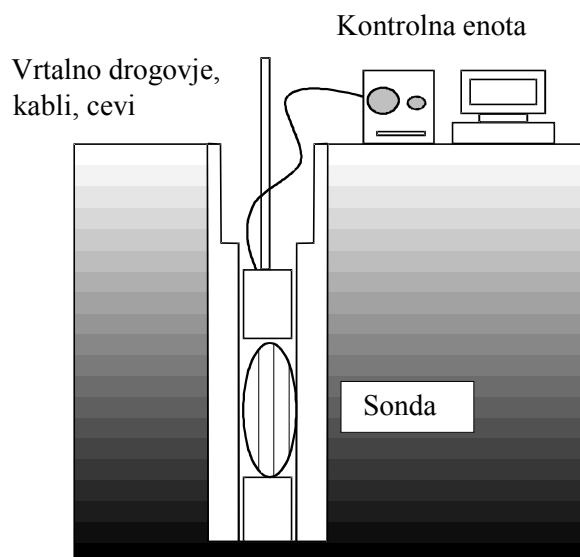
Kontrolna enota je nameščena na terenu, blizu vrtine, njena funkcija pa je nadzor in prikaz širitve sonde. Širitev sonde se izvaja z večanjem tlaka ali volumna v prirastkih preko kontrolne enote. Sočasno se izvaja merjenje spremembe volumna merilne celice. Izvor tlaka je jeklenka s stisnjenim plinom. Dotok vode iz cilindričnega rezervoarja v merilno celico se meri z volumetrom.

Kabli služijo za prenos v sondi izmerjenih podatkov, ki se zapisujejo v kontrolni enoti. *Cevi* med kontrolno enoto in sondo so potrebne, da lahko voda in plin nemoteno potekata od ene k drugi.

Presiometriška sonda je sestavljena iz treh celic, merilne in dveh varovalnih. Med seboj jih povezuje jeklena palica, ki jo lahko podaljšamo in omogoča spuščanje sonde v poljubno globino vrtine. Na sondo so pritrjene cevi za dovod vode oz. plina v sondo. Ponavadi se za izvajanje pritiska na zemljino in merjenje spremembe volumna uporablja voda. Ta voda je v raztegljivi neprepustni membrani iz gume, ki se pri obremenitvi nasloni na stene vrtine.

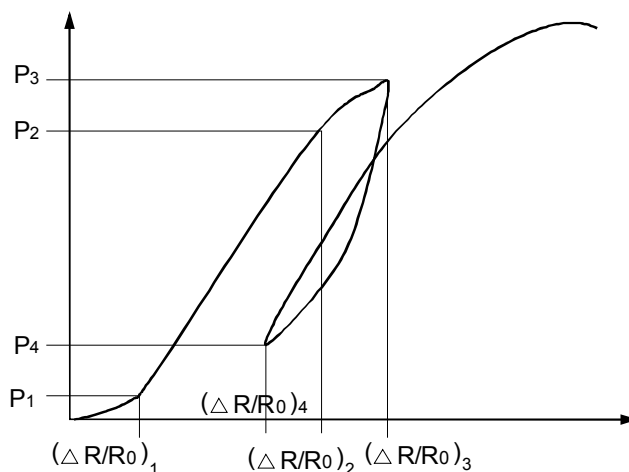
Gumijasta membrana nudi zadostno raztegljivost tako, da zagotovi enoten pritisk sonde na stene vrtine. Da pa zagotovimo pravilni potek širjenja merilne celice, ima le ta na svoji zgornji in spodnji strani še varovalni celici, ki sta enaki merilni in sta lahko napolnjeni z vodo ali plinom. Ker je pritisk v varovalnih celicah enak pritisku v merilni celici, to preprečuje spremembo dolžine merilne celice in blaži učinke njene končne dolžine, saj prisotnost varovalnih celic pomeni obremenitev večje dolžine vrtine. Zaradi tega se v zemljini okoli vrtine vzpostavi ravninsko deformacijsko stanje.

Sonda je bistvo presiometra, saj preko nje neposredno obremenimo zemljino in z nameščenimi merilci pomikov oz. iz sprememb volumna, merimo odziv zemljine.



Slika IV.45.a. Oprema presiometra, značilna za vse tipe.

Tipi presiometrov: prvotni presiometer je bil zasnovan za raziskovanje mehkih do srednje trdih zemljin. Danes pa je s tehnološkim napredovanjem možno raziskati praktično vse zemljine, celo kompaktno hribine. Izbira uporabljenega tipa presiometra temelji na tehničnih značilnostih aparature kot sta občutljivost in natančnost. Dimenzije presiometra so razmeroma majhne in sicer se velikost premera giblje od 44 mm do 58 mm, dolžina merilne sonde od 21 cm do 36 cm, kar je enako dolžini ene varovalne sonde. Za različne primere v praksi obstajajo tudi sonde večjih oz. manjših dimenzij. Presiometrična preiskava poteka z večkratno obremenitvijo in razbremenitvijo sten vrtine. Obremenjujemo jo z enakimi prirastki tlaka ali (redkeje) z enakimi prirastki volumna. Rezultat presiometričnega preizkusa je diagram, ki prikazuje odnos med spremembami tlaka in volumna ali polmera sonde (sl. V.8.b).



Slika IV.45.b. Obremenilno razbremenilna zanka med potekom presiometričnega preizkusa.

p_1 = tlak na začetku linearno elastičnega dela krivulje pri spremembi radija $(\frac{\Delta R}{R_0})_1$

p_2 = tlak na koncu linearno elastičnega dela krivulje pri spremembi radija $(\frac{\Delta R}{R_0})_2$

R_0 = začetni radij

Iz presiometrične krivulje lahko izvednotimo:

- elastični (presiometrični) modul E_0 , ki ga izračunamo iz naklona linearnega dela presiometrične krivulje,
- modul ponovne obremenitve E_R ,
- mejo elastičnosti p_Y
- mejni tlak, ki ga odčitamo iz krivulje (tlak pri podvojenem volumnu sonde),
- učinkoviti mejni tlak $p_L^* = p_L - \sigma_{H0}$,
- koeficient mirnega zemeljskega pritiska k_0
- strižni modul $G = E/2(1 + \nu)$.

Rezultati presiometrične preiskave omogočajo izračun nosilnosti in posedkov plitvih temeljev ter horizontalno in vertikalno obremenjenih pilotov, izračun mejne obtežbe in dimenzij veznega dela injektiranih sider, določitev aktivnih in pasivnih zemeljskih pritiskov pred in za podpornimi konstrukcijami, omogočajo kontrolo zbitosti izboljšanih zemljin in gruščnatih kolov, dimenzioniranje zgornjih slojev voziščnih konstrukcij itd.

IV.3.7 Preizkusne obremenitve tal

IV.3.7.1 Statični preizkus s krožno ploščo

Postopek s krožno obremenilno ploščo in statičnim obremenjevanjem se predvsem v cestogradnji uporablja za določanje:

- modula stisljivosti M_E po švicarskem postopku
- deformacijskih modulov E_{V1} in E_{V2} po nemškem postopku

Osnova za določanje navedenih modulov je razmerje med razliko specifičnih obremenitev Δp in ustreznih posedkov Δs , ki izhaja iz Boussinesqove teorije za homogen, elastičen, izotropen polprostor v obliki $f \frac{\Delta P}{\Delta s} D$ (MN/m²).

Pri tem postopku krožno obremenilno ploščo, postavljeno na ustrezno pripravljeno podlago, pod določenimi pogoji postopno obremenjujemo. Pri vsaki stopnji obremenitve odčitamo na merilnih napravah celotni posedek obremenilne plošče. Iz pridobljenih rezultatov določimo ustrežni modul.

Pri meritvah praviloma uporabimo obremenilno ploščo s premerom $D = 300$ mm (700 cm²), za drobnozrnate zemljine izjemoma tudi s premerom $D = 160$ mm (200 cm²).

Po švicarskem postopku uporabimo naslednje stopnje obremenitve:

- za zemljine 50 kN/m² in 250 kN/m² (5 stopenj),
- za nevezane zmesi zrn enako 50 kN/m², od začetne 50 kN/m² do končne 500 kN/m² (10 stopenj).

Po prvem odčitku posedka takoj po obremenitvi je potrebno počakati do naslednjega odčitka vsaj 3 minute za zemljine oz. 2 minute za nevezane zmesi zrn, dokler razlika med dvema zaporednima odčitkoma ni manjša od 0,05 mm. Čas trajanja obremenjevanja mora biti pri vseh nadaljnjih stopnjah podoben trajanju obremenitve na prvi stopnji.

Vrednost modula stisljivosti določimo po enačbi:

$$M_E = f_0 \frac{\Delta p}{\Delta s} D \text{ (MN/m}^2\text{)}$$

- f_0 = faktor razdelitve napetosti, ki znaša za okroglo ploščo 1
 Δp = razlika obremenitev v merodajnem območju (N/mm²)
 Δs = razlika posedkov v merodajnem območju obremenitev Δp (mm)
 D = premer plošče (mm)

Merodajno območje obremenitev za določitev modula stisljivosti znaša za vezljive zemljine od 50 – 150 kN/m² in za nevezljive od 200 – 300 kN/mm².

Po nemškem postopku, po katerem pri nas pretežno preverjamo nosilnost, uporabimo nekoliko drugačne stopnje obremenjevanja:

zemljine	20 – 30 kN/m ²
mešani materiali	30 – 40 kN/m ²
prod	50 – 60 kN/m ²
drobljenec	60 – 70 kN/m ²
s cementom vezani kamniti materiali	80 kN/m ²

Navedene stopnje obremenjevanja so praviloma samo informativne vrednosti, kajti v praksi je treba izbrati stopnje obremenjevanja tako, da bo največji posedeček znašal 1 – 1,5 mm, izjemoma do 2 mm.

Po postavitvi krožne obremenilne plošče na ravno podlago, le to obremenimo do 50 kN/m², da se material na stiku dobro vleže. Po 1 minuti ploščo razbremenimo in odčitamo stanje na merilnih uricah. Pri vsaki stopnji obremenitve odčitamo posedeček takoj po obremenitvi in po 1 minuti. Če je razlika med ugotovljenima posedkoma večja od 0,02 mm, moramo počakati in po nadaljnji 1 minuti posedeček ponovno odčitati in ugotoviti razliko med predhodnim in tem odčitkom. Postopek moramo ponavljati toliko časa, da razlika posedkov ne presega 0,02 mm.

Praviloma je treba obremeniti vsak material s 7. stopnjami. Podatki omogočajo iz vrednotenje deformacijskega modula E_{V1} po enačbi:

$$E_{V1} = 0,75 \frac{\Delta p'}{\Delta s'} D \text{ (MN/m}^2\text{)}$$

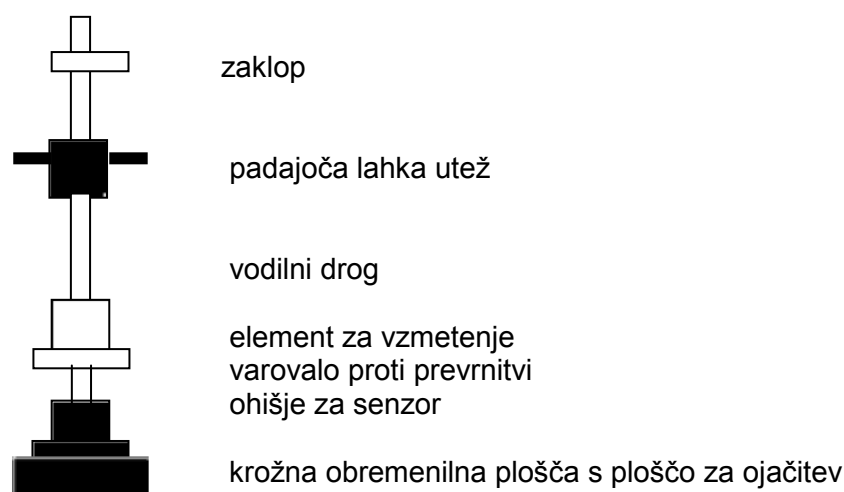
Kot merodajno območje za iz vrednotenje deformacijskega modula E_{V1} upoštevamo območje enakomernega posedanja, ki ga ugotovimo s pomočjo v ustrezen diagram nanešene krivulje posedeček/obremenitev. Pretežno je to območje med 2. in 5. stopnjo obremenitve.

Za določitev nosilnosti pa je merodajnejša vrednost deformacijskega modula E_{V2} in razmerje deformacijskih modulov E_{V2}/E_{V1} . Vrednost modula E_{V2} ugotovimo tako, da krožno obremenilno ploščo – po prvi obremenitvi za določitev E_{V1} – najprej popolnoma razbremenimo in potem ponovno obremenimo. Razbremenitev izvršimo praviloma v treh stopnjah (0,5 p_{max} , 0,25 p_{max} , 0) Tudi pri razbremenjevanju je pri vsaki stopnji potrebno počakati, da se podlaga umiri. Potek obremenjevanja za določitev vrednosti deformacijskega modula E_{V2} je enak kot za E_{V1} , pri čemer pa obremenjujemo krožno ploščo samo do 6. stopnje. Deformacijski modul E_{V2} določimo po enačbi:

$$E_{V2} = 0,75 \frac{\Delta p''}{\Delta s''} D \text{ (MN/m}^2\text{)}$$

IV.3.7.2 Dinamični preizkus s krožno ploščo

Za preverjanje nosilnosti predvsem grobo zrnatih materialov, se vedno bolj uveljavlja enostavni in hitri postopek določanja deformacijskega modula E_{vd} s krožno obremenilno ploščo in dinamično obremenitvijo. Oprema za ta postopek je prikazana na sl. V.9.



Slika IV.46. Krožna obremenilna plošča z dinamično obremenitvijo.

Senzor, tj. merilnik pospeškov, je priključen na dodatni elektronski merilni instrument, tako da so rezultati meritve takoj iz vrednoteni.

Površina podlage za preizkus mora biti na celotnem območju naleganja plošče poravnana. Za zagotovitev tesnega naleganja plošče je treba merno mesto predhodno obremeniti s tremi sunki prosto padajoče uteži (masa 10 kg), ki jo moramo po vsakem sunku uloviti.

S tremi merilnimi sunki, ki jih izvršimo s pogojeno maksimalno silo sunka $F_s \cong 7$ kN, ugotovimo pripadajoče posedanje krožne obremenilne plošče. Vrednost dinamičnega deformacijskega modula E_{vd} določimo na osnovi izmerjenega posedka s in normalne napetosti σ pod krožno obremenilno ploščo po enačbi:

$$E_{vd} = 0,75 \frac{\sigma}{s} D \quad (\text{MN/m}^2)$$

oziroma za $\sigma = 0,1$ N/mm² in $D = 300$ mm : $E_{vd} = \frac{22,5}{s}$ (MN/m²)

Primerljive vrednosti deformacijskih modulov, izmerjenih s statično in dinamično obremenitvijo krožne plošče so podane v preglednici 9.1.

Preglednica 9.1. Primerljive vrednosti deformacijskih modulov.

E_{v2} - statični (MN/m ²)	E_{vd} - dinamični (MN/m ²)
45	20
60	25
80	35
100	45
120	55

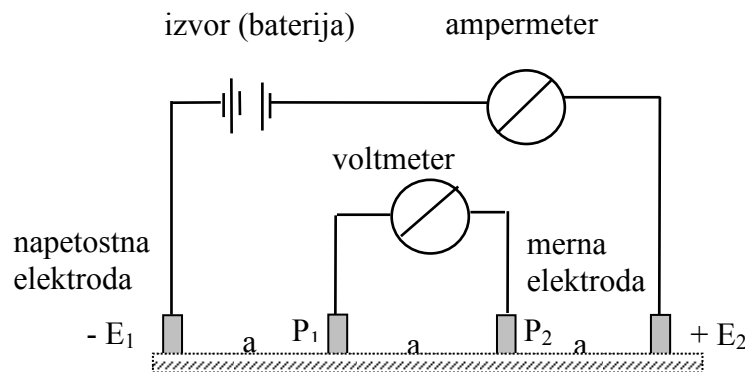
IV.3.8 Geofizikalne metode preiskav

Z geofizikalnimi metodami lahko določamo le povprečen sestav tal na osnovi merjenja neke fizikalne količine. Postopki določanja temeljijo na merjenju razlik glede na znano homogeno sredino. Uporaba geofizikalnih metod je primerna predvsem pri preiskavah večjih površin. S pomočjo ugotovitev teh preiskav se lahko izločijo tista območja, ki jih je potrebno detailneje preiskati z natančnejšimi metodami.

Vrsta uporabljene geofizikalne metode je odvisna od ciljev preiskav, geoloških in topografskih razmer. Danes se uporablja veliko število geofizikalnih metod, med katerimi so najpogostejše geoelektrične, geoseizmične, georadarske in radioaktivne.

IV.3.8.1 Geoelektrične metode

temeljijo na merjenju specifičnega električnega upora zemljin. Z ozirom na pričakovani sestav tal postavimo dve elektrodi, skozi kateri dovajamo električni tok v tla (sl. V.10.a). Meritve se izvajajo v različnih točkah preiskovanega profila, merimo pa razlike električnih potencialov pri različno razmaknjenih elektrodah. Z večanjem razmika elektrod se povečuje globina meritev. Na osnovi takšnih meritev se lahko približno oceni električna upornost (prevodnost) posameznih materialov v različnih globinah raziskanega območja. Največja globina meritve je 30 m – 50 m. Meritve so uspešne le, če je sestav tal razmeroma enostaven (npr. zemljine na hribinski osnovi) in če poznamo količino vode v porah zemljine. S povečanjem količine vode se poveča tudi prevodnost, zato se mora v izračunu upoštevati korekcijske faktorje. Iz slednjega sledi, da je na raziskanem mestu priporočljivo predhodno izvesti nekaj raziskovalnih vrtin.



Slika IV.47.a. Shema napajanja tal z električnim tokom.

Električne upornosti nekaterih značilnih materialov so prikazane v preglednici 10.1.

Preglednica. Specifična električna upornost ρ različnih materialov (Ω m).

Material	Specifična električna upornost ρ (Ω m)	
	Suho	vlažno
Glina	/	1 - 200
Pesek	50 – 2000	30 - 200
Gramoz	50 – 5000	40 - 600
Malo razpokani apnenci	3000 – 20000	/
Malo razpokani apnenci in dolomiti z glino v razpokah	500 – 10000	/
Granit	100 – 30000	/

IV.3.8.2 Geoseizmične metode

Metode temeljijo na merjenju hitrosti širjenja umetno povzročениh kompresijskih valov skozi različne vrste zemljin. Hitrost širjenja kompresijskih (longitudinalnih) valov v tleh je odvisna od gostote (ρ), modula elastičnosti (E) in Poissonovega količnika (ν).

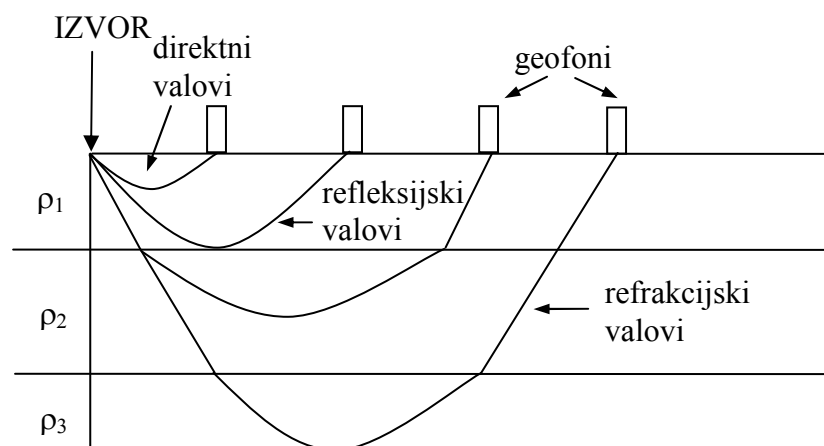
$$v = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-\nu-\nu^2)}}$$

Z manjšo eksplozijo ali udarcem povzročimo kompresijski val, nato pa na različnih oddaljenostih merimo čas, ki ga potrebuje val, da pripotuje do detektorjev (geofonov – sl.10.2). Z meritvami se beležijo direktni, odbojni (refleksijski) in lomljeni (refrakcijski) valovi (sl. 10.3). Na osnovi časovnih zamikov potovanj posameznih valov se določi globina oz. debelina posameznih slojev zemljin, iz hitrosti seizmičnih valovanj pa elastični E , kompresijski K in strižni G modul.

Geoseizmične meritve, ki se izvajajo v vrtinah so down-hole test, up-hole test in cross-hole test in na površini terena refrakcijska geoseizmična metoda, refleksijska geoseizmična metoda in spektralna analiza površinskega valovanja SASW (Spectral Analysis of Surface Waves).



Slika IV.47.b. Geofon.



Slika IV.47.c. Shema geoseizmičnih meritev.

IV.3.8.3 Georadarske metode

Georadarske metode temeljijo na oddajanju visokofrekvenčnih elektromagnetnih valov in zapisu odbojev le-teh iz bližnje prostorsko nadzorovane okolice. Georadarske meritve je možno izvajati na dva načina: s klasično refleksijsko mersko tehniko ter s preslikavo (georadarska tomografija).

Pri klasični refleksijski merilni tehniki je med oddajno in sprejemno anteno kratka medsebojna razdalja. Meritve se izvajajo s premikanjem položaja anten oziroma v tem primeru oddajno sprejemne antene. Zmogljivost antene je taka, da več kot 200 krat na sekundo odda in sprejme nazaj odbite elektromagnetne valove. Mejo med dvema medijema, ki se razlikujeta po različni hitrosti širjenja elektromagnetnih valov ter po elektromagnetni permeabilnosti, je možno ugotoviti s pomočjo zakonov valovne fizike. Ko oddani elektromagnetni signal doseže elektromagnetno mejo, se del energije odbije in registrira s prejemno anteno, del pa nadaljuje širjenje skozi medij do naslednje elektromagnetne meje, kjer se ponovno del energije odbije in registrira. S spreminjanjem položaja oddajno-sprejemne antene se zgradi zvezni profil. Delovno frekvenčno območje georadarja je od 25 MHz do 1.5 GHz. S povečanjem oddajno-sprejemne frekvence signala se povečuje vertikalna ločljivost, s tem pa se zmanjšuje globina dosega elektromagnetnih valov v istem mediju. Merjeni parameter pri georadarskih meritvah je dvojni čas potovanja vala, izražen v nanosekundah (10^{-9} sec). S postopki obdelave teh podatkov se časovni merski profili pretvorijo v globinske sekcije.

Georadarske meritve se uporabljajo za raziskave zemljin in hribin. Določijo se lege in debeline posameznih plasti, položaj razpok in praznin v hribinah ter nivo podtalne vode. Georadar pa omogoča tudi preiskave plasti voziščne konstrukcije (asfalt, tampon), posteljice in intaktne podlage ter določitev položaja podzemnih napeljav v prostoru.

IV.3.8.4 Radioaktivne metode

Razvoj elektronike in nuklearne fizike je omogočil preiskave tal z metodami, zasnovanimi na merjenju sevanja radioaktivnih izotopov. Za merjenje gostote zemljin se običajno uporabljajo gama žarki radioaktivnega kobalta in celzija, za določanje vlažnosti pa nevtronsko sevanje radioaktivnega berilija in radija. Za določanje teh dveh lastnosti tal se v glavnem uporabljata dve metodi:

- metoda absorpcije, po kateri se meri razlika intenzitet gama žarkov med izvorom in detektorjem, pred in po prehodu žarkov skozi tla. Intenziteta sevanja pada oz. absorbira raste s povečanjem gostote in debeline merjenega sloja zemljin. Za praktične potrebe se uporablja eksperimentalno določena kalibracijska krivulja.
- metoda refleksije, kjer sta izvor in detektor sevanja na istem mestu. Iz izvora se gama žarki širijo na vse strani. Pri stiku z elektroni atomov preiskovane snovi, se del žarkov reflektira nazaj proti izvoru, kjer se zabeleži njihova intenziteta. S pomočjo kalibracijske krivulje se določi gostota in vrsta preiskovane zemljine. Za merjenje vlažnosti se koristi pojav upočasnjevanja hitrih nevtronov na atomih vodika kot sestavin vode. Vlažnost tal se določi iz kalibracijske krivulje.

IV.3.9 Meritve vodoprepustnosti

Preiskave prepustnosti zemljin na terenu dajo kvalitetnejši rezultat kot laboratorijske, ker se v tem primeru meritve izvajajo na celotnih ali želenih odsekih globin, v vertikalni ali horizontalni smeri.

Preiskave vodoprepustnosti zemljin se na terenu določajo z:

- nalivalnim preizkusom (Slug Test)
- črpalnim preizkusom (Pumping Test)

IV.3.9.1 Nalivalni preizkus

Pri nalivalnih preizkusih se vrtino napolni z vodo, nato pa meri količino vode, ki odteče v okolna tla. Meritev se lahko izvaja na dva načina:

V prvem primeru se v vrtino (ali vodnjak) nalije voda do željene višine h in potem vzdržuje to višino z dolivanjem ustreznih količin vode ali pa s pritiskom, ki je enak želeni višini vodnega stolpca. Za vzdrževanje konstantne višine je potreben konstanten dotok vode q , ki ga

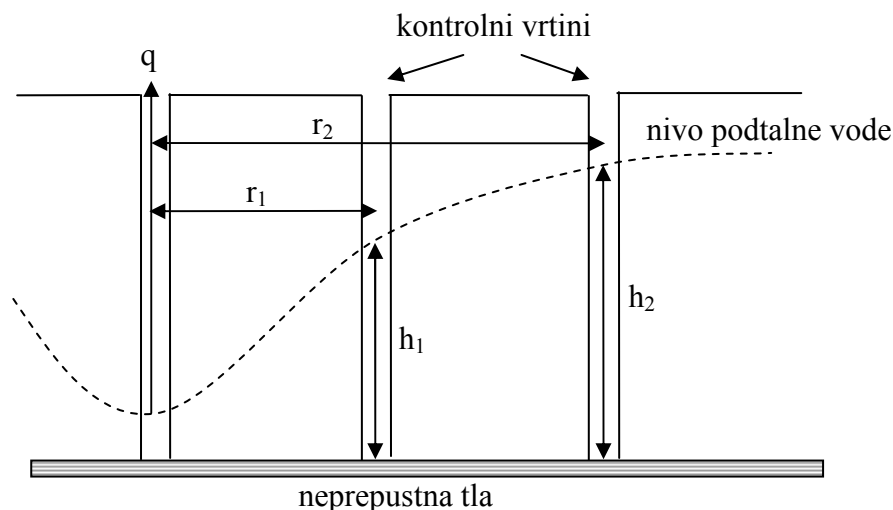
izmerimo. Iz podatka o polmeru preiskovanega odseka r lahko v primeru odprte vrtine izračunamo koeficient prepustnosti po izrazu:

$$k = \frac{q}{5,6rh} \text{ (m/s)}$$

V drugem primeru se opazuje zniževanje nivoja nalite vode v vrtini v odvisnosti od časa. Nalivalni preizkusi so lahko klasični, kjer se meri povprečna prepustnost zemljin in dvofazni, pri katerih se določa prepustnost v vertikalni in horizontalni smeri, povprečni koeficient prepustnosti ter faktor anizotropije. S pomočjo uvodnih kolon je mogoče testirati odseke zemljin s točno določeno geometrijo.

IV.3.9.2 Črpalni preizkus

Iz vrtine (vodnjaka) se črpa voda tako, da se ustvari konstantna vrednost pretoka q . Zaradi črpanja se ustvari depresijska krivulja, ki jo opazujemo z merjenjem nivojev vode v dveh vrtinah (h_1 , h_2), oddaljenih od mesta črpanja za razdaljo r_1 in r_2 (sl. V.11.). Iz teh podatkov izračunamo koeficient prepustnosti s pomočjo različnih izrazov, ki so odvisni od sestave tal.



Slika IV.48. Črpalni preizkus.

IV.3.9.3 Packer Test

S tem testom merimo vodoprepustnost v hribinah. Meritev se izvaja v vrtini, kjer na določenem območju zatesnimo vrtino s pnevmatičnima gumijastima packerjema in pod pritiskom vtiskujemo vodo v stene vrtine. Za zanesljive rezultate zadošča že vrtina premera 10 cm. Razdalja med packerjema S_p mora zadostiti pogoju: $S_p/D \geq 5$, kjer D predstavlja premer vrtine.

Vodoprepustnost hribine na zatesnjenem območju vrtine je izmerjena kot funkcija pritiska in količine vtisnjene vode v hribino.

IV.3.10 Meritve za monitoring

Monitoring se izvaja za preverjanje dejanskega stanja na terenu oziroma objektu.

IV.3.10.1 Inklinometerske meritve

Premike zemljin (npr. pri plazanju) merimo z merilcem uklona vrtine – inklinometrom. Postopek merjenja je naslednji: Sonda, ki meri nagib, drsi po kanalih plastične cevi, ki je orientirano zacementirana v vrtino. Na cevi so razmiki z objemkami, ki omogočajo meritve manjših krčenj in raztegovanj sistema cevi. Iz merjenih nagibov v dveh pravokotnih smereh in spremembo dolžine cevi dobimo prostorske premike. Če meritve ponavljamo v zaporednih časovnih obdobjih, dobimo spreminjanje deformacij tudi v časovni odvisnosti.

IV.3.10.2 Meritve posedkov

Meritve posedkov se izvajajo na vseh večjih objektih, nasipih, lahko tudi cestah. Kontrolirajo se tako vertikalne kot horizontalne deformacije. Kontrola se na objektih izvaja z geodetskimi opazovanji reperjev, ki se vgradijo takoj v začetku gradnje v temelje na mestih, kjer pričakujemo različne posedke tal. V kolikor reperjev v nadaljevanju gradnje ni mogoče opazovati, se merna točka prenese na višji del objekta. Za meritve majhnih pomikov se uporabijo posebna merilna tipala.

IV.3.10.3 Meritve napetosti v tleh, kontaktnih tlakov

Merimo jih z merilnimi sondami, ki jih vgradimo v temeljna tla ali na kontakt temelj – tla. Sonde imajo jeklen okvir, v katerega sta vgrajeni jekleni membrani, ki deformacijsko reagirata na spremembo napetosti. Merilne sonde omogočajo meritev komponente napetosti in pravokotni smeri na lego membran. Sonde so različnih velikosti.

IV.3.10.4 Meritve pornih tlakov, piezometerske višine

Porne tlake lahko merimo z disipacijskimi testi (CPT) ali sondami za meritve pornih tlakov, ki jih vgradimo direktno v temeljna tla. Sestavljene so iz zunanjega poroznega plašča, ki preprečuje vpliv obremenitev zemljinske strukture na meritev, hkrati pa omogoča vtok porne vode v notranjost sonde. Porna voda s tlakom, pod katerim se nahaja, pritisne na membrane, nameščene v notranjosti sonde. Tako izmerimo samo porni tlak, ki deluje na porno vodo na mestu meritve. Piezometerske višine podtalne vode merimo s pomočjo piezometrov.

IV.3.10.5 Meritve napetosti oz. deformacij v konstrukcijskih elementih

Uporabijo se merilne sonde, s katerimi lahko merimo napetosti in merilna tipala za meritve pomikov. Vgradimo jih v notranjost konstrukcije.

IV.3.10.6 Meritve zveznosti gostote pilotov

Med pilotiranjem lahko pri zabutih kolih pride do poškodb kot posledica visokih osnih napetosti ali upogiba, pri uvrtnih kolih pa zaradi segregacije betona, slabe kvalitete betona, mešanja betona in zemljine, izpiranja betona, premikov in napak pri izvedbi. Po izvedbi se lahko prvi ali drugi tip kolov poškoduje zaradi prečnih pomikov, ki nastanejo vsled drsenja tal, izkopov, udarcev težke mehanizacije, itd. Zaradi možnosti navedenih poškodb, je potrebno izvedbo kolov kontrolirati.

Zveznost kolov se lahko preverja na več načinov, ki se med seboj razlikujejo po hitrosti izvedbe, ceni in zanesljivosti. V splošnem ločimo *destruktivne* in *nedestruktivne* metode. Destruktivni metodi sta *odkop in prevrtanje* kola, nedestruktivne pa *statični (SOT) in dinamični obremenilni preizkus (DOT)* kot visoko deformacijski metodi ter *udarni (PIT) in vibracijski test* kot nizko deformacijski metodi. Pri SOT in DOT potrebujemo za preizkus v prvem primeru veliko statično obtežbo in drugem težko zabijalo. Pri nizko deformacijskih metodah je izvedba preizkusa enostavnejša. Pri PIT se udarni val povzroči z ročnim kladivom. Za izvedbo preizkusa po vibracijski metodi se na glavo kola pritrdi vibrator in merijo pospeški med spreminjanjem njegove frekvence.

