

AGO VILO

EHITUS- GEOLOGIA

TARTU RIIKLIK ÜLIKOOL

Geoloogia kateeder

A g o V i l o

E H I T U S G E O L O O G I A

Eesti NSV Kõrg- ja Keskerihariduse Ministeerium lubab
kasutada kõrgkooli õppevahendina geoloogia erialal

TARTU 1986

Kinnitatud bioloogia-geograafiateaduskonna
nõukogus 18. detsembril 1985.a.

Retsenseerinud E. Soonurm, A. Smirnova, M. Mets

Kaane kujundanud A. Peegel

SAATEKS

Käesolev lühiülevaade ehitusgeoloogiast on mõeldud tutvustama TRÜ geoloogiaosakonna üliõpilasi ehitusgeoloogia alustega üldainete sarjas. Tema koostamisel on arvestatud nii õppetöö omapära kui eestikeelse ehitusgeoloogilise kirjanduse nappust. Suure osa ehitusgeoloogia mõistmiseks vajalikest geoloogilistest algetadmistest saab üliõpilane teistest distsipliinidest (geoloogia alused, mineraloogia, petrograafia, hüdrogeoloogia, kvaternaargeoloogia), samal ajal puuduvad tal aga peaaegu täielikult insenerlikud algetadmised, eelkõige ehituse alal, mille osalinegi valdamine on ehitusgeoloogilises töös hädavajalik. Seepärast on materjali esituslaad eri peatükkides erinev nii põhjalikkuselt kui raskuselt - osa küsimusi on käsitletud küllalt detailselt, teistest on toodud ainult põhimõisted, sedagi vaid aimeväljaande tasemel.

Pearõhk on asetatud Eesti ehitusgeoloogias olulisematele probleemidele, võimaldamaks kasutajal neis iseseisvat orienteerumist, lihtsamatel juhtudel aga ka praktiliste ehitusgeoloogiliste ülesannete lahendamist. Märksa põhjalikumalt tutvuvad nendega ehitusgeoloogiale spetsialiseeruvad üliõpilased pinnasemehaanika, pinnaseteaduse, ehitusgeoloogilise uurimise meetodika, ehituse ning Eesti geotehnika õppimisel. Edasise õppetöö hõlbustamiseks, samuti käesoleva kursuse kontseptsioonilist iseloomu arvestades on lõpus (lisa 9.2) antud ulatuslik soovitatava kirjanduse nimestik, mis esmajärjekorras peab olema edaspidi abiks vajaliku algmaterjali leidmisel. Ehitusgeoloogilise hüdrogeoloogia alase kirjanduse nappuse tõttu, samuti hüdrogeoloogia eraldi õpetamise tõttu TRÜ-s kirjandusnimestik sellesuunalisi publikatsioone ei hõlma.

Kuna nii ehitusuuringuis kui eriti projekteerimises ka-

utatakse seni Nõukogude Liidus SI-süsteemi küllalt tagasihoidlikult (ka enamikus kehtivates normides), on mõningail juhtudel SI ühikute kõrval kasutatud ka teisi (eriti sisehõordenurka), seda enam, et SI rakendamisega geotehnikas on veel mitmeid põhimõttelisi, seni lahendamata raskusi.

Autor loeb meeldivaks kohuseks avaldada tänu kolleegidele, teaduskandidaatidele V. Jaanisole, M. Metsale, V. Olilile ja E. Soonurmele, kes lahkelt nõustusid käsikirja läbi vaatama, tegid rea ettepanekuid tema täiendamiseks ning aitasid kõrvaldada puudusi. Eriti hinnatav oli seejuures dots. ins. E. Soomurme põhjalik abi käsikirja viimistlemisel.

Kõik märkused ja edasise täiendamise ettepanekud palutakse esitada TRÜ geoloogiakateedrile või vahetult autorile.

1. EHITUSGEOLOOGIA ARENG

Ehitusgeoloogia on teadus ehitiste õige rajamise ja häireteta kasutamise geoloogilistest alustest. Ta kujunes ehitusajanduse arengu käigus kahe eriala kokkupuutealal maa-koore pindmiste kihtide geotehniliseks uurimiseks ning kujutab endast kvalitatiivselt uut teadust, mis kasvas välja oma-aegsest "geoloogiast ehitaja jaoks". Ehitusgeoloogia ühendab geoloogilist informatsiooni oma eri meetoditega saadavate andmete, praktiliste kogemuste ja konkreetsete ehitiste geotehniliste nõuetega optimaalsete, antud tingimustes odavaimate, kuid igati töökindlate ehituslike lahenduste saamiseks.

Ehitusgeoloogia lahendab nii rakenduslikke ülesandeid konkreetsetel ehitusobjektidel kui üldistavamaid, globaalsemaid eriala arendamiseks ja fundamentaalsete küsimuste selgitamiseks. Lisaks projekteerimiselsetele ehitusuuringutele tegeleb ehitusgeoloogia veel aluse kontrollhindamisega ehituse käigus, geotehnilise kontrolli ja ehitusest põhjustatud geodünaamiliste nähtuste uurimisega (viimasel ajal järjest rohkem isegi ehituse ja üldse inimtegevuse mõjuga geoloogilisele keskkonnale).

Ehitusgeoloogia areng on olnud kiire, kuid eri maades küllaltki ebaühtlane, mistõttu eriala nägu on alles kujunemas. Paljudes maades on meil ehitusgeoloogiasse kuuluvate rakenduslike küsimuste lahendamine geotehnika ülesandeks (Nõukogude Liidus selle eriala spetsialiste ette ei valmistata), insenerlikuks geoloogiaks (engineering geology) nimetatav eriala annab aga endiselt geotehnikutele ainult geoloogilist lähteinformatsiooni. Geotehnikat võiks defineerida kui aluste ja vundamentide arvutamiseks ning vundeerimiseks vajalikke ehitusgeoloogia, pinnasemehaanika ja vundamendi ehituse küsimusi ühendavat rakendusteadust, mis küllalt suures osas kattub meie rakendusliku ehitusgeoloogiaga (ehitusgeoloogilise uurimise osas).

Ehitusgeoloogia arengu käigus on toimunud diferentseerumine ka temas endas: eri suundadena vaadeldakse pinnaseteadust (koos teimimismetoodikaga), ehitusgeoloogilise raken-

dusuurimise meetodikat, insenerlikku geodünaamikat (ehitusgeoloogiliste nähtuste uurimist) ning regionaalset ehitusgeoloogiat (kaardistamist, rajoonimist, regionaalset geotehnikat).

Suured kvalitatiivsed muudatused ehitusgeoloogias on tõstatanud viimasel ajal Nõukogude Liidus isegi diskussioone, kas on üldse põhimõtteliselt õige lugeda ehitusgeoloogiat jätkuvalt geoloogia haruks. Traditsiooniliste geoloogiateaduste ja ehituse piiril seisvana kasutab ehitusgeoloogia järjest intensiivsemalt matemaatikast, mehaanikast, füüsikast ja keemiast tulenevaid meetodeid, lähenedes täppisteadustele. Vahel on see sünnitanud ka puhtmehhanistlikku pinnaste kui ehitusaluste hindamist. Ehitusgeoloogiliste probleemide õigeks lahendamiseks ei tohi ühte suunda absolutiseerida, lähtealuste põhjendus peab aga tingimata algama geoloogilistest seaduspärasustest, mille mittetundmine või ignoreerimine võib end teravalt kätte maksta.

Geoloogid hakkasid algul konsultantide, hiljem uurivate ja projekteerivate spetsialistidena ehituses osalema juba XIX sajandil. Järjest keerukamad ülesanded aluse hindamisel tekitasid põhimõtteliselt uue lähenemisviisi vajalikkuse pinnaseprobleemidele. Rakenduslik ehitusgeoloogia ja geotehnika tekkisid XX saj. 20. aastail praktiliselt üheaegselt mitmes eri riigis. Tõehimaa päritoluga Austria, hiljem USA-sse tööle asunud professori Karl Terzaghi 1925. a. ilmunud monograafiat "Die Erdbaumechanik" võib pidada nii ehitusgeoloogia, geotehnika kui pinnasemehaanika üheks nurgakiviks. Maailmas esimene ehitusgeoloogia kateeder moodustati 1929 Leningradi Mäeinstituudis (koos hüdrogeoloogiaga), 1930 moodustati pinnaseteaduse kateeder Leningradi ja 1938 Moskva Ülikoolis. 23. rahvusvahelisel geoloogiakongressil Prahas 1968 moodustati Ehitusgeoloogia Rahvusvaheline Assotsiatsioon IAEG (1936. aastast töötab Pinnasemehaanika ja Vundamendiehituse Rahvusvaheline Ühing ISSMFE). Esimene on pidanud 4, teine 11 kongressi, millele lisandub arvukalt regionaalseid konverentse, samuti nõupidamisi ja sümposiume kitsamates eriküsimustes.

Estis langeb ehitusgeoloogia areng täielikult sõja-

järgsesse perioodi (akadeemikute Ottomar Maddisoni ja Leo Jürgensoni varasemad tööd selle eriala kujunemist meil praktiliselt ei mõjustanud), olles seotud üleliiduliste normide nõuete täitmisega, mille järgi ehituslikule projekteerimisele peab eelnema maa-ala ehitusgeoloogiline uurimine. Sellest lähtudes alustati enamikus projekteerimisinstituutides ehitusgeoloogia gruppide ja osakondade arendamist. Ehituskomitee süsteemis koondati nad 1980. aastast Riiklikku Ehitusuuringute Instituuti. Üldse töötab käesoleval ajal ehitusgeoloogilisel uurimisel Eesti NSV-s umbes 250 inimest, neist ligi 100 kõrgharidusega (kolmandik ehitusgeoloogilise eriharidusega, ülejäänud ümberkvalifitseerunutena, põhiliselt geoloogide seast). Alates 1969. aastast õpetatakse ehitusgeoloogiat pidevalt ka TRÜ-s (1971...1985 47 lõpetajat).

Ehitusgeoloogia killustatus paljude asutuste vahel ja pinnasealase teadusliku uurimise keskuse puudumine Eestis sünnitasid vajaduse eriala arendamiseks tiheda koostööga eri asutuste (projekteerijad, uurijad, kõrgkoolid) spetsialistide vahel. Selleks on alates 1961. aastast toimunud 8 Eesti geotehnika konverentsi, regionaalse koostöö raames toimuvad 1968. aastast Balti geotehnikakonverentsid (seni 5), 1975.-st iga-aastased ehitusgeoloogilise uurimise Balti töökoosolekul. Eesti geotehnikute, põhiliselt ehitusgeoloogide uurimuste tulemusi on avaldatud umbes 250 artiklis, konverentside teeside kogumikes (üle 200 ettekande) ja polesajas käsikirjas või aruandes (instituutide plaaniliste tööde osas). Geotehnikaalase töö koordineerijaks ja suunajaks on alates 1962. aastast töötav Ehituskomitee Geotehnikakomisjon. 1964. aastal loodi Ehituskomitee Ehitusgeoloogia Fond, mis koondab uurimisandmeid kogu Eesti NSV territooriumi ulatuses (praeguseks ligi 22 000 aruannet) ning teeb üldjärelvalvet ehitusgeoloogilise uurimise üle Eestis.

Termin ehitusgeoloogia tuli eesti keelde 1962. a. varasema tõlkelaenuilise insenergeoloogia (= insenerigeoloogia) asemele, mis vastas eriala sisule märksa vähem.

2. PINNASETEADUS

Ehituses ja ehitusgeoloogias nimetatakse traditsiooniliselt pinnaseks kõiki looduslikke kivimeid ja setteid, samuti tehiskivide materjalikogumeid, mis on ehitise aluseks või rajamiskeskkonnaks või millest ehitise ise koosneb. Pinnase omaduste uurimine on ehitusgeoloogia ühe olulisema koostisosana pinnaseteaduse ülesandeks. Tänapäeva pinnaseteadust iseloomustab laiahaardeline pinnasekäsitus, mille juures arvestatakse kõiki pinnase tekke, pinnase koostise, struktuuri ja tekstuuri, pinnase omaduste kujunemise, vastastikusete seoste ning võimalike edasiste muutuste omapära ja muid ehitusgeoloogiliselt olulisi tegureid. Muudest geoloogiateadustest on pinnaseteadus kõige tihedamalt seotud petrograafiaga, eriti litoloogiaga.

Termin pinnas on rahvusvaheliselt laialt käibel, suurimaks erinevuseks tema sisu määratlemisel on mõnel maal kasutamine ainult irdpinnaste jaoks, vastandades pinnast ja kaljut (vahel ka põhjakaljut) - viimane termin on kaljupinnase sünonüümiks. Kuna aga sageli, eriti Eestis, selge piir kaljupinnase ja irdpinnase vahel üldse puudub, pole selline pinnase sisu kitsendamine soovitatav (ka NSVL normides on mõiste pinnas üldhaarav).

2.1. P i n n a s t e k u j u n e m i n e j a l i i g i d

Enamik ehitiste aluseks olevaid pinnaseid on kujunenud looduslikes protsessides, kuuludes tard-, sette- või moondekivimite hulka. Eri rühmaks on litifikatsiooni algstaadiumis asuvad kvaternaari setted. Järjest sagedamini esineb tänapäeval aga ka inimtegevuse mõjul kujunenud või muudetud omadustega pinnaseid.

Tekke, geoloogilise ajaloo, koostise ja sisesidemete iseloomu järgi liigitatakse pinnased kuude rühma:

1. Kaljupinnas. Iseloomulik tugevate osakestevaheliste sidemete olemasolu, mis annab pinnasele monoliitsuse, jäikuse ja hea kandevõime. Kaljupinnas survetugevusega veeküllastunud olekus alla 5 MPa kuulub poolkaljupinnase alarühma.

2. Jäme purd pinnas. Nõrkade osakestevaheliste sidemetega kaaluliselt üle 50 % jäme purdu (kive) sisaldav pinnas.

3. Liiv pinnas. Osakestevaheliste sidemeteta alla 50 % kive sisaldav plastsuseta pude pinnas; valdava fraktsiooni järgi eristatakse viit alarühma:

- kruusliiv - üle 25 % kive;
- jämeliiv - üle 50 % osakesi läbimõõdus üle 0,5 mm;
- keskliiv - üle 50 % osakesi läbimõõdus üle 0,25 mm;
- peenliiv - üle 75 % osakesi läbimõõdus üle 0,1 mm;
- tolmliiv - alla 75 % osakesi läbimõõdus üle 0,1 mm.

4. Savipinnas. Osakestevaheliste sidemetega alla 50 % kive sisaldav plastsete omadustega irdpinnas plastsusarvuga

$I_p \geq 1$. Plastsusarvu või lõimise järgi eristatakse alarühmi

	plastsus- arv	sauesisal- dus %
saviliiv	1...7	3...10
kerge saviliiv	1...4	3...6
raske saviliiv	4...7	6...10
liivsavi	7...17	10...30
kerge liivsavi	7...9	10...15
keskmise liivsavi	9...12	15...20
raske liivsavi	12...17	20...30
savi	üle 17	üle 30
kerge savi	17...27	30...60
raske ehk rasvane savi	üle 27	üle 60

5. Eripinnas. Eelmistesse rühmadesse mittekuuluv looduslik pinnas; palju alaliike (Eestis sagedasemad muda, turvas, holotseeni lubisetted - allikalubi, järvelubi).

6. Tehispinnas. Tekkinud inimtegevusest looduslike pinnaste ümberpaigaldamisel või nende omaduste muutumisel, aga ka heit- ja jääkmaterjalide kogumena (kultuurkiht, aheraine, tootmisjääd, olmeprügi). Palju lokaalseid liike, üldhõlmav liigitus puudub.

Mittekaljupinnaseid võib tinglikult lugeda irdpinnasteks, jämpurd-, liiv- ja savipinnaseid purdpinnasteks (kahte viimast peenpurdpinnasteks); edasine liigitus toimub igas rühmas tavaliselt koostise, lisandite või muude oluliste tunnuste alusel.

2.2. P i n n a s e o m a d u s e d

Pinnaste mitmekesisusest (koostise erinevustest ja geoloogilisest ajaloost) tingitult on nende omaduste diapason väga lai. Konkreetsete geotehniliste probleemide lahendamisel on eri omadustel erinev osatähtsus. Seaduspäraste seoste tõttu pinnaseomaduste vahel hinnatakse sageli mõningaid omadusi kaudselt teiste (tavaliselt lihtsamini määratavate) kaudu. Omaduste määramine toimub eelkõige teimimisega geotehnikalaboreis, järjest sagedamini aga ka spetsiaalsete välimeetoditega looduslikus pinnasemassiivis (paikomadused ehk omadused in situ). Korrelatiivsel omaduste hindamisel tuginetakse harilikult nn. indeksomadustele, mis eri pinnaste jaoks on erinevad.

2.2.1. Koostis

1. Lõimise e. granulomeetriline koostis on disperssete irdpinnaste iseloomulikum tunnus: pinnas koosneb esmaste kivimite ja mineraalide mitmesuguste suurusega tükkidest või teradest, teisest mineraalide ning orgaanilise aine osakestest, tehispinnaste eri komponentidest. Lähedaste mõõtmetega osad (lõimiseelemendid) ühendatakse leppelistes intervallides fraktsioonidesse, mille suuruse ja hulga järgi hinnataksegi lõimist. Tabelis 2.1 on toodud pinnasefraktsioonide liigitus. Lõimist väljendatakse eri fraktsioonide kaalulise sisalduse järgi pinnases protsentides absoluutselt kuiva pinnase kaalu suhtes.

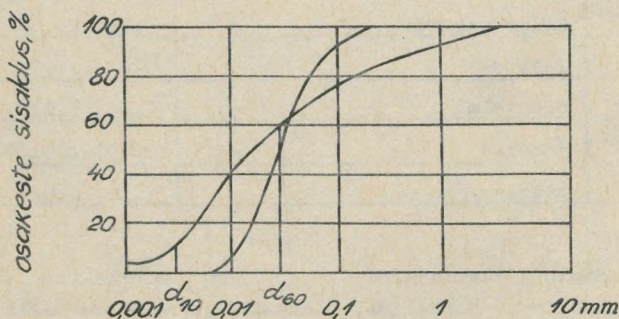
Lõimiseosad on kujult ja suuruselt tavaliselt jäävad,

diageneesi, murenemise ning lisapinguse mõjul toimuvad nendega ainult väga aeglasel muutused. Esmased lõimise elemendid, peamiselt peenimad, võivad aga sageli olla ühinemud mikroagregaatideks, mistõttu pinnase lõimise määramisel on väga oluline eelnev dispergeerimine, eelkõige savi- ja eripinnaste puhul.

Pinnase lõimist määratakse sõel- või setteanalüüsiga, suuremaid lõimiseelemente saab vahetult mõõta, peenimate täpsemaks eraldamiseks kasutatakse tsentrifuugimist või muid erimeetodeid. Reeglina on väikseimate osakeste kohta saada-
vad andmed sageli küllalt tinglikud ja annavad ainult ligilähedase ettekujutuse pinnase koostisest.

Lõimiseandmeid esitatakse tavaliselt tabeli, summaarse lõimisekõvera (joon. 2.1.), kolmnurkgraafiku, tsüklogrammi vms. kujul. Lõimisekõveralt on võimalik määrata efektiivdiameetrit - 10% osakeste sisaldusele vastavat diameetrit ja 60% sisaldusele vastavat diameetrit. Nende suhe $U = d_{60}/d_{10}$

kannab lõimiseteguri nime, mille järgi eristatakse liiv- ja jämpurpinnaste puhul ühtlase ($U \leq 3$) ja ebahütlase ($U > 3$) lõimisega pinnaseid. Segateriseks loetakse liivpinnas lõimiseteguriga $U \geq 5$.



Joon. 2.1. Lõimisekõverad

Peale pinnase põhinimetuses peegelduvate tähtsamate lõimisefraktsioonide on sageli oluline rõhutada veel teistegi

fraktsioonide sisaldust. 10...25% sisaldusega fraktsiooni, mis ei kajastu pinnase põhinimetuses, iseloomustatakse vastava täiendsõnaga põhinimetuse ees (savine, tolme, liivane, Tabel 2.1.