Metode meritev zveznosti so zasnovane na teoriji napetostnega valovanja. Kol si predstavljamo kot elastičen element, ki ima mnogo večjo dolžino kot premer. Če takšen kol na enem koncu udarimo, nastane v kolu statično neravnovesje. V točki udarca se kol deformira, nastane tlačena cona in kot posledica tega oblikovanje napetostnega vala, ki potuje po kolu z določeno hitrostjo vstran od točke udarca. Hitrost napetostnega vala opišemo v odvisnosti od karakteristik materiala kola. Z udarcem povzročeni udarni napetostni val, ki potuje s hitrostjo c , povzroči pomike opazovane točke s hitrostjo v in silo F na tej lokaciji ($F = zv$). Proporcionalna konstanta Z , ki jo imenujemo impedanca kola oziroma valovna odpornost kola, je definirana z izrazom $Z = EA/c$ (A = prerez kola, E = deformacijski modul materiala). V primeru, da ni sprememb prereza ali kvalitete materiala kola, ne pride do nastanka odbojnega vala in osnovni val, ki ostane nespremenjen, potuje do konice, se tam odbije in pride do opazovane točke na glavi kola v času $t = 2L/c$ (L = dolžina kola). Ob spremembi prereza ali kvalitete materiala kola na določeni lokaciji, se spremeni tudi impedanca kola od Z_1 do Z_2 . Ko osnovni napetostni val pride do lokacije spremembe, se del tega vala odbije nazaj, del pa potuje naprej.

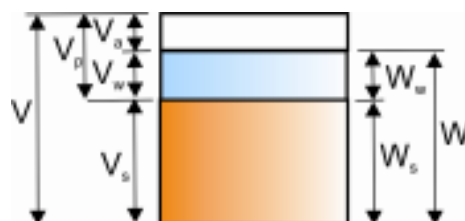
Visoko deformacijske metode kontrole zveznosti kolov nam poleg informacije o zveznosti kolov dajejo tudi podatke o statičnih nosilnostih kolov. Vibracijska metoda kontrole zveznosti kolov nam v primeru, če je izvedena v dovolj velikem frekvenčnem obsegu in ustrezno interpretirana, daje dovolj informacij za inženirsko oceno o kvaliteti izvedbe kola.

Nizko deformacijska udarna metoda (PIT) ima v primerjavi z vibracijsko nekaj prednosti, ki se kažejo predvsem v hitrosti in enostavnosti izvedbe ter možnosti obdelave podatkov z valovno analizo, ki omogoča določitev stopnje poškodbe prečnega prereza kola.

IV.4 Osnovne značilnosti tal

IV.4.1 Fazni sestav tal

Fazni diagram tal temelji na teži oziroma volumnu zraka, zemlje, vode in praznin (slika IV.49). Zemlja je običajno sestavljena iz treh faz: trdnine, tekočine in plina (zraka). Mehanske lastnosti tal so neposredno odvisne od medsebojnih vplivov teh faz med seboj in z delovanjem ostalih potencialov (npr. napetosti, hidravličnim padcem, električnim potencialom in temperaturno razliko).



Slika IV.49. Trifazni sestav tal

Trdno stanje tal vsebuje različne količine kristalne gline in ne-glinenih mineralov, materialov nekristalne gline, organske snovi in sedimentirane soli. Ti minerali se običajno oblikujejo iz atomov elementov kot so kisik, silicij, vodik in aluminij, spojeni v različnih kristalnih oblikah.

Ti elementi, skupaj s kalcijem, natrijem, kalijem, magnezijem in ogljikom obsegajo več kot 99% mase trdnine. Kljub temu, da je količina neglinenih materialov večja od gline in organskih snovi, imajo slednji večji vpliv na obnašanje tal. Trdni delci so razvrščeni po velikosti, kot je glina, mulj, pesek, gramoz, prodnik ali kamen.

Tekoča faza v tleh, ki je običajno sestavljena iz vode, vsebuje različne vrste in količine raztopljenih elektrolitov. Organske spojine, topne in netopne, se nahajajo v tleh iz kemičnih razlitij, odpadkov in kontaminirane podtalnice.

Plinska faza v delno nasičenih tleh je običajno zrak, čeprav so lahko organski plini prisotni na območjih z visoko biološko aktivnostjo ali v kemično onesnaženih tleh. Mineralogija tal nadzoruje velikost, obliko in fizikalne ter kemijske lastnosti trdnih delcev in s tem njihovo nosilno sposobnost in stisljivost.

Struktura tal je kombiniran učinek kompozicije (združitve delcev, geometrične razporeditve delcev, delcev skupin in por v tleh), sestave in medsebojnih sil. Struktura tal se uporablja tudi pri ugotavljanju razlik med lastnostmi naravnih (strukturiranih) in preoblikovanih tal. Struktura tal odraža vse vidike tal: sestavo, zgodovino, sedanje stanje in vpliv okolja. Začetni pogoji prevladujejo s strukturo mladih nanosov (sedimentov) z visoko poroznostjo ali sveže stisnjena tla, medtem ko starejša prst z nižjo poroznostjo odraža več posedimentacijskih sprememb.

Zemlja se, kot katerikoli drug material, deformira pod obremenitvijo. Ta deformacija je posledica dveh vrst orementitve - strižne oziroma drsne, distorzijske ter tlačne oziroma kompresijske. Na splošno velja, da tla ne morejo vzdržati napetosti. V nekaterih primerih so lahko delci medsebojno zlepljeni in se majhni količini napetosti lahko uprejo, vendar ne za daljše obdobje.

Delci peska in proda so pretežno sestavljeni iz kremenca. Lahko so zaobljeni zaradi brušenja, ko se prenašajo s pomočjo vetra, vode ali z ostrorobimi predmeti ter so grobo enodimenzionalni.

Glineni delci nastajajo iz preperevanja kristalov kamnin, kot je ortoklaz (živec) in so pogosto sestavljeni iz aluminij-silikatnih mineralov. Običajno imajo luskinasto obliko z veliko površino v primerjavi s svojo maso. Ker je njihova masa zelo majhna, njihovo obnašanje ureja sila elektrostatične privlačnosti in odbojnosti na njihovi površini. Te sile privabljajo in adsorbirajo vodo na njihovi površine, kjer na debelino plasti vpliva količina raztopljenih soli v vodi.

IV.4.2 Analiza vertikalnih napetosti temeljnih tal

Vertikalne napetosti v tleh zaradi delovanja lastne teže ($\sigma_\alpha \equiv \sigma_1$)

Skupne - Totalne vertikalne napetosti

Skupna napetost σ je enaka razbremenilnemu pritisku ali napetosti, ki je sestavljena iz teže tal navpično nad ravnino, skupaj z vsemi silami, ki delujejo na površino tal (npr. teža konstrukcije). Totalna napetost se z globino povečuje v sorazmerju z gostoto tal.

$$\sigma_1^i = \sum_{j=0}^i \gamma_j \cdot d_j \quad (116)$$

Porni tlak

Porni tlak vode u je tlak vode na ravnino v tleh, in se najpogosteje izračuna kot hidrostatični tlak. Za izračunih stabilnosti pri pogojih dinamičnega toka (pod piloti, pod jezom ali na primer na pobočju), je treba u oceniti iz pretočne mreže. V primeru vodoravne vodne gladine se porni tlak povečuje linearno s povečevanjem globine pod njo.

$$u_i = \gamma_w \cdot z_{iw} \quad (117)$$

Efektivne napetosti (σ_1^i)

Koncept efektivnih napetosti je eden od najpomembnejših prispevkov Karla Terzaghija v mehaniki tal. To je velikost napetosti v temeljnih tlah (zbiranje delcev v stiku drug z drugim) ter določa zmožnost tal, da se uprejo strižnim napetostim. Ta napetost se ne more meriti

sama po sebi, ampak mora biti določena na podlagi razlike med dvema parametroma, ki jih je mogoče izmeriti ali oceniti z zadostno natančnostjo.

$$\sigma_1^i = \sum_{j=0}^i \gamma_j' \cdot d_j \quad (118)$$

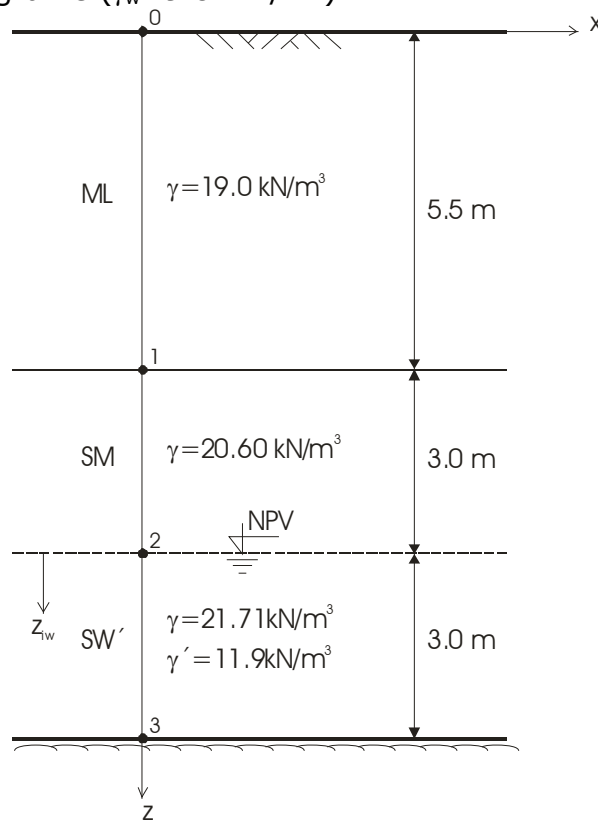
kjer je: $\gamma_j' = \gamma_j - \gamma_w$

Efektivna napetost (σ') na ravnini znotraj temeljnih tal je razlika med skupno napetostjo (σ) in pornim tlakom (u):

$$\sigma_1^i = \sigma_1^i - u_i \quad (119)$$

Računski problem IV.1

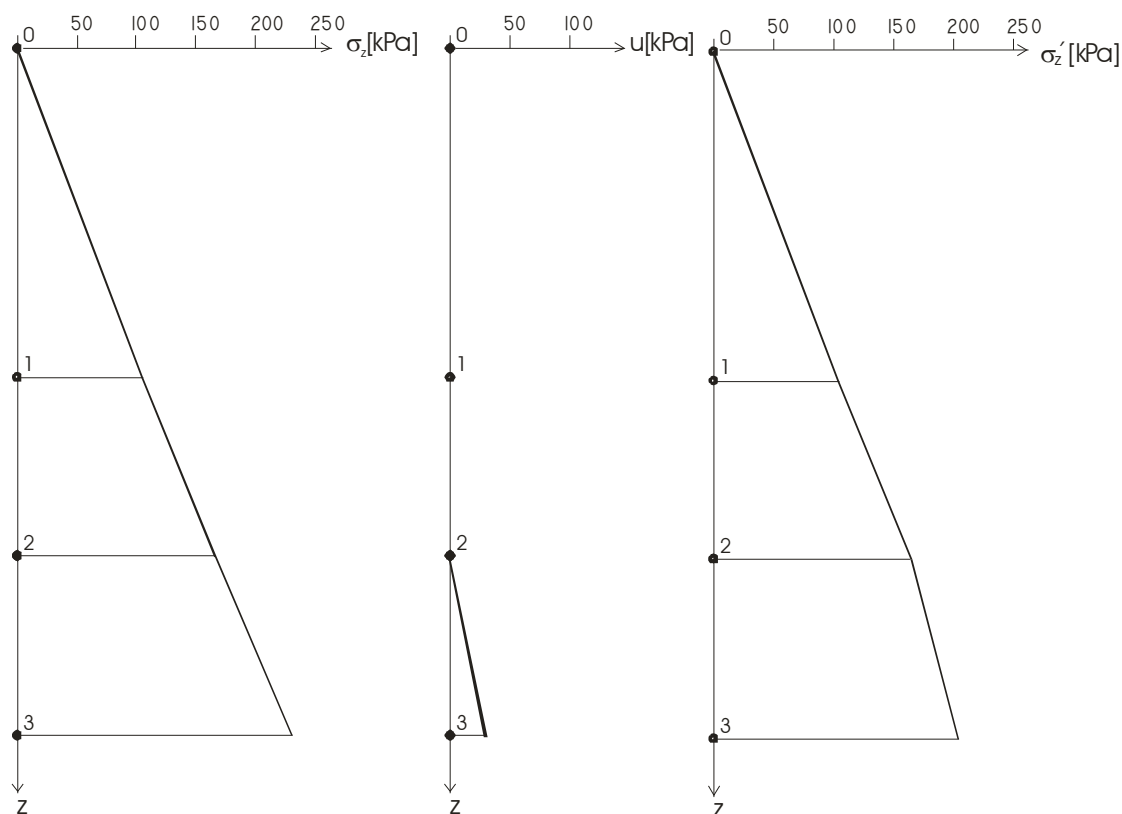
Izračunaj vertikalne totalne in efektivne napetosti ter porne tlake v točkah osi z ter izriši njihove diagrame ($\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$).



Slika IV.50.a: Prerez troslojevitiga zemeljskega polprostora v prisotnostjo podtalnice.

Rešitev: Ob uporabi enačb (116) do (119) dobimo rezultate v karakterističnih točkah vzdolž osi z, kot prikazuje tabela. Na Sliki IV.50.b. so rezultati vertikalnih napetosti prikazani grafično.

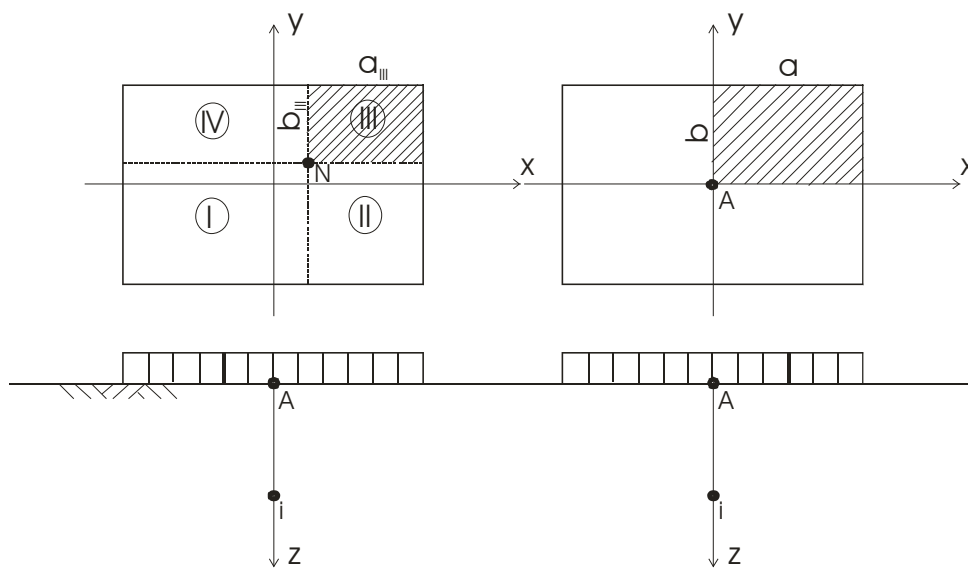
i	z _i [m]	d _i [m]	σ _i [kPa]	z _{wi} [m]	u _i [kPa]	σ _i ' [kPa]
0	0	0	0	-	0	0
1	5.5	5.5	104.50	-	0	104.50
2	8.5	3.0	166.30	0	0	166.30
3	11.5	3.0	231.43	3.0	29.43	202.00



Slika IV.50.b: Diagrami vertikalnih totalnih in efektivnih napetosti ter pornih tlakov

Vertikalne napetosti v polprostoru, ki je na površini obremenjen z enakomerno pravokotno obtežbo (σ_4^i)

Pri gradbenem posegu največkrat obremenimo zemeljski polprostor z dodatnimi obtežbami na površini oziroma na določeni globini izkopa. Največji vpliv obtežbe je v točki težišča objekta na mestu stičišča objekta s tlemi, zato so v tej točki vertikalne napetosti največje, nato njihova velikost upada z globino, prav tako pa tudi v horizontalni smeri.



Slika IV.51: Prikaz pravokotne gibke površinske obtežbe v tlorisu in prerezu:

- a) poljubna točka N pod obtežbo, b) težiščna točka pod obtežbo.

Diagram vertikalnih napetosti za navpičnico skozi točko, ki leži pod poljubno točko N objekta (glej sliko IV.51.a.) določimo s pomočjo enačbe (120) in Steinbrenerjevih diagramov, ki se uporabljajo za določitev vertikalnih napetosti pod ogliščno – vogalno točko pravokotne gibke obtežne ploskve (Priloga IV.2).

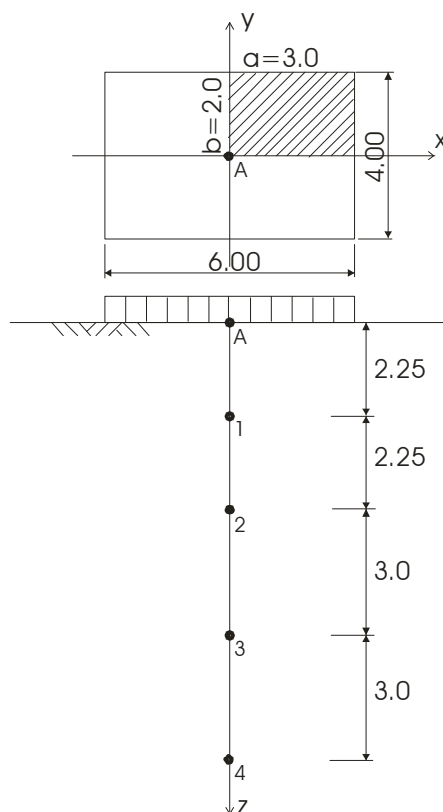
$$\sigma_{4,N,i} = q \cdot \sum_{n=1}^{IV} f_i \left(\frac{a_n}{b_n}, \frac{z_i}{b_n} \right) \quad (120)$$

V primeru težiščne točke A (glej Sliko IV.51.b) razdelimo objekt na štiri enake segmente površine $a \cdot b$ in zato lahko enačbo (120) zapišemo kot:

$$\sigma_{4,A,i} = 4 \cdot f_i \left(\frac{a}{b}, \frac{z_i}{b} \right) \cdot q \quad (121)$$

Računski problem IV.2

Določi diagram vertikalnih napetosti zaradi objekta dimenzij 4 x 6 m z enakomerno obtežbo $q = 120 \text{ kPa}$ v vertikali pod težiščno točko v globinah 0.0, 2.25, 4.50, 7.50 in 10.50 m, kot prikazuje slika IV.52.a.



Slika IV.52.a: Tloris in prerez objekta z vertikalo ter računskimi točkami.

Rešitev: Ob uporabi enačbe (121) dobimo rezultate v karakterističnih točkah vzdolž osi z , kot prikazuje tabela. Na Sliki IV.52.b. so rezultati vertikalnih napetosti zaradi enakomerne pravokotne obtežbe prikazani grafično.

i	z_i [m]	d_i [m]	f_i	σ_i^A [kPa]
A	0	0	0.25	120.00
1	2.25	2.25	0.181	86.84
2	4.50	2.25	0.092	44.34
3	7.50	3.0	0.043	20.51
4	10.50	3.0	0.024	11.36

Priloga IV.2: Enakomerna pravokotne obtežba - Tabela vplivnih koeficientov (f_s) za določitev napetosti pod vogalno točko pravokotne gibke obtežne ploskve (Steinbrenner)

z/b	1	1,5	a/b	3	4	5	10	100
0,0001	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250
0,25	0,247	0,248	0,248	0,248	0,248	0,248	0,248	0,248
0,5	0,232	0,238	0,239	0,240	0,240	0,240	0,240	0,240
0,75	0,206	0,218	0,222	0,223	0,224	0,224	0,224	0,224
1	0,175	0,194	0,200	0,203	0,204	0,204	0,205	0,205
1,25	0,146	0,168	0,177	0,183	0,184	0,185	0,185	0,185
1,5	0,121	0,145	0,156	0,164	0,166	0,166	0,167	0,167
1,75	0,101	0,125	0,137	0,147	0,149	0,150	0,151	0,151
2	0,084	0,107	0,120	0,131	0,135	0,136	0,137	0,137
2,25	0,071	0,092	0,106	0,118	0,122	0,124	0,126	0,126
2,5	0,060	0,080	0,093	0,106	0,111	0,113	0,115	0,115
2,75	0,052	0,070	0,082	0,096	0,102	0,104	0,106	0,107
3	0,045	0,061	0,073	0,087	0,093	0,096	0,099	0,099
3,25	0,039	0,054	0,065	0,079	0,086	0,089	0,092	0,092
3,5	0,034	0,048	0,059	0,072	0,079	0,082	0,086	0,086
3,75	0,030	0,043	0,053	0,066	0,073	0,076	0,081	0,081
4	0,027	0,038	0,048	0,060	0,067	0,071	0,076	0,076
4,25	0,024	0,034	0,043	0,055	0,062	0,066	0,072	0,072
4,5	0,022	0,031	0,039	0,051	0,058	0,062	0,068	0,069
4,75	0,020	0,028	0,036	0,047	0,054	0,058	0,064	0,065
5	0,018	0,026	0,033	0,043	0,050	0,055	0,061	0,062
5,25	0,016	0,024	0,030	0,040	0,047	0,051	0,058	0,059
5,5	0,015	0,022	0,028	0,037	0,044	0,048	0,055	0,057
5,75	0,014	0,020	0,026	0,035	0,041	0,046	0,053	0,054
6	0,013	0,019	0,024	0,033	0,039	0,043	0,051	0,052
6,5	0,011	0,016	0,021	0,028	0,034	0,039	0,046	0,048
7	0,009	0,014	0,018	0,025	0,031	0,035	0,043	0,045
7,5	0,008	0,012	0,016	0,022	0,027	0,031	0,040	0,042
8	0,007	0,011	0,014	0,020	0,025	0,028	0,037	0,039
8,5	0,006	0,010	0,012	0,018	0,022	0,026	0,034	0,037
9	0,006	0,009	0,011	0,016	0,020	0,024	0,032	0,035
9,5	0,005	0,008	0,010	0,015	0,018	0,022	0,030	0,033
10	0,005	0,007	0,009	0,013	0,017	0,020	0,028	0,032
11	0,004	0,006	0,008	0,011	0,014	0,017	0,025	0,029
12	0,003	0,005	0,006	0,009	0,012	0,014	0,022	0,026
13	0,003	0,004	0,006	0,008	0,010	0,013	0,020	0,024
14	0,002	0,004	0,005	0,007	0,009	0,011	0,018	0,023
15	0,002	0,003	0,004	0,006	0,008	0,010	0,016	0,021
16	0,002	0,003	0,004	0,005	0,007	0,009	0,014	0,020
17	0,002	0,002	0,003	0,005	0,006	0,008	0,013	0,019
18	0,001	0,002	0,003	0,004	0,006	0,007	0,012	0,018
19	0,001	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,011	0,017
20	0,001	0,002	0,002	0,004	0,005	0,006	0,010	0,016

a... daljša stranica

b... krajša stranica

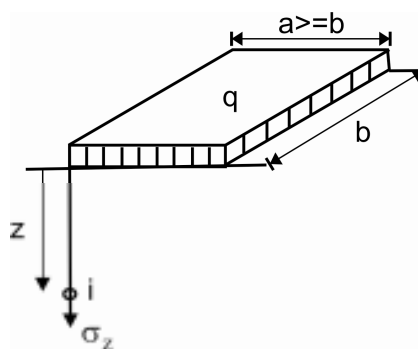
z... globina do točke v kateri določamo napetost

Uporabljena enačba:

$$f = \frac{1}{2\pi} \cdot \left[\arctan \frac{ab}{Rz} + \frac{abz}{R} \left(\frac{1}{a^2 + z^2} + \frac{1}{b^2 + z^2} \right) \right]$$

$$R^2 = a^2 + b^2 + z^2$$

$$\sigma_z = q \cdot f_s(a/b, z/b)$$



Slika IV.52.b: Napetost v točki i na globini z pri enakomerni obremenitvi q [kPa]

Vertikalne napetosti zaradi razbremenitve (σ_2^i)

Izkop gradbene jame na določeni globini se pri analizi upošteva kot vpliv razbremenitve:

$$q' = \gamma \cdot d \text{ [kPa]} \quad (122)$$

kjer γ predstavlja prostorninsko težo izkopanega materiala in d globino izkopa. Za pravokotne objekte lahko uporabimo Steinbrennerjev diagram za določitev napetosti (Priloga IV.1). Vertikalne napetosti zaradi izkopa (σ_2) pod težiščno točko z upoštevanjem enačb (121) in (122) izračunamo z:

$$\sigma_2^i = 4 \cdot f_i \left(\frac{a}{b}, \frac{z_i}{b} \right) \cdot q' \quad (123)$$

Napetosti v tleh po izkopu gradbene jame:

$$\sigma_3^i = \sigma_1^i - \sigma_2^i \quad (124)$$

Začetno in končno napetostno stanje ter dodatne napetosti

Začetno napetostno stanje ($\sigma_1 = \sigma_\alpha$) oziroma začetne napetosti pred posegom v prostor predstavljajo napetosti zaradi lastne teže tal in se izračunajo z enačbo (116). Končno napetostno stanje ($\sigma_5 = \sigma_\beta$) predstavljajo napetosti po izkopu (σ_2) in obremenitvi z obtežbo (σ_4).

Dodatne napetosti ($\Delta\sigma$) predstavljajo razliko med končnimi in začetnimi napetostmi ($\sigma_\alpha - \sigma_\beta$), pri čemer predpostavimo, da je bila obremenitev izvedena v kratkem času po izkopu. Dodatne napetosti lahko pri pravokotnem objektu izrazimo z enačbo (121), pri čemer je dodatna obtežba (Δq) razlika obtežbe in izkopa ($q - q'$) ter jo izrazimo z:

$$\Delta\sigma^i = 4 \cdot f_i \left(\frac{a}{b}, \frac{z_i}{b} \right) \cdot \Delta q = 4 \cdot f_i \left(\frac{a}{b}, \frac{z_i}{b} \right) \cdot (q - q') = \sigma_4^i - \sigma_2^i \equiv \sigma_\beta - \sigma_\alpha \quad (125)$$

Končno napetostno stanje lahko tako ob upoštevanju enačb (124) in (125) izrazimo kot

$$\sigma_5^i = \sigma_1^i - \sigma_2^i + \sigma_4^i = \sigma_3^i + \sigma_4^i \quad (126)$$

IV.4.3 Določitev posodka

Posedek predstavlja enega izmed pomembnih kriterijev, na katerem zavisi pravilna izbira načina in globine temeljenja. Posedek tal pod površino temelja oziroma pomik temelja vsled povečanja obtežbe v vertikalni smeri predstavlja vsoto skrčkov ρ_k posameznih slojev oz. podslojev:

$$\rho_k = \frac{\int_{z_{k-1}}^{z_k} \Delta\sigma dz}{\bar{E}_{\text{oad}}^k} = \frac{A_{\Delta\sigma k}}{\bar{E}_{\text{oad}}^k} \text{ in pomik točke: } s = \sum_{k=1}^n \rho_k \quad (127)$$

Posedek, ki je posledica obremenitev tal v območju elasto - plastičnih deformacij, lahko izračunamo ob uporabi Hookovega zakona s srednjim modulom stisljivosti \bar{E}_{oad}^k , ki ga določimo na podlagi edometriških preiskav stisljivosti, kjer določimo specifične spremembe višine vzorcev zemljin med začetnim in končnim napetostnim stanjem. Edometriške krivulje stisljivosti so lahko izražene z višino vzorca ali s količnikom por.

$$\bar{E}_{\text{oad}}^k = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_\beta - \sigma_\alpha}{h_\alpha - h_\beta} h_\alpha = \frac{\Delta\sigma}{\Delta h} h_\alpha \quad \text{ali} \quad \bar{E}_{\text{oad}}^k = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_\beta - \sigma_\alpha}{e_\alpha - e_\beta} (1 + e_\alpha) = \frac{\Delta\sigma}{\Delta e} (1 + e_\alpha) \quad (128)$$

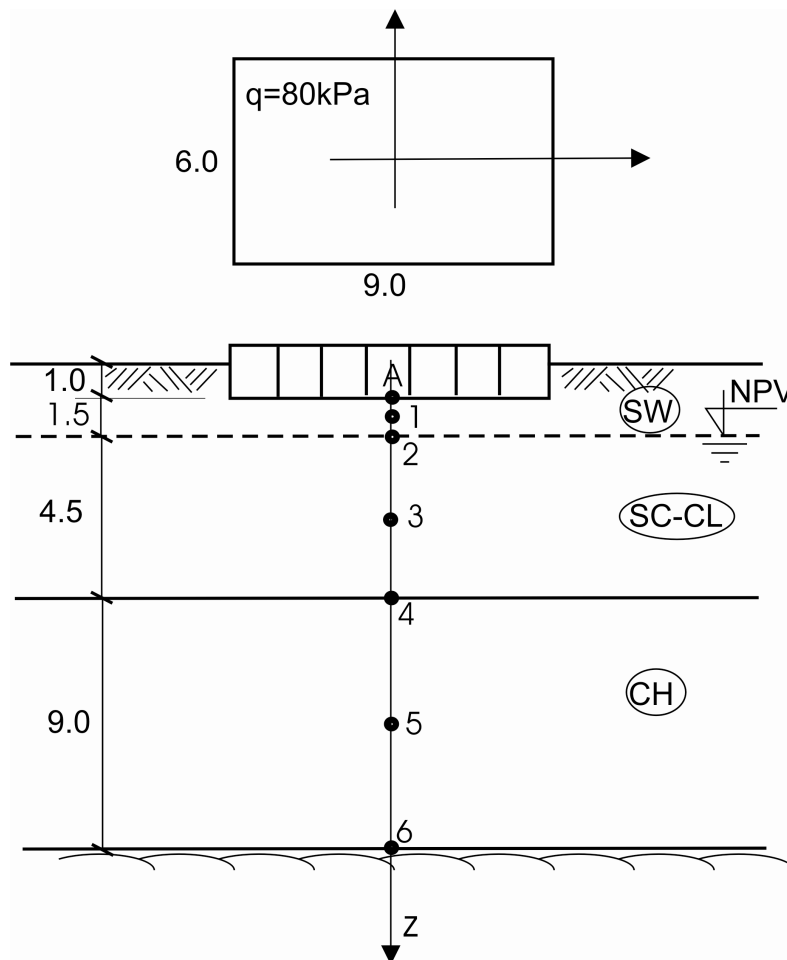
V primeru, ko imamo v geološko-geomehanskem poročilu podan E (modul elastičnosti) in ν (Poissonov količnik) sloja, lahko srednji modul stisljivosti \bar{E}_{oad}^k določimo iz zveze:

$$\bar{E}_{\text{oad}}^k = E \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (129)$$

Računski problem IV.3

Slika IV.52.d. prikazuje zemeljski polprostor, kjer je bil izveden izkrop gradbene jame ter zgrajen objekt pravokotne oblike dimenzij 6 x 9 m ter obtežbe $q = 80 \text{ kPa}$. Izvedite analizo vertikalnih napetosti v vertikali pod težiščem objekta ter izrišite diagrame:

- prvotnega napetostnega stanja (zaradi lastne teže tal) σ_1^i ,
- po izkopu gradbene jame (zaradi razbremenitve) σ_2^i in σ_3^i ,
- zaradi obremenitve z objektom σ_4^i ,
- končno napetostno stanje σ_5^i ter dodatne napetosti $\Delta\sigma^i$.



Slika IV.52.c: Tloris in prerez objekta z vertikalo ter računskimi točkami.

Prostorninske teže:

Sloj SW:

$$\gamma_{\text{SW}} = 19.5 \text{ kN/m}^3$$

Sloj SC-CL:

$$\gamma'_{\text{SC-CL}} = 11.5 \text{ kN/m}^3$$

Sloj CH:

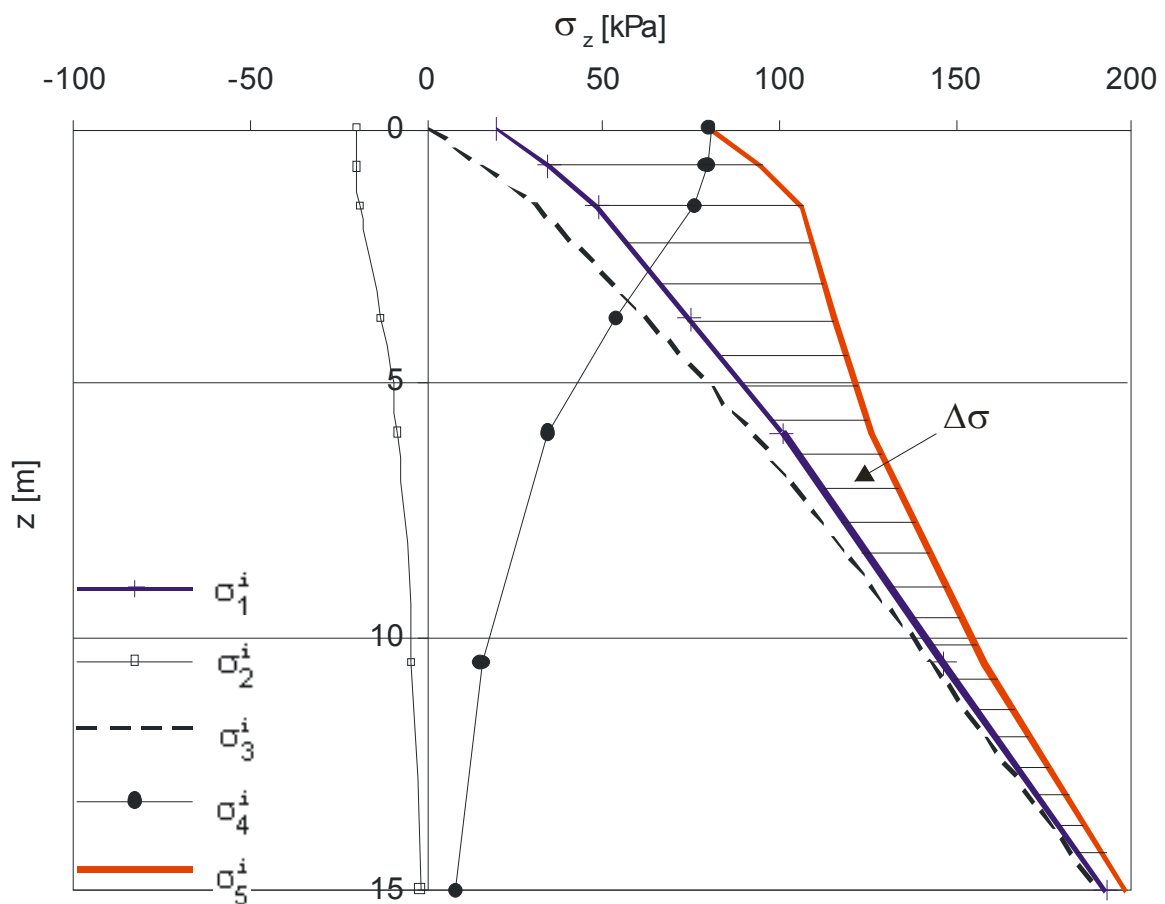
$$\gamma'_{\text{CH}} = 10.2 \text{ kN/m}^3$$

Razbremenitev zaradi izkopa:

$$q' = \gamma \cdot d = 19.5 \cdot 1.0 = 19.5 \text{ kPa}$$

Rešitev: Ob uporabi enačb od (116) do (126) dobimo rezultate v karakterističnih točkah vzdolž osi z, kot prikazuje tabela. Na Sliki IV.52.e. so rezultati vertikalnih napetosti prikazani grafično.

i	[m]	[kPa]	a/b=4.5/3=1.5			[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
			z_i [m]	z_i/b	f_i					
A	1.00	19.50	0	0	0.250	19.50	0	80.00	80.00	60.50
1	0.75	34.13	0.75	0.25	0.248	19.34	14.79	79.36	94.15	60.02
2	0.75	48.75	1.5	0.5	0.238	18.55	30.20	76.10	106.30	57.55
3	2.25	74.63	3.75	1.25	0.168	13.10	61.53	53.76	115.29	40.66
4	2.25	100.50	6.0	2.0	0.107	8.35	92.15	34.26	126.41	25.91
5	4.50	146.40	10.5	3.5	0.048	3.74	142.66	15.33	157.99	11.59
6	4.50	192.30	15.0	5.0	0.026	2.03	190.27	8.32	198.59	6.29

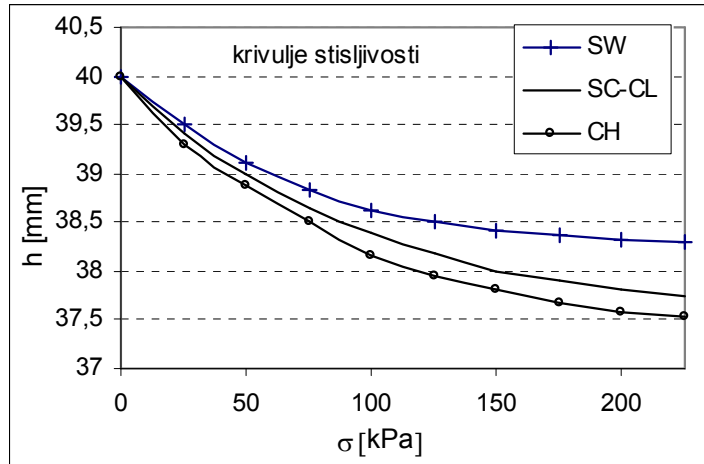


Slika IV.52.d: Diagrami vertikalnih napetosti pod točko A.

Računski problem IV.4

Za vse tri sloje iz računskega problema IV.3 (slika IV.52.d) smo na podlagi edometriških preiskav stisljivosti pridobili krivulje stisljivosti za vzorce iz sredine posameznih slojev, ki so podane numerično in grafično. Določite posedek točke A v težišču kvadratne obremenitvene ploskve.

σ [kPa]	h_k [mm]		
	SW	SC-CL	CH
0	40	40	40
25	39,5	39,4	39,3
50	39,1	39	38,88
75	38,83	38,65	38,51
100	38,63	38,4	38,17
125	38,5	38,18	37,94
150	38,42	38	37,8
175	38,37	37,9	37,68
200	38,32	37,8	37,59
225	38,3	37,75	37,53



Slika IV.52.e: Krivulje stisljivosti za vzorce iz sredine vseh treh slojev.

Rešitev: Iz rešitev edometriških preiskav najprej odčitamo h_α in h_β , nato z enačbo (128) izračunamo srednji modul stisljivosti \bar{E}_{oad}^k za posamezni sloj ter z enačbo (130) površine diagramov dodatnih napetosti $A_{\Delta\sigma}^k$. Pomik točke A na koncu izračunamo z enačbo (127).

Površina spremembe napetosti za posamezni sloj se izračuna z naslednjim izrazom:

$$A_{\Delta\sigma}^k = \frac{1}{2} \cdot \frac{d^k}{2} \cdot (\Delta\sigma^{i-1} + 2 \cdot \Delta\sigma^i + \Delta\sigma^{i+1}) \quad (130)$$

Izračun površine spremembe napetosti za posamezni sloj:

$$A_{\Delta\sigma}^{\text{SW}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{d^{\text{SW}}}{2} \cdot (\Delta\sigma^{\text{A}} + 2 \cdot \Delta\sigma^{\text{A1}} + \Delta\sigma^{\text{1}}) = \frac{1}{2} \cdot \frac{0.75}{2} \cdot (60.05 + 2 \cdot 60.03 + 57.60) = 89.31 \text{ kPa} \cdot \text{m}$$

$$A_{\Delta\sigma}^{\text{SC-CL}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{4.50}{2} \cdot (57.6 + 2 \cdot 40.67 + 25.89) = 185.42 \text{ kPa} \cdot \text{m}$$

$$A_{\Delta\sigma}^{\text{CH}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{9}{2} \cdot (25.89 + 2 \cdot 11.59 + 6.29) = 124.55 \text{ kPa} \cdot \text{m}$$

Izračun posedka točke A v težišču kvadratne obremenitvene ploskve s_A je prikazan v tabeli.

	[kPa]	[kPa]	[kPa]			[kPa]	[kPa·m]	[m]
i	$\sigma_1^i = \sigma'_\alpha$	$\sigma_5^i = \sigma'_\beta$	$\Delta\sigma'^i$	h_α^i	h_β^i	\bar{E}_{oad}^k	$A_{\Delta\sigma}^k$	ρ_k
A1	34.13	94.15	60.02	39.354	38.677	3488.77	89.31	0.026
12	74.63	115.29	40.66	38.655	38.265	4033.37	185.61	0.046
23	146.4	157.99	11.59	37.82	37.762	7491.53	124.55	0.016
							$s_A =$	0.088

IV.4.4 Strižna trdnost

Največ težav v geomehaniki (npr. nosilnost plitvih in globokih temeljev, stabilnost na pobočju, projektiranje podpornih zidov, penetracijski odpor, likvefakcija tal itd) je pod vplivom strižne trdnosti tal. Analitične in numerične analize uporabljajo za rešitev inženirskih problemov vrednosti strižne trdnosti tal.

Strižna trdnost v tleh je posledica odpornosti gibanja na kontaktu med delci, zaradi medsebojne povezanosti delcev, fizikalnih vezi oblikovanih preko kontaktnih površin (ki izvirajo iz površine atomov, kjer si delijo elektrone na kontaktu) in kemičnih vezi (tj. cementiranje - delci so povezani preko trdne snovi, kot je prekristaliziran kalcijev karbonat). Za določitev točke porušitve v napetostno-deformacijski krivulji določenega materiala se lahko uporabljajo različna merila. Porušitve in popuščanja materiala ne smemo zamenjevati. Za določanje porušitve ni poenotenega načina. Za nekatere materialne se lahko porušitev domneva pri točki popuščanja. Pri tleh porušitev običajno nastopi pri 15% do 20% deformacije.

Ta deformacija običajno pomeni, da je funkcija določene strukture (npr. temelji stavbe) poškodovana, vendar ni porušena. Porušitev temeljnih tal ne pomeni porušitve sistema. V tem smislu je lahko strižna trdnost tal, definirana kot največja napetost na katerikoli ravnini v tleh povzročena pri določeni deformaciji, obravnavana kot porušitev.

Obstajajo različni porušitveni kriteriji, ki določajo porušitev. Mohr-Coulombov kriterij porušitve je najbolj pogost empirični porušitveni kriterij, ki se uporablja v mehaniki tal.

V smislu učinkovitih napetosti je Mohr-Coulombov kriterij definiran kot

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \tan \phi'$$

Kjer je τ_f strižna trdnost pri porušitvi, c' je učinkovita kohezija, σ'_f je učinkovita napetost pri porušitvi in ϕ' je učinkoviti strižni kot, povprečni koeficient trenja μ na drsni ravnini se določi kot $\mu = \tan \phi'$

Napetostno-deformacijski odnos zemljine in s tem strižna trdnost je odvisna od:

sestave tal (osnovni material zemljine): mineralogija, velikost zrn in porazdelitev velikosti zrn, oblika delcev, vrsta tekočine v porah in vsebina, ioni na zrnih trdnine in v tekočini v porah.

stanje (prvotno): Določeno s prvotnim količnikom por, učinkovito normalno napetostjo in strižno napetostjo (zgodovina napetosti).

Stanje se lahko opiše z izrazi, kot so: mehko, gosto, prekonsolidirano, normalno konsolidirano, trd, mehek, skrčeno, dilatirano itd.

struktura: Nanaša se na razporeditev delcev v masi zemljine; način, s katerim so delci sestavljeni ali porazdeljeni. Zunanja oblika, kot so plasti, stiki, razpoke, nepropustne plasti, praznine, žepi, cementiranje, itd, so del strukture.

Struktura tal je opisana z izrazi, kot so: nepoškodovan, poškodovan, preoblikovan, stisnjen, utrjen, kosmičast, satovje, enozrnat, slojevit, večplasten, ploščičast, izotropen in anizotropen. Obtežni pogoji: učinkovito napetostno stanje - drenirano, nedrenirano in vrsta obtežbe-magnituda, velikost stopnje (statična, dinamična) in časovna odvisnost (enakomerna, ciklična).

V naravi pa totalna strižna trdnost zajema vse te dejavnike.

Laboratorijski testi, npr. direktni strižni preizkus, triaksialni strižni preizkus, preprost strižni preizkus, uporabljajo različne pogoje za odvodnjavanje (drenirani ali nedrenirani), hitrosti obremenjevanja, obseg pritiskov in zgodovino napetosti ter se uporabljajo za določanje vrednosti strižne trdnosti: tlačna trdnost, drenirana strižna trdnost, nedrenirana strižna trdnost, maksimalna trdnost, kritično stanje strižne trdnosti in preostali (rezidualni) odpor.

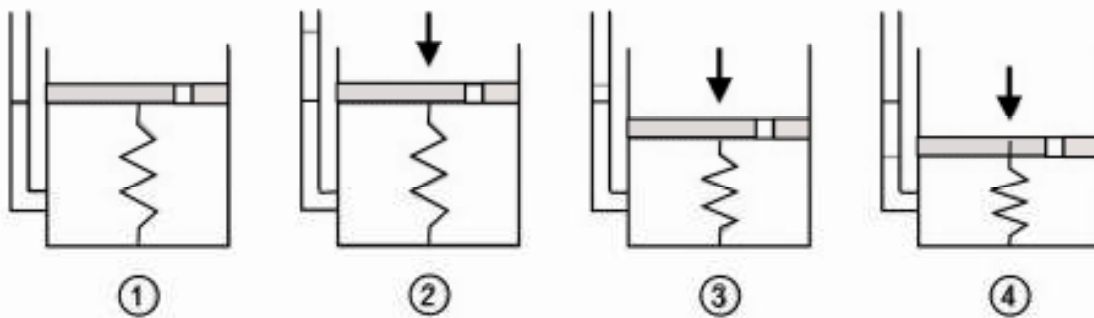
IV.4.5 Konsolidacija

Konsolidacija je proces, pri katerem se tlom zmanjšuje obseg. To se zgodi, ko se tla obremenijo z obremenitvijo (obtežbo), kar povzroča, da se delci prsti stisnejo bolj tesno skupaj, s čimer se zmanjša volumen. Ko se to zgodi v tleh, ki so nasičena z vodo, se voda iztisne iz tal. Obseg konsolidacije je mogoče predvideti z različnimi metodami. V klasični metodi, ki jo je razvil Karl Terzaghi se tla preverijo z edometričkim testom za ugotavljanje indeksa stisljivosti. To se lahko uporabi za napovedovanje stopnje konsolidacije.

Ko se obremenitev odstrani iz konsolidiranih tal (razbremenitev), bodo tla v povratnem delovanju ponovno pridobila nekaj prostornine, ki se je izgubila v procesu konsolidacije. Če se tla ponovno obremenijo, se bodo tla ponovno konsolidirala vzdolž dekompresijske krivulje, ki se določi z dekompresijskim indeksom. Tla, ki so mu odstranili obremenitev so prekonsolidirana. To velja tudi za tla, ki so imela v preteklosti na površju ledenik. Najvišja napetost, ki jo je v tleh povzročila največja obremenitev, se imenuje prekonsolidacijska napetost. Za tla, ki so trenutno pod največjo obremenitvijo rečemo, da so normalno konsolidirana.

Analiza konsolidacije

Proces konsolidacije je pogosto pojasnjen z idealiziranim sistemom, ki je sestavljen iz vzmeti, zaprto posodo z odprtino na vrhu in vodo. V tem sistemu vzmet predstavlja stisljivost ali samo sestavo trdnine in vode, ki zapolnjujeta posodo, voda se nahaja v porah tal.



Slika IV.53. Idealiziran sistem za prikaz konsolidacije

Posoda je v celoti napolnjena z vodo in odprtina je zaprta (v celoti nasičena tla). Na pokrovu vnesemo obremenitev medtem, ko je odprtina še vedno zaprta. Na tej stopnji se samo voda upira obremenitvi (razvoj čezmernega porega tlaka vode). Takoj, ko se odprtina odpre, voda začne odtekat skozi njo in vzmet se skrajša (odvodnjavanje odvečne porene vode). Po določenem času voda preneha odtekat. V tem trenutku se vzmet sama upira obremenitvi (popolna disipacija prekomernega porega pritiska, konec konsolidacije).

Primarna konsolidacija

Ta metoda predpostavlja, da konsolidacija nastopi le enodimenzionalno. Za določitev deformacije ali količnika por v razmerju z efektivnimi napetostmi, kjer je efektivna napetost izražena z logaritemsko skalo se uporabljajo laboratorijski podatki. Izrisan naklon krivulje predstavlja količnik stisljivosti ali količnik razteznosti. Enačba za konsolidacijski posedek normalno konsolidiranih tal se lahko določi iz:

$$\delta_c = \frac{C_c}{1 + e_0} H \log \left(\frac{\sigma'_{zf}}{\sigma'_{z0}} \right)$$

kjer je:

- δ_c posedek med konsolidacijo
- C_c količnik stisljivosti
- e_0 začetni količnik por
- H višina tal
- σ'_{zf} končna vertikalna napetost

σ'_{z0} začetna vertikalna napetost

C_c se lahko nadomesti s C_r (količnik razteznosti) za uporabo v prekonsolidiranih tleh, kjer je končna efektivna napetost nižja od prekonsolidacijske napetosti. V primeru, ko je končna efektivna napetost večja od prekonsolidacijske napetosti, enačbo za izračun posedka sestavljata dva prispevka, kot sledi

$$\delta_c = \frac{C_r}{1+e_0} H \log\left(\frac{\sigma'_{zc}}{\sigma'_{z0}}\right) + \frac{C_c}{1+e_0} H \log\left(\frac{\sigma'_{zf}}{\sigma'_{zc}}\right)$$

kjer je σ'_{zc} prekonsolidacijska napetost v tleh

Sekundarna konsolidacija

Sekundarna konsolidacija je proces posedanja temeljnih tal, ki poteka po primarni fazi konsolidacije. Sekundarna konsolidacija je posledica lezenja, viskoznega obnašanja med glino ter vodno, kompresijo organskih snovi in drugih procesov. V pesku je posedanje, ki jo povzroča sekundarna konsolidacija zanemarljiva, medtem ko je v šoti zelo pomembna. Sekundarna konsolidacija se izračuna po formuli:

$$S_s = \frac{H_0}{1+e_0} C_a \log\left(\frac{t}{t_{90}}\right)$$

kjer je

H_0 višina konsolidiranega medija

e_0 začetni količnik por

C_a sekundarni indeks stisljivosti

Časovna odvisnost

Čas v katerem konsolidacija nastopi je mogoče predvideti. Včasih lahko konsolidacija traja več let. To še posebej velja v nasičeni glini, ker je njena hidravlična prevodnost izredno nizka in to povzroča, da odtekanje vode iz tal poteka zelo dolgo časa. V primeru drenaže je porni tlak vode večji kot običajno, saj prevzema del delujoče napetosti (v nasprotju z delci prsti).

IV.4.6 Bočni (lateralni) zemeljski pritisk

Teorija bočnega zemeljskega pritiska se uporablja za oceno velikosti napetosti, ki jo lahko tla prenesejo pravokotno na silo teže. To je napetost, ki deluje na podpornih zidovih. Koeficient bočnega zemeljskega pritiska K je definiran kot razmerje horizontalne napetosti na vertikalno napetost za nekoherentna tla ($K = \sigma_h/\sigma_v$). Obstajajo trije koeficienti: mirni (K_0), aktivni (K_a) in pasivni (K_p). Mirni zemeljski pritisk je bočna napetost v tleh pred pričetkom delovanja obtežbe (pred posegom v tla). Aktivno napetostno stanje je doseženo, ko se stena odmika od tal pod vplivom bočnih pritiskov, kot posledica strižne porušitve zaradi zmanjšanja bočnih napetosti. Pasivno napetostno stanje je doseženo, ko se stena potisne v tleh dovolj naprej in to povzroči strižno porušitev v masi tal zaradi povečanja bočnih napetosti. Obstaja veliko teorij za ocenjevanje bočnega zemeljskega pritiska; nekatere so izpeljane empirično, nekatere pa analitično.

IV.4.7 Nosilnost temeljnih tal

V geomehaniki globalna nosilnost predstavlja sposobnost tal za prevzem obremenitev iz objekta. Nosilnost temeljnih tal je definirana kot povprečna kontaktna napetost med temeljem in tlemi, ki jo povzroči strižna porušitev v tleh. Dovoljena nosilnost je definirana kot nosilnost v tleh deljena s faktorjem varnosti. Na mehkih tleh lahko včasih pride pod obremenjenimi temelji do velikih posedkov brez dosežene dejanske strižne porušitve; v takih primerih je dovoljena nosilnost temeljnih tal določena glede na največje dopustne posedke. Tla se lahko

porušijo na tri možne načine: globalna strižna porušitev, lokalna strižna porušitev in strižna porušitev vsled preboja.

Običajno najprej analiziramo primer glede na globalno porušitev. Preveritev glede na ostale strižne porušitve se izvede pri preračunu posedkov. Obstaja veliko različnih metod za analizo te porušitve. Karl von Terzaghi je leta 1943 razvil metodo za določitev nosilnosti tal glede na globalno strižno porušitev. Enačbe so navedene spodaj

Za pravokotne temelje:

$$q_{ult} = 1.3c' N_c + \sigma'_{zD} N_q + 0.4\gamma' B N_\gamma$$

Za kontinuirne temelje:

$$q_{ult} = c' N_c + \sigma'_{zD} N_q + 0.5\gamma' B N_\gamma$$

Za okrogle temelje:

$$q_{ult} = 1.3c' N_c + \sigma'_{zD} N_q + 0.3\gamma' B N_\gamma$$

$$N_q = \frac{e^{2\pi(0.75-\phi'/360)\tan\phi'}}{2\cos^2(45^\circ + \phi'/2)}$$

$$N_c = 5.7 \text{ for } \phi' = 0$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan\phi'} \text{ za } \phi' > 0$$

$$N_\gamma = \frac{\tan\phi'}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2\phi'} - 1 \right)$$

c' efektivna kohezija

σ'_{zD} vertikalna efektivna napetost na globini osnove temelja

γ' efektivna lastna teža tal (saturirana tla) oziroma totalna lastna teža tal (nesaturirana tla)

B širina ali premer temelja

ϕ' efektivni strižni kot temeljnih tal

K_{py} koeficient dobljen grafično

Narejene so bile poenostavitve, v katerih se je izločil koeficient K_{py} (Coduto; podano v nadaljevanju, razlika med metodama je 10%).

$$N_\gamma = \frac{2(N_q + 1)\tan\phi'}{1 + 0.4\sin 4\phi'}$$

IV.4.8 Stabilnost na pobočjih

Področje stabilnosti na pobočju zajema analizo statične in dinamične stabilnosti zemeljskih pobočij in jezov s kamnitimi nasipi, pobočij drugih vrst nasipov, izkopanih brežin in naravnih brežin v zemljinah ter mehkih kamninah. Zemljinska pobočja lahko razvijejo porušno drsino sferične oblike na nestabilnih območjih. Verjetnost, da se na pobočjih te porušnice aktivirajo je mogoče izračunati vnaprej z uporabo preprostih 2-D krožnih rezultatnih analiz. Največja težava pri analizi je določitev lokacije najbolj verjetne porušne drsine za podano situacijo. Številni zemeljski plazovi so bili analizirani le po dejansko izvedenem plazu v naravi.

Treba je opozoriti, da v naravi na območju slojevitih nehomogenih tal ni nujno porušna drsina krožne oblike, vendar je z računalniškim programom veliko lažje analizirati tako poenostavljeno geometrijo. Kljub temu pa lahko v območju "čiste" gline porušnica zavzame krožno obliko. Takšni zdrsi se pogosto zgodijo po obdobju močnega dežja, ko porni tlak vode

na površini porušne drsine narastejo, kar posledično zmanjšuje ефективne normalne napetosti s čimer se zmanjša trenje vzdolž drsne linije. To stanje nastopi tudi vsled dodatnega dejavnika, ki predstavlja povečano težo tal zaradi podtalnice. Razpoka, ki je v predhodnem suhem vremenu nastala zaradi krčenja na vrhu drseče mase, se lahko tudi napolni z deževnico, kar lahko potisne zdrs naprej. Na drugi strani, tanka kamnita plast drsine na pobočjih lahko premakne plast zemlje, ki se nahaja na vrhu kamnite osnove. Tudi takšen primer se navadno zgodi zaradi močnega deževja, včasih v kombinaciji s povečano obremenitvijo iz novogradenj ali odstranitvijo podpore pri temelju zidu (vsled širitve ceste ali drugih gradbenih del). Stabilnost se lahko bistveno izboljša z ukrepom odvodnjavanja za zmanjšanje destabilizacijskih sil. V trenutku, ko je prišlo do zdrsa, oslABLJENO področje vzdolž porušnice ostaja, ki jih lahko nato ponovi v naslednjem močnem deževju. Problem stabilnosti pobočja je mogoče videti skoraj na vsakem sprehodu po grapah v mestnem okolju.

Stabilnost pobočij obsega analizo tal na pobočju in njen potencial, da se prične gibati. Stabilnost se določi z ravnotežjem strižne napetosti in strižno trdnostjo. Prej stabilno pobočje je lahko predhodno ogroženo z dejavniki, zaradi česar postane pobočje pogojno stabilno. Sprožitev teh dejavnikov na pobočju vsled vremenskih ali drugih razmer lahko nato na pobočju povzroči nestabilnost, kar privede do gibanja zemeljske mase. Te premike lahko povzročijo povečane strižne napetosti, kot so obtežbe, bočni pritiski in začasne sile. Druga možnost je, da je strižna trdnost zmanjšana zaradi vremenskih sprememb, pornega tlaka vode in organskih snovi.

Metode stabilnostnih analiz

V primeru, ko so sile, ki se upirajo premiku zemeljske mase večje kot sile, ki gibane mase povzročajo, je pobočje stabilno. Količnik varnosti se izračuna tako, da se vsota sil, ki se upirajo gibanju deli z vsoto sil, ki gibanje povzročajo. V potresno ogroženih območjih je analiza izvedena v statičnih in psevdo-statičnih pogojih, potresne sile se v analizi upoštevajo kot dodatne statične obtežbe.

Lamelna metoda stabilnostne analize

je metoda za analizo stabilnosti pobočja v dvodimenzionalnem stanju. Drseča masa nad porušno drsino je razdeljena na več lamel. Sile, ki delujejo na vsako lamelo se dobijo ob upoštevanju mehanskega ravnovesja lamel.

Metoda po Bishop-u

Modificirana (ali poenostavljena) metoda po Bishop-u je metoda za izračun stabilnosti pobočja. To je razširitev lamelne metode. Ob upoštevanju določenih poenostavljenih predpostavk problem postane statično določen in primeren za ročni izračun: sile na vsaki medlamelni ravnini so horizontalne. Metoda je pokazala, da se količnik varnosti razlikuje od "pravilne" vrednosti samo za nekaj odstotkov.

$$F = \frac{\sum \left[\frac{c' + ((W/b) - u) \tan \phi'}{\psi} \right]}{\sum [(W/b) \sin \alpha]}$$

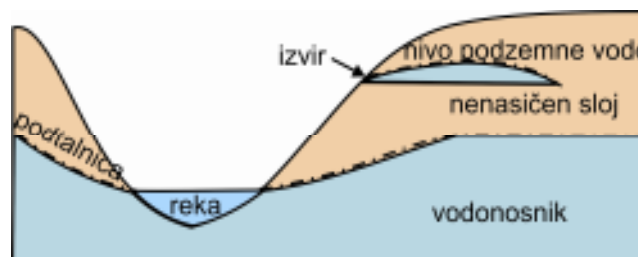
$$\psi = \cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi}{F}$$

kjer je

- c' efektivna kohezija
- φ' efektivni strižni kot
- b širina posamezne lamele, predpostavljamo, da imajo vse lamele enako širino
- W teža posamezne lamele
- u porni pritisk na osnovni ploskvi posamezne lamele

IV.5 Propustnost in pronicanje vode

Pronicanje je pretok tekočine skozi pore tal. Po meritvah ali ocenitvi notranje prepustnosti (k_i) je mogoče izračunati hidravlično prevodnost (k) zemljine in oceniti je mogoče stopnjo pronicanja. » k « ima enote m / s ter pomeni povprečna hitrost vode skozi porozno snov na podlagi vzajemnega hidravličnega gradienta. To je proporcionalna konstantna med povprečno hitrostjo in hidravličnim gradientom v Darcy-jevem zakonu. V večini naravnih in inženirskih primerov je hidravlični gradient manj kot ena, tako da vrednost » k « za tla na splošno predstavlja največjo verjetno hitrost pronicanja. Tipična vrednost hidravlične prevodnosti naravnega peska je okoli $1 \times 10^{-3} m / s$, medtem ko je » k « za gline podobna tisti iz betona. Količina pronicanja pod jezovi in piloti se lahko oceni z uporabo grafičnega prikaza, ki je poznan kot izraz »flownet«.



Slika IV.54. Prerez temeljnih tal

Ko je hitrost pronicanja dovolj velika, lahko pride do erozije zaradi delujočega trenjskega vlečenja med delci prsti. Navpično pronicanje v smeri navzgor je vir nevarnosti za pilote nameščene navzdol po reki in za območje pod peto jezovi ali rečnega nasipa. Erozija tal lahko privede do porušitve strukture tal in do oblikovanja vrtače. Pronicanje vode odstrani prst, z začetkom od izstopne točke pronicanja in erozijo, ki napreduje po pobočju.

Pronicanje v smeri navzgor zmanjšuje efektivne napetosti v tleh. V primerih, ko je hidravlični gradient enak ali večji od kritičnega gradienta (to je, če je tlak vode v tleh enak skupnim vertikalnim napetostim v točki), se efektivne napetosti znižajo na nič. Ko se to zgodi v nekoherentnih tleh, je doseženo »hitro« stanje in tla postanejo težka tekočina (npr. pride do utekočinjenja ali likvefakcije).

Hidrogeologija (hidro- pomeni voda, -geologija pomeni študija Zemlje) je področje geologije, ki se ukvarja z razporeditvijo in gibanjem podzemne vode v zemljinah in kamninah zemeljske skorje, (ponavadi v vodonosnikih). Izraz geohidrologija se pogosto uporablja kot sopomenki. Nekateri delajo manjšo razliko med hidrologom ali inženirjem, ki se uvršča med geologe (geohidrolog) in geologom, ki se ukvarja s hidrologijo (hidrogeolog). Hidrogeologija (kot večina ved o Zemlji) je interdisciplinarno področje, ki se težko v celoti upošteva pri kemičnih, fizikalnih, bioloških in celo pravnih interakcijah med tlemi, vodo, naravo in družbo. Študija interakcije med gibanjem podzemne vode in geologijo je lahko precej zapletena. Podzemna voda v temeljnih tleh pod površino vedno ne teče navzdol po hribu v skladu s topografijo, temveč sledi gradientnemu tlaku (pretok od visokega tlačnega gradienta do nizkega) ter pogosto sledi prelomom in kanalom v ovinkasti poti. Ob upoštevanju prepletanja različnih vidikov večkomponentnega sistema se pogosto zahteva znanje iz številnih različnih področjih, na obeh ravneh - eksperimentalnem in teoretičnem.

Hidrogeologija, kot je navedeno zgoraj, je veja vede o Zemlji, ki se ukvarja s pretokom vode skozi vodonosnike in druge plitve porozne medije (ponavadi manj kot 450 m pod površjem). Zelo plitki tok vode pod površino (na zgornjih 3 m) se nanaša na področja znanosti tal, kmetijstvo in gradbeništvo, kakor tudi na hidrogeologijo. Splošni pretok tekočin (voda, ogljikovodiki, geotermalne tekočine itd) v globljih formacijah je tudi področje geologov, geofizikov in naftnih geologov. Podzemna voda je počasna viskozna tekočina (z Reynolds-ovim številom manj kot enota). Veliko empirično pridobljenih zakonov toka podzemne vode je mogoče alternativno pridobiti iz mehanike tekočin iz posebnega primera Stokes- toka (viskoznost in pritisk). Matematični odnosi, ki se uporabljajo za opis pretoka vode skozi porozno snov, so difuzija in Laplace-ova enačba, ki imata aplikacije v številnih različnih področjih. Stalni tok podzemne vode (Laplaceova enačba) je bil simuliran z analogno

električno, elastično in toplotno prevodnostjo. Začasni tok podzemne vode je analogni širjenju toplote v trdni snovi, zato so bile nekatere rešitve za hidrološke probleme prilagojene iz literature prenosa toplote.