Pinnasefraktsioonide liigitus suuruse järgi

		Fraktsiooni nimetus			Suurus, mm
jämepurd e. kivid	Ümardunud		Ümardumata		
	rahnud	suured	pankad	suured	üle 1000
		keskmised	või	keskmised	500...1000
		väikesed	lahmakad	väikesed	200...500
	munakad		kamakad		100...200
	veeris-	suured	kôresed	suured	50...100
väikesed		väikesed		20...50	
kruusa-	suured e.	mügi-	suured e.	10...20	
	jämekruus		jämemügi		
terad	väikesed e.	terad	väikesed e.	2...10	
	peenkruus		peenmügi		
peenpurd ja osakesed	liiva-	jämeterad			0,5...2,0
		keskterad			0,25...0,50
		peenterad			0,10...0,25
		ülipeenterad			0,05...0,10
tolmu-	jämetolm			0,01...0,05	
	peentolm			0,002...0,010	
saue-	jämesau			0,001...0,002	
	peensau			alla 0,001	

kruusane, mügine, veeriseline, kôreseline, munakaline, kamakaline, rahnuline, pankaline, lahmakaline - mitme sellise fraktsiooni korral ainult kõige rohkem sisalduv); 25...50% sisaldusega fraktsiooni iseloomustatakse nimetuse nimetava-käändelise liitmisega pinnase põhinimetusele (mitme sellise fraktsiooni korral on põhinimetusele lähemal suurema sisaldusega fraktsioon). Seejuures ei tohi sattuda vastuollu pinnaste põhiliigitusega.

Kui jämepeurdpinnases on üle 40 % liivakat või 30 % savikat peenpurdäidet, tuleb selle täitematerjali liik pinnasenomenklatuuri järgi eraldi määrata (lugedes peenpurru sisalduseks 100 %).

2. Mineraalkoostis. Rakenduslike ülesannete lahendamisel (tävalises ehitusgeoloogilises uurimises) harilikult pinnaste mineraalkoostist ei määrata. Vajaduse korral tuleb seda teha mineraloogia kursuses käsitlevate meetoditega. Eesti pinnaste mineraalkoostised on üldiselt hästi tuntud, neis domineerivad karbonaadid, kvarts, päevakivid ja hüdrovilk, millest tingitult ka enamiku pinnaste tihedus (eritihedus, erikaal) kõigub küllalt kitsastes piirides. Suhteliselt jääv on ka Eesti põhiliste pinnaseliikide keemiline koostis, mida rakenduslikul ehitusgeoloogilisel uurimisel tavaliselt samuti ei määrata.

3. Orgaanilise aine sisaldus võib sageli osutada pinna-geotehnilisi omadusi kõige olulisemalt mõjustavaks teguriks, mistõttu tema võimalikult täpne määramine on väga tähtis. Orgaaniline aine tekib loomsete või taimsete organismide elutegevuse tulemusel ning võib olla kohapealse tekkega või väljastpoolt sisse kantud. Eristatakse kahte põhiliiki - nähtavad taimejäänused ja peenkolloidne orgaaniline aine, mille mõju pinnaseomadustele on märksa suurem taimejäänuste omast. GOST 25100-82 nõuab taimejäänuste kohta andmete esitamist, kui nende kaaluline sisaldus on üle 3 % liivpinnases või üle 5 % savipinnases. Kui taimejäänuseid on kuni 10 %, räägitakse taimelisanditega pinnasest, suurema sisalduse korral eristatakse:

nõrgalt turvastunud pinnas	-	taimejäänuseid 10...25 %
keskmiselt turvastunud pinnas	-	taimejäänuseid 25...40 %
tugevalt turvastunud pinnas	-	taimejäänuseid 40...50 %

Peenkolloidse orgaanilise aine suure geotehnilise tähtsuse tõttu peab tema sisaldus olema tingimata fikseeritud, kui see on liivpinnases üle 0,5 %.

Orgaanilise aine sisaldust määratakse erianalüüsidega, lihtsustatult ka kuumutuskaoga, mis aga reeglina on alati

märksa suurem orgaanilise aine sisaldusest (lagunevad karbonaadid, savimineraalid jne).

2.2.2. Füüsikalised omadused

Füüsikalised omadused on pinnase omapära tähtsaimad iseloomustajad, luues üldise ettekujutuse pinnasest ning võimaldades nii tema muude omaduste kaudset hindamist kui ka mõningate lähteandmete leidmist mitmesugusteks insenerarvutusteks. Olgu kohe märgitud, et just antud omadustesse on ebajärjekindel SI süsteemile üleminek toonud suurimat segadust, mis peegeldub Nõukogude Liidu viimase kümnendi kogu erialakirjanduses, kaasa arvatud õpikud ja normid, mida tuleb hoolikalt arvestada (läbimõtlematuse parimaks näiteks võiks olla tahke faasi tiheduse vana termini erikaalu kasutamine vastse normi SNiP 2.02.01-83 järgi end. mahukaalu tähenduses). Allpool on iga omaduse puhul lisaks esikohale asetatud soovitatavale termineile toodud nii SI süsteemis kasutatud kui ka muid varasemaid sama mõiste paralleelvorde, mis eestikeelses kirjanduses ja ehitusgeoloogilises dokumentatsioonis kasutamist on leidnud.

1. Eritihedus (ρ_B g/cm³) e. tahke faasi tihedus (erikaal, erimass) on pinnaseskeletti moodustavate osakeste massi suhe nende osakeste mahtu (pooride mahuta). Sõltudes enamuses pinnastes eelkõige mineraalosakeste tihedusest, mis Eestis kõigub küllalt kitsastes piirides, on ta meil tavaliselt 2,6... 2,8* vahel, kusjuures rakendusuringuis määratakse eritihedust suhteliselt harva ja lähtutakse tabelväärtustest, sest nii tekkida võivad ülimalt mõnesajandikulised hälbed arvutusi praktiliselt ei mõjasta (oluline on eritiheduse määramine eelkõige eripinnaste jaoks).

2. Tihedus (ρ g/cm³) e. üldtihedus (erikaal, mahukaal, mahumass) on loodusliku struktuuri ja veesisaldusega pinnase tahke ja vedela faasi massi suhe pinnase üldmahtu. Eelkõige poorsuse ja niiskuse laia diapasooni tõttu Eesti pinnastes kõigub 1,5...2,8 piires (sagedasemad väärtused 1,8...2,1).

*Kui näitaja juures puudub dimensioon, on kasutatud üldlevinut (vt ka lisa 9.1).

Korrutatud raskuskiirendusega, annab tihedus meile mahukaalu e. erikaalu SNiPi järgi (ρ kN/m³), mis on tähtsaimaks näitajaks paljudes insenerarvutustes.

3. Kuivtihedus (ρ_d g/cm³) e kuivmahumass (skeleti mahukaal) on pinnaseskeletti moodustavate osakeste massi suhe pinnase üldmahtu.

4. Veesisaldus e. niiskus (w %) on pinnases leiduv vaba vesi, mis eraldub kuumutamisel 105 °C juures. Veesisaldust väljendatakse sellise vee massi suhtega kuiva pinnase massi. Ta kõigub Eestis laiades piirides - mõnest % luiteliivade pealispinnal kuni 700 % turvas (valdavalt siiski 20...40, nõrgas savipinnases kuni 90 %).

5. Poorsus (n %) on pinnase pooride mahu suhe pinnase üldmahtu, Eesti pinnastes tavaliselt 25...80 % (moreen 25...40, liiv 35...40, nõrk savi 50...70, turvas 60...80). Ehitusgeoloogias hinnatakse sagedamini poorsusteguriga (e), mis näitab pooride ja tahke osa mahu (m) omavahelist suhet ($e = n/m$; $m + n = 1$).

Liivpinnasel eristatakse sõltuvalt osakeste paigutustihedusest pinnaseskeletis antud koostise jaoks kohevaimat (e_{max}) ja tihedaimat (e_{min}) olekut (mõõdetud neile vastavate poorsusteguritega), mille kaudu määratakse tihendatavustegur $I_T = (e_{max} - e_{min}) : e_{min}$ ja tihedusaste (end. tihedus; mitte ära segada tihedusega SI järgi!) $I_D = (e_{max} - e) : (e_{max} - e_{min})$. Viimase järgi eristatakse järgmisi liiva tihedusastmeid:

kohev	0,00...0,33
kesktihe	0,34...0,67
tihe	0,68...1,00

Tihedusastet hinnatakse ka terasuuruse ja poorsusteguri järgi (GOST 25 100-82), mis aga Eesti põhiliselt monomineraalse ja terade hea ümardatusega liiva puhul (eriti kvartsliivas) reeglina pinnast tegelikust halvemana kujutab:

pinnasgliik	tihe	kesktihe	kohev
kesk-, jame- ja kruusliiv	alla 0,55	0,55...0,70	üle 0,70
peenliiv	alla 0,60	0,60...0,75	üle 0,75
tolmliiv	alla 0,60	0,60...0,80	üle 0,80

Liiva tihedusastme määramiseks on pakutud ka mitmesuguseid penetratsiooniliigitusi.

6. Küllastusaste (I_w) näitab pooride veega täidetust. Tema absoluutvaartuse järgi eristatakse järgmisi pinnaseid:

kuiv	0,00...0,05	märg	0,51...0,80
niiske	0,06...0,50	veeküllastunud	üle 0,80

Täielikult veeküllastunud pinnases võib tema tahke faasi (ja sellega tugevalt seotud vee) väikese sidususe korral toimuda pinnase ulatuslik heljundumine, seda eelkõige liivas või liivtäitega jämeperdpinnases, vähemal määral nähtavasti ka saviliivas, mistõttu sellise pinnase puhul tuleb sageli eristada veel heljundmassi (ρ' g/cm³).

Eelpool vaadeldud füüsikalised omadused määratakse kas vahetu teimimisega või ühtede omaduste arvutamisega teiste kaudu. Põhilised seosed on järgmised:

$$\rho = \rho_d(1+w) \qquad e = (\rho_s - \rho_d) : \rho_d$$

$$I_w = (w \cdot \rho_s) : (e \cdot \rho_w) \qquad \rho' = (\rho_s - 1) \cdot \rho_d : \rho_s$$

7. Plastsus (kuju muutumine välisjõu mõjul ilma purunemiseta ja uue kuju säilitamine jõu kadumisel) on iseloomulik savipinnastele, tulenedes hüdraatkihtidest pinnaseosakeste (savimineraalide) ümber. Ta sõltub pinnase disperssusest, mineraalkoostisest ja veesisaldusest. Veesisaldusi, mille juures toimub rikutud struktuuriga savipinnase üleminek ühest olekust teise, nimetatakse Atterbergi piirideks. Neist plastsuspiir (w_p %) vastab üleminekule kõvast plastsesse ja voolavuspiir (w_L %) plastsest voolavasse olekusse. Nende vahe kannab plastsusarvu (I_p) nime. Veesisaldusest sõltuvat savipinnase olekut nimetatakse konsistentsiks, mida väljendatakse voolavusarvu (I_L) ehk konsistentsinäitajaga

$$I_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_P}$$

Voolavusarvu järgi eristatakse järgmisi savipinnase olekuid:

<u>kõva</u>	alla 0
poolkõva	-0,25...0,00
<u>plastne</u>	0...1
kõvaplastne	0,00...0,25
sitkeplastne	0,26...0,50
pehmeplastne	0,51...0,75
voolavplastne	0,76...1,00
<u>voolav</u>	üle 1

Plastsusarvu võrdlemine lõimiseiga annab teatud ettekujutuse pinnast moodustavate mineraalosakeste koostisest ja aktiivsusest. Arvuliselt iseloomustab viimast kolloidaktiivsustegur $A = I_p/sf$ (sf - sauefraktsiooni sisaldus %). Kolloidaktiivsusteguri järgi eristatakse järgmisi savipinnaseid:

mitteaktiivsed	alla 0,75;
normaalsed	0,75...1,25;
aktiivsed	üle 1,25.

2.2.3. Vesiomadused

Hüdrogeoloogilistel teguritel, eriti vee osal pinnaseomaduste kujunemisel ja muutmisel on ehitusgeoloogias väga suur tähtsus. Allpool on pinnaste vesi- ehk hüdroomadustena käsitletud neid pinnaseomadusi, mis vahetult olenevad tahke faasi ja poorilahuse omavahelistest suhetest. Vesiomaduste tundmine on olulisim süvendite rajamise (mullatööde õige tehnoloogia, vee juurdevool), nõlva püsivuse, ala läbipääsetavuse ja aluse kandevõimega seotud küsimuste lahendamisel.

1. Pundumine võib sageli kaasneda savipinnase märgumi-

sele. Ta tuleneb pinnaseosakeste suurest eripinnast ja hüdrofiilsusest. Hüdratsiooni käigus suureneb ioonikihtide paksumus pinnaseosakeste ümber, mis surub viimaseid üksteisest eemale, suureneb poorsus, pinnase maht ja veesisaldus. Protess on osmootilise iseloomuga, mida põhjustab soolade kontsentratsiooni erinevus pinnases juba olemas ja juurdetulevas vees. Üldjuhul on pundumisvõime võrdeline voolavuspiiriga (suurema w_L korral suurem), seda mõjutab ka neeldunud kationide koostis (ühevalentsete puhul suurim). Pundumist soodustab loodusliku struktuuri rikkumine.

Leondumine võib tekkida siis, kui pinnaseosakesed eemalduvad väljapoole molekulaarse külgetõmbe sfääri - märgumisele kaasnev sidususe lõhkumine võib viia pinnase purunemiseni. Kõige leonduvamad on meil Lõuna-Eesti saviliivmoreenid, sauesisalduse ja tiheduse kasv toob tavaliselt kaasa leonduvuse vähenemise.

Pehmenemus on iseloomulik kaljupinnastele, mis vees harilikult ei lagune, kuigi nende mehaaniline tugevus vee mõjul oluliselt väheneb. Seda hinnatakse pehmenemusteguriga η (veeküllastunud ja kuiva pinnase survetugevuste suhe), mis kaudselt näitab kivimi murenemis- ja külmakindlust (looduslikel ehitusmaterjalidel peab $\eta > 0,75$). Pehmenemus sõltub mineraalkoostisest, tekstuurist ja tsemendist, nõrgimad on palju savimineraale sisaldavad settekivimid.

Kuivamisvajumine on pinnase kuivamisele kaasnev pundumisele vastupidine nähtus: vaba ning kapillaarvee eraldumise järele õhenevad hüdraatkihid pinnaseosakeste ümber ning pinnaseosakesed lähenevad molekulaarsete külgetõmbejõudude mõjul üksteisele. Ebaühtlased pinged kuivamise käigus võivad viia lõhede tekkimisele pinnase pealispinnas. Maksimaalne on kuivamisvajumine 20...60% sauesisaldusega pinnases, olles suurim liikuva kristallvõrega ühevalentsete vahetuskatioonidega pinnases.

Vees lahustuvate ühendite sisaldusel on Eesti pinnaste puhul tühine tähtsus, suur võib see olla aga poolpõuaste ja põuaste ning muutliku niiskusega alade savipinnastes, eriti sooldunud pinnaste puhul. Filtreeruv vesi võib sellistes pinnastes muutuda vundamentide suhtes agressiivseks.

Ülalmainitud omadused iseloomustavad pinnase veekindlust, mis on oluline eelkõige savipinnaste puhul, mille tundlikkus vee suhtes on suurim.

2. Veemahtuvus on pinnase veesisaldusvõime. Sõltuvalt erinevatest veeliikidest pinnases eristatakse täielikku, kapillaarset ja molekulaarset veemahtuvust, mille vahel teravad piirid puuduvad. Pinnase veeand on täieliku ja molekulaarse veemahtuvuse vahe, näidates pinnasest raskusjõul välja voolava vee hulka.

Veeneelduvus iseloomustab kaljupinnaseid, seda mõeldakse suhtelise veesisaldusega (neeldunud vee ja absoluutselt kuiva kivimi kaalude suhe) avapooride täitmisel tavalistes tingimustes. Veeküllastumiseks loetakse leppeliselt 15 MPa survele toimuvat peasegu kõigi pooride veega täitumist. Küllastustegur (veeneeldumise ja -küllastumise suhe) näitab suuremate pooride osa üldpoorsuses, ta kõigub harilikult 0,5...0,8 vahel ja iseloomustab kivimi külmakindlust (kõvad kivimid loetakse külmakindlaiks, kui nende küllastustegur on alla 0,8, savitsemendiga - alla 0,6).

3. Kapillaarsus on vee omadus liikuda pinnases mööda kindla suurusjärguga poore igas suunas, sõltumata raskusjõust, kapillaarpoorides vee ja pinnaseosakeste molekulaarsel külgetõmbel tekkivate nõgusate veemeniskite tõstejõu toimel. Kapillaarsust mõjutavad pinnase koostis ja tekstuur, pooride suurus ja iseloom, disperssuse kõrval on olulised ka mineeraalkoostis, osakeste ümardusaste, pinnase makrostruktuur ja tekstuur, adsorbeeritud õhu sisaldus, vahetuskatioonide ja poorilahuse koostis jms. Liivades on kapillaartõus kiire, kuid suhteliselt väike (keskliivas 10...30 cm, peen- ja tolmliidis ülimalt 1 m), savipinnastes kulgeb aeglaselt ja võib ulatuda 4...5 meetrini (saviliivas tavaliselt 0,5...1,5 m). Peenemates liivades võib kapillaartõusu hinnata prof. L. Jürgensoni valemiga $h = 60/d_{10}$ (h - kapillaartõus mm, d_{10} efektiivdiameeter mm).

4. Veejuhtivus on pinnase omadus lasta endast teatud

tingimustel läbi vett. Vee liikumine võib toimuda gravitatsioonijõu, osmoosi, elektroosmoosi, gaaside ja aurude rõhu, külmumisjõu, kapillaar- ja adsorptsioonijõudude, temperatuuride vahe ning muude tegurite mõjul. Ehitusgeoloogias on olulisim vee liikumine raskusjõu mõjul ehk filtratsioon mööda pinnase poore ja lõhesid. Nende mõõtmetest sõltuvalt võib vee liikumine olla kas laminaarne või turbulentne. Enamikule irdpinnastele on iseloomulik vee laminaarne liikumine, mis allub Darcy seadusele

$$Q = k \cdot F \cdot \frac{H}{l}, \text{ kus}$$

- Q - filtreeruva vee hulk,
 F - filtratsioonivoolu põiklõikepind,
 H - vaadeldavate põiklõigete vaheline survevahetus,
 l - põiklõigete vahed (filtratsioonitee),
 $H/l = I$ - hüdrauliline gradient,
 k - filtratsioonimoodul.

$Q/F = v$ (v - fiktiivne vee liikumiskiirus). Tegelik liikumiskiirus u on suurem, kuna vesi saab liikuda ainult mööda pinnase poore: $u = v/n$ (n - pinnase poorsus). Orienteeruvad keskmised filtratsioonimooduli väärtused on:

lõheline lubjakivi	2...5 mm/sek
veeristik	1...2 mm/sek
jämeliiv, kruusliiv	0,3...0,8 mm/sek
tolmliiv	10...20 μ m/sek
saviliivmoreen	1...10 μ m/sek
liivsave	alla 1 μ m/sek

Savipinnastes algab filtratsioon alles pärast nn lävi- gradienti ületamist (väikeste gradientide juures vesi praktiliselt üldse ei liigu).

Pinnase veejuhtivus sõltub suurel määral tema lõimisest, mineraalkoostisest, struktuurist ja tekstuurst. Väiksema diameetriga fraktsioonil on peaaegu alati otsustav osa, lihtsustatult võib võtta

$$k = 10 \cdot d_{10}^2 \text{ mm/sek}$$

efektiivdiameetrite diapsoonis 0,1...2,0 mm. Erinevate autorite (Hazen, Krüger, Sauerbrei, Slichter, Zamarin, Zuncker, Terzaghi jt.) poolt on antud rida empiirilisi valemeid filtratsioonimooduli leidmiseks lõimisekõveralt määratavate iseloomulike näitajate, vee viskoossuse ja temperatuuri, lisandite sisalduse, sorditusastme ning rea muude tegurite järgi. Kõik need meetodid võivad aga tegelikest filtratsioonimoodulite väärtustest anda küllaltki suuri hälbeid, mistõttu vajaduse korral tuleb filtratsioonimoodul määrata alati kas vastava teimi või spetsiaalse filtratsioonikatse abil.