Tradicionalno se je pretok podzemne vode preučeval ločeno od površinskih voda, klimatologije in celo kemičnih in mikrobioloških vidikov hidrogeologije (procesi so nepovezani). Na področju razvoja hidrogeologije so vse bolj jasne močne interakcije med podtalnico, površinskimi vodami, vodno kemijo, vlažnostjo tal in celo podnebjem.

IV.5.1 Definicije in materialne lastnosti

Ena od glavnih nalog hidrogeologa, ki jo običajno opravlja, je napoved prihodnjega obnašanja vodonosnega sistema, ki temelji na analizi preteklih in sedanjih opazovanj. Nekatera hipotetična, ampak značilna vprašanja bi bila:

- Lahko vodonosnik podpira druge podrazdelitve?
- Se bo reka izsušila, če bo kmetijstvo podvojilo svoja namakanja?
- Ali so kemikalije iz suhega čiščenja objektov potovale skozi vodonosnik v dobro ali slabo človeštvu?
- Bo izpust odpadne vode v bližino človeškega sistema pretoka pitne vode korekten ali škodljiv?

Večino teh vprašanj je mogoče rešiti s simulacijo hidrološkega sistema (s pomočjo numeričnih modelov ali analitičnih enačb). Natančna simulacija vodonosnega sistema pa zahteva poznavanje lastnosti vodonosnika in robnih pogojev. Zato je skupna naloga hidrogeologov določanje lastnosti vodonosnika z uporabo testov za vodonosnike.

Za nadaljnjo opredelitev vodonosnikov in vodonosnih območij so v nadaljevanju predstavljene nekatere osnovne in izpeljane fizikalne lastnosti. Vodonosniki se na splošno razvrstijo kot omejeni ali neomejeni (vodonosniki površinske vode), oziroma nasičeni ali nenasičeni. Vrsta vodonosnika vpliva na to, katere lastnosti nadzirajo pretok vode v tem mediju (npr. sproščanje vode iz shrambe zaprtih vodonosnikov je povezano z aktivnostjo, medtem ko so neomejeni vodonosniki odvisni od specifičnega popuščanja).

Hidravlična ali piezometrična višina

Sprememba hidravlične višine (H) je gonilna sila, ki jo povzroči voda, da se premakne iz ene točke v drugo. Sestavljena je iz tlaka (ψ) in višine (z). Višina gradienta je sprememba hidravlične višine na dolžino pretoka ter je v Darcy-jevem zakonu definirana kot sorazmerna s pretokom. Hidravlična višina je neposredno izmerljiva lastnost, ki lahko pridobi katerokoli vrednost (zaradi poljubnega podatka v smeri z); ψ je mogoče meriti s tlačnim merilcem (ta vrednost je lahko negativna, na primer, pri črpanju; vendar je pozitivna pri nasičenih vodonosnikih) in z lahko merimo glede na izmerjene podatke (ponavadi vrh vrtine). Običajno se v vrtinah nivo vode uporablja kot približek za hidravlično višino, ob predpostavki, da ni vertikalnega gradienta pritiska. Pogosto so potrebne le spremembe hidravličnih višin skozi čas, da se lahko stalno ocenjuje sprememba višine ($\Delta h = \Delta \psi$).

Zapis hidravlične višine skozi čas v vrtini se imenuje hidrogram oziroma spremembe hidravličnih višin, ki so v preizkusu evidentirane med črpanjem vrtine, se imenuje opis padca (drawdown).

Poroznost

Poroznost (n) je neposredno merljiva lastnost vodonosnika; vrednost med 0 in 1, ki označuje vsebnost prostora v porah med nekonsolidiranimi delci prsti ali v prelomih hribine. Značilno je, da večina podtalne vode (in vse v njej raztopljeno) preide skozi porozne predele z zmožnostjo pretoka (imenovano tudi kot učinkovita poroznost).

Propustnost

je izraz, ki je povezan s porami. Na primer, neporušena enota hribine lahko ima visoko poroznost (ima veliko lukenj med njenimi sestavnimi zrnji), vendar nizko prepustnost (pore niso povezane). Primer tega pojava je plovec, ki je, ko je v svojem nezlomljenem stanju lahko slab vodonosnik. Poroznost neposredno ne vpliva na porazdelitev hidravlične višine v

vodonosniku, vendar ima zelo močan vpliv na migracije raztopljenih onesnaževalcev, saj vpliva na hitrost toka podzemne vode preko obratnega sorazmerja.

Vsebnost vode

Vsebnost vode (θ) je tudi neposredno merljiva lastnost; je del skupnega volumna hribine, ki je napolnjena s tekočo vodo. Tudi ta lastnost ima vrednost med 0 in 1, vendar pa mora tudi biti manjša ali enaka skupni poroznosti. Vsebnost vode je zelo pomembna v vadozni hidrološki coni (coni, ki je nad stalnim nivojem podtalnice), kjer je hidravlična prevodnost močno nelinearna funkcija vsebnosti vode, kar otežuje rešitev enačbe nenasičenega toka podzemne vode.

Hidravlična prevodnost

Hidravlična prevodnost (K) in »transmissivity« -lastnost, ki definira količino vode, ki preteče vodoravno skozi vodonosnik- (T) sta posredni lastnosti vodonosnika (ki jih ni mogoče neposredno izmeriti). $T=K_b$, ko je K konstanten skozi celotno debelino (b) vodonosnika. Te lastnosti so meritve sposobnosti vodonosnika za prenos vode. Notranja prepustnost (κ) je sekundarna lastnost materiala, ki ni odvisna od viskoznosti in gostote tekočine (K in T so značilne za vodo), in se uporablja bolj v naftni industriji.

Specifično skladiščenje vode in specifično popuščanje

Specifično skladiščenje vode (S_s) and njegova vsebnost izračunana po globini ($S=S_s b$), je indirektna lastnost vodonosnika (ne more biti izmerjena direktno); prikazuje količino podzemne vode glede na enoto podtlaka v zaprtem vodonosniku, vrednosti med 0 in 1. Specifično popuščanje (S_y) je razmerje med 0 in 1 ($S_y \leq$ poroznost) in označuje količino vode sproščene zaradi dreniranja vsled znižanja vodne gladine v neomejenem vodonosniku. Značilno je, da je S_y večjega velikostnega reda od S_s . Pogosto se poroznost in efektivna poroznost učinkovito uporabljata kot zgornja meja specifičnega popuščanja.

Lastnosti transportiranih nečistoč (onesnaževalcev)

Pogosto nas zanima, kako bo premikajoča podtalnica premikala raztopljene nečistoče kontaminirane v okolici (podpodročje onesnaževanja v hidrogeologiji). Onesnaževalce lahko ustvari človek (npr. naftnih derivati, nitrati ali krom) ali so naravni (npr. arzen, slanost). Poleg razumevanja, kje podzemna voda teče, kar temelji na hidroloških lastnostih obravnavanih zgoraj, so prisotne še dodatne lastnosti, ki vplivajo na to, kako se raztopljeni onesnaževalci transportirajo s podzemno vodo.

Disperzivnost

Disperzivnost (α_L , α_T) je empirični faktor, ki ocenjuje količino onesnaževalcev usedenih na mestih pretoka podzemne vode. Nekateri onesnaževalci se bodo usedli "za" ali "pred" podzemno vodo, kar privede do vzdolžne disperzivnosti (α_L), nekaj pa "ob strani" čistega pretoka podzemne vode, kar vodi do prečne disperzivnosti (α_T). Disperzivnost je dejansko parameter, ki predstavlja potrebe po informacijah o tem sistemu, ki se je simuliral. Obstaja veliko lastnosti o vodonosniku, katerih povprečna vrednost se izračuna ob uporabi makroskopskega pristopa (npr. majhna področja gramoza in gline v peščenih vodonosnikih) ter se pokaže kot očitna disperzivnost. Zaradi tega je α pogosto odvisna od dolžine razsežnosti problema - disperzivnost na 1 m^3 vodonosnika je drugačna od tiste do 1 cm^3 iz enakega materiala vodonosnika.

Hidrodinamična disperzija

Hidrodinamična disperzija (D) je pozitiven fizikalni parameter, ki opisuje molekule v pretoku vzorca oddaljenem od srednjega toka; kar je posledica »Brownian« gibanja. To je enak mehanizem kot enakomerno širjenje barvila v vedru vode. Disperzivnostni koeficient je praviloma zelo majhen (običajno manjši od α) in je pogosto zanemarljiv (razen pri zelo majhnih hitrostih toka podzemne vode v glinenih vodonosnikih). Pomembno je, da hidrodinamične disperzije ne zamenjamo s disperzivnostjo, saj je prva fizikalni pojav in empirični faktor ima podobno obliko kot disperzivnost.

IV.5.2 Vodilne enačbe

Darcy-jev zakon

Darcy-jev zakon predstavlja konstitutivno enačbo (empirično jo je razvil Henri Darcy, leta 1856), ki določa količino podtalnice pretočene preko določenega mesta vodonosnika in je sorazmerna s površino prečnega prereza toka, gradientom hidravlične višine in hidravlično prevodnostjo.

Enačba pretoka podtalnice

Enačba pretoka podtalnice v najbolj splošni obliki opisuje gibanje podzemne vode v poroznem mediju (vodonosniki). V matematiki je poznana kot difuzijska enačba ter ima veliko analogije na drugih področjih. Veliko rešitev za probleme pretoka podzemne vode je bilo pridobljenih iz obstoječih rešitev prenosa toplote. To pogosto izhajajo iz fizikalnih osnov ob uporabi Darcy-jevega zakona in ohranjanja mase pri kontroli manjših volumnov. Enačba se pogosto uporablja za napovedovanje pretoka vrtin, ki imajo radialno simetrijo, zato je enačba pretoka pogosto rešena v polarnih ali cilindričnih koordinatah. Enačba je ena od najpogosteje uporabljenih in temeljnih rešitev pretoka podzemne vode in se lahko uporablja za napovedovanje začasnega razvoja višine vsled učinkov črpanja ene ali več vrtin. Enačba predstavlja rešitev za enakomerni pretok podzemne vode (Laplace-ova enačba). Razen, če obstajajo veliki viri vode v bližini (reka ali jezero), je enakomerni pretok podtalnice redko dosežen.

Izračun pretoka podzemne vode

Če želite uporabiti enačbo pretoka podtalnice za oceno porazdelitve hidravličnih višin ali smeri in hitrosti pretoka podzemne vode, mora biti ta parcialna diferencialna enačba (PDE) rešljiva. Najpogostejši način za analitično reševanje difuzijske enačbe v literaturi hidrogeologije, so: Laplace-ova, Hankel-ova in Fourier-jeva transformacija (zmanjšanje števila dimenzij PDE); podobna transformacija (imenovana tudi Boltzmann-ova transformacija); ločevanje spremenljivk, kar je bolj uporabno koordinatah, ki niso kartezijske Green-ova funkcija, ki je druga metoda za izpeljavo rešitev - od osnovne rešitve difuzijske enačbe prostora.

Ne glede na to, katero metodo bomo uporabili za rešitev enačbe pretoka podzemne vode, moramo začetne pogoje (višina v trenutku $(t) = 0$) in robne pogoje (fizične meje ali s približevanjem do te točke). Pogosto so prvotni pogoji definirani za začasno simulacijo z ustreznim simuliranjem trajnega stanja (kjer je čas diferencialni koeficient v enačbi pretoka podzemne vode enak 0). Obstajata dva glavna načina reševanja PDE, bodisi analitične metode ali numerične metode. Značilno je, da analitične metode natančno rešijo enačbo pretoka podzemne vode v skladu s poenostavljenimi pogoji, medtem ko numerične metode dajejo ob uporabi splošnih pogojev približek.

Analitične metode

Analitične metode običajno uporabljajo predpostavke iz matematike v poenostavljeni rešitvi, vendar je postopek za izpeljavo vseh, najenostavnejših geometrijskih predpostavk lahko precej bolj zapleten (vključuje nestandardne koordinate, prilagojeno kartiranje, itd.) Analitične rešitve predstavljajo običajno enačbo, ki lahko poda hiter odgovor temelječ na nekaj osnovnih parametrih. Enačba je zelo preprosta (vendar še vedno zelo uporabna) analitična rešitev enačbe pretoka podzemne vode, ki se navadno uporablja za analizo rezultatov preizkusa v vodonosniku.

Numerične metode

Področje numeričnih metod je precej veliko, uporabno za večino področij tehnike in znanosti na splošno. Numerične metode so poznane veliko dlje, kot računalniki (leta 1920 je Richardson razvil nekaj primerov sistema končnih razlik, ki je v uporabi še danes, vendar so bili izračunani s svinčnikom na papir s človeškimi "kalkulatorji"), vendar so postali zelo pomembni z razpoložljivostjo hitrih in poceni osebnih računalnikov. Hiter pregled glavnih

numeričnih metod, ki se uporabljajo v hidrogeologiji in nekatera od najbolj osnovnih načel so podana v nadaljevanju. Obstajata dve širši kategoriji numeričnih metod: mrežne ali diskretizirane metode in metode brez mreže. Metoda končnih razlik in metoda končnih elementov (MKE) temeljita na mreži (mreža majhnih elementov). Analitična elementna metoda (AEM) in metoda mejne integralske enačbe (BIEM - včasih imenovana tudi BEM ali metoda robnih elementov) so diskretizirane na mejah ali ob toku elementov (linijsko korito, površina, itd), večina je predpostavljena brez mreže.

Splošne lastnosti mrežnih metod

Mrežne metode, kot so Metoda končnih diferenc ter Metoda končnih elementov rešuje enačbo pretoka podzemne vode, tako da razdeli območje problema (predpostavka) v več manjših elementov (kvadrati, pravokotniki, trikotniki, bloki, tetraedri, itd) in reši enačbo pretoka za vsak element posebej (vse lastnosti materiala so predpostavljene konstantne ali linearno spremenljive v območju elementa), nato so vsi elementi povezani s pomočjo ohranjanja mase čez meje med elementi (podobno kot v divergenčnem teoremu). To se poveže v skupni sistem, ki se približuje enačbi pretoka podzemne vode, vendar popolnoma ustreza robnim pogojem (višina toka je opredeljena v elementih, ki sekajo meje).

Metoda končnih diferenc je način, ki predstavlja stalno izvajanje diferencialnih operatorjev z uporabo diskretnih intervalov (Δx in Δt) in so izpeljane iz Taylor-jevih vrst. Na primer, odvod prvega reda je velikokrat aproksimiran ob uporabi spremembe lokacije v določenem času t , kjer indeks i definira lokacijo v odvisnosti od časa

$$\frac{\partial h}{\partial t} = h'(t_i) \approx \frac{h_i - h_{i-1}}{\Delta t}$$

V GEOTEHNIKA

V.1 Uvod

Geotehnika je področje gradbeništva, ki se ukvarja z inženirskimi problemi obnašanja zemeljskih materialov. Geotehnika vključuje preiskavo obstoječih podpovršinskih pogojev in materialov; določanje njihovih fizikalnih, mehanskih in kemičnih lastnosti, ki so pomembne na obravnavanem projektu; oceno tveganj, ki jih predstavljajo razmere na gradbišču; monitoring razmer na gradbišču med gradnjo in na objektu med eksploatacijo; zemeljska dela, nizke gradnje in temeljenje.

Tipičen projekt na področju geotehnike se začne z oceno projekta, ki definira zahtevane materialne lastnosti. Sledijo terenske preiskave zemeljskega polprostora za pridobitev materialnih lastnosti zemljine, hribine, prelomnic in žive skale na in pod površino vplivnega območja; vključno z ugotavljanjem, kakšna bo interakcija temeljnih tal z objektom v predlagani gradnji. Terenske preiskave so potrebne za razumevanje območja na katerem bo potekala gradnja. Preiskave lahko vključujejo oceno tveganja za ljudi, premoženje in okolje pred naravnimi nesrečami, kot so potresi, zemeljski plazovi, vrtače, utekočinjanje ali likvefakcija zemljine, drobirski tokovi in padanje kamnitih gmot.

Geotehnični inženir nato določi in sprojektira ustrezen način temeljenja, zemeljska dela ali zaščito brežin za predvideni objekt v gradnji. Temelji so zasnovani in izvedeni za konstrukcije različnih velikosti; kot so visoke stavbe, mostovi, srednje velike poslovne stavbe in manjši objekti, kjer razmere v tleh ne dopuščajo tipskega projektiranja.

Temelji, ki so izvedeni za objekt, so lahko plitvi ali globoki. Podporne konstrukcije vključujejo z vodo zapolnjene jezove in podporne zidove. Zemeljska dela vključujejo nasipe, predore, jarke, rečne nasipe, kanale, zbiralnice, odlaganje nevarnih odpadkov in sanitarna odlagališča.

Geotehnika obsega tudi obalni in oceanografski inženiring. Obalni inženiring lahko vključuje projektiranje in izvedbo grajenih nabrežin, marin in pomolov. Oceanografski inženiring lahko vključuje temeljenje in sidrne sisteme obmorskih konstrukcij, kot so naftne ploščadi.

Področji geotehničnega inženiringa (geotehnike) in inženirske geologije sta tesno povezani in imata veliko problemov, ki se prekrivajo. Vendar pa je področje geotehnike specialnost inženirstva, medtem ko je področje inženirske geologije specialnost geologije.

V.2 Zgodovina

V zgodovini so ljudje uporabljali zemljo kot material za nadzor poplav, namakanje, grobišča, gradnjo temeljev in kot gradbeni material za stavbe. Prve aktivnosti so bile povezane z namakanjem in nadzorom nad poplavami, kar je razvidno iz sledov nasipov, jezov in kanalov, ki segajo vsaj 2000 Pr.n.št., ki so bili ugotovljene v starem Egiptu, stari Mezopotamiji in Perziji (dolini reke Tigris in Evfrat), kot tudi po prvih naselij »Mohendžo Daro« in »Arappa« v »Indus« dolini. Ob širitvi mest so bile postavljeni objekti podprti s formiranimi temelji. Stari Grki so sicer gradili točkovne in pasovne temelje ter temeljne brane. Vendar do 18. stoletja ni bilo teoretične podlage za projektiranje temeljnih konstrukcij, tako je bila ta disciplina razvita bolj kot umetnost in ne kot znanost, ki bi se opirala na pretekle izkušnje.

Več inženirskih problemov povezanih s temeljenjem, kot naprimer poševni stolp v Pisi, je spodbudilo znanstvenike, da so pričeli z bolj znanstveno podprtim pristopom preučevati zemeljski polprostor. Prvi napredki so prišli z razvojem Teorije zemeljskega pritiska za gradnjo opornih zidov. Henri Gautier, francoski »kraljevski« inženir je prepoznal "naravno pobočje" v različnih tleh leta 1711; njegova ideja je bila kasneje znana pod »naravnim« kotom zemljine v mirovanju. V osnovi je bil klasifikacijski sistem temeljnih tal oblikovan tudi na podlagi enotne teže materiala; ki pa ne velja več za dobrega pokazatelja vrste materiala temeljnih tal.

Klasična geomehanika se je začela leta 1773 s predstavitvijo problemov »Charles Coulomb«-ove mehanike tal. Ob uporabi zakonov trenja in kohezije za določitev dejanske drseče površine za podpornim zidom je Coulomb nenamerno definiral porušne kriterije za zemljine. Z združevanjem Coulombove teorije s Teorijo »Christian Otta Mohr«-a v 2D napetostnem stanju je bila razvita »Mohr-Coulomb«-ova teorija, ki je zelo uporabna teorija še danes.

Drugi pomembni dogodki v tem obdobju so: »Henry Darcy«-jevo določilo hidravlične prevodnosti; Teorija »Josepha Boussinesqu«-a za porazdelitve napetosti; »William Rankin«-ova teorija, ki je poenostavljena Coulombova teorija zemeljskega pritiska; ter »Albert Atterberg«-ova raziskava konsistence glinenih materialov.^{[1][2]} Sodobna geotehnika se je začela leta 1925 z objavo »Erdbaumechnik« Karla Terzaghi-ja. Na splošno priznan kot oče moderne mehanike tal in geotehničnega projektiranja, je Terzaghi raziskoval na področju posedanja glin in porušitev zaradi gradnje cevi pod jezovi, kar se šteje kot ledina.

V.3 Temeljenje

Temelji stavbe prenašajo obremenitve iz stavbe in drugih objektov v temeljna tla. Geotehnični inženirji projektirajo temeljne konstrukcije na osnovi obtežnih karakteristik objekta in lastnosti temeljnih tal terena. Na splošno geotehnični inženir: 1) ocenjuje magnitudo in lokacijo obremenitev, ki jih je treba podpreti, 2) razvije načrt preiskav za raziskovanje razmer v tleh pod površino, 3) določi potrebne parametre tal na podlagi terenskih in laboratorijskih preiskav (npr. konsolidacijske preiskave, triaksialne strižne preiskave, direktni strižni preizkus, standardni penetracijski test) in 4) projektira temelje na najvarnejši in najbolj ekonomičen način.

Primarni razlogi za izvedbo temeljni konstrukcije so nosilnost, posedanje in gibanje temeljnih tal pod temelji. Nosilnost je sposobnost temeljnih tal, da prevzamejo obremenitve, ki prihajajo iz stavbe ali konstrukcije. Posedanje se pojavlja pod vsemi tipi temeljnih konstrukcij v vseh razmerah temeljnih tal, čeprav je lahko pri manj obremenjenih objektih ali v kamnitih tleh posedanje zanemarljivo. Pri težjih objektih ali mehkejših temeljnih tleh je posedanje zaskrbiljuoče; tako celoten posedek še nezgrajenega območja, kot posedanje sosednjih objektov oziroma diferencialni posedki pod samim objektom. Zlasti zaskrbiljuoče je posedanje, ki se pojavlja v daljšem časovnem obdobju, medtem ko se takojšnji posedek lahko izvrši že med gradnjo objekta. Gibanje tal pod temeljih konstrukcijo se lahko pojavi zaradi krčenja in nabrekanja ekspanzivne zemljine vsled podnebnih sprememb, širitev tal zaradi zmrzovanja, taljenja ledu, nestabilnost pobočja ali drugih vzrokov. Vse te dejavnike je treba upoštevati pri projektiranju temeljev.

Veliko gradbenih predpisov opredeljuje osnovne projektne parametre konstrukcije za enostavne razmere, pogosto so odvisni od pravosodja; vendar so ti načini projektiranja običajno omejeni na določene vrste gradnje in nekatere razmere na lokaciji objekta in so pogosto zelo konzervativni.

Na območjih plitve žive skale lahko večina temeljev prenese obtežbo neposredno na skalo; na drugih območjih pa je zemljina dovolj nosilna za podpiranje objekta. Na območjih kjer je hribinska osnova globoko ter z mehкими tlemi, pa se za prenos obremenitev iz objekta na hribino uporablja globoko temeljenje; na območjih, kjer hribine zaradi ekonomskega vzroka z globokim temeljenjem ni mogoče doseči, se namesto te variante uporablja predhodnjo izboljšanje temeljnih tal z nosilnimi sloji.

V.3.1 Plitvo temeljenje

Plitvo temeljenje je vrsta temeljev, ki prenese obremenitev z objekta v temeljna tla zelo blizu površine in ne v spodnje podpovršinske sloje. Plitvo temeljenje se običajno izvede v globino z razmerjem med širino in globino manj kot 1. Kadar je izvedljivo in smiselno se izvede plitvo temeljenje, ker je enostavnejše, gradnja je praviloma hitrejša in cenejša. Uporablja se, kadar

blizu površja tal ležijo plasti, ki so dovolj nosilne. Tako lahko temeljimo neposredno na njih, pri tem pa izberemo globino temeljenja tik pod objektom, glede na klimatske pogoje (globina zmrzovanja), slojevitost in sestava tal, geomehanske lastnosti tal, hidrološke, hidrogeološke in druge pogoje.

Plitvo temeljenje delimo na:

- točkovne temelje,
- pasovne temelje,
- temeljne nosilce,
- temeljno ploščo.

Vrsto plitvega temeljenja izberemo glede na element, preko katerega se teža objekta prenaša na temelj (pri stebrih izberemo točkovne temelje, temeljne nosilce ali temeljne plošče, pri zidovih pasovne temelje ali temeljno ploščo), nosilnost zemljine (na dobro nosilnih tleh uporabljamo točkovni ali pasovni temelj, na slabše nosilnih temeljne nosilce in temeljne plošče) in vrsto objekta (kadar pričakujemo neenakomerno posedanje objekta je treba izbrati bolj tog način temeljenja, npr. temeljno ploščo).



Slika V.1. Temeljna plošča

Med točkovne temelje prištevamo temeljne konstrukcije na katere aktivne obtežbe delujejo v eni točki (npr. temelj pod enim stebrom).

Med pasovne temelje prištevamo temeljne konstrukcije kjer so obtežbe razporejene v vzdolžni smeri in je razmerje med dolžino (L) in širino (B) temelja $L/B > 2$ (npr. pod zidovi).

Ob izbiri nivoja plitvih temeljev je potrebno upoštevati naslednje:

- doseganje primerne nosilne plasti
- globino nad katero se nahajajo sloji gline, ki se krčijo ali nabrekajo zaradi sprememb v različnih letnih časih, ali vplivov dreves in grmovja, ki lahko povzročijo znatne premike
- globino, nad katero se lahko pojavijo poškodbe zaradi zmrzovanja
- nivo podtalnice in problemi, ki se lahko pojavijo, če je zahtevana globina izkopa pod tem nivojem
- možne pomike tal in zmanjšanje trdnosti nosilne plasti zaradi pronicanja vode in klimatskih učinkov ali zaradi izvedbe gradbenih del
- učinke izkopa na temelje in objekte v okolici
- prihodnje izkope za razna dela v bližini temeljev
- visoke in nizke temperature, ki se prenašajo iz objekta v tla
- možnost erozije tal
- učinke odstopanja vlažnosti, zaradi dolgih sušnih obdobij in sledečih deževnih obdobij, na lastnosti prostorninsko nestabilnih zemljin v nerodovitnih klimatskih pokrajinah
- prisotnost raztopljivih materialov, kot so npr. apnenec, glinenec, mavec, kamena sol itd.

Poškodbam zaradi zmrzali se lahko izognemo, če:

- je nivo temeljenja pod globino zmrzevanja
- je zmrzal preprečena z izolacijo
- zemljina ni občutljiva na zmrzal.

Za plitve temelje se uporabi ena od naslednjih računskih metod:

- direktna metoda, v kateri se izvedejo ločene analize za vsako mejno stanje. Ob preverjanju mejnega stanja nosilnosti se naj v izračunu predvidi najverjetnejši mehanizem porušitve. Ob preverjanju mejnega stanja uporabnosti se naj uporabi račun posedkov.
- semi-empirična metoda z uporabo primerljivih izkušenj in rezultatov terenskih in laboratorijskih meritev ali opazovanj in izbrana v povezavi z obtežbami mejnega stanja uporabnosti tako, da zadosti zahteve vseh merodajnih mejnih stanj.
- metoda predpisanih ukrepov, v kateri je uporabljen predpostavljen odpor.

Izračun mejnega stanja nosilnosti

Globalna stabilnost

Globalna stabilnost, z ali brez temeljev, se mora preveriti še posebej za temelje v naslednjih situacijah:

- blizu ali na naravnem ali umetnem pobočju
- blizu izkopa ali podporne stene
- blizu reke, kanala, jezera, rezervoarja ali morske obale
- blizu rudarskega področja ali podzemnih objektov

V takšnih primerih je potrebno dokazati, da je porušitev zaradi nestabilnosti temeljnih tal malo verjetna.

Porušitev zaradi prekoračene mejne nosilnosti

Izpolnjen mora biti pogoj za vsa mejna stanja nosilnosti

$$V_d \leq R_d$$

Odpor R_d in obtežbo V_d se mora izračunati skladno s principi opisanimi v EN 1997-1.

V_d mora vključevati težo temelja, vseh zasutij in vseh zemeljskih pritiskov, tako ugodnih kot tudi neugodnih. Vodne tlake, ki niso povzročeni zaradi obtežbe temelja morajo biti vračunani kot vplivi.

Direktna metoda

Uporabi se lahko primer analitične metode za izračun mejne nosilnosti.

Upoštevati se mora analitična določitev kratkotrajnih in dolgotrajnih vrednosti R_d , zlasti v finoiznatih zemljinah, kjer lahko spremembe porenega vodnega tlaka vodijo do sprememb strižne trdnosti.

Kadar zemljinske in hribinske mase pod temelji predstavljajo določeno strukturo plasti ali druge diskontinuitete, morajo predpostavljeni mehanizem porušitve in izbrane strižne trdnosti ter deformacijski parametri upoštevati strukturne karakteristike tal.

Pri izračunu mejne nosilnosti temeljev na slojevitem terenu, kadar lastnosti slojev med seboj zelo odstopajo, se morajo določiti računske vrednosti parametrov tal za vsak sloj zase.

V primeru, kadar bolj nosilni sloji tal ležijo na manj nosilnih slojih, se lahko mejna nosilnost izračuna ob upoštevanju strižnih parametrov manj nosilnih slojev. Za nasprotno situacijo je potrebno preveriti porušitev zaradi preboja.

Semi-empirična metoda

V EN 1997-1 je podan primer semi-empirične metode za ocenitev nosilnosti z uporabo rezultatov presiometriškega preizkusa.

Metoda predpisanih ukrepov

Kadar se uporabi ta metoda, je potrebno projektne rezultate vrednotiti na osnovi primerljivih izkušenj.

Odpor na zdrsa

V primeru, ko obtežba ne deluje normalno na osnovo temelja, je potrebno temelj preveriti na porušitev zaradi zdrsa po osnovi.

Za varnost proti porušitvi zaradi zdrsa na horizontalni osnovi temelja mora biti izpolnjena naslednja neenakost:

$$H_d \leq R_d + R_{p;d}$$

H_d mora vključevati projektne vrednosti aktivnih zemeljskih sil povzročenih na temelj.

Odpor R_d mora biti izračunan skladno s principi navedenimi v 2.4.

Vrednosti S_d in $R_{p;d}$ je potrebno določiti na podlagi stopnje pričakovanih pomikov, ki naj bi nastali pri obravnavanem mejnem stanju. Za velike pomike je potrebno upoštevati obnašanje po doseženem največjem odporu na strig. Izbrana vrednost $R_{p;d}$ naj odraža predvideno življenjsko dobo konstrukcije.

Za temelje zgrajene v območju, kjer so skozi letne čase možni pomiki glinastih zemljin, je potrebno upoštevati možnost, da se gline lahko skrčijo ter ločijo od vertikalne površine temelja.

Upoštevati je potrebno možnost, da je lahko zemljina pred temeljem odstranjena zaradi erozije ali gradbenih posegov.

Za drenirane pogoje je potrebno izračunati računski strižni odpor R_d ob uporabi naslednje enačbe:

$$R_d = V_d' \cdot \tan \delta_d$$

Pri določanju V_d' je potrebno upoštevati ali sta H_d in V_d' odvisna ali neodvisna vpliva.

Projektni strižni kot δ_d je lahko enak projektному strižnemu kotu kritičnega stanja ϕ_d' za betonski temelj izveden na mestu in enak $\frac{2}{3}\phi_d'$ za gladke montažne temelje. Efektivno kohezijo c' je potrebno zanemariti ne glede na njeno dejansko vrednost.

Za nedrenirane pogoje se mora projektni strižni odpor R_d omejiti z:

$$R_d = A_c \cdot c_{u;d}$$

Kadar lahko voda ali zrak zapolnita vmesno ploskev med temelji in nedrenirano glinasto podlago je potrebno izvesti naslednjo preveritev:

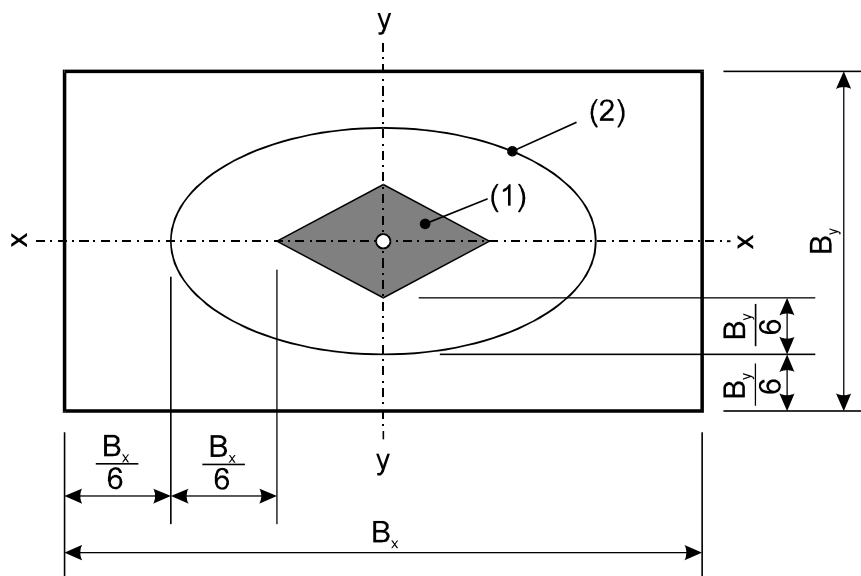
$$R_d \leq 0.4 \cdot V_d$$

Obtežbe z veliko ekscentriciteto

Posebno pozornost je potrebno posvetiti primerom, kadar ekscentriciteta obtežbe preseže 1/3 širine pravokotnega temelja ali 0.6 radija okroglega temelja. V takšnih primerih je potrebno izvesti:

- temeljit pregled projektnih vrednosti vplivov,
- projektiranje lokacije roba temelja ob upoštevanju možnih toleranc izvedbe.

Za pravokotne temelje z ekscentrično obtežbo v dveh smereh je priporočljivo posebno obravnavanje (glej sliko).



Slika V.2. Možni položaji delovanja rezultantne sile na pravokotni temelj: (1) povsod tlak; (2) tlak do sredine (razpoka)

Če med gradnjo niso izvedeni posebni ukrepi za natančnost, je potrebno upoštevati tolerance tudi do 0.10 m.

Predhodno navedene projektne vrednosti položaja roba temelja se morajo uporabiti pri preveritvi projektnih situacij.

Porušitev konstrukcije zaradi pomikov temeljev

Upoštevati se morajo relativni vertikalni in horizontalni pomiki, ki morajo biti takšni, da ne vodijo k mejnemu stanju nosilnosti podprte konstrukcije. Privzamejo se lahko predpostavljeni kontaktni tlaki, pod pogojem, da pomiki ne bodo prekoračili mejnega stanja nosilnosti konstrukcije. Za tla, katera lahko nabrekajo, se naj ocenijo potencialni relativni dvigi, temelji in konstrukcija pa naj bodo projektirani tako, da se tem premikom uprejo ali prilagodijo.

Izračun mejnega stanja uporabnosti

Pri ocenitvi velikosti pomikov temelja, se morajo upoštevati primerljive izkušnje, če je potrebno se morajo izračuni pomikov tudi izvesti.

Za plitve temelje geotehnične kategorije 2 in 3 se naj normalno izvedejo izračuni vertikalnih pomikov (posedkov).

Izračuni posedkov se naj ne sprejmejo kot natančni, temveč nam dajejo le aproksimativno oceno.

Pomiki temeljev se morajo upoštevati na oba načina, kot absolutni pomiki temeljev in kot relativni pomiki med delov temeljenja.

Pri izračunu dodatnih napetosti v tleh se mora upoštevati učinek sosednjih temeljev in nasutij ter njihov vpliv na stisljivost.

Oceniti se mora možno območje relativnih zasukov temeljev in primerjati z ustreznimi vrednostmi pomikov.

Posedki

Izračun posedkov mora zajemati oboje, trenutne in časovno odvisne posedke.

Pri izračunu posedkov delno ali polno zasičenih zemljin je potrebno upoštevati naslednje tri komponente posedkov:

- s_0 : trenutni (hipni) posedek, za polno zasičeno zemljino, zaradi strižnih deformacij pri konstantni prostornini, in za delno zasičeno zemljino, zaradi obojega, strižnih deformacij in zmanjšanja prostornine,
- s_1 : posedek zaradi konsolidacije,
- s_2 : posedek zaradi lezenja.

Posebno pozornost je potrebno posvetiti zemljinam kot so organske zemljine in občutljive glin, v katerih so posedki zaradi lezenja dolgotrajni in težko določljivi.

Izračun relativnih posedkov brez upoštevanja togosti konstrukcije lahko preceni posedke. Analiza interakcije med tlemi in konstrukcijo se lahko uporabi za potrditev manjših vrednosti relativnih posedkov.

Dvigovanje

Razlikujemo naslednje vzroke za dvigovanje:

- zmanjšanje efektivnih napetosti;
- prostorninsko raztezanje delno zasičene zemljine;
- dvigovanje zaradi konstantnih prostorninskih pogojev v polno zasičeni zemljini, povzročeno zaradi posedanja sosednje konstrukcije.

Izračuni dvigovanja morajo vsebovati oboje, trenutno in časovno odvisno dvigovanje.

Analize vibracij

Projektiranje temeljnih konstrukcij, ki so izpostavljene vibracijam ali vibracijskim obtežbam mora zagotoviti, da vibracije ne bodo povzročile prevelikih posedkov.

Izvesti je potrebno ukrepe, ki bodo zagotovile, da ne bo prišlo do resonance med frekvenco dinamične obtežbe ter kritično frekvenco sistema temelj-tla in da ne pride do pojava likvefakcije v tleh.

Nihanja zaradi potresa se naj upoštevajo z uporabo EN 1998.

Temeljenje v kamnini: dodatne projektne zahteve

Projektiranje plitvih temeljev v kamnini naj upošteva naslednje dejavnike:

- deformabilnost in trdnost hribinskih mas in dovoljene posedke podprte konstrukcije;
- prisotnost slabših plasti, pojavi raztapljanja, območja prelomnic ipd. pod temelji;
- prisotnost kontaktnih ploskev ali drugih diskontinuitet in njenih karakteristik (npr. zapolnitve, zveznost, širina, razmiki);
- stanje preperevanja, dekompozicij in prelomov kamnin;
- poškodbe kamnin v naravnem stanju v bližini temeljev, ki so jih povzročili gradbeni posegi, podzemna dela, izkopane brežine ipd.

Plitvi temelji v kamnini so običajno projektirani z uporabo metode predpostavljenih kontaktnih tlakov. Za trdne intaktne eruptivne kamnine, gnajse, apnence in peščenjake je predpostavljen kontaktni tlak omejen s tlačno trdnostjo betona temelja.

Posedanje temeljev se lahko določi z uporabo primerljivih izkušenj v zvezi s klasifikacijo hribinskih mas.

Dimenzioniranje plitvih temeljev

Pod togimi temelji se lahko privzame linearna razporeditev kontaktnih tlakov. Bolj detajlne analize interakcije med objektom in tlemi se lahko uporabijo za dokaz bolj ekonomičnega

projekta. Razporeditev kontaktnih tlakov pod podajnimi konstrukcijami določimo tako, da modeliramo temelj (nosilec ali ploščo), ki leži na deformabilni podlagi (kontinuumu) ali na sistemu vzmeti z ustrezno togostjo in trdnostjo.

Uporabnost pasovnih temeljev in temeljnih plošč naj bo preverjena s predpostavljeno obtežbo mejnega stanja uporabnosti in razporeditvijo kontaktnih tlakov, ki ustrezajo deformacijam temelja in tal. Za računske primere s koncentriranimi silami, ki delujejo na pasovne temelje ali temeljne plošče lahko sile in upogibne momente v konstrukciji določimo z modelom reakcije tal z uporabo teorije linearne elastičnosti. Modul reakcije tal naj bo ocenjen iz analize posedkov s primerno oceno razporeditve kontaktnih tlakov. Modul reakcije tal naj bo prilagojen tako, da izračunani kontaktni tlaki ne presežejo vrednosti, za katere lahko predpostavimo linearno obnašanje.

Skupni in relativni posedki konstrukcije kot celote morajo biti izračunani v skladu z EN 1997. V tem primeru modeli reakcije tal pogosto niso primerni. Natančnejše metode, kot je izračun po metodi končnih elementov, naj bodo uporabljene kadar ima interakcija med tlemi in konstrukcijo prevladujoče učinke.

Pasovni in točkovni temelji

Pasovni in točkovni temelji so strukturni elementi, ki prenesejo obtežbo objekta v temeljna tla z neposrednim stikom na stični površini oziroma osnovi temelja. V to vrsto temeljev spadajo posamezni točkovni temelji za točkovno obremenitev iz stebra zgornje konstrukcije ter pasovni temelji za prevzem obtežbe iz stene ali drugih dolgih linijskih obremenitev. Običajno so izdelani iz armiranega betona ter izvedeni neposredno v tleh (monolitni) v globino pod območje zmrzovanja ter da se z ustrezno globino pridobi dodatna nosilnost.

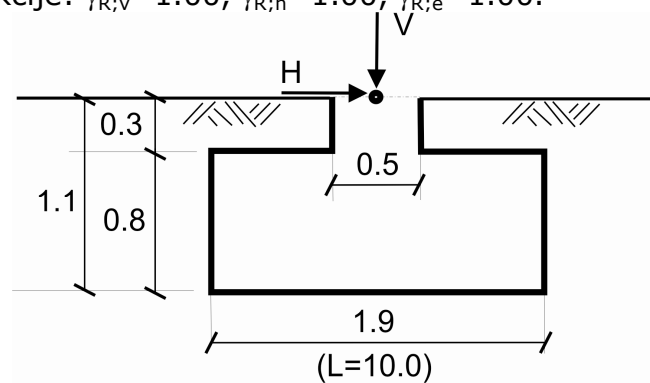
Temeljne plošče

Temeljna plošča je vrsta plitvega temeljenja, pri kateri se obtežba celotne stavbe prenese na eno ploščo iz armiranega betona, ki leži pod celotno površino objekta. Plošča mora biti dovolj debela, da zagotavlja zadostno trdnost za širjenje obtežb približno enakomerno in da se čim bolj zmanjša različna razporeditev sil v temeljna tla. V nekaterih primerih je uklon temeljne plošče dopusten in stavba je zgrajena tako, da tolerira majhne premike temeljne konstrukcije. Pri majhnih objektih, na primer enodružinskih hišah, je lahko plošča tanjša od 30 cm, za večje zgradbe pa je lahko temeljna plošča debela tudi več metrov.

Računski primer V.1. Pasovni temelj

Za podane obtežbe in predvideno globino plitvega pasovnega temeljenja je potrebno ugotoviti, ali je širina temelja 1.90 m ustrezna.

Za preveritev na mejno stanje zdrsa in nosilnosti temeljnih tal (po standardu EN-1997-1- drenirano stanje) upoštevaj projektni pristop 1, s kombinacijo nizov delnih količnikov A2 »+« M2 »+« R1 skladno z EN 1997-1! Izračunaj tudi kontaktne tlake v ogliščnih točkah. Delni količniki za vplive (γ_F) in učinke vplivov (γ_E) za STR in GEO: $\gamma_{G;dst}=1.00$ (stalna obt.), $\gamma_{Q;dst}=1.30$ (spremenljiva obt.), $\gamma_{G;stb}=1.00$, $\gamma_{Q;stb}=0$. Delni količniki za parametre zemljin (γ_M) za STR in GEO: $\gamma_\varphi=1.25$, $\gamma_c=1.25$, $\gamma_{cu}=1.40$, $\gamma_g=1.00$. Delni količniki odporov (γ_R) za podporne konstrukcije: $\gamma_{R;v}=1.00$, $\gamma_{R;h}=1.00$, $\gamma_{R;e}=1.00$.



Slika V.3.a. Prečni prerez temelja

Materialni parametri:

$$\gamma_{\text{temelja}} = 25.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{zemljine}} = 19.0 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 15 \text{ kPa}; \quad \varphi' = 22^\circ$$

Na pasovni temelj delujeta obtežbi:

- stalna vertikalna obtežba:

$$V = 300 \text{ kN/m}$$

- spremenljiva (dodatna)

horizontalna obtežba:

$$H = 70 \text{ kN/m}$$

Rešitev:

Izračun projektnih vrednosti parametrov zemljin (strižni kot, trenje med zemljino in osnovo temelja ter kohezija)

$$\varphi'_d = \arctan \frac{\tan \varphi'}{\gamma_\varphi} = \arctan \frac{\tan 22^\circ}{1.25} = 17.91^\circ \quad \delta_d = \frac{2}{3} \varphi'_d = 11.94^\circ$$

$$c'_d = \frac{c'}{\gamma_c} = 12 \text{ kPa}$$

Izračun projektnih vrednosti obtežbe - vplivov

Lastna teža temelja / m': $V_{lt} = 25(0.8 \cdot 1.9 + 0.5 \cdot 0.3) + 19(1.4 \cdot 0.3) = 49.73 \text{ kN/m}$

obtežba	stalna (neugodna)	spremenljiva (neugodna)
vertikalna V_d	$\gamma_{G;dst} \cdot (300 + 49.73) = 349.73 \text{ kN/m}$	$\gamma_{Q;dst} \cdot (0) = 0 \text{ kN/m}$
horizontalna H_d	$\gamma_{G;dst} \cdot (0) = 0 \text{ kN/m}$	$\psi_0 \cdot \gamma_{Q;dst} \cdot 70 = 63.70 \text{ kN/m}$

Opomba: EN-1990-osnove projektiranja – spremenljiva (dodatna) obtežba se pomnoži s koeficientom $\psi_0 = 0.70$

• **Preveritev na zdrs**

Izpolnjena mora biti neenakost: $H_d \leq R_d + R_{p;d}$

- H_d projektna vrednost komponente sile, ki deluje vzporedno z osnovo temelja, izražena s totalnimi napetostmi
- R_d projektna nosilnost temelja ali strižni odpor med osnovo temelja in tlemi
- $R_{p;d}$ projektna mobilizirana vrednost sile odpora, zaradi delovanja zemeljskega pritiska na strani temelja, ki se lahko mobilizira z ustrežno deformacijo za obravnavano mejno stanje

$H_d = 63.70 \text{ kN/m}$

- *Drenirano stanje:* $R_d = V'_d \cdot \tan \delta_d / \gamma_{R;h}$

kjer je V'_d samo stalna vertikalna obtežba (pri zdrsu pomnožena s $\gamma_{G;stb}$, saj ugodno vplina na zdrs): $V'_d = \gamma_{G;stb} \cdot (V + V_{lt}) = 1.0 \cdot 349.73 \text{ kN/m} = 349.73 \text{ kN/m}$

Trenje med temeljem in zemljino: $\delta_d = \varphi'_{cv,d}$ betonski temelj izveden na mestu
 $\delta_d = \frac{2}{3} \varphi'_d$ gladki montažni temelj

$R_d = V'_d \cdot \tan \delta_d / \gamma_{R;h} = 349.73 \cdot \tan 11.94^\circ / 1.0 = 73.95 \text{ kN/m} > H_d = 63.70 \text{ kN/m}$

(neenačba je izpolnjena brez aktiviranja pasivnega odpora $R_{p;d}$)

- Izračun pasivnega zemeljskega odpora $R_{p;d}$

$$k_p = \tan^2(45^\circ + \varphi_d / 2) = 1.89 \text{ (koeficient pasivnega zemeljskega pritiska)}$$

$$E_{pg} = \frac{D^2}{2} \gamma k_p = \frac{1.1^2}{2} 19 \cdot 1.89 = 21.72 \text{ kN/m}$$

$$E_{pc} = D \cdot 2 \cdot c_d \cdot \sqrt{k_p} = 1.1 \cdot 2 \cdot 12 \cdot \sqrt{1.89} = 36.29 \text{ kN/m}$$

$$R_{p;d} = \gamma_{G;stb} \cdot (E_{pg} + E_{pc}) / \gamma_{R;h} = 1.0 \cdot (21.72 + 36.29) / 1.0 = 58.0 \text{ kN/m}$$

- **Mejna nosilnost tal za drenirane pogoje po standardu EN-1997-1**

Legla in naklon rezultante ter kontaktne napetosti

Moment zaradi horizontalne obtežbe: $M_d = D \cdot H_d = 1.1 \cdot 63.70 = 70.07 \text{ kNm/m}$

Vertikalna obtežba: $V_d = 349.70 \text{ kN/m}$

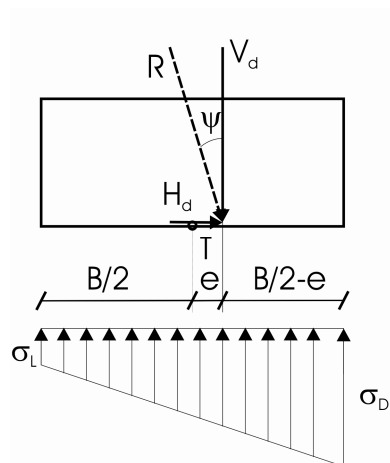
Ekscentričnost v smeri delovanja sile H_d :

$e_B = M_d / V_d = 70.07 / 349.70 = 0.20 \text{ m} < j = B/6 = 0.32 \text{ m}$ (rezulanta leži v jedru prereza)

$\tan \psi = H_d / V_d \rightarrow \psi = 10.32^\circ$

Efektivna širina: $B' = B - 2e_B = 1.90 - 2 \cdot 0.20 = 1.50 \text{ m}$

Efektivna površina: $A' = L \cdot B' = 15.0 \text{ m}^2$



$$\sigma_{L,D} = \frac{V_d \cdot L}{A} \mp \frac{M_d}{W} = \frac{V_d \cdot L}{A} \mp \frac{6 \cdot V_d \cdot L \cdot e_B}{B^2 \cdot L} = \frac{V_d}{B} \left(1 \mp \frac{6 \cdot e_B}{B} \right) =$$

$$= \frac{349.70}{1.9} \left(1 \mp \frac{6 \cdot 0.20}{1.9} \right)$$

$$\sigma_L = 67.8 \text{ kPa}; \quad \sigma_D = 300.3 \text{ kPa}$$

Slika V.3.b. Kontaktne napetosti

Pri preveritvi nosilnosti temeljnih tal mora biti izpolnjena naslednja neenakost: $V_d \leq R_d$

V_d projektna vrednost komponente sile, ki deluje normalno na osnovo temelja, izražena s totalnimi napetostmi
 R_d projektna nosilnost temelja

Računska (projektzna) nosilnost temeljnih tal je izračunana iz enačb podanih v dodatku D-EN 1997-1 (drenirano stanje):

$$\frac{R}{A'} = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \Rightarrow$$

$$R_d = \left[c'_d \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + \gamma'_d \cdot D \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma'_d \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \right] \cdot A' / \gamma_{R,v}$$

S projektnimi vrednostmi brezdimenzijskih faktorjev za:

- nosilnost:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'_d} \tan^2(45^\circ + \varphi'_d/2) = 5.212$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'_d = 13.033$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi'_d = 2.723, \quad \text{ko je } \delta_d \geq \varphi'_d/2 \text{ (hrapava osnova)}$$

- naklon temelja:

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi'_d)^2 = 1 \quad b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \varphi'_d} = 1$$

- oblika temelja:

za pravokotno obliko

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = 1.057 \quad s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \varphi'_d = 1.046 \quad s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'} = 0.955$$

za kvadratno ali okroglo obliko

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \quad s_q = 1 + \sin \varphi'_d \quad s_\gamma = 0.70$$

- nagib obtežbe zaradi horizontalne obtežbe H_d :

kadar H_d deluje v smeri B' $m_B = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'} = 1.870$

$$i_q = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A'c'_d \cot \varphi'_d} \right)^m = 0.873$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A'c'_d \cot \varphi'_d} \right)^{m+1} = 0.811$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi'_d} = 0.843$$

$$R_d = 295 \cdot A' / \gamma_{R;v} = 295 \cdot 1.5 / 1.0 = 442.50 \text{ kN/m} > V_d = 349.73 \text{ kN/m}$$

• **Mejna nosilnost tal za drenirane pogoje po Brinch-Hansenu**

$$\frac{R}{A'} = 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + (c' + q' \tan \varphi'_d) \cdot N_c \cdot d_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \Rightarrow$$

$$R_d = [0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + (c'_d + \gamma' \cdot D \cdot \tan \varphi'_d) \cdot N_c \cdot d_c \cdot s_c \cdot i_c + \gamma' \cdot D] \cdot A' / \gamma_{R;v}$$

Iz diagramov (Priloga V.1.) odčitamo faktorje:

$$\varphi'_d = 17.91^\circ \rightarrow N_\gamma \approx 2.20; N_c \approx 13 \text{ (faktorja nosilnosti)}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'} = 0.940; \quad s_c = 1 + 0.2 \frac{B'}{L'} = 1.03 \quad \text{(faktorja oblike)}$$

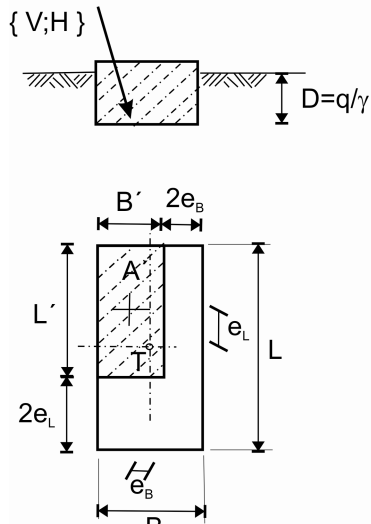
$$d_c = 1 + 0.35 \frac{D}{B'} \leq 1.35 \rightarrow d_c = 1.26$$

$$\chi = \frac{H_d}{A' \cdot c'_d + V_d \tan \varphi'_d} = 0.217 \rightarrow i_\gamma = 0.86; i_c = 0.84 \text{ (faktorja naklona obtežbe)}$$

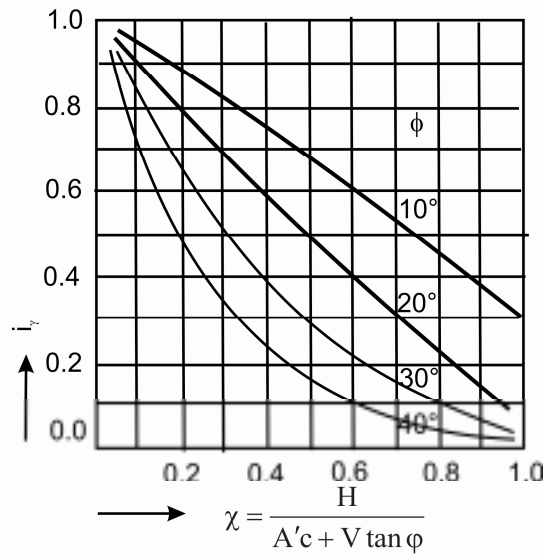
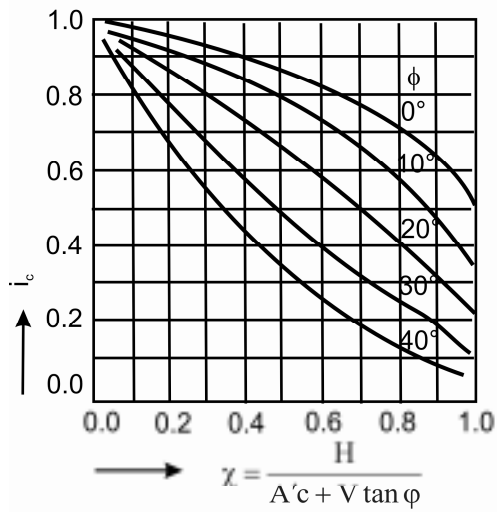
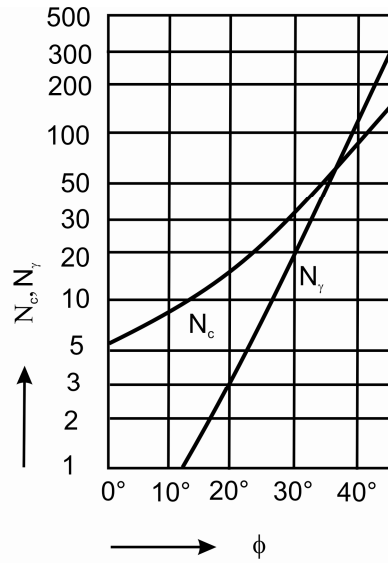
$$R_d = 311 \cdot A' / \gamma_{R;v} = 311 \cdot 1.5 / 1.0 = 466.8 \text{ kN/m} > V_d = 349.73 \text{ kN/m}$$

Priloga V.1.

Brinch-Hansenovi koeficienti za določitev nosilnosti plitvih temeljev



Efektivna širina: $B' = B - 2 \cdot e_B$
 Efektivna dolžina: $L' = L - 2 \cdot e_L$
 Efektivna površina: $A' = B' \cdot L'$



Priloga V.2 Preveritev na zdrs v primeru nedreniranega stanja

$$R_d = A' \cdot c_{u;d} / \gamma_{R,h}$$

kjer je A' efektivna površina temelja in $c_{u;d}$ nedrenirana strižna trdnost

$R_d \leq 0.4 \cdot V_d$ kadar lahko voda ali zrak zapolnita vmesno ploskev med temelji in nedrenirano glinasto podlago

Priloga V.3. Mejno nosilnost tal za nedrenirane pogoje po standardu EN-1997-1

Računska nosilnost temeljnih tal:

$$\frac{R}{A'} = (\pi + 2) \cdot c_u \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q \Rightarrow$$

$$R_d = [(\pi + 2) \cdot c_u \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q] \cdot A' / \gamma_{R,v}$$

Brezdimenzijski količniki za:

- naklon osnove temelja:

$$b_c = 1 - \frac{2\alpha}{(\pi + 2)}$$

- oblika temelja:

za pravokotno obliko

$$s_c = 1 + 0.2 \frac{B'}{L'}$$

za kvadratno ali okroglo obliko

$$s_c = 1.20$$

- nagib obtežbe v odvisnosti od horizontalne obtežbe H_d :

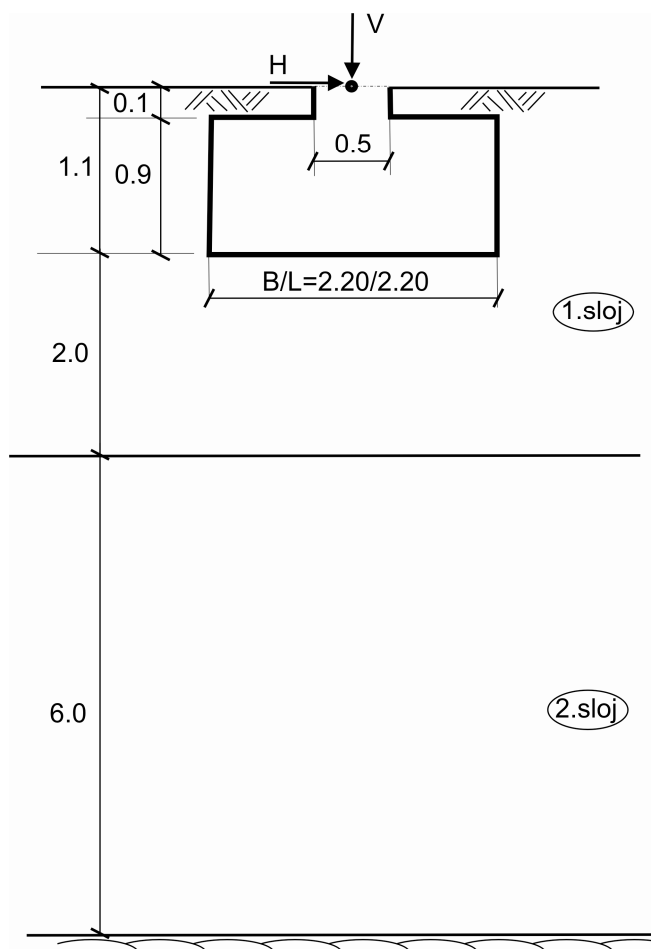
$$i_c = 0.5 \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H_d}{A' \cdot c_u}} \right) \quad H_d \leq A' \cdot c_u$$

Računski primer V.2. Točkovni temelj

Za podane obtežbe in predvideno globino plitvega točkovnega temelja (drenirano stanje) je potrebno določiti:

- preveritev na zdrs
- mejno nosilnost tal po standardu EN-1997-1
- mejno nosilnost tal po Brinch-Hansenu
- kontaktne tlake
- oceno posedka in rotacije

Za preveritev na mejno stanje zdrsa in nosilnosti temeljnih tal (po standardu EN-1997-1- drenirano stanje) upoštevaj projektni pristop 1, s kombinacijo nizov delnih količnikov A2 »+« M2 »+« R1 skladno z EN 1997-1! Delni količniki za vplive (γ_F) in učinke vplivov (γ_E) za STR in GEO: $\gamma_{G;dst}=1.00$ (stalna obt.), $\gamma_{Q;dst}=1.30$ (spremenljiva obt.), $\gamma_{G;stb}=1.00$, $\gamma_{Q;stb}=0$. Delni količniki za parametre zemljin (γ_M) za STR in GEO: $\gamma_\phi=1.25$, $\gamma_c=1.25$, $\gamma_{cu}=1.40$, $\gamma_g=1.00$. Delni količniki odporov (γ_R): $\gamma_{R;v}=1.00$, $\gamma_{R;h}=1.00$, $\gamma_{R;e}=1.00$.