2.2.4. Mehaanilised omadused

Sellesse omadusterühma kuuluvad insenerlikult kõige suurema tähtsusega pinnaseomadused, millest oleneb pinnase mehaaniline tugevus, tema võime taluda lisakoormusi ning deformeeruda nende mõjul. Mehaanilised omadused määravad pinnase kandevõime, kokkusurutavuse, nõlva püsivuse, pinnaseurve ehitistele jne, mistõttu nende omaduste uurimine on tavaliselt ehitusgeoloogi üheks põhiülesandeks, eriti irdpinnaste levilatel, mille hulka kuulub ka enamik Eesti territooriumist.

1. Kokkusurutavus on pinnaste iseloomulikemaid omadusi. Tavaliste ehituskoormuste juures 0...1 MPa piires tuleneb tavalikult ainult pooride kokkusurumisest, millega kaasneb poorivee väljasurumine. Pinnase tihenemine toimub väliskoormuse mõjul kuni muutunud pingeolukorrale vastava uue tasakaalu saavutamiseni pinnase ning teda koormavate jõudude vahel. See protsess ei toimu kunagi hetkeliselt, mistõttu detailsemates lahendustes kasutatakse eraldi pinnase kokkusurutavuse absoluutväärtust ning protsessi ajalisust iseloomustavaid näitajaid (filtratsiooni- ja konsolidatsioonimooduleid).

Väga nõrkades pinnastes, mille geoloogiline vanus on tühine (holotseeni setted ja viirsavid), toimub lisaks kokkusurumisele ehitislikust lisakoormusest veel jätkuv gravitatsioonkonsolidatsioon kõrgemate kihtide omakaalu (katterõhu)

toimel. Insenerlikes lahendustes selle teguriga tavaliselt siiski ei arvestata, kuna ehitiste normatiivne eluiga on harilikult ikkagi kümneid kordi lühem taoliste kihtide vanusest, mis lubab eeldada gravitatsioonkonsolidatsiooni allutatud tähtsust ehitise eluea jooksul.

Väline surve võetakse jäme- ja liivpinnastes vastu pinnaseskeletiga (tükkide, terade ja osakeste kokkupuutepunktidega), savi- ja eripinnastes aga osakesi ümbritsevate hüdraatkatetega. Nende paksus sõltub nii mineraalkoostisest ja poorilahuse iseloomust kui ka välissurve ning võib seepärast küllaltki oluliselt kõikuda, muutes ühtlasi pinnase tugevust ja kokkusurutavust, mistõttu selliste pinnaste kokkusurutavus on küllaltki muutlik omadus.

Pinnase poorsuse sõltuvus koormusest, millega tavaliselt iseloomustatakse kokkusurutavust, kujutab endast irdpinnaste jaoks võrdlemisi iseloomulikku, antud pinnaseliigi jaoks enam-vähem jäävat kompressioonikõverat, mis näitab poorsusteguri sõltuvust vertikaalrõhust. Üldjuhul on tegemist logaritmilise sõltuvusega, mis selgitatakse pinnase kokkusurumisel ilma külglaienemisvõimaluseta (kompressiooniolukorras) vastavas eriseadmes - ödomeetris.

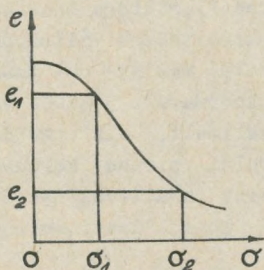
Kompressiooniteimil toimuva poorsusteguri vähenemise suhe muutust põhjustanud koormusesse kannab kompressioonimooduli nime. Analüütiliselt $a = \Delta e / \Delta \sigma$, piirväärtusena

$a = de/d\sigma$ ehk kompressioonimoodul on kompressioonikõvera esimese astme tuletis (antud vertikaalrõhul).

Teisendades saame

$$de = a \cdot d\sigma,$$

mis väljendab ühte pinnasemehaanika põhiseadust: pinnase pooride mahu suhteline muutus on võrdeline rõhu muutumisele. Nagu nähtub joon. 2.2, võib kompressioonikõverale joonistada lõpmatu hulga puutu-



Joon. 2.2 Kompressioonigraafik

jaid, seega $a = f(\sigma)$, mistõttu kompressioonikõvera praktiline kasutamine vajumisarvutustes on küllaltki tülikas.

Kompressioonimooduli arvulise väärtuse järgi eristatakse järgmisi pinnaseid:

nõrgalt kokkusurutavad	$a < 0,1 \text{ MPa}^{-1}$
keskmiselt kokkusurutavad	$a = 0,1 \dots 1,0 \text{ MPa}^{-1}$
tugevalt kokkusurutavad	$a > 1,0 \text{ MPa}^{-1}$

Kuna kompressioonimoodul on seotud alati konkreetse koormusega (vertikaalrõhuga), tuleb tema arvulise väärtuse andmisel kindlasti märkida, millisele vertikaalrõhuvahemikule ta vastab. Praktikas antakse pinnaste kokkusurutavuse võrdlemisel a harilikult kas rõhul 0,1 MPa (puutujana) või koormusvahemikus 0...0,1 MPa (eriti nõrgemate pinnaste jaoks), konkreetse pinnaseliigi kokkusurutavuse arvutamiseks aga kas $a = f(\sigma)$ graafiku või tabeliga, sageli ka (eriti väiksema kokkusurutavusega pinnastel) loetakse toodud koormusvahemik jaoks tinglikult konstantseks.

Ehituslikes arvutustes lähtutakse sagedamini mitte kompressioonimoodulist, vaid ülddeformatsioonimoodulist e. deformatsioonimoodulist E_0 , mis kujutab endast füüsikas tuntud elastsusmoodulile (Hooke'i seadus $\lambda = \frac{\sigma}{E}$, kus λ - deformatsioon, σ - rõhk, E - elastsusmoodul) sarnanevat loodusliku pinnase kokkusurutavusnäitajat. E_0 erinevus E -st seisneb selles, et ta arvestab nii elastset kui jäävdeformatsiooni, kusjuures viimase komponendi osatähtsus on irdpinnastes, väga tihedad erimid välja arvatud, tunduvalt suurem kui elastsel deformatsioonil (nõrkades pinnastes langeb elastsele deformatsioonile alla 10 % üldisest deformatsioonist).

Deformatsioonimoodul määratakse pinnase vaba külglaienemise olukorras kas teimimisega (stabilomeetris) või väliolukorras tehtava koormuskatse tulemustest. Arvutamisel kompressioonimooduli kaudu

$$E_0 = \frac{\beta(1 + e)}{a}, \text{ kus}$$

β - pinnase külglaienemistegurist μ (Poisson'i tegurist) saadav nimetu korrigeeriv tegur. Erinevate pinnaste jaoks võib võtta empiirilisel:

	β	μ
liiv	0,76	0,29
kõva saviliiv	0,72	0,31
plastne liivsavi	0,57	0,35
voolav savi	0,43	0,42

üldjuhul $\beta = 1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu}$, kusjuures μ määratakse vahetu teimimisega külgrõhu mõõtmist võimaldavas seadmes. Olgu tähendatud, et peale kõige muu oleneb μ veel ka rõhust (pole antud pinnase jaoks konstantne suurus), mis teeb külglaienemise täpse arvestamise ülimalt keeruliseks.

Pinnasele antav vertikaalsurve σ_2 tekitab horisontaalse külgsurve σ_x .

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_2} = \xi, \quad \text{kus } \xi - \text{külgsurvetegur.}$$

$$\mu = \frac{\xi}{1 + \xi}$$

Ligilähedaselt võib külgsurveteguri leida ka nihkenurga kaudu

$$\xi = \tan^2(45^\circ - \psi/2)$$

E_0 katselise määramise puhul välikoormuskatsete andmeist võib kasutada sõltuvust

$$E_0 = \frac{1,1 \cdot \sigma \cdot L}{S} \text{ MPa, kus}$$

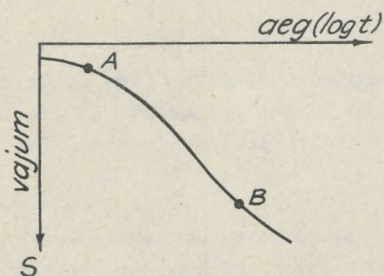
L - ruudukujulise katseplaadi küljepikkus cm,

S - katseplaadi vajum mm koormusel σ (MPa).

Eri autorite poolt on pakutud ka teistsuguseid sõltuvusi, mis on tuletatud erinevate katsemetoodikate ja -vahendite, aluse deformeerumise erinevate teoreetiliste skeemide ja erinevate pinnaste jaoks. E_0 võib määrata ka pöördarvutusega vajumite mõõtmise andmete kaudu, kui on võimalik lähtuda

mõõdetud lõppvajumest (savipinnaste vajumine võib sageli kesta aastakümneid või -sadu). Orienteeruvad E_0 väärtused rea pinnaselikide jaoks on toodud SNiP 2. 02. 01 - 83 lisas nr. 1, samuti üldistatud pinnaseandmete järgi mitmete Eesti tüüpilisemate pinnaste jaoks erialases kirjanduses.

Pinnaste kokkusurumisprotsessi ajalist kulgu jääva koormuse mõjul näitab konsolidatsioonikõver (joon. 2.3), mis podlogaritmilises teljestikus evib iseloomulikku kuju. Tema algloik punktini A näitab pinnase algreageeringut muutunud väliskoormusele. Vahemik AB vastab filtratsioonkonsolidatsioonile, mille jooksul pidevalt väheneb ("hajub") poorirõhk:



Joon. 2.3. Konsolidatsioonikõver

toimub pinnase pooride kokkusurumine ja vee väljasurumine pooridest, millega kaasneb üha suurema osa koormuse ülekandumine pinnaseskeletile (efektiivrõhu kasv). Alates punktist B jääb poorirõhk praktiliselt muutumatuks; pinnase kokkusurumisprotsess aeglustub järjest ja toimub edaspidi ainult skeleti roome arvel. Seda deformeerumisstaadiumi nimetatakse teiseseks konsolidatsiooniks, mis reeglina hõlmab ainult väikese osa üldvajumist, eriti nõrgemate pinnaste puhul.

Tegelik kokkusurumisprotsess kulgeb märksa keerulisemalt siintoodud lihtsustatud skeemist - roomedeformatsioonid algavad kahtlemata kohe koormamise alghetkel, ainult nen-

de osatähtsus on siin tavaliselt väike - rõhuvas ülekaalus on filtratsioonkonsolidatsioon, mille osatähtsus hakkab aga järjekindlalt vähenema.

Pinnase kokkusurutavuse ajalistsust iseloomustab kas konsolidatsioonimoodul c_v või filtratsioonimoodul:

$$c_v = \frac{10^4 k(1+e)}{a \cdot \gamma_w} \text{ cm}^2/\text{sek, kus}$$

k - filtratsioonimoodul m/sek,

e - poorsustegur,

a - kompressioonimoodul MPa^{-1} (m^2/MN),

γ_w - vee mahukaal MN/m^3 .

Filtratsioonimoodul määratakse kas eriteimimisega vett erinevate gradientide juures pinnasest läbi surudes või arvutatakse ödomeeterteimimisel saadud vajumise vaibumise kõverate kaudu.

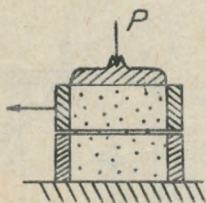
2. Pinnasetugevus on kokkusurutavuse kõrval insenerlikult tähtsaim pinnaseomadus, millest suurel määral sõltub aluse kandevõime (Eesti ehitusgeoloogilistes tingimustes esineb palju juhuseid, kus aluse koormamisel osutub limiteerivaks vajumine, kuigi pinnasel tugevusvaru on veel olemas - alus on rambumisest kaugel). Kõige sagedamini iseloomustatakse pinnasetugevust nihketugevusega τ , arvutustes tavaliselt tema kahe komponendi - sisehõõrdenurga ψ ja nidususega c . Teisteks enamkasutatavateks tugevusnäitajateks on sisehõõrdetegur $\tan\psi$, nihkenurk ψ ($\psi = \tau/\sigma$) ja nihketegur $\tan\psi$ ning survetugevus p . Tavaliselt määratakse need näitajad teimimisega, vahel ka pöördarvutustega maalihkeandmetest või purustuskatsetest.

Nihe on pinnase deformeerumine ja lõppkokkuvõttes purunemine ühtede osakeste ringipaigutamise tõttu teiste suhtes tangentsiaalpingete mõjul. Nihketugevus on väikseim tangentsiaalpinge, mis tekitab nihke. Ta sõltub nii pinnasetugevusest kui normaalpingest (3.1). Pinnase purunemine toimub iga

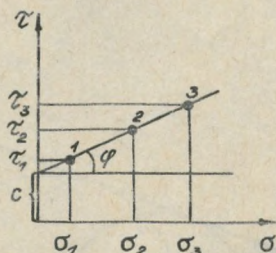
pinnase jaoks iseloomuliku normaal- ja tangentsiaalpingete suhte juures.

Oma olemuselt on pinnase nihketugevus väga keeruline, seni lõplikult selgitamata nähtus. Ta sõltub paljudest asjast: lõimisest, mineraalkoostisest, struktuurist ja tekstuurist, veesisaldusest, tihedusest ja paljudest muudest pinnaseomadustest.

Ajalooliselt vanim, senini kõige tavalisem meetod pinnase nihketugevuse määramiseks on tasapinnaline [liht] nihketeim, harvem välikatse, mis modelleerib sama laboriskeemi (joon. 2.4). Tavaliselt teimitakse silindrilisi proovikehi ristlõikega mõnest mõnesaja cm^2 -ni ning kõrgusega 0,2...0,5 diameetrit. Samast pinnasest valmistatud proovikehadele antakse erinevaid normaalpingeid ning mõõdetakse jõudu, mis on vajalik proovi ühe osa nihutamiseks teise suhtes mööda etteantud tasandit. Tulemused esitatakse tavaliselt graafiliselt (joon. 2.5). Tegelikult pole ei sisehõõrdenurk ega nidusus jäävad suurused - nad sõltuvad eelkõige vertikaalrõhust ja pinnase muudest omadustest, (ψ ja σ vaheline sõltuvus pole lineaarne), mistõttu sisehõõrdenurka ja nidusust on õigem vaadelda mitte antud pinnase jäävate omadustena, vaid kui nihkegraafiku parameetreid, mis vastavas koormusintervallis iseloomustavad pinnase üldist nihketugevust.

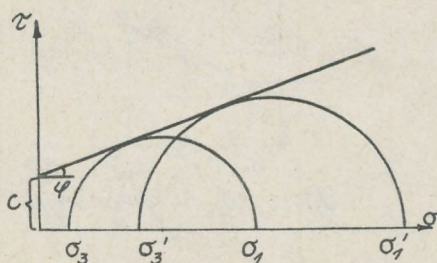


Joon. 2.4.
Nihketeimi
skeem

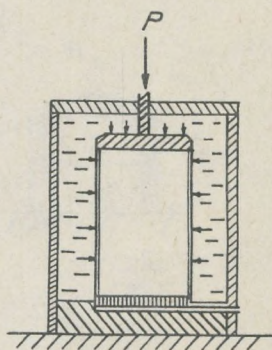


Joon. 2.5. Nihkegraafik

Tänapäeval võetakse pinnasetugevuse hindamise aluseks tavaliselt Mohri tugevusteooria, mille järgi keha purunemine toimub normaal- ja tangentsiaalpingete teatud kindla, iga aine jaoks iseloomuliku piirseisundi juures. Igale normaalpingele vastab oma nihkepinge, nihkegraafikute nihkekõverad (väikestes koormusintervallides tinglikult "nihkesirged") e. nihkediagrammid $\tau = f(\sigma)$ iseloomustavadki neid piirseisundeid. Nihkekõveraid nimetatakse Mohri ringide mähisjoonteks. Mohri ring (joon. 2.6) ehitatakse suurima ja väikseima peapinge vahe $\sigma_1 - \sigma_3$ järgi kolmtelgteimimise (stabilomeetria) andmeil. Kolmtelgteimimise skeem on näidatud joonisel 2.7. Olgu tähendatud, et stabilomeetriaga on võimalik määrata ka pinnase kokkusurutavust põiklaienemisolukorras, võttes $E_0 = \frac{\sigma_1}{\lambda}$, kus σ_1 on lineaardeformatsiooni (koormusvahemik, milles pinge ja deformatsiooni vahel valitseb enam-vähem proportsionaalne sõltuvus) lõpule vastav rõhk ning λ proovikeha suhteline deformatsioon ($\Delta h/h$; kus h - proovikeha kõrgus). Kõvema konsistentsiga savipinnased, liivad ja kruusad purunevad stabilomeeterteimimisel mööda kaldpinda, mis moodustab rõhtpinna nurga α , kusjuures $\alpha = 45^\circ + \varphi/2$. Plastsemast savipinnasest proovisilindrid surutakse aga "vaatideks", kusjuures selget purunemishetke on üldse raske fikseerida (tavaliselt võetakse selleks 10% proovi kõrguse vähenemine).



Joon. 2.6. Mohri ringid



Joon. 2.7. Stabilomeeter

Coulomb'i järgi nihketugevus $\tau = \sigma \cdot \tan \psi + c$. Arvestades mitmeid lisategureid, on tänapäeval õigem pinnase nihketugevust vaadeldaval pinnal väljendada üldistatud valemiga

$$\tau = (\sigma - u) \cdot \tan \psi + c, \text{ kus } c = c_{st} + c_w,$$

τ - nihketugevus vaadeldaval pinnal kPa,

σ - nihkepinnale risti mõjuv rõhk kPa,

u - poorirõhk (rõhk pinnasepoore täitvas vees) kPa,

ψ - sisehõordenurk kraadides,

c - nidusus kPa,

c_{st} - struktuurinidusus kPa,

c_w - tihedusnidusus kPa.

Struktuurinidusus sõltub pinnases diagenesi käigus tekkinud struktuursidemetest, mis deformeerumise alghetkel vähemalt osaliselt purunevad, tihedusnidusus aga pinnaseosakeste vahel mõjuvatest külgetõmbejõududest, mis osakeste lähenemisel hakkavad suurenema. Seepärast võib pinnase üldnidusus koormamise algul isegi väheneda (kui jäikadel struktuursidemetel on pinnase üldises tugevuses suur osatähtsus), hiljem aga mõnevõrra kasvab tänu uute struktuursidemete tekkele ning pinnase tihenemisega kaasnevale tihedusnidususe kasvule.

Survetugevus (p , MPa) on pinnase tugevuse erijuhtum, kui proovikeha asub üheteljelises teimimisolukorras, vaba põiklaidenemise tingimustes (tavaliselt õhus). Survetugevuseks (ajutiseks survetugevuseks) nimetatakse purunemist esile kutsumat piirkoormust. Ka surveteimimisel moodustub sageli selgelt fikseeritav kaldu olev purunemispind, mille kaldenurga α järgi proovikeha vertikaaltelje suhtes on võimalik määrata sisehõordenurka

$$\psi = 90^\circ - 2\alpha$$

Surveteimimisandmete järgi saab määrata ka nidusust

$$c = \frac{p}{2 \tan (45^\circ + \psi / 2)}$$

Nõrkadel savipinnastel, mille $\psi \rightarrow 0$, võib võtta ligilähedalt $c = p/2$.

Seega annab surveteimimine meile andmeid mitte ainult kaljupinnaste kohta (nende jaoks on survetugevus veeküllastunud olekus põhiline pinnase kandevõimet iseloomustav näitaja), vaid võimaldab määrata ka irdpinnaste tugevusparameetreid.

Liivpinnaste tugevuse üle saab ligikaudselt otsustada ka nende varikaldenurga (ω kraad) järgi. Varikaldenurk on teravnurk, mis tekib liiva vabal puistamisel rõhtpinnale selle pinna ja liivahunniku külpinna vahel. See nurk ei sõltu liivahunniku kõrgusest ning on teoreetiliselt täpselt võrdne sisehõõrdemurgaga, praktiliselt aga sellele väga lähedane, eriti kohevate liivade puhul. Suuremad varikaldenurgad on seotud suurema terasuurusega või nurgeliste osakestega pinnastega. Vees on varikaldenurk mõne kraadi võrra väiksem (vahe on seda suurem, mida nurgelisemad on pinnaseosakesed).

2.3. Norm - ja arvutusnäitajad

Pinnaste loomuliku heterogeensuse tõttu, samuti lähedaste omadustega eri pinnasekihtide geotehnilistes arvutustes ühendamisvõimaluse kontrollimiseks on insenerarvutuste aluseks vastava statistilise töötluse tulemusel saadud üldistatud pinnasenäitajad, katse- ja teimimistulemuste kaudu leitakse normnäitajad, mis üldjuhul võetakse aritmeetilise keskmisena kõigist määranguist. Erandiks on sisehõõrdenurk ja niidusus, mille normväärtuseks on antud pinnase üksikmäärangute järgi vähimruutude meetodil (võttes σ ja τ sõltuvuse sirgjooneliseks) leitud nihkesirge parameetrid.

Kõik aluse arvutused tehakse arvutusnäitajaga, mis üldjuhul kujutab endast normnäitaja jagatist varuteguriga. γ , ρ , ψ ja c osas võetakse varutegur vastavalt GOST 20522-75 antud nõuetele, sõltuvalt määrangute arvust ja tulemuste hajutatusest (kõigub valdavalt 1,05...1,15 vahel). Muude näitajate osas on lubatud arvutusnäitajaks lugeda normnäitaja (varutegur on üks).

Näitajate tõenäosuseks (garanteerituseks) peab γ , ρ , ψ

ja c puhul olema 95 % arvutustes piirseisundite I grupi (kandevõime) ning 85 % II grupi (deformatsiooni) järgi. Eriti vastutusrikaste I klassi ehitiste puhul on lubatud garanteerituseks võtta kuni 99 %.

Reeglina tuleb pinnasenäitajad määrata vahetu teimimisega või katsetega pinnaste paikomaduste selgitamiseks. II ...IV klassi ehitiste jaoks võib tugevus- ja deformatsiooninäitajad leida aga ka statistilise töötluse alusel selgitatud korrelatsiooni järgi nende näitajate ning lihtsaimate füüsikaliste omaduste (indeksomaduste) vahel, tuginedes ainult viimastele (tavaliselt lõimis, plastsusarv, voolavuspiir, tihedusaste, veesisaldus).

Pinnase põhiomadusteks, millest oleneb aluse kandevõime ja deformeerumine, on sisehõõrdenurk, nidusus, ülddeformatsioonimoodul ja veeküllastunud survetugevus (ainult kaljupinnaste jaoks). Normidega on aga lubatud kasutada vastava põhjendatuse korral ka muid näitajaid, mis iseloomustavad alust ja tema koostööd ehitisega (näit. sängitusmoodul, nihkemoodul, elastsusmoodul jne).

Vähemalt kümnekonna määrangu olemasolu korral tähendab 85% garanteeritus keskmisest umbes 3 % ja 95% garanteeritus 5...6 % võrra väiksemat (või insenerlikult halvemas suunas) näitajat, väiksema lähteandmete arvu puhul on erinevused suuremad.

Vastavate määrangute puudumise korral on erandlikult lubatud ψ , c ja E_0 väärtused võtta SNiP 2.02.01-83 1. lisa järgi (liivpinnastel sõltuvalt terasuurusest ja poorsustegurist, savipinnastel pinnaseliigist, voolavusarvust ja poorsustegurist), mille tabelväärtuste kasutamisel loetakse nad arvutusnäitajaiks.

3. PINNASEMEHAANIKA

Pinnasemehaanika on teadus koormuse mõjul pinnastes tekkivatest pingetest ja deformatsioonidest. Ta põhineb teoreetilisel mehaanikal, elastsus- ja plastsusteoorial ning

ehitusgeoloogilistel seaduspärasustel (pinnaseteadusel) ja peab andma teoreetilised lähtealused (mudeli) pinnaste deformeerumisega seotud praktiliste küsimuste lahendamiseks, eelkõige aluse kandevõime ja nõlva püsivuse määramiseks.

Pinnasemehaanika teoreetilised lahendused võivad olla ülimalt keerulised, mis ei pruugi aga tingimata tähendada nende täpsust (see oleneb lähte-eelduste paikapidavusest). Laialt kasutatakse tänaseni lihtsustatud meetodeid. Reeglina tuginevad lahendid idealiseeritud mudelitele, mida kirjeldatakse matemaatiliste võrranditega. Neist üldiseim on pidevkeskkonna mudel (materjal deformeerub pidevuse säilimisega). Keskkond loetakse kvaasihomogeenseks ja -isotroopseks. Tavaliselt tuginetakse Hooke'i ehk elastse keha mudelile, milles pinge ja deformatsiooni vahel valitseb lineaarne seos ning jäävdeformatsioonid puuduvad.

3.1. P i n g e j a o t u s

Pinnasele mõjuvad jõud jagatakse punkt- ja lauskoormusteks, viimased võivad olla ühtlased või ebahürtlased. Jõu jagunemise intensiivsuseks loetakse suhet $dP/dF = \sigma$, kus P - välisjõud, F - pind, millele ta mõjub. Pinnasele mõjuvad välisjõud tasakaalustatakse pinnases tekkivate sisejõududega, mis iseloomustavad pinnase tugevust, tema võimet taluda koormusi. Jõu intensiivsust nimetatakse pingeks. Pinge mõjub valedeldavat pinnasepunkti läbival elementaarpinnal, üldjuhul mingi nurga all. Normaalingeks loetakse selle pinnaga risti olevat pingekomponenti, tangentsiaalpingeks e. nihkepingeks pinnal tasandil mõjuvat pingekomponenti. Konkreetsete ülesannete lahendamisel asendataksegi tavaliselt pinnasele mõjuvad jõud normaal- ja tangentsiaalpingetega. Esimeste mõjul toimub pinnase kokkusurumine, teistest purunemine pärast pinnase tugevuse ületamist.

Vastavalt pinge jagunemisele pinnase eri faaside vahel eristatakse efektiivpinget, mis mõjub pinnaseskeletile ning kutsub esile tema mahu muutumist, ja neutraalpinget, mis mõ-

jub poorilahusele ja on oma iseloomult hüdrostaatiline. Kogu pinnasemassiivi ulatuses mõjuvaid jõude nimetatakse mahujõududeks - nende näiteks on gravitatsiooni-, filtratsiooni-, seismilised jõud, pinnasemassiivi pealispinnal rakendatud jõude nimetatakse pinnajõududeks (näit. koormus ehitistest). Ortogonaalses teljestikus iseloomustatakse pingust ükskõik millises pinnasemassiivi punktis 9 komponendiga, mis maatriksina kirjutatult kannavad pingetensori nime

$$\begin{array}{ccc} \sigma_x & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{array}$$

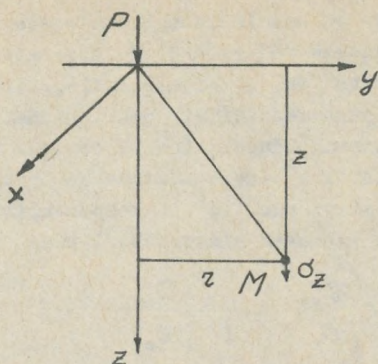
Kuna risttasandite tangentsiaalpinged on paarikaupa võrdsed, piisab pinguse kirjeldamiseks 6 komponendist: $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{yx}, \tau_{zx}, \tau_{zy}$.

Elastse poolruumi pinnaga risti rakendatud punktkoormus P annab pinnasemassiivi ükskõik millises punktis (joon. 3.1) M vastavalt Boussinesq'i lahendile vertikaalpinge

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \cdot \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}} = K \frac{P}{z^2}$$

Sõltuvalt suhtest r/z on tabelis 3.1 toodud pingeaotusteguri K väärtused, mis võimaldavad hõlpsasti leida vertikaalpinget.

Boussinesq'i lahend võimaldab leida ka lauskoormuse mõjul tekkivat pingust: selleks loetakse lauskoormus koosnevaks suurest arvust punktkoormustest ja liidetakse igast üksikust punktkoormusest tulenevad σ_z väärtused. Üldjuhul on saadavad valemid praktilikas võrdlemisi raskesti kasutatavad, eriti ebakorrapäraste pindade ja koormuste korral, seepärast rakendatakse tavaliselt abivõtteid tabuleeritud lahendite näol (alles reaalitehnika areng on viimastel aastatel teinud võimalikuks tagasipöördumise igal konkreetsel juhul arvutamisele alglahendi järgi).



Joon. 3.1.
Boussinesq'i lahend

Tabel 3.1
Punktkoormuse pingajaotustegur

r/z	K	r/z	K	r/z	K	r/z	K
0,00	0,4775	0,55	0,2466	1,10	0,0658	1,70	0,0160
0,05	0,4745	0,60	0,2214	1,15	0,0581	1,80	0,0129
0,10	0,4657	0,65	0,1978	1,20	0,0513	1,90	0,0105
0,15	0,4516	0,70	0,1762	1,25	0,0454	2,00	0,0085
0,20	0,4329	0,75	0,1565	1,30	0,0402	2,25	0,0053
0,25	0,4103	0,80	0,1386	1,35	0,0357	2,50	0,0034
0,30	0,3849	0,85	0,1226	1,40	0,0317	2,75	0,0023
0,35	0,3577	0,90	0,1083	1,45	0,0282	3,00	0,0015
0,40	0,3294	0,95	0,0956	1,50	0,0251	3,50	0,0007
0,45	0,3011	1,00	0,0844	1,55	0,0224	4,00	0,0004
0,50	0,2733	1,05	0,0744	1,60	0,0200	5,00	0,0001

Praktikas lähtutakse sageli Boussinesq'i lahendi alusel Steinbrenneri poolt koostatud nurgapinge tabelist (tabel 3.2), mis annab vertikaalpinge ühtlaselt koormatud ristküliku nurga lähiva vertikaali ükskõik millises punktis sõltuvalt rist-

küliku suhtelisest pikkusest λ ($\lambda = \frac{L}{B}$, kus L - ristküliku pikkus ja B - laius) ning punkti suhtelisest sügavusest ($\beta = \frac{Z}{B}$, kus Z - faktiline sügavus). Koostamaks mingit pinna-
semassiivi läbiva vertikaali jaoks vertikaalpingete graafikut, vaadeldakse kõiki sellel vertikaalil mõjuvaid pingeid tekkivatena koormatud ristkülikutest, mille nurgad langevad sellele vertikaalile (vastava märgiga; pingete liitmisel saadakse summaarne pingekõver).

Pingejaotus ühtlaselt koormatud ristküliku all tema nurgavertikaalil

Tabel 3.2

β \downarrow	1,0	1,1	1,2	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5	8	10	15	20
0,2	2486	2487	2489	2490	2491	2492	2492	2492	2492	2492	2492	2492	2492
0,3	2455	2460	2464	2469	2473	2474	2474	2474	2474	2474	2474	2474	2474
0,5	2325	2343	2356	2378	2391	2396	2397	2398	2399	2399	2399	2399	2399
1,0	1752	1807	1851	1936	1999	2024	2034	2042	2044	2045	2046	2046	2046
1,5	1210	1274	1329	1451	1561	1613	1638	1658	1665	1670	1670	1670	1670
2,0	840	896	947	1071	1202	1273	1316	1350	1363	1372	1374	1374	1375
2,5	602	648	691	801	931	1013	1063	1114	1134	1151	1153	1154	1154
3,0	447	484	519	612	732	816	870	931	960	983	987	989	989
4,0	270	294	317	383	475	549	603	674	712	752	758	763	764
5,0	179	196	212	259	328	387	435	504	548	599	610	618	619
7,0	94	103	112	139	180	218	251	306	347	411	428	443	446
10,0	47	52	56	70	92	114	132	168	198	258	279	304	311
15,0	21	23	25	32	42	52	61	80	97	138	158	187	200
20,0	12	13	14	18	24	29	35	46	57	84	99	126	140

Pinged nurgavertikaalil on antud kontaktpinge kümnetuhandikes, vahetult plaadi nurga all α 2500. Näit. moodustab 12 m pikkuse ning 4m laiuse plaadi nurga all 2 m sügavusel vertikaalpinge 0,2397 kontaktpingest; 2 m pikkuse ja 1 m laiuse plaadi nurga all 10 m sügavusel vertikaalpinge on 0,0092 kontaktpingest jne.

3.2. Aluse arvutus

Iga alust (pinnasemassiivi osa, milles ehitis tekitab lisapingust, mis omakorda põhjustab ehitise deformatsioone või vajumist) iseloomustab koostöös ehitisega kandevõime, mille suurus oleneb nii aluse omadustest kui ka ehitisest endast. Aluse kandevõime pole antud pinnase jaoks jääv suurus.

Hoonete ja rajatiste aluste projekteerimismisnormi SNiP 2. 02. 01 - 83 järgi tuleb alust arvutada piirseisundite I grupi ehk kandevõime ja II grupi ehk deformatsioonide järgi, mis takistavad ehitise normaalset eksploateerimist. Kandevõime järgi arvutatakse alust siis, kui talle antakse edasi olulisi rõhtkoormusi, kui ehitis paikneb nõlval, selle vahetus läheduses või kaldkihtidel ja kui aluseks on kas nõrgad pinnased või kaljupinnased. Kaljupinnas välja arvatud, tuleb kõik muud alused alati kontrollida ka deformatsioonide järgi. Kui tegemist on seejuures alusega, mille jaoks normid ei nõua kandevõime kontrolli, ei tohi koormus alusele ületada tema arvutustugevust.

3.2.1. Kandevõimearvutus

Kandevõimearvutuse ülesandeks (arvutamisel piirseisundite I grupi järgi) on tagada aluse tugevus ning irdpinnaste püsivus, vältida vundamendi nihet mööda taldmiku ja aluse kokkupuutepinda ning välistada ka vundamendi ümberpaiskumist. SNiP lubab mitmesuguste arvutusskeemide kasutamist, nõudes ainult, et need skeemid peavad olema nii staatiliselt kui kinemaatilisel antud vundamendi (ehitise) jaoks võimalikud. Kandevõime arvutatakse, lähtudes tingimusest

$$F \leq \gamma_c F_u / \gamma_n, \text{ kus}$$

F - arvutuslik koormus alusele (määratud SNiP-i nõuete järgi, arvestades aluse ja ehitise koostööd ning koormuskombinatsioone);

- F_u - aluse piirtugevus;
- γ_c - pinnasest sõltuv varutegur 0,8 (tugevalt murenenud kaljupinnas)...1,0 (liiv /välja arvatud tolmliid/, murenemata või vähemurenenud kaljupinnas) piires;
- γ_n - ehitisest sõltuv varutegur (I klass - 1,20; II klass - 1,15; III klass - 1,10).

Vajaduse korral tuleb arvesse võtta ka koormuse eks-tsentrilisus ning muud aluse käitumist mõjustavad tegurid.

Kaljupinnase kandevoime hindamisel lähtutakse survetugevuse arvutusväärtusest.

Irdpinnaste kandevoime määratakse, lähtudes aluses tekida võivatest liikepindadest ning lugedes normaal- ja tangentsiaalpinged omavahel seotuks Coulomb'i tugevusvõrrandiga $\tau = \sigma \tan \varphi + c$. Aeglaselt tihenevate veeküllastunud pinnaste puhul, mille $I_w \geq 0,85$ ja $c_v \leq 0,3 \text{ cm}^2/\text{sek}$, tuleb täiendavalt arvestada poorirõhust tekitatavat stabiliseerumata seisundit (nihketugevuse vähenemist poorirõhu mõjul). Lähtutakse pinnase piirseisundi teooriast, tavaliselt kas analüütilistest lahenditest või grafoanalüütilistest võtetest ring-silindriliste liikepindade ehitamisega. Tugevusvaruna on lubatud äärmuslikel juhtudel lugeda poorirõhk võrdseks normaalpingega (sisehõrdest tulenevat tugevuskomponenti ei arvestata).

Peale SNiP 2. 02. 01 - 83 järgi Nõukogude Liidus kohustuslikuks muudetud püsivisarvutusmeetodite tuntakse pinnasemehaanikas aluse kandevoime määramiseks palju muid arvutusmeetodeid, millega määratakse kas kriitilised koormused (mille järgi ehitiste vastutusrikkust, pinnaseliiki, aluse uuritust jms arvestavate varuteguritega määratakse antud juhul lubatav koormus) või ohutud koormused (varutegur sisaldub juba kasutatavas arvutusmudelisis).

3.2.2. Vajumisarvutus

Mitmetest vajumisarvutusmeetoditest on meil kõige rohkem käibel SNiP 2. 02. 01 - 83 soovitatud elementaarse ehk kihikaupa summeerimise meetod. Alus loetakse selle järgi

lineaarselt deformeeruvaks poolruumiks, milles määratakse vundamentidest tulenevad vertikaalpinged ning nendest erinevates kihtides või viimaste osades (elementaarkihtides) põhjustatud vajumid kogu mõjula (aluse ehk aktiivse tsooni) piires.

Vertikaalpingete määramisel kasutatakse nurgapingemethodit, vundamendi mõjulaks loetakse sügavust, milles ehituslik lisapinge on 20 %, nõrkade pinnaste (E_0 5 MPa) puhul 10 % katterõhust (pinnase omakaalust tekitatud pingest). Üksikvundamendi puhul lähtutakse vundamendi keskpunkti all tekkivast vajumist, mitme läheduses asuva vundamendi korral tuleb arvestada ka nende kaasmõju, millest tulenevad lisavajumid aluse suure paksuse ning paljude vundamentide korral võivad isegi ületada üksikvundamendi omavajumit.

Kihikaupa summeerimisel arvutatakse vajum valemiga

$$S = 0,8 \sum_1^h \frac{\sigma_i \cdot h_i}{E_i}, \text{ kus}$$

S - arvutuslik vajum cm;

σ_i - elementaarkihis i vundamendist põhjustatud keskmine lisapinge MPa;

h_i - elementaarkihi paksus cm;

E_i - elementaarkihi keskmine deformatsioonimoodul MPa.

Elementaarkihi paksused on otstarbekas võtta sõltuvalt ehitusliku lisapinguse muutuse kiirusest vertikaalsuunas - vundamentitalla lähedal ja kitsamate vundamentide all 0,2... 1,0 m, sügavamal ja laiemate vundamentide all 1...5 m. Kõverjooneline pingajaotuse epüür peab elementaarkihi piires olema rahuldava täpsusega (1...2 %) asendatav trapetsikujulise-ga, millelt määratakse keskmine lisapinge antud kihi piires. Deformatsioonimoodul peab elementaarkihi piires olema jääv, seepärast tuleb tema sõltuvuse tõttu pingest vahel muidu homogeenne arvutuslik kiht jagada alakihideks erinevate E_0 väärtustega.

Suuremate vundamentide puhul tuleb arvutuslikuks vaju-

miks lugeda keskmine vundamendi eri osade jaoks arvutatud vajumeist (arvestada kaasmõju!), kui vundament oma konstruktsiooni tõttu saab ainult ühtlaselt vajuda. Läbipaindumine on praktikas võimalik tavaliselt ainult suhteliselt õhukeste plaatvundamentide puhul, harilikult ületab vundamendi jäikus suurusjärgu võrra aluse oma, mistõttu toimub pingete ümberjagunemine aluses (vundamendi keskel vajumise käigus pinged vähenevad, äärtes kasvavad) ning vundament vajub ühtlaselt (vahel kaldudes, st pöörates rõhttelje ümber, kui konstruktiivne lahendus sellist paigutust võimaldab).