1.sloj :

$$\gamma_{zemljine} = 19.0 \text{ kN/m}^3, E = 12000 \text{ kPa}$$

$$c' = 18 \text{ kPa}, \phi' = 35^\circ$$

2.sloj:

$$\gamma_{zemljine} = 18.5 \text{ kN/m}^3, E = 25000 \text{ kPa}$$

$$c' = 0 \text{ kPa}, \phi' = 30^\circ$$

OBTEŽBE:

Zunanje koristne obtežbe:

Moment M_L -stalna	$M_L =$	0
Moment M_B -stalna	$M_B =$	0
vertikalna obtežba-stalna:	$V_G =$	1200 kN
vertikalna obtežba-spremenljiva:	$V_Q =$	2500 kN
horizontalna obtežba-stalna:	$H_G =$	100 kN
horizontalna obtežba-spremenljiva:	$H_Q =$	220 kN
nagnjenost terena:	$\beta =$	0,00°

Slika V.4.a. Prerez primera

Rešitev:

- Izračun projektnih vrednosti parametrov zemljin (strižni kot, trenje med zemljino in osnovo temelja ter kohezija)

$$\varphi_d = \arctan \frac{\tan \varphi'}{\gamma_\varphi} = \arctan \frac{\tan 35^\circ}{1.25} = 29.26^\circ \quad \delta_d = \frac{2}{3} \varphi'_d = 19.51^\circ$$

$$c_d = \frac{c'}{\gamma_c} = 14.40 \text{ kPa}$$

- Izračun projektnih vrednosti obtežbe - vplivov

Lastna teža temelja: $V_{lt} = 127.59 \text{ kN}$

obtežba	stalna	spremenljiva	skupna
Vertikalna V_d	$1.0(1200+127.59)=1327.59 \text{ kN}$	$1.3 \cdot 2500 = 3250 \text{ kN}$	4577.59 kN
Horizontalna H_d	$1.0 \cdot 100 = 100 \text{ kN}$	$\psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot 220 = 200.20 \text{ kN}$	300.20 kN

Opomba: EN-1990-osnove projektiranja – spremenljiva (dodatna) obtežba se pomnoži s koeficientom $\psi_0 = 0.70$

• **Preveritev na zdrs**

Izpolnjena mora biti neenakost: $H_d \leq R_d + R_{p;d}$

H_d projektna vrednost komponente sile, ki deluje vzporedno z osnovo temelja, izražena s totalnimi napetostmi

R_d projektna nosilnost temelja ali strižni odpor med osnovo temelja in tlemi

$R_{p;d}$ projektna mobilizirana vrednost sile odpora, zaradi delovanja zemeljskega pritiska na strani temelja, ki se lahko mobilizira z ustrežno deformacijo za obravnavano mejno stanje

$H_d = 300.20 \text{ kN}$

- *Drenirano stanje:* $R_d = V'_d \cdot \tan \delta_d / \gamma_{R;h}$

kjer je V'_d samo stalna vertikalna obtežba (pri zdrsu pomnožena s $\gamma_{G;stb}$, saj ugodno vpliva na zdrs): $V'_d = \gamma_{G;stb} \cdot (V + V_{lt}) = 1.0 \cdot 1327.59 \text{ kN/m} = 1327.59 \text{ kN/m}$

Trenje med temeljem in zemljino: $\delta_d = \varphi'_{cv,d}$ betonski temelj izveden na mestu
 $\delta_d = \frac{2}{3} \varphi'_d$ gladki montažni temelj

$R_d = V'_d \cdot \tan \delta_d / \gamma_{R;h} = 1327.59 \cdot \tan 19.51^\circ / 1.0 = 470.39 \text{ kN} > H_d = 300.20 \text{ kN}$
--

(neenačba je izpolnjena brez aktiviranja pasivnega odpora $R_{p;d}$)

Izkoriščenost na zdrs: $f = \frac{H_d}{R_d} = 0.64$

- Izračun pasivnega zemeljskega odpora $R_{p;d}$

$$k_p = \tan^2(45^\circ + \varphi_d / 2) = 2.91 \text{ (koeficient pasivnega zemeljskega pritiska)}$$

$$E_{pg} = \frac{D^2}{2} \gamma k_p = \frac{1.1^2}{2} 19 \cdot 2.91 = 33.45 \text{ kN}$$

$$E_{pc} = D \cdot 2 \cdot c_d \cdot \sqrt{k_p} = 1.1 \cdot 2 \cdot 14.40 \cdot \sqrt{2.91} = 54.04 \text{ kN}$$

$$R_{p;d} = \gamma_{G;stb} \cdot (E_{pg} + E_{pc}) / \gamma_{R;h} = 1.0 \cdot (33.45 + 54.04) / 1.0 = 87.49 \text{ kN}$$

• **Mejna nosilnost tal za drenirane pogoje po standardu EN-1997-1**

- Lega in naklon rezultante ter kontaktne napetosti

Vertikalna obtežba: $V_d = 4577.59 \text{ kN}$

Ekscentričnost v smeri delovanja sile H_d (v smeri B oziroma x)

Moment zaradi horizontalne obtežbe v smeri B:

$$M_{Bd} = D \cdot H_d = 1.1 \cdot 300.20 = 330.22 \text{ kNm}$$

$$e_B = M_d / V_d = 330.22 / 4577.59 = 0.07 \text{ m} < j = B/6 = 0.37 \text{ m (rezulanta leži v jedru prereza)}$$

$$\tan \psi = H_d / V_d \rightarrow \psi = 4.13^\circ$$

Ekscentričnost v smeri L oziroma y

Moment zaradi horizontalne obtežbe v smeri L:

$$M_{Ld} = D \cdot H_d = 1.1 \cdot 0 = 0 \text{ kNm}$$

$$e_L = M_d / V_d = 0 / 4577.59 = 0$$

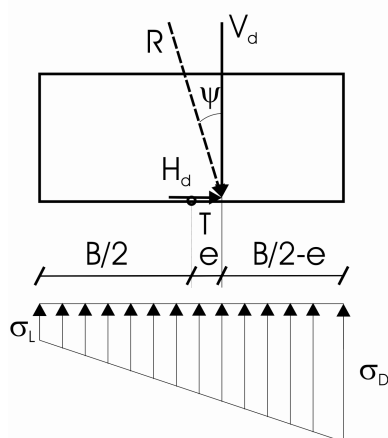
Efektivni širini:

$$B' = B - 2 e_B = 2.20 - 2 \cdot 0.07 = 2.06 \text{ m}$$

$$L' = L - 2 e_L = 2.20 - 2 \cdot 0 = 2.20 \text{ m}$$

Efektivna površina:

$$A' = L' \cdot B' = 2.20 \cdot 2.06 = 4.53 \text{ m}^2$$



$$\sigma_{L,D} = \frac{V_d}{A} \mp \frac{M_{xd}}{W_x} \mp \frac{M_{yd}}{W_y} = \frac{V_d}{A} \mp \frac{6 \cdot V_d \cdot e_B}{B^2 \cdot L} \mp \frac{6 \cdot V_d \cdot e_L}{B \cdot L^2}$$

$$\sigma_L = 765.22 \text{ kPa}; \quad \sigma_D = 1126.34 \text{ kPa}$$

Slika V.4.b. Kontaktne napetosti

Pri preveritvi nosilnosti temeljnih tal mora biti izpolnjena naslednja neenakost:

$$V_d \leq R_d$$

V_d projektna vrednost komponente sile, ki deluje normalno na osnovo temelja, izražena s totalnimi napetostmi
 R_d projektna nosilnost temelja

Računska (projektna) nosilnost temeljnih tal je izračunana iz enačb podanih v dodatku D-EN 1997-1 (drenirano stanje):

$$\frac{R}{A'} = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \Rightarrow$$

$$R_d = \left[c'_d \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + \gamma' \cdot D \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \right] \cdot A' / \gamma_{R;v}$$

S projektnimi vrednostmi brezdimenzijskih faktorjev za:

- nosilnost:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'_d} \tan^2(45^\circ + \varphi'_d/2) = 16.921$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'_d = 28.422$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi'_d = 17.837, \quad \text{ko je } \delta_d \geq \varphi'_d/2 \text{ (hrapava osnova)}$$

- naklon temelja:

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi'_d)^2 = 1 \quad b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \varphi'_d} = 1$$

- oblika temelja:

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = 1.487 \quad s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \varphi'_d = 1.458 \quad s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'} = 0.719$$

- nagib obtežbe zaradi horizontalne obtežbe H_d :

$$\text{kadar } H_d \text{ deluje v smeri } B' \quad m_B = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'} = 1.516$$

$$\text{kadar } H_d \text{ deluje v smeri } L' \quad m_L = \frac{2 + L'/B'}{1 + L'/B'} = 1.483$$

v primerih, ko horizontalna komponenta obtežbe deluje v smeri, ki tvori kot θ s smerjo L' , lahko m izračunamo iz:

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta = 1.516 \quad (\theta = 90^\circ)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A' c'_d \cot \varphi'_d} \right)^m = 0.905$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A' c'_d \cot \varphi'_d} \right)^{m+1} = 0.847$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi'_d} = 0.899$$

$$R_d = 1226.34 \text{ kPa} \cdot 4.53 \text{ m}^2 / \gamma_{R,v} = 5555.32 \text{ kN} > V_d = 4577.59 \text{ kN}$$

Izkoriščenost na nosilnost temeljnih tal: $f = \frac{V_d}{R_d} = 0.82$

• **Mejna nosilnost tal za drenirane pogoje po Brinch-Hansenu**

$$\frac{R}{A'} = 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + (c'_d + q' \tan \phi'_d) \cdot N_C \cdot d_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \Rightarrow$$

$$R_d = [0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + (c'_d + \gamma' \cdot D \cdot \tan \phi'_d) \cdot N_C \cdot d_c \cdot s_c \cdot i_c + \gamma' \cdot D] \cdot A' / \gamma_{R,v}$$

Iz diagramov (Priloga V.1.) odčitamo faktorje:

$$\phi'_d = 29.26^\circ \rightarrow N_\gamma \approx 19; N_c \approx 31 \text{ (faktorja nosilnosti)}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'} = 0.625; \quad s_c = 1 + 0.2 \frac{B'}{L'} = 1.187 \quad \text{(faktorja oblike)}$$

$$d_c = 1 + 0.35 \frac{D}{B'} \leq 1.35 \rightarrow d_c = 1.19$$

$$\chi = \frac{H_d}{A' \cdot c'_d + V_d \tan \phi'_d} = 0.114 \rightarrow i_\gamma = 0.82; i_c = 0.88 \text{ (faktorja naklona obtežbe)}$$

$$R_d = 1215.23 \cdot 4.53 / \gamma_{R,v} = 5504.99 \text{ kN} > V_d = 4577.59 \text{ kN}$$

Izkoriščenost na nosilnost temeljnih tal: $f = \frac{V_d}{R_d} = 0.83$

• **Ocena posedka in rotacije vogalnega točkovnega temelja**

Dodatna obtežba: $\Delta V = V_d - 19.0 \cdot 2.2^2 \cdot 1.1 = 4476.43 \text{ kN}$

Posedek

$$L/B = 1.0; \quad 2z_0/L = 2 \cdot 0 / 2.2 = 0$$

$$2z_1/L = 2 \cdot 2.0 / 2.2 = 1.82 \quad \Rightarrow \quad \Delta\beta_1 = 0.42$$

Priloga V.4.

$$2z_2/L = 2 \cdot 10.0 / 2.2 = 7.27 \quad \Rightarrow \quad \Delta\beta_2 = 0.75 - 0.42 = 0.33$$

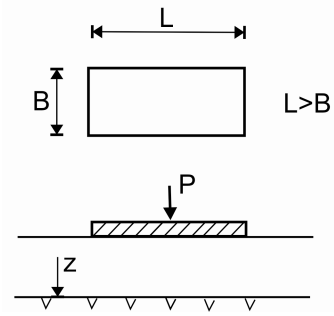
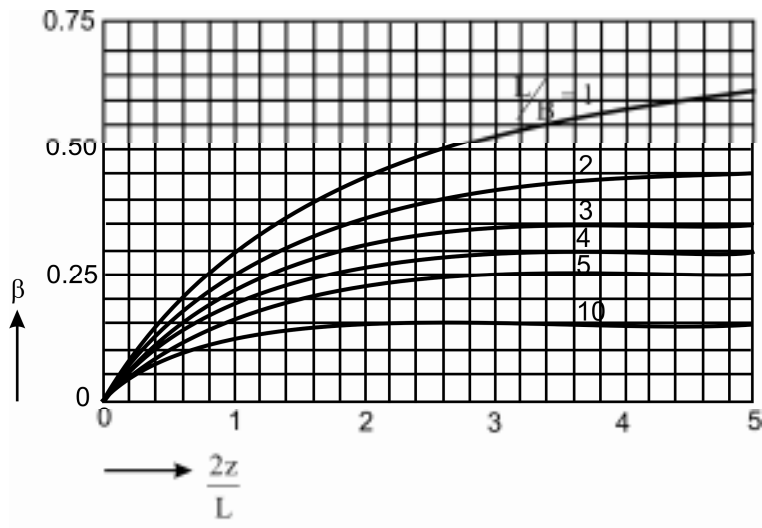
$$\rho_0 = \sum \frac{\Delta\beta \cdot \Delta V}{B \cdot E_z} = \frac{4476.43}{2.2} \left(\frac{0.42}{12000} + \frac{0.33}{25000} \right) = 0.098 \text{ m} \cong 9.8 \text{ cm}$$

Zasuk

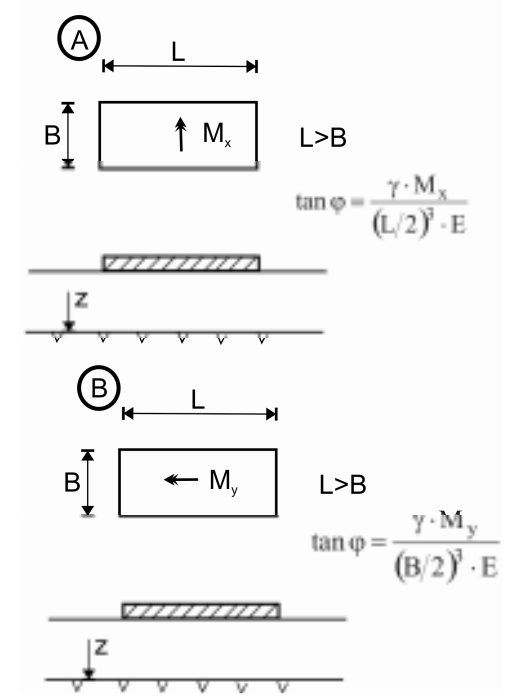
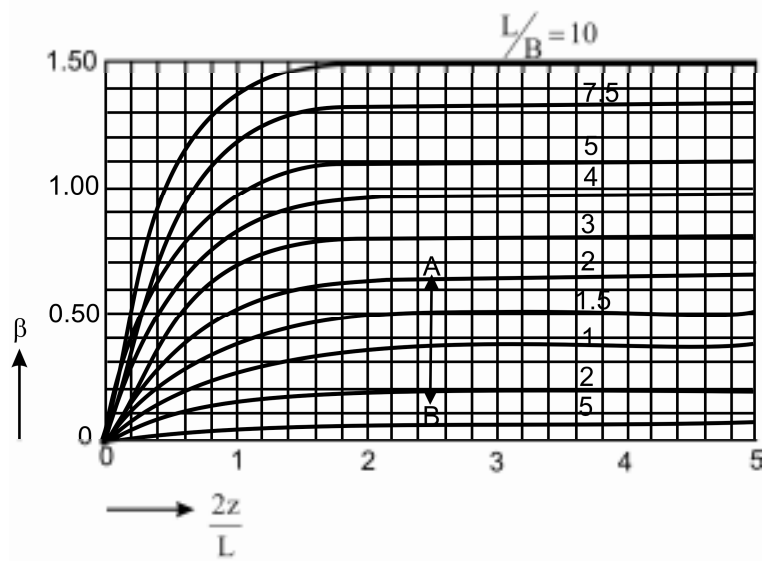
$$\tan \vartheta = \sum \frac{\Delta\gamma \cdot M}{\left(\frac{L}{2}\right)^3 \cdot E_z} = \frac{0}{\left(\frac{2.2}{2}\right)^3} \left(\frac{0.32}{12000} + \frac{0.07}{25000} \right) = 0$$

Priloga V.4.

Posedeq togega temelja pravokotne oblike na elastični podlagi ($\nu = 0.3$) obteženega s centrično obtežbo [17]



Zasuk togega temelja pravokotne oblike na elastični podlagi ($\nu = 0.3$) obteženega z vrtilnim momentom [17]



V.3.2 Globoko temeljenje

Globoko temeljenje se uporablja za objekte ali težke obremenitve tam kjer plitvo temeljenje zaradi velikosti stavbe in strukturnih omejitev ne more zagotoviti ustrezne nosilnosti. Prav tako se lahko uporablja za prenos obremenitev v slabo nosilna ali zelo stisljiva temeljna tla. Medtem, ko je plitvo temelje odvisno izključno od nosilnosti temeljnih tal pod temelji, pri globokem temeljenju upoštevamo zemeljski odpor na konici globokega temelja ali trenje vzdolž celotne dolžine plašča oziroma oboje, odvisno od razmer v tleh. Geotehnični inženirji izvedejo specializirane preiskave, kot na primer CPT oziroma testni piloti, da se oceni velikost trenja in odpornost na konici, ki je na razpolago v tleh.



Slika V.5. Izvedba pilotov.

Obstaja veliko vrst globokega temeljenja: piloti, globoki masivni temelji, uvtane gredi, kesoni, vodnjaki in z zemljo stabilizirane podpore. Velike stavbe, kot so nebotičniki, običajno zahtevajo globoke temelje. Na primer, »Jin Mao Tower« na Kitajskem je za podporo svoje teže temeljen na »tubularnih« pilotih premera približno 1 m do globine 83.5m. Stavbe, ki so že zgrajene in so podvržene posedanju, se lahko podprejo s podpornimi piloti, ki se uporabljajo za stabilizacijo obstoječega objekta.

Globoko temeljenje je potrebno, kadar so vrhnje plasti terena premalo nosilne ali pa so posedki preveliki oziroma preveč neenakomerni ter takrat, kadar želimo preprečiti erozijo ob temelju ali pod njim, zaradi česar plitvi temelji ne ustrezajo. Pri globokem temeljenju težo objekta prenesemo na globlje ležečo nosilno plast. Pri tem je običajno razmerje med globino temeljenja in širino temelja večje od štiri, globina temeljenja pa je minimalno 5m.

Globoko temeljenje je lahko izvedeno na različne načine:

- na zabitih pilotih,
- na mestu zgrajenih pilotih
- na vodnjakih,
- s pogreznjenimi vodnjaki, skrinjami in kesoni

Z globokim temeljenjem prenesemo obtežbo do globine kjer so tla dovolj nosilna.

Glede na material so piloti leseni, jekleni, armirano betonski, prednapeti armiranobetonski.

Glede na dimenzije so piloti različnih prerezov, zabiti piloti so manjšega prereza, na mestu grajeni piloti pa tudi z večjim prerezom. Kadar je prerez izrazito velik se izvede temeljenje na vodnjakih.

Splošno

Določila v EN 1997-1 se nanašajo na stoječe pilote, trenjske pilote, natezne pilote ter prečno obtežene pilote. Piloti so lahko vgrajeni z zabijanjem, z vtiskanjem, rotacijskim vtiskanjem ali uvrtnjem z ali brez izplake. Pri izvedbi pilotov se morajo uporabiti naslednji standardi:

EN 1536 (1997)	Uvrtni piloti
EN 12063 (1998)	Povezani piloti
EN 12699 (1998)	Vrinjeni piloti

Mejna stanja

Obravnavati se morajo naslednja mejna stanja in sestaviti se mora seznam značilnih mejnih stanj:

- izguba globalne stabilnosti;
- porušitev pilotov zaradi prekoračitve mejne nosilnosti;
- izvlečenje ali nezadostna natezna odpornost pilotov;
- porušitev temeljnih tal zaradi prečnih obtežb na pilote;
- konstrukcijska porušitev pilotov zaradi tlaka, natega, upogiba, uklon ali striga;
- kombinirana porušitev temeljnih tal in pilotov;
- kombinirana porušitev temeljnih tal in konstrukcije;
- preveliki posedki;
- prevelika dvigi;
- nesprejemljiva nihanja.

Vplivi in projektni primeri

Piloti so lahko obremenjeni osno in/ali prečno.

Za potrditev izpolnitve zahtev mejnega stanja je lahko potrebna analiza interakcije med konstrukcijo, pilotnim temeljenjem in tlemi.

Vplivi zaradi premikov temeljnih tal - Negativno trenje na plašču

Če so projektni izračuni mejnega stanja nosilnosti izvedeni z negativnim trenjem kot vplivom, mora biti njegova vrednost maksimalni vrednosti, ki je lahko dosežena s premiki tal navzdol relativno glede na pilot.

Nabrekanje

Ob upoštevanju učinkov nabrekanja ali navzgor delujočih sil razporejenih vzdolž plašča pilota se morajo običajno pomiki tal obravnavati kot vplivi.

Ekspanzija ali nabrekanje tal je lahko rezultat razbremenitve, izkopov, vplivov zmrzovanja ali zabijanja sosednjih pilotov. Nastane lahko tudi zaradi povečanja vlažnosti zaradi odstranitve dreves, prenehanja uporabe vodnih zajetij, preprečitev izhlapevanja (zaradi novih konstrukcij) in zaradi nesreč.

Nabrekanje se lahko pojavi med gradnjo, preden so piloti obremenjeni s konstrukcijo in lahko povzroči nesprejemljivo dvigovanje tal ali konstrukcijsko porušitev pilotov.

Prečne obtežbe

Obravnavati se morajo prečni vplivi, ki jih povzročajo premiki tal okoli pilota.

Projektne situacije, ki lahko imajo za posledico prečne vplive na pilot so:

- razlika v dodatnih obtežbah terena na različnih straneh pilota;
- različni nivoji izkopov na različnih straneh pilota;

- temeljenje na pilotih izvedeno na robu nasipa;
- temeljenje na pilotih izvedenih na pobočju, ki leze;
- nagnjeni piloti v posedajočih se tleh;
- piloti v potresnem območju.

Metode in zahteve projektiranja

Projekt mora temeljiti na enem od naslednjih pristopov:

- rezultatih statičnega obtežnega preizkusa, ki so bili prikazani z izračuni ali drugače morajo biti skladni z ostalimi merodajnimi izkušnjami;
- empiričnih ali analitičnih metodah izračuna, katerih točnost je bila potrjena s statičnim preizkusom v primerljivih okoliščinah;
- rezultatih dinamičnih preizkusov, katerih vrednost je bila potrjena s statičnim preizkusom v primerljivih okoliščinah;
- opazovanem obnašanju primerljivega pilotnega temeljenja, pod pogojem da je ta pristop podprt z rezultati raziskave lokacije in preizkusov tal.

Statični obtežni preizkusi se lahko izvedejo na poskusnih pilotih, vgrajenih za samo namene preizkusov, preden je projekt končan ali na pilotih, ki so del temeljenja.

Projektne zahteve

Obravnavati se mora obnašanje individualnih pilotov in skupine pilotov, togost in trdnost konstrukcije, ki povezuje pilote.

Izbira metode izračuna in vrednosti parametrov ter uporaba rezultatov preizkusnih obremenitev morata upoštevati trajanje in časovne spremembe obtežb.

Pri izbiri tipa pilotov, kvalitete materiala pilotov in načina izvedbe se mora upoštevati naslednje:

- pogoje tal in podtalnice na lokaciji, vključno s prisotnostjo ali možnostjo ovir v tleh;
- nastale napetosti v pilotih med izvedbo pilotov;
- možnost ohranjanja in kontrole zveznosti pilotov, ki so bili izvedeni;
- učinke metode in zaporedja izvedbe pilotov na že izvedene pilote in na ostale konstrukcije ali infrastrukture;
- tolerance, znotraj katerih so lahko piloti izvedeni zanesljivo;
- škodljivi učinki kemikalij v tleh;
- možnost, da se povežejo različni režimi podtalnice;
- postopanje in transport pilotov;
- učinki izgradnje pilota na sosednje stavbe.

Da se lahko zadosti zgoraj navedeno je potrebno biti pozoren na naslednje:

- razmik med piloti v skupini pilotov;
- premike ali vibracije sosednjih konstrukcij zaradi izvedbe pilotov;
- vrsta zabijalnega bata ali vibratorja;
- dinamične napetosti v pilotih med zabijanjem;
- na vrste uvrtnih pilotov, kjer je potrebna tekočina znotraj vrtine, da v vrtini ne bi prišlo do zruškov in hidravlične porušitve na nivoju osnove pilota;
- na odstranitev odvečnega materiala pri čiščenju osnove in včasih tudi plašča, še posebej pri uporabi bentonita;
- lokalno nestabilnost plašča med betoniranjem;
- prodiranje zemljine ali vode v območje prereza na mestu izvedenih pilotov in možne poškodbe betona pred strditvijo zaradi pretoka podtalnice;
- učinke vpijanja vode nezasičenih slojev peska iz betona;
- zakasnitvene vplive kemikalij v tleh;
- zbijanje zemljin zaradi zabijanja pilotov z izpodrivanjem;
- poškodbe zemljin pri izvedbi zaščitnih cevi za uvrtnane pilote.

Obtežni preizkusi pilotov

Obtežni preizkusi pilotov se morajo izvesti v naslednjih primerih:

- pri uporabi vrste pilota ali metode izvedbe, za katere ni primerljivih izkušenj
- če piloti niso bili preizkušeni v primerljivih tleh in obtežnih pogojih;
- ko so piloti obremenjeni z obtežbo, za katero s teorijo in izkušnjami ne moremo dokazati zadostne varnosti. V takšnih primerih se izvedejo preizkusi na pilotih, z obtežbo, ki je podobna dejanski predvideni obtežbi;
- ko opazovano obnašanje pilota med njegovo izvedbo bistveno in nedovoljeno odstopa od predvidenega obnašanja glede na terenske preiskave ali izkušnje in v primeru, ko dodatne preiskave tal ne razjasnijo vzrokov za takšna odstopanja.

Vrste preizkusov so: Statični obtežni preizkusi, Dinamični obtežni preizkusi

Tlačno obremenjeni piloti

Račun mejnega stanja

S projektom moramo dokazati, da so naslednja mejna stanja dovolj neverjetna:

- mejna stanja nosilnosti odpora na tlačno ali natezno porušitev posameznega pilota;
- mejna stanja nosilnosti odpora na tlačno ali natezno porušitev celotnega temeljenja na pilotih;
- mejno stanje nosilnosti zaradi zrušitve ali večje škode na podprti konstrukciji, povzročenih s prekomernimi pomiki pilotov;
- mejno stanje uporabnosti podprte konstrukcije zaradi pomikov pilotov.

Globalna stabilnost

Upoštevati se mora izguba globalne stabilnosti temeljenja tlačno obremenjenih pilotov.

Tlačni odpor tal

Za dokaz, da lahko temeljenje na pilotih prenese računsko obtežbo z zahtevano varnostjo na tlačno porušitev, mora biti izpolnjena naslednja neenakost za vsa mejna stanja obtežnih primerov in obtežnih kombinacij:

$$F_{c;d} \leq R_{c;d}$$

V principu naj $F_{c;d}$ vključuje lastno težo pilota, odpor $R_{c;d}$ pa naj vsebuje vertikalno napetost v tleh pri peti pilota. Vendar pa teh dveh določil ni potrebno upoštevati, če bistveno ne vplivata na rezultat. Upoštevati pa se morata v primerih, ko:

- je pomembno negativno trenje;
- ima zemljina zelo majhno prostorninsko težo, ali;
- pilot sega nad površino tal.

Za skupino pilotov se morata obravnavati dva mehanizma porušitve:

- odpor na tlačno porušitev posameznega pilota;
- odpor na tlačno porušitev pilotov (ki delujejo kot celota) in zemljine med njimi.

Za projektni odpor se mora vzeti nižja od vrednosti zaradi teh dveh mehanizmov.

Tlačni odpor skupine pilotov, ki delujejo kot celota se lahko obravnava kot pilot velikega premera.

Mejni tlačni odpor dobljen iz statičnih obtežnih preizkusov

Karakteristični tlačni odpor tal $R_{C;k}$ lahko dobimo iz karakterističnega odpora pete $R_{b;k}$ in odpora plašča pilota $R_{s;k}$, tako da je:

$$R_{c;k} = R_{b;k} + R_{s;k}$$

Te komponente lahko dobimo direktno iz rezultatov statičnega ((SF)) obtežnega preizkusa, kadar so merjene ali ocenimo na osnovi rezultatov preizkusa tal ali dinamičnih obtežnih preizkusov.

Projektni odpor $R_{C;d}$ mora biti določen iz enega od izrazov:

$$R_{c;d} = R_{c;k} / \gamma_t$$

ali

$$R_{c;d} = R_{b;k} / \gamma_b + R_{s;k} / \gamma_s$$

Numerične vrednosti delnih količnikov γ_b in γ_s ali γ_t dobimo z uporabo tabel v EN 1997-1.

Mejni tlačni odpor dobljen s pomočjo semi-empiričnih metod

Projektni tlačni odpor pilota $R_{C;d}$ se mora določiti iz:

$$R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d}$$

$R_{b;d}$ in $R_{s;d}$ morata biti dobljena iz:

$$R_{b;d} = R_{b;k} / \gamma_b$$

in

$$R_{s;d} = R_{s;k} / \gamma_s$$

Karakteristični vrednosti $R_{b;k}$ in $R_{s;k}$ se morata določiti z:

$$R_{b;k} = \min \text{imum med } (R_{b;cal})_{srednja} / \xi_5 \text{ in } (R_{b;cal})_{min} / \xi_6$$

in

$$R_{s;k} = \min \text{imum med } (R_{s;cal})_{srednja} / \xi_5 \text{ in } (R_{s;cal})_{min} / \xi_6$$

kjer sta ξ_5 in ξ_6 korelacijska količnika odvisna od števila preizkusov pilotov in sta uporabljena na srednjih vrednostih $(R_{b;cal})_{srednja}$ oziroma $(R_{s;cal})_{srednja}$ ali najnižjih vrednostih $(R_{b;cal})_{min}$ oziroma $(R_{s;cal})_{min}$ od izračunanih vrednosti $R_{b;cal}$ oziroma $R_{s;cal}$, dobljenih z uporabo semi-empiričnega pravila.

Kot alternativa, se lahko karakteristične vrednosti dobijo z izračunom:

$$R_{b;k} = A_b \cdot q_{b;k}$$

in

$$R_{s;k} = \sum A_{s;i} q_{s;k;i}$$

kjer sta $q_{b;k}$ in $q_{s;k;i}$ karakteristična vrednost odpora pete in odpora trenja plašča določena iz karakterističnih vrednosti lastnosti tal.

Mejni tlačni odpor dobljen dinamičnim nabijalnim preizkusom

Kjer je za ocenitev odpora posameznih tlačno obteženih pilotov uporabljen dinamični nabijalni (udarec bata) preizkus pilotov (merjenje specifičnih deformacij proti času med

udarcem, se mora veljavnost rezultatov dokazati s predhodnim sprejemljivim obnašanjem v statičnem obtežnem preizkusu, na isti vrsti pilota, podobne dolžine in prereza ter v podobnih pogojih tal.

Kadar je uporabljen dinamični nabijalni obtežni preizkus je odpor pilota na zabijanje merjen direktno na obravnavani lokaciji. Obtežni preizkus te vrste lahko vsebuje tudi obdelavo ujemanja signala z merjenimi napetostnimi valovi. Ujemanje signala omogoča približno vrednotenje odpora na plašču in peti pilota, kot tudi simulacijo njegovega obnašanja (odnos obtežba - posedek).

Nabijalna energija mora biti dovolj velika, da se omogoči ustrezna interpretacija nosilnosti pilota pri ustrezno veliki deformaciji.

Projektna vrednost odpor pilota na tlak $R_{c;d}$ se mora določiti iz:

$$R_{c;d} = R_{c;k} / \gamma_t$$

$$R_{c;k} = \text{minimum med } (R_{c;m})_{\text{srednja}} / \xi_3 \text{ in } (R_{c;m})_{\text{min}} / \xi_4$$

kjer sta ξ_3 in ξ_4 korelacijska količnika odvisna od števila preizkusov pilotov in sta uporabljena na srednji vrednosti $(R_{c;m})_{\text{srednja}}$ oziroma najnižji vrednosti $(R_{c;m})_{\text{min}}$ od $R_{c;m}$.

Mejni tlačni odpor dobljen iz zabijalne enačbe pilotov

Zabijalne enačbe pilotov se lahko uporabijo samo, če je določena slojevitost tal.

Kadar za določitev mejnega tlačnega odpora posameznih pilotov temeljenja uporabimo zabijalne enačbe, je potrebno točnost enačb preveriti z rezultati eksperimentov s sprejemljivim obnašanjem ali s statičnimi obtežnimi preizkusi na enakem tipu pilota, podobne dolžine in prečnega prereza ter v podobnih pogojih tal.

Za pilote, ki nosijo na peti, zabite v nekoherentno zemljino, mora biti projektna vrednost tlačnega odpora $R_{c;d}$ ocenjena po enakem postopku kot je v 7.6.2.4.

Kadar se zabijalna enačba uporabi za preveritev tlačnega odpora, se mora pred tem izvesti zabijalni preizkus pilota na najmanj 5 pilotih razporejenih na zadostnih razmikih na pilotni površini, da se lahko preveri ustrezno število udarcev v zadnji seriji udarcev. Za vsak pilot je potrebno zabeležiti penetracijo pete pilota med zadnjo serijo udarcev.

Mejni tlačni odpor dobljen iz analize enačbe valovanja

Analiza enačbe valovanja se običajno uporabi samo tam, kjer je slojevitost tal določena s pomočjo vrtin in terenskih preizkusov.

Če je za oceno mejnega tlačnega odpora posameznega pilota uporabljena analiza enačbe valovanja, je potrebno ustreznost analize prikazati s predhodnim dokazom sprejemljivega obnašanja pri statičnem obtežnem preizkusu na enakem tipu pilota, podobne dolžine in prečnega prereza ter ob podobnih pogojih tal.

Odpor tal na nateg

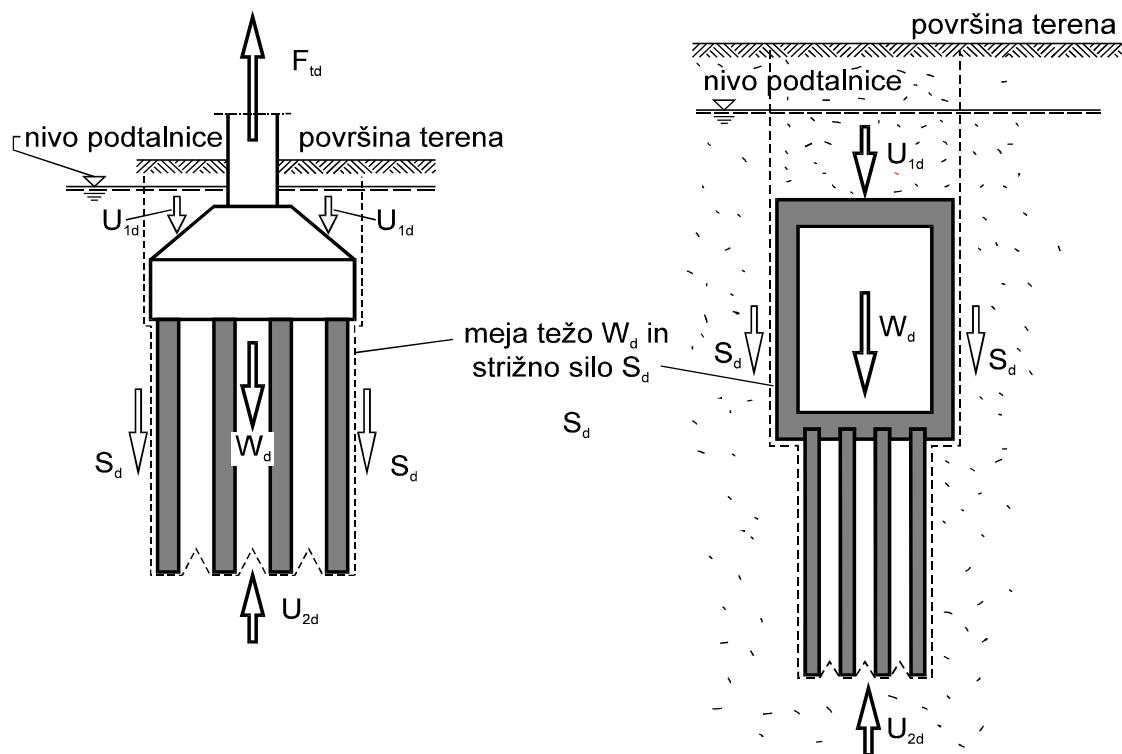
Za preveritev, da lahko temeljenje na pilotih prenese projektno obtežbo z zahtevano varnostjo na natezno porušitev, mora biti izpolnjena naslednja neenakost za vsa mejna stanja obtežnih primerov in obtežnih kombinacij:

$$F_{t,d} \leq R_{t,d} \tag{7.11}$$

Za natezne pilote se morata obravnavati naslednja porušitvena mehanizma:

- izvlek pilotov iz tal;
- dvigovanje grede iz tal skupaj s piloti.