Vajumisarvutustel on meie projekteerimispraktikas tähtis koht, kuna Eesti geotehnilistes tingimustes on valdavaks arvutamine deformatsioonide järgi: arvutatakse ehitise iseloomulikemate vundamentide vajumid ning võrreldakse neid SNiP 2. 02. 01 - 83 poolt lubatutega. Sõltuvalt ehitise konstruktsioonist lubatakse tavaliselt lahkvajumeid 1:250...1500 ning absoluutvajumeid 8...40 cm. Lahkvajum on kahe eraldi seisva vundamendi vajumite vahe, jagatud nende omavahelise kaugusega. Ühe vundamendi eri osade lahkvajum (sisekalle) on kaard, kaldeks nimetatakse aga vundamendi või kogu ehitise kahe äärmise vastaspunkti vajumite vahet, jagatud nende punktide omavahelise kaugusega.

Ehitise ühtlane vajumine pole tavaliselt talle ohtlik, kui sellega on varakult arvestatud (torustikud, eri hoonete liitekohad jne.), mistõttu SNiP-is lubatud absoluutvajumeid võib vastava põhjenduse korral ka ületada, mida Bestis küllalt sageli tehakse. Lahkvajumite osas on aga asi keerulisem, sest 1:300...500 juures algab mõnedes tarindeis juba praotke. Seepärast lubatakse suuremaid arvutatud lahkvajumeid projekteerimisel ainult nõrkade, suhteliselt paksude aluste korral, kui võib eeldada, et hoone jäikuse tõttu toimub aluses vajumise käigus pingete ümberjaotus ja faktilised lahkvajumid jäävad seetõttu arvutatust märksa väiksemateks.

Kuna toodud vajumisarvutuses lähtutakse elastsusteooriast, mille kasutamine pinnaste puhul on küllalt tinglik, ei tohi koormus alusele ületada teatud piirväärtust - aluse arvutustugevust (seda mõistet ei tohi aluse kandevõimega segamini ajada!) SNiP 2. 02. 01 - 83 järgi. Arvutustugevus sõl-

tub vundamendi laiupest ja sügavusest, pinnase nihketugevusest ja mahumassist ning ehitise jääkusest ja tema koostööst alusega (aluse pinnaseliigist). Kõik pinnaseomadused võetakse seejuures 85% tõenäosusega arvutusnäitajatena vastavalt ehitusgeoloogilise uurimise tulemustele. Arvutustugevuse kriteeriumid on valitud selliselt, et vundamendi serva all arenevad plastsusalad ei ulatuks sügavamale kui veerand vundamendi laiupest.

3.3. Nõlvapüsivusarvutus

Nõlv on pinnasemassiivi osa, mida piirab tasapinnaline või kõver kald- või püstpind. Eristatakse looduslike ja tehisenõlvu (süvendid, karjäärid, muldeküljed jne.).

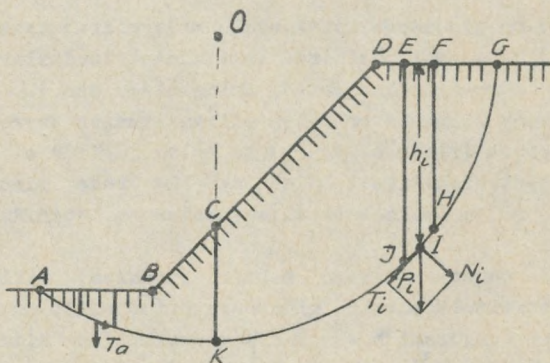
Pudedas pinnases on nõlva piirväärtuseks teoreetiliselt varikaldenurk (sisehõordenurk) ja nõlva püsivus ei sõltu tema kõrgusest. Tegelikult hoiab aga ka pude pinnas märksa järsemaid nõlvu osakestevahelise haakumuse, ebanidususe jne. tõttu.

Suure sauesisaldusega pehmes pinnases, mille tugevus oleneb põhiliselt ainult nidususest ($\psi \approx 0^\circ$), on püstnõlv püsiv kuni kõrguseni $h = 2c/\gamma$ meetrit; (c - nidusus kPa, γ - mahukaal kN/m^3).

Pinnase puhul, mille tugevus sõltub eelkõige sisehõõrdest, kasutatakse nõlva püsivuse arvutamiseks väga paljusid eri meetodeid, kõige sagedamini ligilähedasi graafilisi ja grafoanalüütilisi. Rangete teoreetiliste lahendite puuduseks on suured matemaatilised raskused nõlva täpsel modelleerimisel (pidevfunktsioonide saamisel). Nendes lahendites püütakse tavaliselt määrata maksimaalne normaalrõhk pinnasemassiivi rõhtpinnal, mille juures antud kujuga nõlv on piirtaskaaluolukorras (vahel leitakse aga, lähtudes etteantud normaalrõhust, piirseisundis asuva nõlva väliskuju).

Grafoanalüütilisel nõlvapüsivuse määramisel leitakse, lähtudes etteantud kujuga nõlvast ning geotehnilistest andmetest (pinnasekihid ja -omadused), püsivusteguri väärtused

mööda tõepäraseid (staatiliselt ja kinemaatiliselt võimalikke) lihkepinde. Minimaalse varuteguriga lihkepind arvukatest eri kujuga kontrollitud pindadest loetaksegi kõige ohtlikumaks. Meetod on küllalt töömahukas, kuid hästi raalitav, mistõttu teda praktikas kasutatakse võrdlemisi laialt (üldtuntud ringsilindrilise lihkepinna meetod on üks selle meetodi erijuhte, mille juures oletatavaks lihkepinnaks võetakse ringjoon).



Joon. 3.2. Grafoanalüütiline nõlva - arvutus

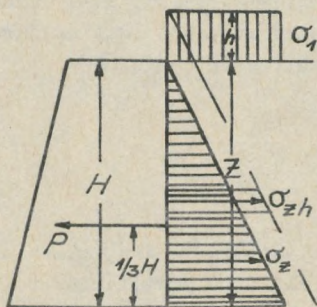
Grafoanalüütilise nõlvaarvutuse näide on toodud joonisel 3.2. Lähtudes nõlva konfiguratsioonist ABDG ja valitud lihkepinnast GKA, määratakse lihet esilekutsuvad jõud (lühkekeha CDGKC massist) ja takistavad jõud (vastukaaluks ABCKA massist ning hõõrdest ja nidususest lihkepinnal). Selleks jagatakse nõlv ühiklõikel (näit. 1 m paksusel lõikel) püstpindadega n elementaartulbaks, näit. EFHJ, mille omakaalust $\gamma_i h_i$ (h_i - tulba kõrgus, γ_i - tulbas oleva pinnase mahukaal) tulenev jõud $P_i = \gamma_i h_i$ loetakse rakendatuks lihkepinnal tulba põhjas punktis I tulba keskel ja jagatakse parallelogrammi reegli järgi kaheks komponendiks - lihkepinnaga

risti suunatud normaaljõuks N_i ning piki lihkepinda suunatud nihkejõuks T_i . Nõlva püsivustegur f leitakse võrrandist

$$f = \frac{\sum_1^n N_i \tan \psi_i + \sum_1^n c_i \cdot l_i + \sum_1^a T_a}{\sum_1^{n-a} T_i} \quad , \text{ kus}$$

- ψ_i - pinnase sisehõordenurk lihkepinnal elementaartulbas i ;
 c_i - nidusus, samas;
 l_i - lihkepind elementaartulba all;
 a - elementide arv vastukaalukehas;
 T_a - nihkejõud vastukaalukeha elementaartulbas;
 T_i - nihkejõud lükkekeha elementaartulbas.

Nõlvapüsivusülesannete eriprobleemi moodustab pinnase-surve määramine tugiseintele, keldriseintele, süvendiseinte kindlustustele jms konstruktsioonidele, mille ülesandeks on tugistada pinnast. Selle arvutuse lihtsaimaks juhuks on püdeda keskkonna surve püstpinnaga tugiseinale (joon. 3.3.)



Joon. 3.3. Surve tugiseinale

Sügavusel z avaldab pinnas survet

$$z = \gamma \cdot z \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\psi}{2} \right), \text{ kus}$$

γ - pinnase mahukaal,
 ψ - pinnase sisehõõrdemurk.

Pingeepüür on kolmnurkne, tugiseinale mõjuv üldjõud, mis on rakendatud kõrgusel $1/3 H$,

$$P = \frac{H^2}{2} \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\psi}{2} \right).$$

Kui tugiseina taga olev pinnas on koormatud (ehitistest, ladustatud materjalist vms), loetakse epüüri kõrguseks $H_1 = z + h$ (h leitakse, võttes tinglikult lisakoormuse $\sigma_1 = \gamma h$). Nidusus vähendab survet tugiseinale:

$$P_1 = P - 2c \cdot H \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\psi}{2} \right) + \frac{2c^2}{\gamma}$$

Pinnase piirseisunditeooria alusel on võimalik täpselt määrata ükskõik mis kujuga tugiseinale pinnase poolt avaldatavat survet, määrates pinnaseosakeste paigutussuunad piir-olukorras ning arvutades nende järgi summaarsurve tugiseinale. Varisemiskeha on üldjuhul piiratud kõverpinnaga. On olemas palju erinevaid arvutusmeetodeid, kuid ükski neist pole üldhaarav (arvutusskeem koostatakse igal erijuhul eraldi) ja sageli ka mitte matemaatiliselt range.

4. EHITUS

Ehitus on materiaaltootmise haru, mille ülesandeks on elutegevuseks vajalike ehitiste püstitamine või rajamine, remontimine ja ümberehitamine. Ehitised jagunevad hooneteks ning rajatisteks (teed, sillad, lennuväljad, insenerivõrgud, sadamad jne.).

Nõukogude Liidus on ehitustegevus riiklikult organiseeritav ja juhitav protsess. Ehituspoliitika suunajaks on Riiklik Ehituskomitee, projekteerimine toimub vastavais institutides või büroodes, selleks vajalikke ehitusuuringuid

(alusplaanide koostamine ja ehitusgeoloogiline uurimine) teevad kas spetsialiseeritud instituudid (Eestis Ehitusuuringute Instituut) ja trustid või projekteerimisasutuste vastavad osakonnad.

Ehitustöid tegevad organisatsioonid on koondatud valdavalt ehitusministeeriumi süsteemi (suuremates liiduvabariikides sageli mitu spetsialiseeritud ministeeriumi), võivad aga alluda ka muudele ministeeriumidele või organisatsioonidele (Eestis näiteks on suur vabariikliku koondise "Eesti Kolhoosiehitus" osatähtsus). Suuremad ettevõtted püstitavad sageli osa ehitisi ka majanduslikul teel, oma ehitusbrigadidega. Ehitusmaterjalide tootmine on valdavalt Ehitusmaterjalide Tööstuse Ministeeriumi ettevõtete ülesanne.

Ehitust finantseeritakse Ehituspannga kaudu, kes teeb ühtlasi riiklikku järelevalvet vahendite otstarbeka kasutamise üle. Projektide kvaliteeti kontrollivad ekspertiisiteenistused, tehniline järelevalve ehituse üle on Riikliku Ehitusinspektsiooni ülesandeks, vastutusrikkamaid ehitusi kontrollivad autorijärelevalve korras projekti autorid. Projekteerimise, ehitusuuringute ja ehitamise tähtsamad nõuded on toodud riiklikes ehitusnormides SNiP ja SN, samuti GOST-ides ning regionaalsetes ja ametkondlikes normdokumentides.

Ehituslik projekteerimine toimub vastavate staadiumide kaupa, mille sisu vastab küsimuse läbitöötamise põhjalikkusele. Tehnilis-majandusliku põhjenduse staadiumis lahendatakse objekti paigutuse ning põhiliste näitajate valiku põhjendamisega seotud probleemid. Eelprojekti staadiumis kavandatakse põhiline tehniline lahendus, mis tehnilise projekti staadiumis põhjalikult läbi töötatakse - valitakse ja arvutatakse konstruktsioon ning tema üksikelemendid, määratakse vajalike tarindite ja materjalide hulk, koostatakse ehituseelarve. Tööprojekti staadiumis lahendatakse kõik detailküsimused - koostatakse ehituslikud tööjoonised, mille järgi toimub töö ehitusplatsil. Lihtsamatel juhtudel on lubatud eri staadiumide ühendamise, suuremate komplekside projekteerimine ja ehitamine toimub etapiviisiliselt.

4.1. Ehitusmaterjalid

Tänapäeval toodetakse peaaegu kõiki ehituseks vajalikke materjale tööstuses, suurtes kogustes, vastava tehnilise kontrolli all. Sõltuvalt kasutusalaast nõutakse neilt peale tugevuse, soojapidavuse, töödeldavuse ja ilmastikukindluse sageli veel veepidavust, helikindlust, mittepõlevust, löögitugevust jne. Ehituslikult olulisemad omadused on mahumass ja mehaanilised omadused, peamiselt tõmbe- ja survetugevus. Meie peamiste ehitusmaterjalide mahumassid (g/cm^3) on: paas 2,6; betoon 2,3; raudbetoon 2,5; silikaattellis 1,9; puit 0,6; teras 7,9; klaas 2,5. Survetugevus ehk mark kõigub laiaades piirides: tellis 7,5...20 MPa, paas üle 30, betoon 10...60, portlandtsement 25...50 jne.

Looduskivi kasutatakse praegu suhteliselt harva, peamiselt dekoratiivselt või vundamentides. Traditsioonilistest ehitusmaterjalidest põhilisemaid on tellis, sideaineist anorgaanilised lubi, kips, tsement (meil järjest sagedamini ka põlevkivituhk, eelkõige tsemendiliasandina) või orgaanilised bituumen, liim, tehisvaigud. Mõrt sisaldab peale tsemendi või lubja veel liiva ja vett (mark 0,4...20).

Betoon koosneb sideainest (tsemendist), veest ning peen- ja jämekomponendist (liiv + killustik, kruus või muu jämpurrufraktsioon), mille sisaldusest sõltuvalt on laias tugevusskaalas. Teda on hea kujundada, töö on mehhaniseeritav, ühendatuna terasega raudbetoonis on võimalik valmistada suure surve- ja tõmbetugevusega kõige mitmekesisemaid tarindeid ja konstruktsioone. Terassarruste eelpingestamine lubab raudbetoonitarindite tugevust ja jäikust veelgi tõsta.

Vundamendiehituses kasutatakse kõige sagedamini raudbetooni või kivikbetooni, ajutistes ehitistes vahel ka tellist (millel puudub aga niiskuskindlus). Bestis on viimasel ajal hakatud vundamendiplokke tootma ka autoklaavsest põlevkivituhk-liivbetoonist margiga 25...30 ning külmakindlusega 20...40 tsüklit. Vaivundamentides kasutatakse betooni alates margist 30 tavalistes ja 40 eelpingestatud vaiades.

4.2. Hoone te konstruksioonid

Hooned on maapealsed ehitised, mis on püstitatud elamiseks, töötamiseks ning muudeks eluvajadusteks tarvilike ruumide saamiseks. Nad koosnevad konstruksioonelementidest, viimased omakorda ehitustooteist (tellised, paneelid, talad, plokid jms). Otstarbelt eristatakse tsiviil-, tööstus- ja põllumajandushooneid. Masshooneid püstitatakse tüüp-, uni-kaalhooneid aimprojektide järgi.

Korruselisuse järgi eristatakse ühe- ja mitmekorruselisi (2...3 korrust - vähekorruselised, üle 9 korruse - kõrghooned) hooneid. Soklikorruse põrand on maapinnast kuni poole ruumi kõrguse võrra, keldrikorrusel üle selle madalam.

Koormusi võtavad hoones vastu kandekonstruksioonid (vertikaalsed: seinad, postid, sambad, vundamendid; horisontaalsed: paneelid, talad, fermid, laudised). Rume moodustavad piirdekonstruksioonid, mis võivad ühtlasi olla ka kandekonstruksioonideks. Koormusskeemi järgi eristatakse kandvate pikiseintega, kandvate põikseintega, kandvate piki- ja põikseintega hooneid, karkasshooneid (täielik karkass - hoonet kannab postidest ja taladest karkass; mittetäielik karkass - karkassi ja kandvate seinte, tavaliselt välisseinte, kombinatsioon) ning ruumilistest suurelementidest hooneid. Eristatakse kandvaid (omakaal + katuse, vahelagede jms kaal), ennastkandvaid (ainult omakaal), mittekanvaid (koormus ainult ühe korruse ulatuses) ja rippuvaid (seinapaneelid on kinnitatud muude tarindite külge) seinu. Pikemad hooned, samuti erinevate koormustega ning ebaühtlasel alusel rajatavad hooned jagatakse osadeks temperatuuri- ja vajumisvuukidega.

Hooned projekteeritakse tugevusõpetuse, ehitusmehaanika ja pinnasemehaanika seaduspärasuste ning kehtivate normide alusel. Projekteerimise lähteandmeiks on projekteerimise lähteülesanne (tehnilised nõuded, ruumiprogramm ja muud vajalikud näitajad), arhitektuur-planeerimisülesanne (põhinõuded ehitiste paigutuse ja välisilme osas) ning tehnilised tingimused insenervarustuse kohta (vesi, kanalisatsioon, soojus, elekter, gaas, side jne).

Ehituses laieneb industriaalsus: platsil toimub tehases valmistatud tarindite montaaž, mis kiirendab ehitust ja nõuab vähem tööjõukulu ehitusplatsil. Tervikuna on aga monteeritav ehitis sageli kallim, samuti deformeeruvam kui monoliitne.

4.3. H o o n e o s a d j a t a r i n d i d

Põhilised hooneosad on vundament, seinad, vahelaed ja katus. Seinad ehitatakse tellistest, plokkidest või paneelidest, avad kaetakse sillustega. Karkassi koostisosadeks on postid (raudbetoonpostid või tellissambad) ja talad kas monteeritavas või monoliitses süsteemis. Vahelagedeks on taladele toetuvad paneelid, seintele toetuvad suurpaneelid või monoliittarindid, vaheseinad tehakse eripaneelidest, plastidest või tellistest. Katused koosnevad kandetarindeile toetuvast roovidest ja katusekattest (plekk, rullmaterjalid, plaadid, kivid), sageli kasutatakse ka katuslagesid (paneelidest kattetarind koos tasandus-, isolatsioon- ja kaitsekihtidega).

Peamiste Eestis kasutatavate tarindite andmed on toodud monteeritavate raudbetoontoodete kataloogis KM - 3CT-86.

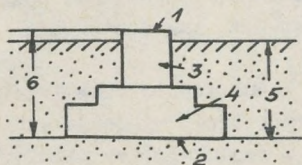
4.4. V u n d e e r i m i n e

Vundeerimine (vundamendiehitus) moodustab rõhuosa mulltsükli töödest, mis algavad ehitusplatsi ettevalmistamisega ja lõpevad keldrilae valmimise ning süvendi vundamenditaguse ja põrandaaluse osa taastäitmisega. Vundeerimisel märgitakse maha teljed, kaevatakse ja kindlustatakse süvend, ehitatakse vundament ja kelder, vajaduse korral lisandub veel aluse tugevdamine, veetõrje ja naaberehitiste kindlustamine. Ehituse üldmaksumusest langeb vundeerimisele 7...15 %, eriolukordades rohkemgi, tehniliselt on aga vundamendiehitus sageli keerukamaid operatsioone kogu ehituse käigus, sest temast

oleneb suures osas ehitise töökindlus, hilisem vundeerimisvigade kõrvaldamine on aga väga kulukas, vahel isegi võimatu.

4.4.1. Vundamenditüübid

Vundament on ehitise osa, mille ülesandeks on tema koormuse edasiandmine alusele, võib aga olla ka piirdetarindiks. Konstruktsioonilt eristatakse massiivseid (sambad, kessoonid, kärgkastid, vajukaevud) ning lint-, sammast-, plaat-, süvasein- ja vaivundamente. Levinuimad on madalvundamendid (tald kuni 5 m maapinnast) lint-, sammast- või lausvundamentidena (plaadina kogu ehitise kontuuris).



Joon 4.1. Vundament
(1-pealispind, 2-tald,
3-sokkel, 4-taldmik,
5-vundeerimissügavus,
6-vundamendi kõrgus)

Üksikvundamendi juures eristatakse pealispinda, talda, soklit ja taldmikki (joon. 4.1). Kuna tavaliselt tuleb pinnase ebapiisava kandevõime tõttu jagada ehituslikke koormusi suuremale pinnale, on enamik vundamente alt laienevad. Laienemismurk sõltub kasutatava materjali pingeaotusnurgast (kivimüüritisel 26...34° sõltuvalt sideainest, kivikbetoonil 37°, betoonil 45°). Laienevad vundamendid tehakse harilikult astmelistena (astmekõrgus 30...50 cm), betoonvundamente valatakse ka kalkkülgedega. Kui tegelik laienemismurk ei üle-

ta pingeaotusmurka, on vundament jääk (kogu põiklõige töötab ainult survele), suurema laienemismurgaga vundamendid töötavad veel paindele ja lõikele.

Levinum vundamenditüüp on lintvundament tehases valmistatud plokkidest laus- või katkendribana, harvem kohapeal valatuna. Suurem tugevus saadakse vundamendi taldmikule valatava monoliitse vöö abil. Sammasvundament rajatakse üksikvundamentidena ehitise tugede (konstruktsiooni kandepostide) alla, väiksemad monteeritavate, suuremad monoliitsetena. Kandepost monolitiseeritakse betooniga sammasvundamendi ülaosas olevasse kannu. Ennastkandvate seinte koormused antakse sammasvundamentidele edasi neile toetuvate vundamenditalade abil.

Plaatvundament valatakse kohapeal, sarrustatava plaadina. Tema eritüübiks on karpvundament, milles alumised 1...2 korrust (tavaliselt keldris) moodustavad põhjaplaadist ning tugevdatud vaheseintest ja lagedest väga jäiga ruumilise süsteemi.

Nõrgemate aluste puhul kasutatakse laialt vaivundamente, peamiselt ramm-, harvem vibro-, vint- ja kohtvau. Levinumad on tehastes valmistatud ruudukujulise ristlõikega raudbetoonrammvaiaid, suuremate sügavuste korral (Eestis kuni 35 m) liitvaidena.

Geotehnilisest aspektist eristatakse tugi- ja hõõrdvau. Esimesed ulatuvad otsaga väga suure kandevõimega pinnasesse, praktiliselt ei vaju ja nendele lubatav koormus sõltub ainult vaia enda tugevusest, teiste kandevõime sõltub vaia külghõõrdest ja pinnase vajumisest vaiotsa all. Tavaliselt moodustavad vaiad aluses rühmi ehitise üksiktugede, ridu kandeseinte all, vahel aga ka lausvaiastuid kogu kontuuris. Vaiapead ühendatakse harilikult monoliitse, harvem monteeritava roostvärgiga, millele tuginevad ehitise maapealse osa tarindid, vahel toetuvad aga kandetarindid vahetult vaiadele.

4.4.2. Vundamendiehitus

Vundamendisüvendi kaevamine on valdavalt mehhaniseeri-

tud (Nõukogude Liidus tervikuna 98 %): kasutatakse buldoosereid, otse- ja pöördkoppkauritsaid, lohikoppi, haardkoppi, pinnasepumpi. Käsitsikaevamise vahendid on labidas, kang, suruõhuvasarad.

Peale tavalise tugistuse kindlustatakse süvendeid sulundseinte, ankrute, süvaseintega. Sulundseinad tõkestavad ka vee juurdevoolu. Kasutatakse valdavalt teras-, harvem puit- või raudbetoonsulundeid (esimese eeliseks on hõlbus süvitamine, tihedad liited ning korduvkasutuse võimalus). Künakujulise ristlõikega elementidest terrassulund kannab Larseni seina nime - ta on suure paindetugevusega.

Veetõrje toimub lihtsamatel juhtudel lahtise väljapumpamisega, keerulisematel kasutatakse alandust nõelfiltritega (vaakumeerimist), ehituseelset ja -aegset pumpamist puurkaevudest, elekterkuivendust või pinnase külmutamist. Aluse loodusliku struktuuri säilitamiseks eemaldatakse viimane pinnasekiht talla alt tavaliselt käsitsi, kontaktkihiks on tämpimisega tihendatav 10...20 cm paksune tasanduskiht (vajaduse korral kruusa või killustiku lisamisega, vahel ka lahjabetoonkiht), süvendipõhja kaitstakse vee, külmumise ja kuivamise eest.

Vundamendiplokid paigaldatakse kraanadega, vaiad rammitakse meil kõige rohkem mehaaniliste vaiavasarate ehk rammimiseade on tavaliselt kauritsa küljes, harvem kasutatakse iseseisvail rööbasteedel vaiaramme. Vundeerimise lõppfaasis tehakse hüdroisolatsioon, süvendi taastäide ja sillutisriba (kuni 2 m laiune betoon- või asfaltriba kaldega 0,02...0,05 pinnavee eemalejuhtimiseks enitistest), mis peab tõkestama infiltreeruva vee otsetee keldrisse.

4.4.3. Tehisalused

Ebapiisava kandevõimega alust võib madalvundamentide kasutamiseks parendada. Tavalisim on aluse tihendamine, nõrga pinnase asendamine padjaga (liiv, jäme purdpinna, tehis-

materjalid) või aluse tugevdamine injekteeeritavate ainetega (silikaatlahused, tsement, bituumen jms), mille kasutavust uurib pinnasemeliioratsioon.

Õhemaid kohevaid kihte tihendatakse raskete rullide (mõjusügavus 50...60 cm), tambitsate või vibroplaatidega (kuni 100 cm mõjuga). Sügavvibraatoritega puuraukudest tihendatakse pinnast 5...7 m sügavuseni, kasutatakse ka väikesi lõhke-laenguid, elektrisädelahendusi, savipinnaste puhul eelkoormamist (tavaliselt kombineeritult liivdreenide, vahel veel elektro-osmoosiga). Hoolikat tihendamist nõuavad ka tehispadjad, mis tuleb paigaldada igale materjalile omase optimaal-niiskuse juures maksimaalse tiheduse saamiseks.

Pinnasemeliioratsiooni eesmärgid võivad olla lühiaegsed (ehitusperioodiks) või kestvad, kui aluse tugevust on vaja suurendada ja kokkusurutavust vähendada kogu eksploatatsiooniajaks. Silikaatimisel (kasutatav $k > 5 \mu\text{m/sek}$ korral) tekib pinnases vees lahustumatu ränihapegeel, mis annab tugevad struktuurisidemed, tsementimisel (kui $k > 1 \text{ mm/sek}$) annab kivistuv vesitsementlahus pinnasele tugevuse ja suleb filtratsiooniteed, elektro-osmoosil ($k < 1 \mu\text{m/sek}$) vabaneb seotud vesi alalisvoolu toimel ning pinnas on kergemini kokkusurutav, tema tugevus suureneb (veelgi saab tõsta üheaegselt injekteeeritavate kemikaalidega, mille juures "ohtlikumad" ioonid tõrjutakse neeldunud kompleksist välja).

Kuivades pinnastes võib alust töödelda termiliselt (lõs-sides põletatakse puuraukudes masuuti, mille mõjul ümbritsev pinnas muutub paakudes praktiliselt kaljupinnaseks). Pinnase kui ehitusmaterjali tugevdamise erivõtteks on tema sarrustamine (näit. mulletes, paisudes, tammides) teraslintide, kangamaterjalide (geotekstiili) jms abil, mis viimasel ajal on järjest rohkem levimas.

5. EESTI GEOTEHNIKA

5.1. T ü ü p p i n n a s t e o m a d u s e d

Viimase veerandsaja aasta ehitusgeoloogilised rakendus-

uurimised ja mõningad temaatilised uurimused ning eksperimentaaltööd on andnud palju faktilist materjali enamiku Eesti pinnaste geotehniliste omaduste kohta. Peatähelepanu on seni pööratud nõrgematele, halvema kandevõimega pinnastele, kuid neidki on uuritud küllalt ebaühtlaselt. Paremate pinnaste geotehnilise omapära kohta on valdavalt aimult kaudseid andmeid (ehitiste käitumise aspektist), väga vähe on seni ilmunud kõnealuses valdkonnas üldistavaid töid.

Allpool on toodud meil iseloomulikumate pinnaseliikide (nn tüüppinnaste) põhilised geotehnilised omadused, mis mõjutavad nende pinnaste käitumist aluses. Ehitusliku hinnangu andmisel on kandevõime all mõeldud minimaalkoormust, mida aluses ja ehitises ohtlike deformatsioonide tekkimiseta talub vähemalt 50 cm laiune ja 50 cm sügavusele rajatud lintvundament. Pinnaseomaduste tähised ja mõõtühikud vastavad lisas 9.1 tööduile, kui ei ole eraldi teisiti märgitud. Üldjuhul on antud normnäitaja (vastavalt SNiP 2. 02. 01 - 83 nõuetele), + järele on toodud keskmine ruuthälve neil puhkudel, kui faktilist materjali on esinduslikku töötlust võimaldaval hulgal.

5.1.1. Kaljupinnased

Kuna enamike ehitiste seisukohast on Eesti aluspõhja kaljupinnased niivõrd hea kandevõimega, et neid geotehniliselt peaaegu ei uuritagi, on nende kohta pinnaseomadusandmeid praegu võrdlemisi napilt. Enamus tulemusi on saadud mittehitisgeoloogiliste uurimustega, sageli aga ka puhtpraktilistest ehituskogemustest, visuaalse hinnangu alusel. Põhilised geotehnilised uurimused on piirdunud aluspõhjasavidega.

Kambriumi savide enamus kuulub liivsavide hulka, keskmised näitajad on: $q_s = 2,76$; $q = 2,26$; $q_d = 1,98$; $e = 0,39$; $w = 13,8$; $I_p = 16$; $w_L = 42$; $tf = 45$; $sf = 30$; $p = 2,4$; $E_o = 35$; $\varphi = 22$; $c = 200$. Kuna andmed on saadud puursüdame teimimisel, võib arvata, et looduslik paiktugevus on pinnasel märksa suurem (Leningradis oli metrookäikudest võetud

proovikehade survetugevus 2 korda suurem puursüdamike omast). Veejuhtivus praktiliselt puudub.

Devoni savid on märksa kirjuilmelisemad nii ladestustingimustelt kui omadustelt ja tunduvalt liivakamad (veerand saviliivad, 2...3 % savid, ülejäänud liivsavid). Põhilised näitajad: $Q_B = 2,74$; $Q = 2,23$; $Q_d = 1,96$; $e = 0,39$; $w = 12,6$; $I_P = 9,7$; $w_L = 31,6$; $tf = 50$; $sf = 15$; $E_0 = 25$; $p = 2,0 \pm 1,6$; $\mu = 0,14$; $\psi = 29$; $c = 150$.

Karbonsaatsed kivimid on sageli ehitusaluseks Põhja- ja Lääne-Eestis, kandevõime on neil väga hea (raskusi võib esineda ainult murenemiskoorikus), kuid raskeks probleemiks võib osutuda veetõrje (kuni 5 mm/sek, valdavalt 0,1...0,5). Veeküllastunud olekus $p = 5...100$ (lasnamäe lademes $p = 63,5 \pm 20,0$), $\rho = 2,5...2,8$.

Liivakivid tulevad ehitusalusena harvem ette ja on palju ebaühtlasemad. Paremate omadustega on kambriumi liivakivi (kandevõime vähemalt 1 MPa), ordoviitsiumi ja devoni oma võib aga sageli, eriti murenenud osas, olla omadustelt lähedal tavalisele liivale (kandevõime siiski vähemalt 200...300 kPa). Isegi murenemata liivakivi on väga varieeruvate omadustega (Tallinnas pakerordi ja tiskre liivakivil $p = 7,3 \pm 3,9$ MPa), veejuhtivus on aga väike ($k < 20 \mu\text{m/sek}$).

Põlevkivi ja diktüoneemakilda ehituslikud omadused on samuti väga kõikumad - murenemata kivimid on tüüpilised kaljupinnased (Lasnamäel diktüoneemakildal $p = 21,1 \pm 5,2$ MPa), murenenud võivad aga omadustelt läheneda nõrkadele pinnastele, mistõttu neid keskmiste näitajatega pole võimalik iseloomustada.

5.1.2. Jäme purdpinnased

Levik on Eestis väga ebaühtlane ning kivirikas Põhja-Eesti lokaalmoreen välja arvatud, geotehniline tähtsus väike. Analoogia põhjal ja praktiliste ehituskogemuste järgi võib arvata, et enamiku jäme purdpinnaste kandevõime on vähemalt 300 kPa ning $E_0 > 30$ MPa, erandi võivad moodustada mõned koheva-

vamad ja ebaühtlasemad fluvioglatsiaalsed setted, mille omadused nõuavad eriuurimist (reeglina välikatsetega), eriti kokkusurutavuse ja veejuhtivuse aspektist.

Kõige keerulisemate omadustega on kivirikas Põhja-Eesti paealade lokaalmoreen, mis nõuab igal üksikjuhul eriuurimist, kuna omadused kõiguvad laiades piirides (sagedasim diapasoone on: $Q = 2,1 \dots 2,4$; $E_0 = 20 \dots 80$; $\psi = 30 \dots 40$; $c = 10 \dots 50$).

5.1.3. Liivpinnased

Oma leviulatuselt on liiv Eestis moreeni järel teisel kohal, moodustades umbes kolmandiku meie ehitusalustest ning omades tavaliselt väga head või head kandevõimet. Põhiliseks raskendavaks teguriks on meie liivaaladel sageli kõrge pinnaseveetase, sest suurima levikuga peen- ja tolmliid on väga tundlikud hüdrodünaamiliste mõjutuste suhtes. Enamik liivu on valdavalt monomineraalsed (kvarts), hea sordituse (domineerivad 1...2 fraktsiooni), ümardatuse ning tihedusega (I_D valdavalt 0,5...0,8), mis annab ka piisava mehaanilise tugevuse (kandevõime kuni 1 MPa, $E_0 = 10 \dots 100$ MPa, ehitiste vajumid 1...4 cm).

Ajalooliselt on suurt osa peenematest veeküllastunud liivadest Eestis nimetatud vesiliivaks. Tegemist on siiski vaid ebavesiliivaga, mis on tundlik hüdrodünaamilise surve suhtes (veealandusel vesiliivaomadused kaovad). Peenkolloidset orgaanilist ainet sisaldavat, poorivett tugevalt kinnihoidvat (harilike veealandusmeetoditega pinnas endast vett välja ei anna) ehtvesiliiva meil seni leitud pole.

Glatsiaalsetes setetes on ülekaalus kesk-, jäme- ja kruusliivad, mis kõik on head ehitusalused ($E_0 = 20 \dots 50$, $\psi = 35 \dots 40$, $c = 0 \dots 10$). Suure levikuga on sandurite ja fluvioglatsiaalsete deltade liivad, lõimiselt tolmliidest jäme-liivadeni, kohati sisaldavad kruusa ja veeriste vahekihte. Tüüpiliseks esindajaks on Tallinn-Männiku keskliivad keskmiste omadustega: $Q_s = 2,68$; $Q = 1,65 \dots 2,04$ (sõltuvalt niiskusest). $Q_d = 1,65$; $e = 0,62$; $I_D = 0,60$; $I_T = 0,55$; $E_0 = 20$;

$\psi = 35$; $c = 10$.

Jääjärveliivade levik on teistega võrreldes väike, neis valdavad hea kandevõimega tihedad monomineraalsed peenliivad.

Laialt on levinud holotseeni mereliivad, mis määravad suures osas geotehnilist olukorda Tallinnas ja Pärnus loodusliku liivpadjana nõrgal savipinnasel. Neist tolmliiiva keskmised omadused on: $Q_s = 2,66$; $Q_d = 1,40 \dots 1,60$; $e = 0,76$; $I_D = 0,81$; $E_o = 20$; $\psi = 35$; $c = 10$; peenliiva iseloomustab $Q_s = 2,67$; $Q_d = 1,45 \dots 1,65$; $e = 0,72$; $I_D = 0,66$; $E_o = 25$; $\psi = 36$; $c = 15$. Neis liivades kohati leiduv orgaaniline aine avaldub eelkõige kokkusurutavuse mitmekordses kasvus.

Luiteliivu on vähe uuritud, lõimiselt on tegemist tolmkuni keskliivadega, mis väikestes luidetes on tavaliselt kohevad, halbade geotehniliste omadustega, suurtes kesktihedad, hea kandevõime ja väikese kokkusurutavusega.

5.1.4. Savipinnased

Lai leviku tõttu Eestis on nendega seotud enamik meie vundeerimisprobleeme. Enamik moreene ja Kõrg-Eesti viirsaviidid on valdavalt rahuldavate või heade ehituslike omadustega, Madal-Eesti viirsavid (ka mõned Kõrg-Eesti madalküngastevahelistes nõgudes), holotseeni savisetted ning kohati ka moreenid on aga tüüpilised nõrgad savipinnased.

5.1.4.1. Moreen

On ehitusaluseks umbes pooles Eestis. Tavaliselt esineb liustikust sise- ja põhjamoreeni väljasulamisest ning kohesest settimisest moodustatud sortimata ja kihilisuseta põhimoreeni. Põhja-Eestis on laia levikuga tema eriliik lokaalmoreen, mis lasub vahetult aluspõhjal ja koosneb põhiliselt samas lahtiküntud kivimite ümardumata tükkidest vähese peenpurrusisaldusega, kuuludes sageli nn paeräha nime all jäme-purdpinnaste hulka. Kivirikas põhimoreen erineb lokaalmoreeni

nist kivide suurema ümardatusega.

Suurest varieeruvusest hoolimata eristatakse 3 põhiliiki:

1. Klindiesine rohekas-sinakashall palju saue, hästi-ümardatud tardkivimite ning liivakivi tükke sisaldav moreen.

2. Põhja-Eesti ordoviitsiumi-siluri avamusala karboonaatsete kivimite rikas hall või pruunikashall moreen.

3. Lõuna-Eesti devoni avamusala liivakas punakaspruun moreen.

Võrdlemisi väikesel alal, isegi ühel ehitusplatsil võivad moreeni omadused tugevalt erineda, samal ajal on aga keskväärtused küllalt lähedased:

Näitaja	Klindiesine	Põhja-Eesti	Lõuna-Eesti
Q_s	2,70 ± 0,02	2,69 ± 0,02	2,69 ± 0,03
Q	2,15 ± 0,05	2,28 ± 0,07	2,15 ± 0,08
e	0,45 ± 0,06	0,35 ± 0,07	0,45 ± 0,08
w	15,1 ± 3,6	12,1 ± 4,7	13,8 ± 4,0
I_p	7,2 ± 2,6	4,3 ± 2,9	4,0 ± 2,8
w_L	21,3 ± 3,2	16,4 ± 4,1	16,8 ± 3,8
w_P	14,1 ± 2,4	12,1 ± 3,2	12,8 ± 3,2
E_o	20	11,0 ± 1,8	14,0 ± 2,6
ψ	24,0 ± 5,0	34,0 ± 5,0	33,0 ± 5,0
c	16,0 ± 8,0	11,0 ± 10,0	13,0 ± 9,0

Saviliiv- ja kerge liivsavimoreeni (kivisisaldus alla 50 %) kandevõime sõltub tihedusest (poorsustegurist): koheval moreenil ($e > 0,55$) 100, kesktihedal (0,41...0,55) 200, tihedal (0,31...0,40) 250 ja ülitihedal ($\leq 0,30$) 300 kPa. Sama moreeni nihketugevus (ψ ja c väärtused) 85% garanteeritusega on:

Plastsus- piir	Poorsustegur			
	$\leq 0,30$	0,31...0,40	0,41...0,50	0,51...0,60 0,61...0,70
$\leq 9,5$	31 ja 5	30 ja 3		
9,5...12,4	30 ja 10	29 ja 5	27 ja 3	26 ja 2
12,5...15,4		27 ja 6	26 ja 4	25 ja 3 24 ja 2
15,5...18,4		25 ja 7	24 ja 5	23 ja 4 22 ja 3

Deformatsioonimoodul (MPa) sõltuvalt poorsustegurist, konsistentsist ja vertikaalrõhust (toodud väärtused vastavad 100, 200 ja 350 kP survele) vundamendi all on järgmine:

Poorsustegur	Voolavusarv		
	≤ 0	0,01...0,50	0,51...0,75
0,3	80-61-43	70-54-38	58-45-31
0,4	53-41-29	45-35-24	35-27-19
0,5	29-22-15	23-18-13	18-14-10
0,6	16-12-9	13-10-7	10-8-6
0,7	8-6-4	7-5-4	5-4-3

Toodud tabelväärtused iseloomustavad põhiliselt kivi-vaesema, teimitava moreeni omadusi, mistõttu tervikuna võib pinnas looduslikus ladestuses olla märksa parem alus, mida näitavad ka praktilised ehituskogemused (põhilised deformatsioonid tulenevad vundamentitalla aluse kontaktkihi struktuuri rikkumisest). Negatiivsetest omadustest olulisem on leonduvus, mis eriti Lõuna-Eesti savimoreenis võib viia kandevõime täieliku kadumiseni, kui süvendid kauaks lahti jäävad.