Za osamljen natezne pilote ali skupino nateznih pilotov, je lahko porušitveni mehanizem vezan z odporom stožca tal na izvlek, še posebej za pilote z razširjeno osnovo ali pilote spojene s skalo.



Slika V.6: Primeri UPL porušitve skupine pilotov

Mejni natezni odpor dobljen iz obtežnih preizkusov pilotov

Projektni natezni odpor $R_{t;d}$ se mora izpeljati iz

$$R_{t;d} = R_{t;k} / \gamma_{s;t}$$

Navadno naj bo navedeno, da se naj preizkusi več kot eden pilot, kadar so piloti natezno obremenjeni. V primeru velikega števila natezno obremenjenih pilotov, jih je potrebno preizkusiti vsaj 2 %.

Poročilo o vgraditvi preizkusnih pilotov (pilota) naj bo preverjeno, vsako odstopanje od normalnih pogojev vgradnje naj bo upoštevano pri interpretaciji rezultatov obtežnega preizkusa pilota.

Karakteristična vrednost nateznega odpora pilota se mora določiti z

$$R_{t;k} = \frac{R_{t;cal}}{\xi}$$

pri čemer mora biti vrednost R_t najmanj $(R_{t;cal})_{srednja} / \xi_5$ in ne večja od $(R_{t;cal})_{min} / \xi_6$.

ξ_5 in ξ_6 sta korelacijska količnika odvisna od števila preizkusov pilotov in sta uporabljena na srednji in izračunani natezних odporih $R_{t;cal;srednja}$ in $R_{t;cal;min}$ dobljenih iz rezultatov preizkusa.

Mejni odpor na tlak dobljen s pomočjo semi-empiričnih metod

Uporaba semi-empiričnih metod za ocenitev nateznega odpora temeljenja na pilotih je bila vpeljana in določena z obtežnimi preizkusi pilotov in primerljivimi izkušnjami, kot je definirano.

Posedki temeljev na pilotih

Izračuni posedkov temeljenja na pilotih niso točni, dajejo le približno oceno.

Za tlačne pilote, ki nosijo v srednje do gostih zemljinah in za natezne pilote, so varnostne zahteve za projekt mejnega stanja nosilnosti običajno zadostne za preprečitev mejnega stanja nosilnosti v podprti konstrukciji.

Posedki oz deformacije se določijo za slučaj:

- Tlačno obremenjeno temeljenje na pilotih
- Natezno obremenjeno temeljenje na pilotih

Prečno obremenjeni piloti

Pri dokazu, da bodo piloti prenesli računsko prečno obtežbo z zahtevano varnostjo proti porušitvi, mora biti izpolnjen naslednji pogoj neenakosti za mejna stanja vseh obtežnih primerov in obtežnih kombinacij:

$$F_{tr;d} \leq R_{tr;d}$$

Dimenzioniranje pilotov

Piloti morajo biti preverjeni na mejno stanje porušitve.

Konstrukcija pilotov naj bo dimenzionirana tako, da prevzame obremenitev vseh obtežnih primerov, tako med gradnjo, kot tudi med uporabo, vključno s transportom in zabijanjem.

Običajno pilote ni potrebno preveriti na uklon, kadar so zadržani z zemljinami, ki imajo reprezentativno nedrenirano trdnost c_u večjo od 10 kPa.

Nadzor pri gradnji

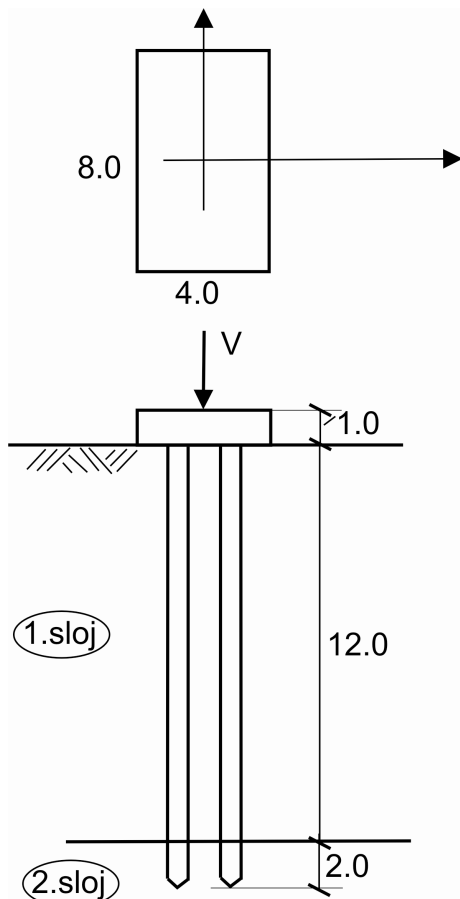
Načrt vgraditve pilotov mora tvoriti osnovo za izvedbo. Načrt naj poda naslednje projektne informacije:

- vrsto pilota;
- lokacijo in nagib vsakega pilota in dovoljena odstopanja od predvidene pozicije;
- prečni prerez pilota;
- za pilote zgrajene na mestu, podatke o armaturi;
- dolžina pilota;
- število pilotov;
- zahtevana nosilnost pilota;
- ali nivo pete pilota (glede na izhodiščno koto na ali ob gradbišču), ali zahtevan odpor na penetracijo;
- faznost izvedbe;
- poznane ovire v tleh;
- katerekoli druge ovire pri izvedbi pilotov.

Računski primer V.3. Globoko temeljenje

Za podan primer obremenjene toge temeljne plošče določi potrebno število zabitih pilotov z ozirom na tlačno nosilnost posameznega pilota premera 30 cm. Upoštevaj projektni pristop 1, s kombinacijo nizov delnih količnikov A2 »+« M1 »+« R4 skladno z EN 1997-1!

Delni količniki za vplive (γ_F) in učinke vplivov (γ_E) za STR in GEO: $\gamma_{G;dst}=1.00$, $\gamma_{Q;dst}=1.30$, $\gamma_{G;stb}=1.00$, $\gamma_{Q;stb}=0$. Delni količniki za parametre zemljin (γ_M) za STR in GEO: $\gamma_\phi=1.25$, $\gamma_c=1.25$, $\gamma_{cu}=1.40$, $\gamma_g=1.00$. Delni količniki odporov za zabite pilote (γ_R) za zabite pilote: $\gamma_b=1.30$, $\gamma_s=1.30$, $\gamma_t=1.30$, $\gamma_{s;t}=1.60$.



Slika V.7.a. Prerez globokega temelja

1. sloj:

$$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 22 \text{ kPa}, \phi' = 26^\circ$$

$$\phi_d = \arctan \frac{\tan \phi'}{\gamma_\phi} = \arctan \frac{\tan 26^\circ}{1.25} = 21.32^\circ$$

$$c_d = \frac{c'}{\gamma_c} = 17.6 \text{ kPa}$$

$$\delta_d = 10^\circ$$

2. sloj:

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 0 \text{ kPa}, \phi' = 35^\circ$$

$$\phi_d = \arctan \frac{\tan \phi'}{\gamma_\phi} = \arctan \frac{\tan 35^\circ}{1.25} = 29.26^\circ$$

$$c_d = \frac{c'}{\gamma_c} = 0$$

$$\delta_d = 23^\circ$$

Obtežba:

Stalna vertikalna $V = 6700 \text{ kN}$

Rešitev:

- Izračun projektnih vrednosti obtežbe - vplivov

Lastna teža toge temeljne plošče: $V_{lt} = 800 \text{ kN}$

obtežba	stalna	spremenljiva	skupna
Vertikalna V_d	$\gamma_{G;dst} \cdot (6700 + 800) = 7500 \text{ kN}$	0	7500 kN

- **Tlačna nosilnost enega pilota**

Za dokaz, da lahko temeljenje na pilotih prenese obtežbo z zahtevano varnostjo na tlačno porušitev, mora biti izpolnjena naslednja neenakost za vsa mejna stanja obtežnih primerov in obtežnih kombinacij:

$$F_{c;d} \leq R_{c;d}$$

- $F_{c;d}$ projektna osna tlačna obtežba na pilotiran temelj v mejnem stanju nosilnosti (vključena lastna teža pilota)
 $R_{c;d}$ projektna vrednost tlačnega odpora tal pilota v mejnem stanju nosilnosti (vsebuje vertikalno napetost v tleh pri peti pilota)

Projektni tlačni odpor pilota $R_{c;d}$ se določi iz:

$$R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d}$$

$R_{b;d} = R_{b;k} / \gamma_b$ in $R_{s;d} = R_{s;k} / \gamma_s$, v primeru, ko je poznana skupna nosilnost pa iz:

$$R_{c;d} = R_{c;k} / \gamma_t$$

- $R_{b;k}$ karakteristični odpor na peti pilota
 $R_{s;k}$ karakteristični odpor na plašču pilota
 $R_{b;d}$ projektni odpor na peti pilota
 $R_{s;d}$ projektni odpor na plašču pilota
 $R_{c;k}$ karakteristična vrednost tlačnega odpora tal pilota v mejnem stanju uporabnosti
 γ_b delni količnik varnosti za odpor na nogi pilota
 γ_s delni količnik varnosti za odpor na plašču pilota
 γ_t delni količnik varnosti za skupni odpor pilota

Določitev karakterističnih vrednosti:

$$R_{b;k} = A_b \cdot q_{b;k}$$

$$R_{s;k} = \sum A_{s;i} \cdot q_{s;k;i}$$

- $q_{b;k}$ karakteristična vrednost odpora na peti pilota na enoto površine A_b
 $q_{s;k;i}$ karakteristična vrednost trenja na plašču pilota na enoto površine $A_{s;i}$
 A_b efektivna površina noge pilota
 $A_{s;i}$ efektivna površina plašča pilota v sloju i

Če sta $q_{b;k}$ in $q_{s;k;i}$ izračunana s pomočjo empiričnih obrazcev, jih je potrebno reducirati s korekcijskim količnikom $\xi = 1.4$, kot to velja za preizkusne pilote (en preizkus).

Uporaba Meyerhofove enačbe za določitev odpora na nogi in plašču (Priloga V.6)

- **Izračun karakterističnega in projektnega odpora na peti pilota (2.sloj)**

$$q_{b;k} = \gamma \cdot r \cdot N_\gamma + \sigma_v \cdot K_0 \cdot N_q + c \cdot N_c$$

$$\varphi_d = 29.26^\circ \Rightarrow N_\gamma = 16; N_q = 55; N_c = 330 \text{ (Priloga V.6)}$$

$$c_d = \frac{c'}{\gamma_c} = 0; K_0 = (1 - \sin \varphi_d) = 0.511;$$

$$\sigma_v = 20 \cdot 12 + 19.5 \cdot 2 = 279 \text{ kPa}$$

$$q_{b;k} = 20 \cdot 0.15 \cdot 16 + 279 \cdot 0.511 \cdot 55 + 0 \cdot 330 = 7889.30 \text{ kPa}$$

$$R_{b;k} = A_b \cdot q_{b;k} = 0.071 \text{ m}^2 \cdot 7889.30 \text{ kPa} = 560.14 \text{ kN}$$

$$R_{b;d} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_b \cdot \xi} = \frac{560.14}{1.3 \cdot 1.4} = 307.77 \text{ kN}$$

- **Izračun karakterističnega in projektnega odpora na plašču pilota (1. in 2.sloj)**

$$q_{s;k;i} = c_{a,i} + \sigma_v \cdot K_0 \cdot \tan \delta_a$$

1. sloj:

$$\varphi_d = 21.32^\circ; K_0 = (1 - \sin \varphi_d) = 0.637; c_d = 17.6 \text{ kPa};$$

$$c_{a,i} = \frac{1}{2} \cdot c_d = 8.8 \text{ kPa}; \delta_d = 10^\circ$$

$$\sigma_{v1} = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 12 = 120 \text{ kPa} \quad (\text{vertikalna napetost v sredini sloja})$$

$$q_{s;k;i} = 8.8 + 120 \cdot 0.636 \cdot \tan 10^\circ = 22.28 \text{ kPa}$$

2. sloj:

$$\varphi_d = 29.26^\circ; K_0 = (1 - \sin \varphi_d) = 0.511; c_d = 0 \text{ kPa}; c_{a,i} = \frac{1}{2} \cdot c_d = 0 \text{ kPa}; \delta_d = 23^\circ$$

$$\sigma_{v1} = 20 \cdot 12 + \frac{1}{2} \cdot 19.5 \cdot 2 = 259.50 \text{ kPa} \quad (\text{vertikalna napetost v sredini sloja})$$

$$q_{s;k;i} = 0 + 259.50 \cdot 0.511 \cdot \tan 23^\circ = 56.29 \text{ kPa}$$

$$R_{s;k} = \sum A_{s,i} \cdot q_{s;k,i} = (22.28 \cdot 12 + 56.29 \cdot 2) \cdot 2 \cdot \pi \cdot 0.15 = 358.09 \text{ kN}$$

$$R_{b;d} = \frac{R_{s;k}}{\gamma_s \cdot \xi} = \frac{358.09}{1.3 \cdot 1.4} = 196.75 \text{ kN}$$

- **Projektni tlačni odpor 1 pilota**

$$R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} = 196.75 + 307.77 = 504.52 \text{ kN}$$

- **Določitev števila pilotov**

$$n = \frac{V_d}{R_{c;d}} = \frac{7500}{504.52} = 14.86 \quad \text{Izberemo: 16 pilotov}$$

- **Preveritev tlačne nosilnosti vseh pilotov**

$$F_{c;d} = V_d + V_{L\text{Pilotov}} = 7500 + 16 \cdot 25 \cdot \pi \cdot 0.15^2 \cdot 14 = 7895.84 \text{ kN}$$

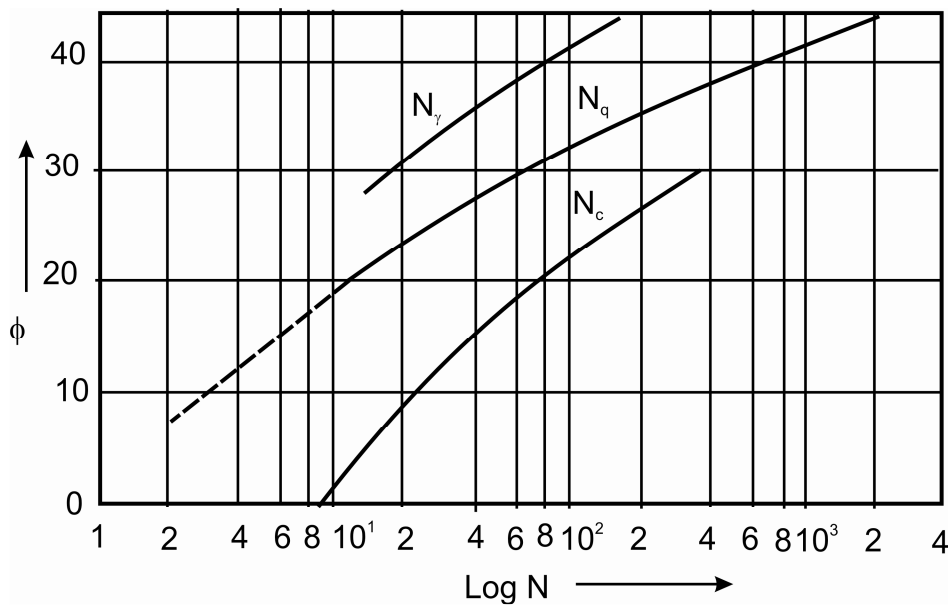
$$R_{c;d} = 16 \cdot 504.52 = 8072.32 \text{ kN}$$

$$F_{c;d} = 7895.84 \text{ kN} \leq R_{c;d} = 8072.32 \text{ kN}$$

Izbrano število pilotov je ustrezno.

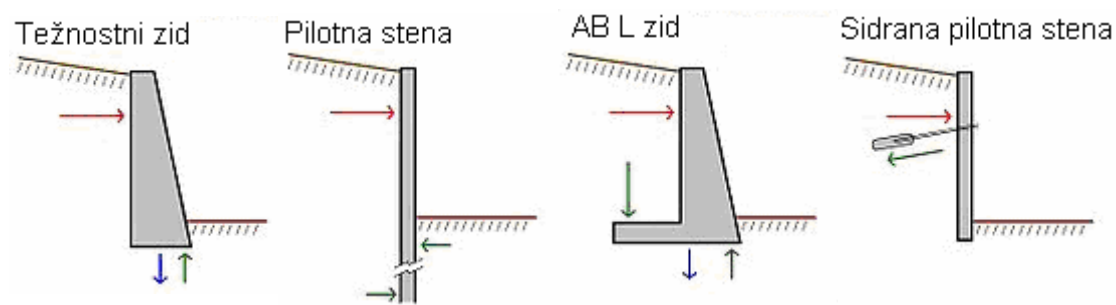
Priloga V.6.

Meyerhofovi koeficienti za določitev vertikalne nosilnosti pilotov



V.3.3 Podporne konstrukcije

Vrste podpornih konstrukcij



Slika V.8: Različne vrste podpornih konstrukcij

Težnostni zidovi



Slika V.9: Primer težnostnega zidu

Oporni oziroma podporni zid je konstrukcija, ki zadržuje zaledno zemljino ali kamnino ob stavbi, cestni konstrukciji ali na drugih območjih. Podporni zidovi preprečujejo padanje oziroma erozijo in zagotavljajo podporo za navpične ali skoraj navpične spremembe strmin pobočij. Kesoni in pregrade so konstrukcije, ki zadržujejo vodo, včasih pa imajo to nalogo tudi podporni zidovi. Podporni zidovi so ponavadi izvedeni iz zidakov, kamnja, opeke, betona, jekla ali lesa. V preteklosti so kot poceni material za podpiranje uporabljali železniške vezi, vendar je njihova uporaba zaradi okoljskih vprašanj danes prepovedana.

Oblika težnostnega zidu je odvisna od prostonske teže materiala (kamen, beton ali drugi težek material) iz katerega je zid izveden; teža zidu se upre pritiskom za zidom, ki ima pogosto rahlo izbočino, da se izboljša stabilnost z naslanjanjem zidu nazaj v zaledno zemljino. Krajši krajinski zidovi so pogosto izvedeni iz kamna ali segmentnih betonskih elementov (zidakov) brez malte [3]. Suho-zloženi težnostni zidovi so nekoliko fleksibilni in ne potrebujejo trdne opore v zmrzlinških področjih.

V začetku 20. stoletja so bili višji podporni zidovi pogosto težnostni zidovi narejeni iz velikih količinah betona ali kamna. Danes so višji podporni zidovi vedno bolj izvedeni kot kompozitni težnostni zidovi, kot so: geosintetični ali montažni zidovi; kesoni (koš iz jeklene žice napolnjen s kamenjem); leseni oporni zidovi (votli elementi iz montažnega betona ali lesa napolnjen z zemljo) ali armirana zemljina (nasuta zemljina stabilizirana z armirnimi trakovi).

Težnostni podporni zidovi morajo biti praviloma najmanj 50 do 60 odstotkov tako v globino kot debelino zidu glede na njegovo višino in morda celo več, če je nad zidom še dodatna obremenitev.

Segmentni montažni podporni zidovi so pridobili večjo naklonjenost pred monolitnimi betonskimi zidovi ali obdelanimi lesenimi zidovi, saj so bolj ekonomični, lažje jih je namestiti in okolju so bolj prijazni.

Najbolj pomemben dejavnik pri pravilnem načrtovanju in izvedbi podpornih zidov je, da podporni zid preprečuje premaknitev zalednega materiala naprej in navzdol po pobočju zaradi težnosti. To ustvarja bočni zemeljski tlak za zidom, ki je odvisen od strižnega kota (ϕ) in kohezije (c) zalednega materiala, kot tudi od oblike in obsega podporne konstrukcije, ki je izpostavljena.

Bočni zemeljski pritiski so običajno najmanjši na vrhu podporne konstrukcije in se povečujejo proti dnu. Zemljski pritiski potisnejo konstrukcijo naprej ali jo zarotirajo, če ni ustrezno sprojektirana. Tudi podzemna voda za zidom, ki se ne odvede s pomočjo drenažnega sistema, povzroča dodaten horizontalni hidrostatični pritisk na konstrukcijo.

Kot primer, mednarodni standardi zahtevajo, da morajo biti podporni zidovi zasnovani tako, da se zagotovi varnost proti prevrnitvi, zdrs, prekomernemu pritisku in vodemu dvigu ter da se jih projektira z varnostnim faktorjem 1.5 proti bočnemu zdrs in proti prevrnitvi.

Vitke podporne konstrukcije

Vitke podporne konstrukcije se pogosto uporabljajo v mehkih tleh in ozkih urbanih prostorih. Izdelane so iz jekla, steklenih vlaken, plastičnih ali lesenih desk, ki se zabijejo v tla ter iz AB pilotov. Obstajajo različne metode za projektiranje teh vrst konstrukcij, vendar so te metode zahtevnejše od metod za projektiranje težnostnih zidov. Kot pravilo konzolno vpetih vitkih podpornih konstrukcij velja: 1/3 nad tlemi, 2/3 pod zemljo. Višje pilotne stene ponavadi zahtevajo sidranje konstrukcije s prednapetimi sidri. Dolžina sidra mora biti ustrezna, sidro mora segati v območje izven porušne ravnine zemljine.

Pravilno odvajanje vode za zidom je bistvenega pomena pri izvedbi podpornih zidov. Drenažni material bo zmanjšal ali odpravil hidrostatični tlak in povečal stabilnost zalednega materiala za zidom, ob predpostavki, da ne izvajamo podporne konstrukcije za oporo vode.

Zabiti piloti



Slika V.10: Izvedba zabutih pilotov

Cevni piloti, so piloti, ki se zabijejo v tla. Montažni piloti so zabiti v tla s pomočjo zabijalke. Zabiti piloti so leseni, betonski ali jekleni. Leseni piloti so narejeni iz debel visokih dreves. Betonski piloti so na voljo v kvadratnih, osmerokotnih in okroglih prerezih. Ti so ojačani s armaturo in so pogosto prednapeti. Jekleni piloti so bodisi cevi piloti ali drugih oblik nosilnega prereza (npr. H-pilot). V zgodovini so bili leseni piloti daljših dimenzij izvedeni na podlagi spajanja večih debel lesa skupaj, danes je spanjanje pogosto pri jeklenih pilotih, saj je spajanje skozi betonske pilote težavno. Zabiti piloti, v nasprotju uvrtnimi, imajo to prednost, da se zemlja pri zabutih pilotih stisne v okoliška tla, kar povzroča večje trenje vzdolž plašča pilotov in povečuje njihovo nosilnost.

Konzolno vpete podporne konstrukcije

Pred uvedbo sodobnih armiranih zemljin so bile konzolno vpete podporne konstrukcije najbolj pogosta vrsta višjih podpornih zidov. Izvedene so bile monolitno iz relativno tankega armiranega betona ali z malto zazidanega zidu (pogosto v obliki obrnjenenega T). Te konzolno obremenjene konstrukcije prevzemajo velike horizontalne pritiske za steno.

Sidrane podporne konstrukcije

Pri sidranih podpornih konstrukcijah se uporabljajo sidra vpeta v hribino ali zemljino v zaledje. Sidra so ponavadi uvtana v tla v vrtnjem ter so na koncu kabla bodisi z mehanskimi sredstvi ali pogosto z vbrizgavanjem betona pod pritiskom (»jet grouting«) vpeta v temeljna tla. Metoda je tehnično zapletena vendar zelo uporabna v primerih, kjer se pričakuje visoka obremenitev oziroma, če mora biti sama stena vitka in bi bila sicer prešibka.

Pasivno sidrane konstrukcije (»soil nailing«)

»Soil nailing« je tehnika, pri kateri so pobočja zemlje, nasipi ali zidovi podkrepljeni z namestitvijo razmeroma ozkih elementov - običajno jeklenih armaturnih palic. Palice so običajno nameščene v predhodno izvrtano luknjo in nato injektirane na mestu ali uvtane in injektirane hkrati. Običajno so nameščene nenapete pod rahlim naklonom navzdol. Sprednji del na površini je lahko togi ali fleksibilni (pogosto poškopljen beton).

V.3.4 Izboljšanje nosilnosti temeljnih tal

Obstaja veliko različnih sistemov, ki niso sestavljeni samo iz podporne konstrukcije, temveč temeljijo na ukrepih za zmanjšanje zemeljskega pritiska, ki deluje na samo podporno konstrukcijo. Ukrepi za izboljšanje nosilnosti temeljnih tal se običajno uporabljajo v kombinaciji z enim od drugih vrst temeljnih oziroma podpornih konstrukcij, čeprav se lahko nekatere konstrukcije uporabijo le za vizualne namene.

»Gabion« mreže

To vrsto krepitve tal, ki se pogosto uporablja tudi brez zunanjih sten, sestavlja "škatla" iz žičnate mreže, katera se napolni z grobo drobljenim kamenjem ali drugim materialom. Ta sistem zmanjšuje notranje gibanje oziroma sile ter se uporablja tudi za zmanjšanje erozijskih sil.

Mehanska stabilizacija

Mehansko stabiliziranje zemlje, imenovan tudi »MSE« je sistem, kjer so tla izdelana iz umetnega armiranja preko horizontalno razslojenega materiala (geosintetiki), ki so na koncih fiksirani. Ti geosintetiki zagotavljajo dodano notranjo strižno odpornost za enostavnimi težnostnimi zidovi. Drugi način je uporaba armiranih trakov, ki so lahko tudi večplastni. Ta vrsta krepitve tal običajno vsebuje zunanje stene (vitki segmentni podporni zidovi) za pritrditev plasti geosintetikov oziroma armiranih trakov. Zunanja stran stene je pogosto izvedena iz betonskih montažnih segmentov, ki lahko prenašajo nekatere diferencialne premike. Stabilizirana tla, skupaj z zunanjim delom delujejo kot izboljšani težnostni zid. Zgrajen mora biti dovolj velik sistem, da prenese pritiske v tleh za njim.



Slika V.11: Različne vrste geosintetikov

Geosintetika je krovni izraz, ki opisuje vrsto sintetičnih izdelkov, ki se uporabljajo za pomoč pri reševanju nekaterih geotehničnih problemov. Izraz običajno vključuje štiri glavne proizvode: geotekstile, geomreže, geomembrane in geokompozite. Sintetična narava izdelkov je vzrok, da so primerni za uporabo v zemlji, kjer se zahteva visoka raven trajnosti, kar pa ne pomeni, da so neuničljive. Geosintetiki so na voljo v najrazličnejših oblikah in materialih; vsak ustreza nekoliko drugačni končni uporabi. Ti izdelki imajo širok spekter uporabe in so trenutno v uporabi v številnih gradbenih in geotehničnih problemih; cestogradnja, letališča, železnice, nasipi, podporne konstrukcije, rezervoarji, kanali, jezovi, odlagališča, zaščite brežin in obalni inženiring.

V.3.5 Zemeljska dela

Zemeljska dela so inženirska dela, ki temeljijo na premikanju (prerazporeditvi) velikih količin zemlje ali neobdelane hribine. Inženirji morajo pri tem načrtovanju izpostaviti vprašanja iz geomehanike (kot je prepustnost tal in trenje) in oceniti količine mas, da se zagotovi ustrezen volumen zemlje v nasipih kot je na razpolagu pri ukopih, ob hkratnem zmanjšanju razdalje premikanja mas. V preteklosti so bili ti izračuni narejeni ročno z uporabo metod kot na primer »Simpsonovo pravilo«; danes pa jih je mogoče izvesti s pomočjo računalnika in specializirane programske opreme.

Zaradi ogromne količine materiala, ki je v načrtu premika - milijonih kubičnih metrov v primeru velikega nasipa – so nizke gradnje v inženirstvu doživele revolucijo ob razvoju mehanizacije; (Fresno) strgača in ostalih strojev za zemeljska dela, kot je nalagalnik, proizvodno tovorno vozilo, greder, buldožer, bager itd. Tipični projekti zemeljskih del so ceste, jezovi, nasipi, kanali, in terase ("protihrupni" nasip).

V.4 Gradnja

Pri projektiranju in gradnji objektov v urbanih okoljih sodelujejo inženirji različnih področij. Njihove naloge in odgovornosti izhajajo iz **Zakona o graditvi objektov** in le temu podrejenih *predpisov*. Po tem zakonu je graditev definirana kot projektiranje in gradnja. Projektiranje je izdelovanje projektne dokumentacije in z njim povezano tehnično svetovanje. Projektna dokumentacija obsega več faz:

- idejni projekt
- projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja
- projekt za razpis
- projekt za izvedbo
- projekt izvedenih del
- projekt za etažne lastnike (pri stavbah).

Podrobno vsebino posameznih projektov definira **Pravilnik o podrobnejši vsebini projektne dokumentacije**.

Projektna dokumentacija (razen idejnega projekta) mora biti izdelana v skladu s pogoji lokacijske odločbe, ki jo izda upravni organ Ministrstva za okolje in prostor. Podlaga za lokacijsko odločbo je lokacijska dokumentacija, ki jo lahko izdela za to registrirano urbanistično podjetje.

Projektiranje sme izvajati projektivno podjetje, ki ima v sodni register vpisano dejavnost projektiranja in je vpisano v imenik projektivnih podjetij pri **Inženirski zbornici Slovenije**. Podjetje dobi ob vpisu v imenik identifikacijsko številko. To področje ureja **Pravilnik o obliki in vsebini enotnega žiga projektivnih podjetij**. Osebo identifikacijsko številko prejme ima tudi vsak inženir, ki je včlanjen v Inženirsko zbornico Slovenije. Iz identifikacijske številke je razvidno področje za katero je inženir usposobljen. Pogoj za članstvo v inženirski zbornici je opravljen strokovni izpit. To ureja **Pravilnik o programu in načinu opravljanja strokovnih izpitov pri Inženirski zbornici Slovenije**. V Inženirsko zbornico so združeni inženirji z namenom zagotavljanja strokovnosti in varovanja javnega interesa. Naloge in organizacija zbornice podrobno določajo *Statut inženirske zbornice Slovenije* in *Etični kodeks članov Inženirske zbornice Slovenije*.

Projektivno podjetje mora za vsak načrt imenovati **odgovornega projektanta**. Odgovorni projektant je odgovoren za skladnost načrta s predpisi, kar potrdi s svojo identifikacijsko številko in podpisom na vseh zaključenih sestavinah načrta. V spodnji tabeli so podane vrste načrtov in zahtevan strokovni naslov odgovornega projektanta.

Vrste načrtov	Zahtevan strokovni naslov
Načrti arhitekture	Diplomirani inženir arhitekture
Načrti krajinske arhitekture	Diplomirani inženir krajinske arhitekture
Načrti gradbenih konstrukcij in drugi gradbeni načrti	Diplomirani inženir gradbeništva
Načrti inštalacij	Diplomirani inženir strojništva, elektrotehnike
Načrti tehnologije in drugi načrti	Diplomirani inženir ustrezne stroke
Geotehnični načrti	Diplomirani inženir montanistike ali gradbeništva

Iz tabele je razvidno, da *Zakon o graditvi objektov* govori na splošno o diplomiranem inženirju gradbeništva in strokovnega naziva ne deli detajlno na posamezna področja (structural engineer, geotechnical engineer itd.). Kadar se izdelujeta dva ali več vrst načrtov je po zakonu treba določiti odgovornega vodjo projekta. Odgovorni vodja projekta je odgovoren za usklajenost posameznih načrtov v projektu in kakovost celotnega projekta, kar potrdi s svojo identifikacijsko številko in podpisom na vseh zaključenih sestavinah načrta.

V praksi je razlika ali gre za projektiranje stavb ali ostalih inženirskih objektov. Projektiranje stavb praviloma vodi arhitekt v tesnem sodelovanju s konstrukcijskim inženirjem (structural engineer) in inženirji ostalih področij. Projektiranje ostalih inženirskih objektov (ceste, vodovod, kanalizacije itd.) praviloma vodi gradbeni inženir usposobljen za obravnavano področje v sodelovanju z inženirji ostalih področij.

Gradnja po tem zakonu obsega pripravljala dela, izvajanje gradbenih del, montažo in vgrajevanje strojnih in elektroinstalacij in opreme ter izvajanje zaključnih del. Z gradnjo se lahko prične na podlagi gradbenega dovoljenja, ki ga izda upravni organ Ministrstva za okolje in prostor RS. Zgrajeni objekt se lahko začne uporabljati šele, ko je zanj izdano uporabno dovoljenje. Ob prej navedenih predpisih so za fazo gradnje pomembni predvsem naslednji predpisi:

- Zakon o gradbenih proizvodih
- Zakon o obligacijskih razmerjih
- Zakon o standardizaciji
- Posebne gradbene uzance
- Slovenski standardi - SIST

- Tehnični predpisi, specifikacije

V fazah projektiranja in gradnje se pojavljajo naslednji subjekti: lastnik (je stranka za katero se izvaja projektiranje in gradnja), podjetje ki izvaja za lastnika inženiring, projektant, izvajalec gradnje (in podizvajalci), nadzor ter inšpekcijske službe.

Konstruktivski in geotehnični inženir praviloma nastopata v fazah projektiranja, gradnje, nadzora in monitoringa. Geotehnični inženir nastopi že v fazi geotehničnih raziskav in analiz, katerih rezultat je geotehnično poročilo.

Na področju arhitekture in gradbeništva je torej gradnja proces nastajanja stavbe ali drugega gradbenega objekta. Proces vodi projektni vodja ob sodelovanju različnih strokovnjakov.

Arhitektura je umetnost in znanost hkrati, ki se uporablja pri načrtovanju in gradnji stavb in ostalih gradbenih objektov.

Gradbeništvo je najstarejše inženirsko področje, ki obsega načrtovanje, gradnjo in vzdrževanje gradbenih objektov kot so stavbe, mostovi, ceste, kanali, itd. Tradicionalno ga delimo na različna področja kot so: okoljsko inženirstvo, geotehnično inženirstvo, hidrotehnika, urbanizem, komunalno inženirstvo, konstrukcije, materiali, gradbena geodezija, prometno inženirstvo, operativno inženirstvo (gradnja) itd.

Gradbišče

Pri delu na gradbišču je treba upoštevati določene ukrepe, ki zagotavljajo, da bo gradnja čim bolj varna. Temeljni predpis, ki ureja varnost na gradbiščih, je ***Uredba o zagotavljanju varnosti in zdravja pri delu na začasnih in premičnih gradbiščih*** (Uradni list RS 83/2005), ki jo je vlada izdala na osnovi ***Zakona o varnosti in zdravju pri delu*** (Uradni list RS, št. 56/99 in 64/01).

V.4.1 Prijava gradbišča

Prijavo gradbišča mora investitor ali nadzornik gradnje poslati inšpekciji za delo, in sicer najkasneje 15 dni pred začetkom del na gradbišču. Kopija prijave mora biti vidno nameščena tudi na samem gradbišču.

Prijava gradbišča mora vsebovati naslednje podatke:

- datum odpošiljanja (mora se ujemati z datumom poštnega žiga na ovojnici),
- popoln naslov gradbišča,
- podatki o naročniku (ime, naslov, telefonska številka),
- vrsta gradnje (novogradnja, rekonstrukcija, vzdrževanje, čiščenje, rušenje),
- nadzornik projekta (ime, naslov, telefonska številka),
- koordinatorji za varnost in zdravje pri delu v pripravljalni fazi projekta (ime, naslov, tel.),
- koordinatorji za varnost in zdravje pri delu v fazi izvajanja projekta (ime, naslov, ...),
- številka, verzija in datum varnostnega načrta,
- oseba, ki je varnostni načrt izdelala (ime, ime odgovorne osebe, naslov, ...),
- predvideni datum začetka del,
- predvideno trajanje del,
- ocenjeno največje število delavcev na gradbišču,
- planirano število pogodbenih izvajalcev in samostojnih podjetnikov na gradbišču,
- podatki o pogodbenih izvajalcih, ki so že izbrani,
- podatki o prijavniku gradbišča.

V.4.2 Varnostni načrt

Pred začetkom del na gradbišču mora naročnik oz. nadzornik poskrbeti tudi za izdelavo varnostnega načrta. Vsaka sprememba, ki lahko vpliva na varnost in zdravje delavcev pri delu na gradbišču, mora biti vnesena v varnostni načrt. Varnostni načrt je sestavni del projektne dokumentacije, določene s predpisi.

Varnostni načrt mora vsebovati:

1. Opis in načrt ureditve gradbišča, ki določa konkreten način izpolnitve zahtev za varnost in zdravje pri delu na gradbiščih, predvsem o:
 - podatkih (podzemni in nadzemni kataster, situacije, načrti) o obstoječih instalacijah in napravah ter drugih vplivih okolice gradbišča na varnost,
 - ureditvi zavarovanja gradbišča proti okolici,
 - ureditvi in vzdrževanju pisarn, garderob, sanitarnih vozlov in nastanitvenih objektov na gradbišču,
 - ureditvi prometnih komunikacij, zasilnih poti in izhodov, določitvi kraja, prostora in načina razmestitve in shranjevanja gradbenega materiala,
 - ureditvi prostorov za hrambo nevarnega materiala, načinu prevažanja, nakladanja in razkladanja gradbenega materiala in težkih predmetov,
 - načinu označitve oziroma zavarovanja nevarnih mest in ogroženih področij na gradbišču,
 - načinu dela v neposredni bližini ali na krajih, kjer nastajajo zdravju škodljivi plini, prah in hlapi ali kjer lahko nastane požar ali eksplozija,
 - ureditvi električnih napeljav za pogon naprav in strojev ter razsvetljavo na gradbišču,
 - določitvi mest za postavitev gradbenih strojev in naprav ter zavarovanja, glede na lokacijo gradbišča,
 - določitvi vrst in načina izvedbe gradbenih odrov,
 - ukrepe varstva pred požarom ter opremo, naprave in sredstva za varstvo pred požarom,
 - organiziranju prve pomoči na gradbišču,
 - organiziranju prehrane in prevoza delavcev na in z gradbišča, če je to potrebno.
2. Kratek opis izbranih/uporabljenih tehnologij gradnje.
3. Seznam nevarnih snovi.
4. Navedbo posebno nevarnih del.
5. Določitev delovnih mest, na katerih je večja nevarnost za življenje in zdravje delavcev, ter vrste in količine potrebne osebne varovalne opreme; določitev prostorov ali delovišč, kjer veljajo olajšave v zvezi s splošno zahtevo nošenja čelade.
6. Smernice za usklajevanje interakcije z industrijskimi aktivnostmi v neposredni bližini gradbišča, tudi z začasno prekinitvijo komunalnih vodov, če je to potrebno.
7. Terminski plan – načrtovano zaporedje/istočasnost, roki za izvedbo del.
8. Skupne ukrepe za zagotavljanje varnosti in zdravja pri delu.
9. Obveznost vodij posameznih del o medsebojnem obveščanju o poteku posameznih faz dela.
10. Gradbiščni red (izvleček ukrepov in pravil za zagotovitev varnosti na gradbišču).
11. Popis del z oceno stroškov ureditve gradbišča in izvajanja skupnih ukrepov za zagotavljanje varnosti in zdravja na gradbišču.

V.4.3 Priprava terena

Teren se mora pripraviti zelo skrbno. Korenine, ovire in deli slabih zemljin se morajo odstraniti brez poškodovanja tal. Kakršne koli luknje se morajo zapolniti z zemljino (ali drugim materialom), da se dobi togost prvotnih tal.

Navesti je potrebno zaporedje izvajanja izkopa za plitve temelje v glini ali drugi občutljivi zemljini, da se zminimizira poškodovanje tal. Običajno je zadosten izko v horizontalnih rezinah. V primerih, ko je potrebno kontrolirati dvigovanje, se izvaja izkop v izmenjajočih zasekih (po kampadah), tako, da se vlije beton v vsak zasek preden se izkoplje vmesni.

V.4.4 Pripravljalna dela

Pred začetkom gradnje je potrebno opraviti pripravljalna dela. Najprej se izvede priprava gradbene parcele, t.j. odstranjevanje dreves, skal, zasutje kotanj in poravnanje terena ipd. Sledi odstranjevanje zgornje plasti zemljine in priprava jarkov za odvodnjavanje. Organsko

zemljinu, ki smo jo odstranili, prihranimo za kasnejše zasutje terena oz. za ozelenitev površin okoli novozgrajenega objekta.

V.4.5 Zakoličenje objekta

Pred začetkom gradnje je potrebno zakoličiti objekt, ki ga bomo gradili. Zakoličenje objekta se izvede v skladu s pogoji, določenimi v gradbenem dovoljenju. O zakoličenju objekta se, v skladu z geodetskimi predpisi, izdelava poseben zakoličbeni načrt, ki zagotavlja zakoličbo v skladu s pogoji iz gradbenega dovoljenja. Podpišeta ga odgovorni geodet in izvajalec, lahko pa tudi pooblaščen predstavnik občine, če je prisoten pri zakoličenju. Zakoličenje objekta je prenos tlorisa zunanega oboda načrtovanega objekta na teren znotraj gradbene parcele oziroma prenos osi trase dolžinskih objektov gospodarske javne infrastrukture. Objekt lahko zakoliči vsak geodet, ki izpolnjuje z geodetskimi predpisi določene pogoje. Pri zakoličenju je lahko prisoten tudi pooblaščen predstavnik občine. O datumu in kraju zakoličenja mora izvajalec pisno obvestiti občinsko upravo občine, na območju katere leži zemljišče z nameravano gradnjo, in sicer najpozneje 8 dni pred zakoličenjem. Najbolj praktično in strokovno je, da zakoličenje zaupamo pooblaščenim institucijam s strani Geodetske uprave.

V.4.6 Zemeljska dela

Prva faza pri gradnji objekta so zemeljska dela. Za zemeljska dela v gradbeni stroki veljajo vse dejavnosti, ki so namenjene pripravi gradbene jame za kasnejše temeljenje in njeni zaščiti. Tako zemeljska dela v grobem delimo na izkopavanja in nasipavanja.

V.4.7 Izkop gradbene jame

Gradbena jama je začasni objekt, ki ga po končani gradnji zasujemo. Gradbena jama mora biti izkopana pravilno in kakovostno (stabilno), v nasprotnem primeru lahko pride do zruškov njenih brežin, kar je nevarno ter tudi podaljša čas in poveča stroške gradnje. Gradbena jama je lahko izvedena:

- V širokem odkopu (odprta gradbena jama)
- Kot varovana gradbena jama

Pri odprti gradbeni jami bočne površine jame kopljemo v naklonu, brez posebne zavarovalne konstrukcije. Naklon bočnih površin in kopanje sta odvisna od globine jame, vrste zemljišča, načina dela, sredstev za kopanje in razpoložljivega časa.

Varovana gradbena jama se izvede z navpičnimi stenami kjer bočne površine zavarujemo pred rušenjem ali zdrsom. Klasični načini varovanja gradbene jame so;

- Vpenjanje navpične stene v tla (globlje pod nivo temeljenja)
- Razpiranje v notranjosti jame (na enem ali več nivojih)
- Sidranje stene v zaledna tla (na enem ali več nivojih).

Klasični načini izvedbe varovane gradbene jame so:

- Pilotne stene
- Jet Grouting slopi
- Diafragme
- Zagatne stene

V strokovni literaturi s področja gradbeništva je opredeljenih 7 različnih kategorij zemljin. Merilo za uvrstitev posameznih vrst tal v določeno kategorijo je odpor, na katerega gradbeniki naletijo pri izkopavanju in s tem povezana poraba časa in materiala

I. kategorija: zrahljana zemljina;

II. kategorija: navadna zemlja (obdelana zemlja, lahka glina,...);

III. kategorija: trda zemlja (povezani gramoz);

- IV. kategorija: skala v razpadanju (preperele stene, razpadli skrilavec,...);
- V. kategorija: srednje trda stena (apnenec, lapor);
- VI. kategorija: trda stena (marmor, dolomit,...);
- VII. kategorija: zelo trda stena (granit,...).

Izkope gradbene jame razlikujemo tudi po morebitnih oteževalnih okoliščinah, ki so prisotne in v katerih se ti opravljajo. Te okoliščine so lahko:

- delo na mokrih tleh,
- delo na tleh s koreninami,
- delo, kjer izkop ovirajo podzemske napeljave,
- izkopi točkastih temeljev,
- izkopi zaokroženega tlorisnega prereza,
- površinski izkopi,...

V.4.8 Priprava temeljnih tal in morebitno izboljšanje

Temeljna tla pripravimo tako, da po izkopu do ustrezne globine dno gradbene jame poravnamo in povaljamo s statičnim valjarjem. S tem dosežemo površinsko zgostitev temeljni tal. Pogosto takšen pristop z vidika nosilnosti tal ne zadostuje, zato moramo tla izboljšati. Načinov izboljšanja tal je več, najpreprostejši je s pripravo peščeno-prodne ali gramozne blazine (t.i. tamponske blazine). To pripravimo tako, da temeljna tla izkoplujemo do ustrezne globine, dno gradbene jame poravnamo in povaljamo s statičnim valjarjem, na tla položimo polipropilensko polst, ki bo preprečila mešanje spodnje zemljine s tamponom. Nato nasujemo prvo plast tampona, ki je debela 25-30 cm, zanjo pa uporabimo peščen prodec ali drobljenec frakcije 0-63 mm. Tampon nato statično uvaljamo in nato vgradimo na enak način ostale drugo, po potrebi lahko tudi tretjo plast tampona. Zaključna plast tampona mora biti ravna. Po pripravi tamponske blazine, brez prekinitve nadaljujemo s temeljenjem.

V.4.9 Priprava za komunalne priključke

Med zemeljska dela štejemo tudi pripravo ustreznih rogov za komunalne priključke in opremljanje zemljišča s priključki (vodovod, kanalizacija, plinovod, elektrika, telekomunakijski vod, itd.).

V.4.10 Izvedba temeljne konstrukcije

Temelj je konstrukcija, ki prenaša obtežbe iz konstrukcije objekta (stavbe) v tla, hkrati pa tudi preprečuje prevelike vplive iz tal na konstrukcijo gradbenega objekta (stavbe), kot so potres, zmrzovanje, posedanje tal, nabrekanje itd.

Temeljna tla, na katera temelje postavljamo, morajo biti:

- dovolj nosilna,
- obstojna,
- njihove fizikalne lastnosti se ne smejo spreminjati.

Pri prenašanju vplivov na temeljna tla mora temelj:

- zagotoviti varnost glede na nosilnost tal,
- preprečiti večje neenakomerno posedanje posameznih delov objekta,
- zagotoviti, da posedanje in pomiki objekta ostanejo v dovoljenih mejah,
- preprečiti poškodbe na sosednjih, že zgrajenih objektih.

Temelje pa izbiramo glede na:

- vrsto in lastnosti temeljnih tal,

- konstrukcijsko zasnovano objekta,
- deformacije temeljnih tal,
- položaj in nihanje talne vode.

Za izdelavo projektov za pridobitev gradbenega dovoljenja in projektov za izvedbo moramo izdelati tudi projekt temeljenja, na podlagi katerega temelje tudi zgradimo. Faze del od zasnove do izvedbe temeljev so:

- geološke in hidrološke raziskave terena,
- eksperimentalne raziskave (laboratorijske analize in modelni preizkusi),
- ugotavljanje geomehanskih lastnosti zemljin,
- predlogi geomehanikov o izbiri globine in vrste temeljenja, dovoljenih napetosti v tleh, predvidenih posedkih,
- projektiranje temeljev (izbira globine in vrste temeljenja, določitev oblike in dimenzij temeljev, izračun potrebne armature z izrisom in izvlečkom armature, kontrole enakomernih in neenakomernih posedkov),
- izdelava temeljev,
- naknadno opazovanje njihovih deformacij,

Predlog temeljenja se poda v geotehničnem poročilu, kadar obravnavamo tudi ostale geotehnične probleme se ponavadi napiše geološko geotehnično poročilo.

Namen geološko geotehničnih preiskav tal v prostoru predvidene gradnje je:

- ugotoviti generalne litološke, tektonske in hidrogeološke značilnosti širšega prostora,
- ugotoviti podrobno litološko in tektonsko zgradbo ter hidrogeološke značilnosti ožjega prostora,
- določiti geološke, geotehnične, fizikalne in kemijske lastnosti nastopajočih zemljin in kamnin,
- spoznati prvotno napetostno stanje v tleh,
- identificirati možnost pojava nevarnih plinov v tleh,
- opredeliti verjetnost pojava kavern, kraških pojavov in drugih posebnosti v prostoru načrtovanega objekta,
- ugotoviti kemijske lastnosti podtalnice,
- preveriti vplive načrtovane gradnje na okolico in po potrebi načrtovali zaščito ogroženih objektov, vodnih virov, ali druge ustrezne ukrepe.

VI HIDROIZOLACIJE

Tla v stiku s terenom morajo biti grajena tako, da stavbo ščitijo pred prodorom talne vlage do zgornje površine poda oziroma do katerega koli sloja, ki bi ga vlaga lahko poškodovala. Hidroizolacijo pred talno vlago zunanjih sten in tal je potrebno izvesti po standardih SIST DIN 18195, 1-10 del. Hidroizolacija se v vseh primerih nahaja na zunanji strani AB konstrukcije.

Pri projektiranju hidroizolacije moramo upoštevati sistem temeljenja:

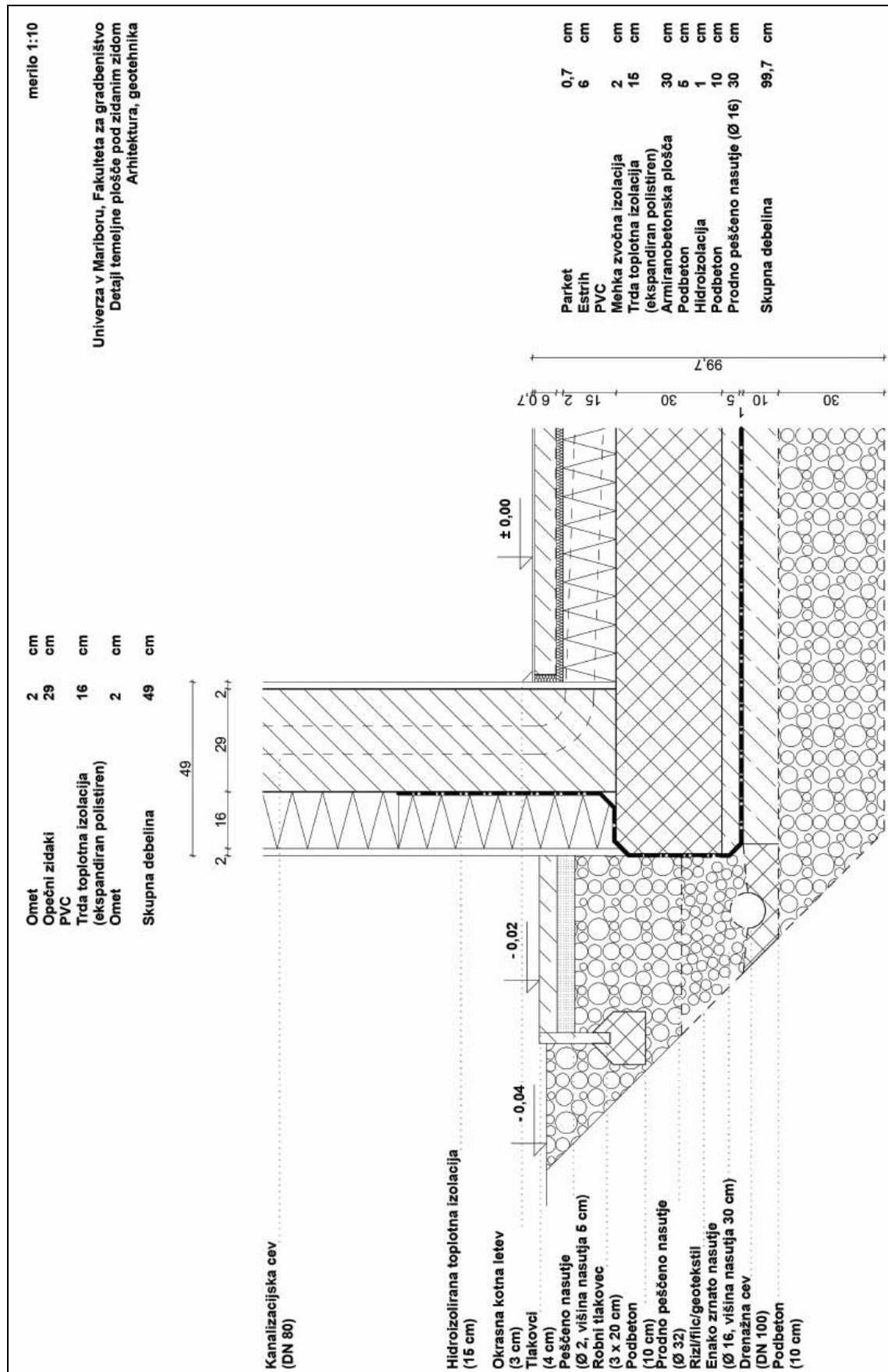
- klasično temeljne (vzgonska) AB plošča,
- temeljna plošča na pilotih ali na AB gredah,
- kombinacija temeljne plošče in pasovnih oz. točkovnih temeljev.

Pri projektiranju vertikalne hidroizolacije moramo upoštevati:

- tlorisno dispozicijo sten in dodatnih elementov (npr. svetlobnih jaškov),
- prebojne elemente v stenah,
- konstrukcijske dilatacije v steni ali med steno in dodatnimi elementi,
- pozicijo obodnih sten glede gradbeno jamo (širok ozek izkop).

V prilogi VI so podani primeri detajlov plitvega temeljenja.

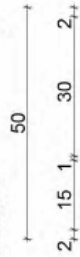
Priloga VI: Prikaz detajlov plitvega temeljenja



merilo 1:10

Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo
Arhitektura, geotehnika
Detalji temeljne plošče

Omet	2	cm
Armiranobetonski zid	30	cm
PVC		
Hidroizolacija	1	cm
Hidroizolirana toplotna izolacija	15	cm
(ekspandiran polistiren)		
Omet	2	cm
Skupna debelina	50	cm



Kanalizacijska cev
(DN 80)

Okrasna kotna letev
(3 cm)

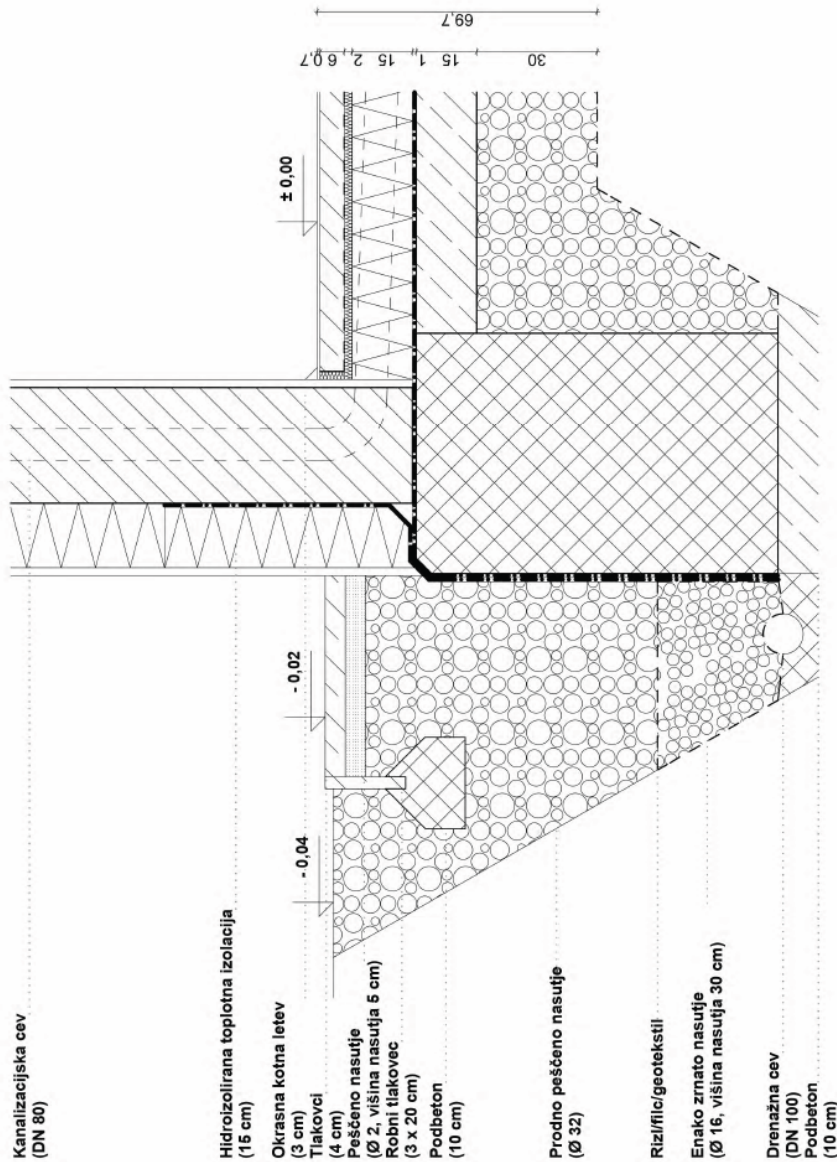
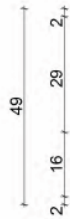
Filc/rizl/geotekstil

Parket	0,7	cm
Estrih	6	cm
PVC		
Mehka zvočna izolacija	2	cm
Trda toplotna izolacija	15	cm
(ekspandiran polistiren)		
Armiranobetonska plošča	30	cm
Podbeton	5	cm
Hidroizolacija	1	cm
Podbeton	5	cm
Prodno peščeno nasutje (Ø 16)	30	cm
Skupna debelina	94,7	cm

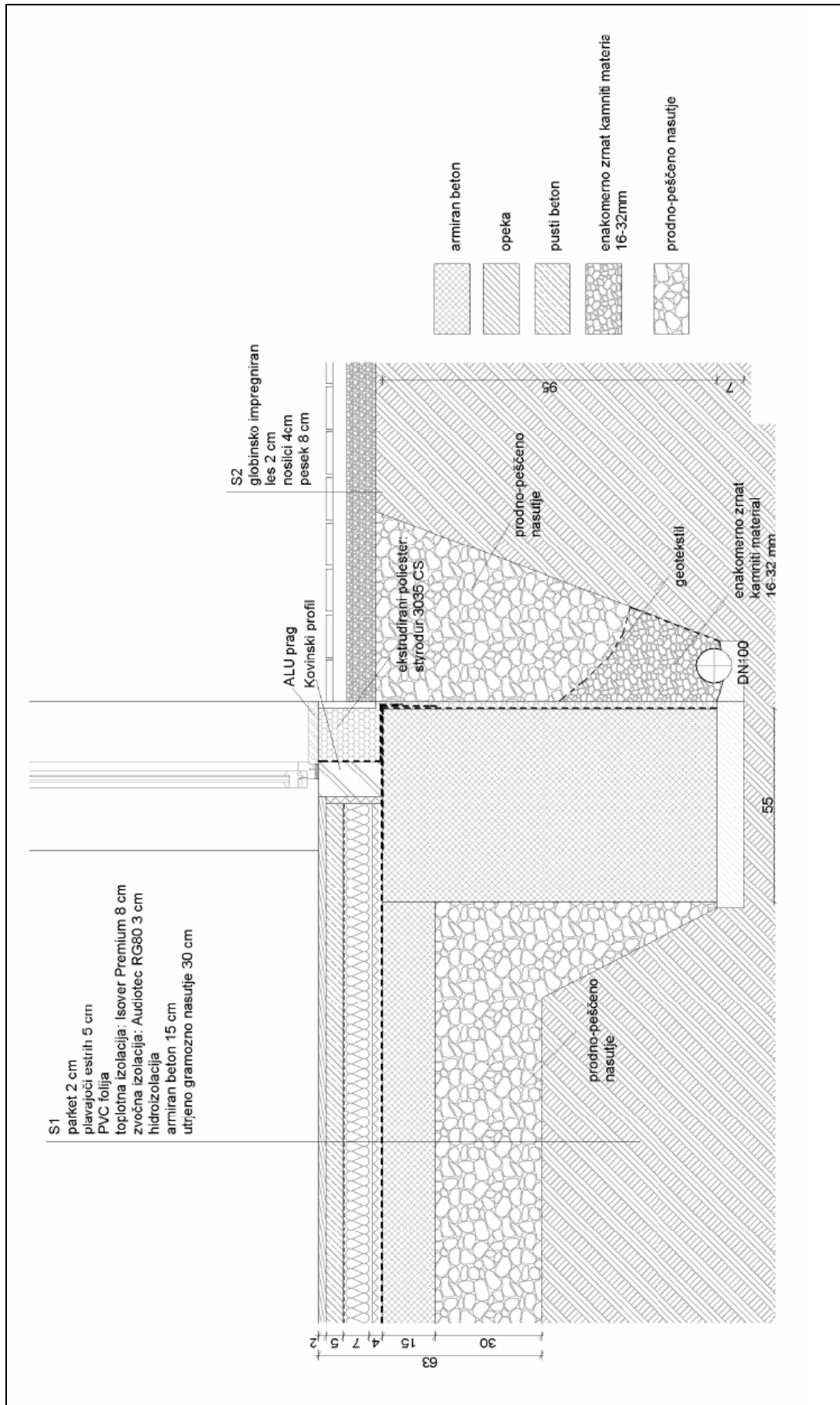
merilo 1:10

Omet	2	cm
Opečni zidaki	29	cm
PVC	15	cm
Trda toplotna izolacija (ekspandiran polistiren)	2	cm
Omet	49	cm
Skupna debelina	49	cm

Detalji temeljne plošče z zobom pod betonskim zidom
Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo
Arhitektura, geotehnika



Parket	0,7	cm
Estrih	6	cm
PVC	2	cm
Meška zvočna izolacija	15	cm
Trda toplotna izolacija (ekspandiran polistiren)	1	cm
Hidroizolacija	15	cm
Armiranobetonska plošča	30	cm
Prodno peščeno nasutje (Ø 16)	15	cm
Skupna debelina	69,7	cm



Literatura

- [1] American Society for testing and materials, 1995, D4318-98: Standard test methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of soils: Annula Book of Standards, Philadelphia.
- [2] British Standards Institution, 1990, BS 1377: Methods of test for soils for civil engineering purposes, London.
- [3] Canadian Standards Association and Bureau de normalisation du Quebec, 1986, CAN/BNQ 2501-092-M-86: Soil-Determination of liquid limit by the Swedish fall cone penetrometer method and determination of plastic limit, Quebec.
- [4] European Committee for Standardization, 1997, Eurocode 7, PrENV 1997-2: Geotechnical design - Part 2: Design assisted by laboratory testing, Brussels
- [5] Najdanović, N. in Obradović, R., 1979, Mehanika tla u inženjskoj praksi, Rudarski institut Beograd, Beograd.
- [6] Nonveiller, E., 1979, Mehanika tla I temeljenje građevina, Školska knjiga, Zagreb.
- [7] B. Macuh: Zbirka enačb, diagramov in table s področja geotehnike, UM, FG, Maribor 2007.
- [8] Macuh, B., 2008, Mehanika tal, UM - FG, Maribor.
- [9] Macuh, B., 2008, Zemeljska dela in temeljenje, UM - FG, Maribor.
- [10] Macuh, B., 2008, Zbirka enačb, diagramov in tabel s področja geotehnike, UM - FG, Maribor.
- [11] SIST: Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules. SIST EN 1997-1, 2005.
- [12] Stojadinović, R., 1984, Mehanika tla 1, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd.
- [13] Škerlep, T., 2009, Hidroizolacije, ZRMK, Ljubljana.
- [14] Rowe, R.K., 2000, Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook, Kluwer Academic Publisher, Boston.
- [15] Smoltezyk, U., 1996, Grundbau-Taschenbuch, Teil 2, Ernst&Sohn, Berlin.
- [16] Šuklje, L., 1967, Mehanika tal, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo, Ljubljana.
- [17] Šuklje, L., 1978, Objašnjenja uz Pravilnik o tehničkim normativima za projektovanje i izvodjenje radova kod temeljenja gradjevinskih objekata, Izgradnja, Sarajevo.
- [18] Trauner, L., Skirbiš, M., 1986, Vaje iz mehanike tal in temeljenja, Univerza v Mariboru, Maribor.