5.1.4.2. Tugevad viirsavid

Esinevad plaanis ja paksuses suhteliselt väikeste, kuid arvukate levilatena Kesk- ja Kagu-Eestis, kujutades endist kas valdai jäätumise lõpu jääservalähedasi setteid või kõrgustike positiivsetel pinnavormidel moodustunud jääsiseste järvede setteid, mille omadused on esimestele väga lähedased. Jääservalähedaste setete keskmised omadused on: $Q_s = 2,72$; $Q = 2,00$; $Q_d = 1,59$; $e = 0,71$; $w = 28,0$; $I_p = 13,1$; $w_L = 34,3$; $sf = 28,0$; $E_o = 6$; $\psi = 26$; $c = 20$.

Kuigi viirsavi on iseloomult väga heterogeenne, on näitajate hajuvus küllalt väike (variatsioonitegurid: $Q - 3$, $e - 10$, $w - 15$, $I_p - 29$, $E_o - 25$, $\psi - 12$ ja $c - 58$ %), mistõttu teda loetakse tinglikult geotehniliselt homogeenseks alu-

seks, mis tunduvalt lihtsustab insenerarvutusi. Tervikuna on selline viirsavi rahuldava kandevõimega aluseks, mis kannab madalvundamentidel kuni 4...5-korruselisi hooneid (vajumid 30...50 mm).

5.1.4.3. Nõrgad savipinnased

Nende hulka kuuluvad suure kokkusurutavuse ja väikese mehaanilise tugevusega ($E_0 \leq 5 \text{ MPa}$, $\tau \leq 30 \text{ kPa}$ lisakoormusel $\sigma \leq 50 \text{ kPa}$) pinnased, mis Eestis reeglina on veeküllastunud ja voolavplastse või voolava konsistentsiga. Nende nõrkus tuleneb geomorfoloogilisest asendist nõgudes ja tasandikel, kus gravitatsioonkonsolidatsioon (tihenemine omakaalust) hilineb poorivee väikese liikuvuse tõttu ($k = 0,1...1 \text{ nm/sek}$) suure paksusega ning pidevalt allpool põhjaveetasel asuvates kihtides. Geneetilisel on nad esindatud peamiselt viirsavi ja holotseeni meresavipinnasega.

Paksudele Madal-Eesti viirsavilasunditele on geneesi omapärast tingitult iseloomulik omaduste seaduspärane muutus vertikaalsuunas, mistõttu nende pinnast ei saa iseloomustada keskmiste näitajatega kogu massiivi jaoks. Looduslik veesisaldus on heas seoses pinnase muude omadustega (Pärnu viirsavi andmete järgi):

w	e	Q_B	Q	Q_d	I_P	w_L	a	ψ	c
30	0,81	2,70	1,94	1,49	10	30	1,36	26	22
50	1,36	2,72	1,73	1,15	16	42	1,85	18	18
70	1,92	2,74	1,60	0,94	23	55	2,36	9	10
90	2,48	2,76	1,51	0,79	29	69	2,86	4	5

10...12 m paksuse Pärnu viirsavi ülaosas $w = 70...75$ (vahekihtides kuni 90), lamami suunas langeb enam-vähem lineaarselt 30...40 %-ni, mistõttu omadustes on suured erinevused. See on iseloomulik ka muudele Madal-Eesti viirsavidele, mille paksus kohati ulatub üle 20 m, nende omadused ei erine

aga märgatavalt Pärnu omadest. Ka Kõrg-Eesti nõgude viirsavid on umbes samade omadustega - keskvaärtused on: $Q_s = 2,70$; $Q = 1,77$; $Q_d = 1,23$; $e = 1,21$; $w = 43,8$; $I_P = 11,7$; $w_L = 33,6$; $a = 1,72$; $\psi = 19$; $c = 6$.

Ka holotseeni merelised savipinnased kujunesid praktiliselt samades settetingimustes kui viirsavidki, mistõttu sama lähtematerjal andis ka praktiliselt sama geotehnilise omapäraga pinnased. Nende põhiliseks erinevuseks on märgatavalt suurem kirevus rannajoone lähedusest ning transgressioonide ja regressioonide korduvast vaheldumisest. Holotseeni liivsavide ja savide põhilised omadused on sõltuvalt niiskusest enam-vähem samad kui Pärnu viirsavi omad - Tallinna maapinnalähedasemate setete keskmised näitajad on savidel: $w = 67\%$; $Q_s = 2,74$; $Q = 1,62$; $Q_d = 0,97$; $e = 1,83$; $I_P = 21,5$; $w_L = 49,4$; $sf = 52$; $a = 2,05$; $\psi = 18$; $c = 14$; liivsavidel: $w = 46\%$; $Q_s = 2,72$; $Q = 1,77$; $Q_d = 1,21$; $e = 1,25$; $w = 46$; $I_P = 11,5$; $w_L = 33,6$; $sf = 18$; $a = 1,35$; $\psi = 19$; $c = 17$.

Kõige raskemini uuritavaks on holotseeni savipinnastest saviliiv (suurima levilaga Tallinnas) tema suure tundlikkuse tõttu mehaaniliste mõjutuste suhtes, mis teeb proovitamise ja teimimise ülikeeruliseks. Esineb kaks alaliiki, millest nõrgema keskmised näitajad on $Q_s = 2,72$; $Q = 2,01$; $e = 0,75$; $w = 29$; $I_P = 6$; $w_L = 26$; $sf = 9$; $E_o = 2,5$; $\psi = 30$; $c = 10$; tugevamal aga $Q_s = 2,70$; $Q = 2,04$; $e = 0,63$; $w = 23$; $I_P = 4$; $w_L = 22$; $sf = 4$; $E_o = 10$; $\psi = 35$; $c = 13$. Viimane alaliik on tinglikult nõrkade hulka kuuluv vaid siis, kui ta esineb vahetult vundamentitalla all, seda tundlikkuse tõttu hüdrodünaamiliste mõjutuste suhtes, sügavamal on ta sageli vaivundamente kandev kiht üksikvaia (30 x 30 cm) kandevõimega vähemalt 400...500 kN.

5.1.5. Eripinnased

Esinemine on juhuslikku laadi ja geotehniline uuritus suhteliselt väike, omadused kõiguvad reeglina laias diapaasoonis. Levinumad on turbad, orgaanilise aine sisaldus on 10

...95 %, lagunemisaste valdavalt 10...70 %, $Q_s = 1,40...1,65$ kõrgsoo- ja 1,55...2,20 madalsooturval, $Q = 0,95...1,40$; $Q_d = 0,06...0,90$; $w = 80...1800$ (valdavalt 200...500), $E_o = 0,1...1,0$; $\tau = 5...25$ ($c = 3...10$), $k = 2,5...35$ $\mu\text{m}/\text{sek}$. Hästi lagunenud ja katterõhust tihenend turvas võib olla suhteliselt homogeenne, tavaliselt vundeeritakse turbaaladel enamasti siiski vaiadele (või õhemate kihtide puhul võetakse turvas lihtsalt välja, asendades ta liivpadjaga), mistõttu teda ongi suhteliselt vähe uuritud.

Kõrg-Eestis esineb küllalt sageli järvelupja, piiratumalt ka allikalupja. Geotehnilised andmed nende kohta pärinevad peamiselt Tartust, kus nad vanalinnas Emajõe lammil on aga märgatavalt tihenemud. Põhiliste omaduste diapason on:

	allikalubi	järvelubi
Q_s	2,10...2,80	1,85...3,15
Q	1,35...1,85	1,05...1,50
Q_d	0,70...0,90	0,25...0,95
w	40...150	50...250
e	1,5...2,5	1,5...5,5
E_o	0,6...8,5	0,2...2,5
ψ	25...40	15...40
c	10...30	10...40
k	5...10	1...10 ($\mu\text{m}/\text{sek}$)

Narvas on kohatud diatomiiti - ränivetikate kodadest koosnevat holotseeni setet, mis väliselt sarnaneb kõige rohkem kollakashalli voolavplastse saviliivaga. Tema omadused kõiguvad laiaades piirides: $Q_s = 2,35...2,60$; $Q = 1,25...1,95$; $Q_d = 0,5...1,5$; $e = 0,75...3,7$; $w = 30...150$; $a = 0,5...3,3$.

5.1.6. Tehispinnased

Inimtegevuse käigus nende hulk Eestis järjest suureneb,

põhilised probleemid on seotud kas sellistel pinnastel ehitamise või nende kasutamiseга täitepinnasena. Ajalooliselt vanim on kultuurikiht - segu mitmesugustest ehitusmaterjalidest, pinnasest ja olmeprügist paksusega kuni 8 m. Vana kultuurikiht on tänapäevaks küllaltki tihe ja kergemate ning jäigemate ehitiste all kasutatav isegi madalvundamentide aluse-na ($E_0 = 1...10$, $\psi = 25...40$, $c = 1...2$). Peamiseks ohtlikuks omaduseks on ebaühtlane orgaanilise aine sisaldus, mis võib kaasa tuua hilisema lisavajumise tema lagunemise tõttu, eriti pinnaseveetaseme langemisel. Noorte prügimägede pinnas reeglina pole kandva kihina kõlbulik.

Vähemalt rahuldavate, sageli isegi heade omadustega on ehituse või mäetööde käigus ringipaigaldatud liiv- ja jäme-purdpinnased (kandevõime kuni 300...400 kPa, vajumid paar cm). Liiv- ja kruuspatjadega võib samuti saavutada head kandevõimet, kui nad paigaldada hoolika kihikaupa tihendamiseга ($E_0 = 5...25$, $\psi = 35...40$, $c \approx 1$).

Täitematerjali suurenev defitsiit on tekitanud vajaduse mitmesuguste tootmisjääkide kasutuselevõtmiseks. Neist perspektiivikaimad on paesõelmed, koostiselt kõige sagedamini tõm- sed kerged kruussavilliivad. Kõige rohkem on uuritud Vao kar- jääri sõelmeid, mille omadused kõiguvad sõltuvalt tihendatu- sest laiades piirides: $Q_d = 1,46...1,89$; $e = 0,46...0,88$; $I_p = 3,5$; $a = 0,08...1,38$; $\psi = 38...46$; $c = 8...22$. Paigaldamisel 5...7% niiskusega ja kihikaupa tihendamisel saadi plaatkoor- mustega $E_0 = 7,5...25$, mis näitab materjali head kasutatavust.

Lokaalselt on hästi kasutatavad ka Maardu flotolliivad (märgrikastusjääk), kivivabad 96% kvartsisisaldusega peenlii- vad: $Q_s = 2,70$; $Q = 1,3...1,9$; $I_T = 0,5...0,6$. Mehaanilised omadused sõltuvad tihendatusest:

Q_d	E_0	ψ	c	Q_d	E_0	ψ	c
1,3	3,0	14	0	1,6	15,0	35	9
1,4	6,0	15	0	1,7	23,0	40	15
1,5	7,5	24	4	Optimaalniiskus on 14...17 %.			

Põlevkivi aherained on märksa ebaühtlasema koostise ja

omadustega, nende geotehniline uurimine on alles algamas, praktilised ehituskogemused täitepinnasena kasutamiseks on aga igati rahuldavad.

Kuna tehispinnaste omaduste täpne uurimine on võrdlemisi raske (nõuab reeglina ulatuslikke välikatseid), lähtutakse lihtsamatel juhtudel neile antavate koormuste valikul SNiP 2.02.01-83 3.lisa 5. tabeli soovitustest, mille järgi sõltuvalt pinnase liigist, vanusest ja küllastusastmest $R_0 = 65 \dots \dots 250$ kPa, kui koormus postvundamendile ei ületa 400 kN või lintvundamendile 80 kN/m.

5.2. Levinumad vundeerimisviisid

Sobivaim vundeerimisviis leitakse, arvestades geotehnilist olukorda, ehitise konstruktiivseid nõudeid, kasutadaolevaid materjale ja seadmeid, kogemuslikke andmeid ning konjunktuurseid kaalutlusi (momendi ehituspoliitikat). Eestis on varem reeglina kasutatud monoliitseid madalvundamente (lindid, plaadid, sambad/postid), peamiselt eripinnastel ja hüdrotehituses ka vaivundamente ja parvi. Praegu domineerivad monteeritavad raudbetoonist lint- ja sammavundamendid ning rammvaid.

Vundament projekteeritakse vundamendi ja aluse koostööst (pinnase kandevõimest) ning vundamendist endast kui koormusi vastuvõtvast tarindist lähtudes. Eesti geotehnilistes tingimustes valdab projekteerimine piirseisundite II grupi järgi, lähtudes SNiP 2.02.01 - 83, II-17-77 ja "Ajutiste juhiste" nõuetest. Vaivundamendi projekteerimisel püütakse lähtuda vaiakatseandmetest, lihtsamatel vundeerimisjuhtudel aga aluse arvutustugevusest R_0 SNiP 2.02.01 - 83 3. lisa tabelite järgi või AJ kandevõimesoovitustest. Projekteerimisel tuleb variantide tehnilis-majanduslikust võrdlusest valida antud geotehnilises olukorras ökonoomseimad ja töökindlaimad vundamendid.

5.3. Geotehnilised ehituskogemused

Ehitusgeoloogilise uurimise kvaliteeti ja geotehniliste lahenduste õigsust kontrollitakse ehituspraktikas vundeerimisel ja hilisemas eksploatatsioonis. Eestis tekkinud geotehniliste probleemide analüüs näitab, et umbes 80 % neist on seotud vundamendiehitustehnoloogia rikkumisega ehitusplatsil, 10 % tuleneb projekteerimisvigadest, 5 % eksimustest ehitusgeoloogilisel uurimisel ning 5 % sellistest ehitusgeoloogiliste tingimuste hälvetest, mida optimaalne uurimismetoodika ei võimaldanud selgitada. Peale nende on aga arvukaid juhtumeid, kus näiliselt on küll kõik korras (ehitiste püsivus ja töökindlus tagatud), vundamentide üledimensioneerimise tõttu on aga lahendus väga ebaökoonomne (pinnase kandevõime õigesti kasutamata).

Põhilised vundeerimisvead on Eestis seotud vee ning nõrkade pinnastega, peale selle külmakahjustuste ja patjade ebaqualiteetsusega (tihendamatus, lubamatud lisandid). Vaivundamentide puhul on sagedasimad ebapiisav rammimissügavus, vaiade üledimensioneerimine (eriti pikkuses) ja halb kvaliteet ning ebaõnnestunud vaiajätkud, samuti rammimisvibratsioonikahjustused naaberehitistel (eriti Tallinna holotseeni setteis; Tartu eripinnased kustutavad vaiamisvibratsioone väga hästi), kuna meil kohtvaiaseadmed praktiliselt puuduvad, mistõttu rammvaiu tuleb kasutada ka seal, kus nad on peaaegu sobimatud.

Kivirikka moreeniga kaetud, osaliselt murenemud karbonaatkivimitel vundeerimisel võib probleemiks osutada vundeerimistaseme õige määramine, peale selle võib aluspõhjas esineda pehme savika materjaliga täidetud lõhesid, vahel ka karstiõõsi. Kaevetööde kategooria õigel määramisel on raskesti SNiP IV-5-82 1. tabeli mittevastavuse tõttu rea meie pinnaste omapärale.

Omapäraseks probleemiks on meil kaevandatud aladel ehitamine. On püstitatud kuni 5-korruselisi ehitisi pikkade laavadega väljatöötatud aladel mitte enne ühe aasta möödumist peale mäetöid (intensiivsemad maapinna vajumised - kuni üks

meeter - lõpevad tavaliselt 1...2 kuuga). Ehitis tuleb vajumisvuukidega tükeldada ülimalt 40 m lõikudeks, ta ei tohi tugineda vahetult aluspõhjale, vaid vundamendi all peab olema kas looduslik irdpinna või vähemalt 30 cm liivpadi (kaevandatud aladel ehitamise üldnõuded on toodud normis SNiP II-8-78).

Pinnasemelioratsiooni abinõudega aluse tugevdamine on seni Eestis olnud sobivate vahendite puudusel väheefektiivne - eksperimenteeritud on vaid elektro-osmoosiga Pärnu viirsavis nende maalihkeohtlikkuse vähendamiseks. Pinnase veesisaldust õnnestus küll 10...20 % vähendada, tervikuna viirsavi mehaaniline heterogeensus katsetsoonis aga suurenes ja tugevus jäi penetratsioonilandmeil samaks (vajalik olnuks hüdrookeemiline töötlus ning eelkoormamine elektro-osmoosi ajal).

5.3.1. Nõrkadel alustel ehitamine

Hilis- ja pärastjääaegsetel savipinnastel ja holotseeni eripinnastel ehitamisel tuleb täiendavalt arvestada vajumise pikaajalisust, ulatuslikku vundamentide kaasmõju ning vajumisest tingitud raskusi eksploatatsiooniperioodil. Praktilisest ehituskogemustest lähtudes või eriuurimiste alusel on Eestis edukalt püstitatud ehitisi vajumitega kuni 50 cm, vahel enamgi, mis tunduvalt ületab normides lubatud piire. Vainfundamentidest loobumine (nende sügavus on meil kuni 35 m) on võimaldanud ehitusmaksumust 10...15 % vähendada, korraliku geotehnilise lähtematerjali alusel oskame me nõrkadel alustel rajatavate ehitiste vajumeid isegi täpsemalt prognoosida kui headel pinnastel.

Nõrkadel savipinnastel on ehitus lihtsam viirsavidel, eriti kui neid katab holotseeni tihe mereliiv ($E_0 = 10...25$). Tühise veejuhtivuse tõttu toimub normijärgses eksploatatsiooniajas vaevalt pool arvatud üldvajumisest (tingimata vajalikud ka konsolidatsiooniarvutused), teise se konsolidatsiooni staadium ei saabu enne paarisada aastat. Holotseeni savipinnased on aga märksa kiiremalt tihenevad arvukate dree-

nivate vahekihtide tõttu, intensiivne vajumine lõpeb tavaliselt 3...5 aasta jooksul.

Ehituskogemused näitavad, et ohtlikumad deformatsioonid algavad märksa suurematel lahkvajumitel, kui lubab SNiP 2.02.01 - 83, mis on suureks reserviks nende pinnaste kandevõime kasutamisel. Vajumeil alla 10 cm on ehitiste kahjustused üliharvad, ka tunduvalt suuremate puhul on neid vähe, välja arvatud suure koormuste erinevusega hoonete püstitamisel vahetult üksteise kõrvale.

Eripinnastel ehitamise probleemid ei erine oluliselt nõrkadel savipinnastel ehitamise omadest. Nende pinnaste püüratud leviku tõttu on ehituskogemusi põhiliselt ainult Tartust, kus uute ehitiste puhul reeglina kasutatakse vaivundamente, varem on aga kuni 4-korruselisi hooned edukalt püstitatud ka lint- ja plaatvundamentidele (vajumitega 200...300 mm 25 aasta jooksul). Vanalinnas väga oluliseks eriprobleemiks on aga eripinnaste sajanõudepikkune jätkuv tihenemine ehitusliku üldise lisakoormuse, transpordivibratsiooni ning orgaaniliste lisandite lagunemise tõttu pinnases, samuti vundamentide puitosade (vaiad, rostvärgid, parved) kõdunemine viimaste aastakümnete olulise pinnaseveelangu tõttu, mis avaldub ehitiste summaarse ning kohati ebaühtlase vajumisena valdavalt 1...2 mm/a (vahel ka rohkem: raekoda 5, sidekontor 8, Jaani kirik 1,5...6, riigipank 7, TRÜ peahoone 3...9, "Tartu" kohvik 6 mm/a).

Ülikooli peahoone vajumid on tingitud puitroostvärgi ja -vaiade ulatuslikust kahjustamisest veetaseme alanemise järele mardika *Cossonus parallelepipeduse* tõukude poolt, kelle elutegevuse tulemusena on ligi pooled, kohati isegi kõik vaiad tööst välja lülitatud. Massiivse kiviseina tald muutus sellistes kohtades nõrgale alusele toetuvaks lintvundamentiks ebaühtlaste vajumitega 60. aastate lõpus kuni 12 mm/a, mis tegi vajalikuks vundamentide kuluka rekonstrueerimise.

5.3.2. Pinnasevee mõju

Suurele osale Eestist iseloomulik kõrge pinnaseveeseis

on meil põhilisi vundeerimist raskendavaid tegureid. Vesi võib sageli vahetult raskendada vundamentidehitust, eelkõige süvendite uputamise kahjulike kaasmõjudega (ebavesiliiva teke, sufosioon, liivpadja ebaühtlane tihenemine, pinnase leendumine, suured raskused vajaliku vundeerimistaseme saavutamisel, nõlvade püsivuskaotus), aga ka põhjustada tõsiseid häireid eksploatatsioonis: vee tungimine ehitiste allmaosadesse, agressiivne toime ehitusmaterjalidesse, tarindite märgumine jms.

Pinnaseveetõrjet raskendab veetasemete prognoosimise keerukus - süstemaatilisi vaatlusandmeid on väga vähe ja veeolud võivad ajas tugevalt muutuda. Liivaaladel ulatuvad aastaringised taseme kõikumised 1,0...1,5 meetrini, moreenialadel võivad olla kuni 2,0...2,5 m. Suuremad kõikumised on iseloomulikud tasandikele, liigestatud reljeefiga aladel pole nad tavaliselt üle 0,5 m.

Ehitustarindite kaitseks kasutatakse tavaliselt hüdroisolatsiooni, harvem ajutist või alalist veealandust. Eristatakse välist ja sisemist, kasutatava materjali järgi tsement-, asfalt-, bituumen-, plast- ja metall-, teostusviisi järgi võõp-, krohv-, liim- ja lehthüdroisolatsiooni.

Veetõrjeks kasutatakse kõige sagedamini ehituse ajal lahtist veealandust pumpadega otse süvendeist, harvem spetsiaalselt rajatavatest veekogumisaukudest. Irdpinnaseid kindlustatakse seejuures sageli kilptoestusega, harvem sulundseintega, eriti ebavesiliivade puhul.

5.3.3. Pinnasevee agressiivsus

Sõltuvalt keemilisest koostisest võib pinnasevesi osutada sageli ehitusmaterjalide, eriti vundamentide suhtes agressiivseks. Looduslikest agressiivsuse liikidest esineb Eestis kõige rohkem süsihappelist agressiivsust (rabades ja liivaladel), mille puhul vaba CO_2 agressiivsel toimel lahustub tsemendi üks põhikomponent kaltsiumhüdroksiid $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Väikese mineralisatsiooniga rabavetes esineb peale selle veel

leostusagressiivsust (karbonaatidest küllastumata vete mõjul lahustub kaltsiumhüdrosiidist CaO) ning üldhappelist agressiivsust (pH sageli alla 5,0 muudes pinnastes tavalise 6,8 ...7,5 asemel). Inimtegevusest reostatud vetes on tavaline sulfaatne agressiivsus - sulfaadid annavad Ca(OH)₂-ga reageerides kipsi, millest suurenev maht purustab tarindi.

Eesti pinnasevetes domineerivad hüdrokarbonaatsed magneesium-kaltsiumilised veed üldmineralisatsiooniga 300...700 µg/cm³, merelähedastel aladel võib järsult kasvada Na⁺ ja Cl⁻ ioonide sisaldus (muutuda isegi valdavaks), inimtegevusaladel on palju SO₄²⁻ ioone. Märkimist väärival hulgal võib esineda veel K⁺ ja Mg²⁺.

Normijärgset agressiivsust esineb meil küllalt palju - 1970. aastaks ehitusgeoloogiliste uurimiste käigus võetud veeproovidest olid agressiivsed 42 % (suuremates linnades ja tööstusrajoonides näitavad kuni 75 % veeanalüüsides agressiivsust, maaobjektidel ja väikeasulates kuni 25 %).

Asulate vete agressiivsus on tavaliselt seotud nende üldmineralisatsiooniga:

Üldmineralisatsioon	Esinemissagedus	Sellest agressiivsed
µg/cm ³	%	%
0...50	0,3	84
51...100	0,8	89
101...200	4,7	54
201...350	18,0	32
351...500	21,0	26
501...1000	33,0	30
1001...2000	13,8	67
2001...3000	5,5	83
3001...5000	1,9	83
> 5000	1,0	89

Looduslikes vetes on meil agressiivsed umbes kümnendik,

tavalisem on nõrk süsihappeline, hüdrokarbonaatne ja happeline agressiivsus. Tehisagressiivsus on peaaegu eranditult seotud sulfaatiooniga (satub pinnasevette peamiselt ehitusmaterjalidest), harvem on üldhappeline agressiivsus.

Agressiivsusliikidest üldse annab SO_4 29,5 % agressiivsetest pinnasevetest, CO_2 27,5 ja $pH+CO_2$ toime 11,2 %. Oluuline tähtsus on aastaajal: karbonaatne agressiivsus on maksimaalne suvise madalseisu ajal, üldhappeline talvel (suvel väikseim), leostusagressiivsus kevadise kõrgseisu ajal, sulfaatne on aastaringselt enam-vähem jääv.

Kuigi normijärgset (SNiP 2.03.11-84 nõuete järgi) agressiivsust esineb Eestis sageli, pole vundamendikahjustusi agressiivse pinnasevee poolt teada, välja arvatud üksikud tugevad tehisagressiivsuse juhud. Tarindeid kaitstakse agressiivsete pinnasevete eest eritsementide kasutamise, hüdroisolatsiooni, neutraliseerivate pindvõõbete, vahel ka vee läbilaskvuse vähendamise abil (tihedam betoon, massiivsemad tarindid).

6. ESTI EHTUSGEOLOOGILINE RAJONIMINE

Ehitusgeoloogilist rajoonimist tehakse ehitusgeoloogiliste tingimuste regionaalse jaotuse üldistamisega, hõlbusdamaks varasemate geotehniliste kogemuste korduvkasutamist ning uusi ehitusgeoloogilisi uurimisi. Rajoonimisandmeile tuginemine võimaldab paremini lahendada ka projekteerimise algstaadiumide ning alade perspektiivplaneerimisega seotud ülesandeid. Oma iseloomult on selline rajoonimine tihedalt seotud ehitusgeoloogilise kaardistamisega, kuid toimub sageli ka iseseisvalt.

Eesti territooriumi põhilise ehitusgeoloogilise rajoonimisskeemi koostas 1962 V. Olli, lähtudes eelkõige geoloogilisest ehitusest, pinnaseomadustest, geomorfoloogiast ja hüdrogeoloogiast. Erineva konditsioonilisusega ehitusgeoloogilisi rajoonimisi on aga tehtud enamiku Eesti NSV asulate jaoks.

JOOB.6.1. EESTI EHITUSGEOLOOGILISE RAJDOONIMISE SKEEM



Ida-Euroopa ehitusgeoloogilise re-
 giooni kuuluvatel Eesti territooriumil on eraldatud kolm ehi-
 tusgeoloogilist valdkonda (joon. 6.1):

A. Klindiesine valdkond. Terrassidena mere poole laskuv akumulatsioon-abrasioonitasandik, mis oma praeguse ilme on saanud holotseenis Läänemere eri staadiumide kestel. Alumised terrassid on pinnakattes ning tänapäeva reljeefis raske mini märgatavad. Selgemalt eraldub liivakiviastang. Valdkonnale on iseloomulik rannavallide, luidete, kitsaste lammide ta jõeorgude esinemine ning üldiselt kõrge pinnaseveetase, mis koos pinnaste kirevusega, eriti nõrkade pinnaste laia levikuga, muudab valdkonna tervikuna ehitusgeoloogiliselt võrdlemisi keerukaks. Paiguti esineb maalihkeid ja ebavesi-liivu, teedel on sageli külmakerkeid, valdavaks aluseks on hea kandevõimega moreen või liiv, harvem nõrgad savipinnased, kohati ka aluspõhja kivimid.

Rajoonideks on valdkond seni jagatud ainult üksikute asulate territooriumidel.

B. Madal-Eesti valdkond. Ordoviitsiumi-siluri (kohati ka devoni) platootasandik enamuses nõrgalt lainelise reljeefiga, mida kohati liigendavad rannavallid, vallseljandikud ja madalad moreenkuplistikud. Pinnakate on valdavalt õhuke, aluspõhjas esineb kohati karsti, põhilisteks alusteks on kivirikas moreen, liiv, karbonaatsed kivimid, paiguti ka nõrgad savipinnased. Valdkonnas esineb palju soid ning pinnaseveetase on üldiselt kõrge. Valdkond jaguneb 6 ehitusgeoloogiliseks rajooniks:

B1. Õhuke pinnakate, palju alvareid, karstinähtused, valdavaks aluseks 1...3 m moreenikiht või fluvioglatsiaalsed liivad ja kruusad, nõgudes turbaid ja viirsavisid;

B2. Tugevalt soostunud ning kõrge pinnaseveega akumulatsioonitasandikud, alarajoonides B2a (aluspõhjaks ordoviitsium ja silur) ja B2b (aluspõhjaks devon) on pinnakatte paksus 3...4 m (peamiselt moreen), alarajoonis B2c aga märksa suurem, kusjuures viimases esineb sageli nõrku savipinnaseid.

B3. Suurimad nõrkade viirsavide levilad (alarajoonis B3a maapinnalt, B3b 1...5 m mereliivade all). Põhiline maalihete esinemise ala.

B4. Madal-Eesti suurimad soomassiivid, kus turba all sageli viirsavid. Madalvundamentide kasutamine võimalik ai-

mult nn soosaartel.

B5. Suurimad fluvioglatsionaalsete liivade-kruusade (valdavalt 5...10 m, kohati tuleb pinnale ka lamav moreen) levi-lad. Lainjad liivatasandikud, sageli ka mõnastikke, vallsel-jakuid, luiteid. Pinnaseveetase reljeefist sõltuvalt vahel-
duv.

B6. Üleminekuala devoni platoolt Peipsi nõkku, reljeef-tasane või kergelt lainjas, kohati soid, aluseks tavaliselt liivad, moreen, viirsavid.

C. Kõrg-Eesti valdkond. Erineb eelmistest peamiselt lii-
gestatud reljeefi, suurema kandevõimega pinnaste ja soodsama
hüdrogeoloogilise olukorraga. Pinnakatte paksus on reeglina
suur, domineerivaks pinnaseks on kivivaesem (võrreldes Põh-
ja-Eestiga) ning liivakam moreen, liivade levik on väiksem,
ka soostunud alasid on märgatavalt vähem ning nõrku savipin-
naseid esineb vaid harva. Valdkond jaguneb 7 ehitusgeologi-
liseks rajooniks:

C1. Pandivere kõrgustiku keskosa nõrgalt lainjas tasan-
dik, millel kohati vallseljakuid. Valdavaks aluseks 3...4-
-meetiline moreenkiht, pinnasevesi sügaval, kohati ülavett,
esineb karsti, rajooni äärealadel väiksemaid soid.

C2. Pandivere kõrgustiku lõunanõlv, mis eelmisest ra-
joonist erineb peamiselt suurema liigestatusega, samuti
2...3 m sügavuse pinnasevee ning soode esinemisega.

C3. Eesti suurimad voorestikud, pinnakattes põhiliselt
fluvioglatsiaalsed liivad ja kruusad ning moreen, pinnasevee-
tase sõltuvalt reljeefist ebaühtlane, voorte vahel soostunud
alasad. Kohati erosiooninähtusi.

C4. Devoni platoo lainjas moreentasandik sellesse lõi-
kumud ürgorgudega, kohati voorestikke ja väiksemaid mõnas-
tikke. Aluseks tavaliselt 4...5 m paksune moreen, orgudes
kohati lammisetteid (eripinnaseid) ja nõrku viirsavisid. Pin-
nasevesi tavaliselt 5...10 m sügavusel, orgudes maapinna läh-
edal.

C5. Suurimad künklike servamoodustiste alad, kus põhi-
liseks ehitusgeoloogiliseks teguriks on äärmiselt liigestu-
tud reljeef. Peamiseks aluseks fluvioglatsiaalsed liivad-

-kruusad ning moreen, harvem tugevad viirsavid positiivsetel pinnavormidel ning nõrgad koos turba, muda jms pinnastega reljeefi nõgudes. Pinnaseveetase reljeefist sõltuvalt väga ebäühtlane. Erosiooninähtusi.

C6. Suurimad sanduriväljad, valdavad lainjad tasandikud, aluseks peamiselt 3...5 m paksused (kohati aga mitukümmend meetrit) liivad, madalamates kohtades esineb soostumist.

C7. Võru nõo keskosa tasase reljeefi ning vaheldusriikaste geotehniliste tingimustega: liivad, viirsavid, eripinnased, moreen. Pinnasevesi maapinna lähedal.

7. EHTUSGEOLOOGILISED NÄHTUSED

Maa välisilmet pidevalt kujundavaatel protsessidel ja nähtustel on sageli inimtegevusele oluline tähtsus. Ehitusgeoloogilisteks loetakse neist selliseid, mis nõuavad insenerlikku arvestamist (siit ka paralleeltermin "insenerlik geodünaamika"). Eestis on olulisimad maalihked, lokaalvajumised ja karst, harvem dünaamika mõju, paiguti tuleb lahendada ka murenemise, soostumise, kaldaerosiooni, eooliliste ja deluviaalprotsessidega seotud küsimusi, mujal valmistavad tõsiseid probleeme maavärinad, nõlvavaringud, suuri raskusi võib olla lössi- ja igikeltsaaladel ehitamisega jne.

7.1. Nõlv a n ä h t u s e d

Liigestatud aladel võib nõlvadel toimuda välisjõudude soodustaval mõjul pinnasemasside ringipaigutumine raskusjõu toimel - varingud, rusu- ja mudavoolud ning maalihked. Pinnast liikuma panevaks teguriks on nii tema tugevuslang (kõige sagedamini murenemisest või vee toimest), äkilised lisajõud (seismilised tõuked, hüdrodünaamiline rõhk), pinnavee uhtuv toime ning inimtegevus pinnasemasside tasakaalu rikkujana.

Mäestikualadel esineb sageli rusu- ja mudavoolusid, mis panevad liikuma miljoneid kuupmeetreid pinnast, võivad ulatuda kümnete kilomeetrite kaugusele ning purustada sadu ehitisi (nende alla on mattunud isegi linnu). Nad tekivad äki-listest veemassidest (paduvihmad, lume kiire sulamine) nende uhtuval toimel kujunevate rikkaliku peenpurrusisaldusega sarrrema tihedusega (kuni $1,5 \text{ g/cm}^3$) ja dünaamilise survega voolustena, mis voolusängide suure languse tõttu liiguvad kuni kümnekond meetrit sekundis, haarates kaasa meetritesuurusi kive ja evides tohutut purustusjõudu. Võitlus rusuvooludega on väga raske - ehitatakse kaitsetamme, reguleeritakse voolusänge, luuakse pidevaid hoiatusteenistusi, millest aga sageli ei piisa. Meil on kohati esinenud mudavoole Kagu-Eestis, nendest tekitatud kahju on siiski olnud tühine.

Mäestikes on pidevaks ohuks ka murenemisest tekkivad kaljuvaringud, tavaliselt üksikute pangaste kukkumisena. Seda püütakse ennetada nõlvade kontrollimisega ja vastuabinõudega - terasvõrgu või ankrutega kinnitamine, tsementimine, varisemisohtlike pangaste kõrvaldamine.

Levinuimad ja ohtlikemad on maalihked - suhteliselt aeglased pinnasemasside ringipaigutumised raskusjõu toimel. Need esinevad kas pindlihkena, haarates ainult nõlva ülemist kihti, või süvalihkena. Maalihke kuju järgi eristatakse liuglihet (lihkekeha ise jääb terveks, muutes ainult asendit ümbritseva pinnase suhtes), trepplihet (toimub astmeliselt, kiiresti üksteisele järgnevate ning nõlva mööda "tõusvate" väikeste lihetena) ja maavoole, milles ujupinnas voolab struktuuri kaotanult vedelikutaoliselt mööda nõlva alla.

Eestis esineb peamiselt liuglihkaid, mille maalihkekeha sarnaneb joon. 3.2 toodule. Lihke põhjuseks on kõige sagedamini inimtegevus lükkekeha piires nõlva täiendaval koormamisel, harvem vastukaalukeha vähenemine vee uhtuvast toimest või veetaseme järsust langusest (eriti siis, kui eelnenud kõrgseisu ajal toimus lükkekeha ülemäärane koormamine).

Nõlvade koormamisel ehitustegevuse käigus on kõige rohkem maalihkeid olnud Pärnus või tema lähedal Pärnu ja Sauga jõe kallastel viirsavis - 1966. a. "Viisnurgas" 180 x 45 m alal, 1960 Kalakombinaadi heeringatsehhis 80 x 25 m, 1976 Nur-

me silla lähedal 200 x 100 m jne. Looduslikud maalihked suurvee uhtuval toimel vastukaalukehas on seni sagedasimad olnud Väana jõe suudme lähedal (suurim teadaolev 1962 110 x 20 m alal). Maalihkeid on täheldatud veel Keila jõel ja Kasari jõgikonnas, põhiliselt samuti viirsavialadel, mujal on nõlvapaigutused meil üliharvad.

Klassikalistele nn ümarsilindrilise lihkepinnaga maalihetele kõige lähedasemad on olnud meil Keila ja Väana lihked. Pärnus toimuvad nad kõige sagedamini mööda ellipsikujulist lamendunud lihkepinda (valdavalt piki kihisust), mille varutegurile 1 vastab pöördarvutustes $\psi = 8...9^\circ$ (võttes $c = 0$). See on suhteliselt heas ühtuvuses Pärnu viirsavi nihketugevuse detailanalüüsil kõige veerikkamate kihikeste jaoks saadud näitajatega ($w = 80\%$ korral $\psi = 6^\circ$, $c = 6$ kPa).

Arvestades asjaolu, et sageli on nõlv (tuhandeid kuupmeetreid pinnast) liikuma hakanud mõne tühise teguri (mõnesaja kN jõu) toimel, tuleb paljud nõlvad Lääne-Eesti viirsavialadel lugeda piirseisundis asuvaiks ning ehitustegevus on neil võimalik ainult väga hoolika geotehnilise põhjenduse korral. Probleemi keerukuse tõttu ei tohi arvutuslikud varutegurid meie nõlvade puhul reeglina olla alla kahe, kui lähutakse pinnase keskmisest nihketugevusest. Vastuabinõudest tulevad kõne alla eelkõige nõlvade planeerimine (lükkekeha kaalu vähendamine ning vastukaalukeha suurendamine) ning kaitsese jõeerosiooni eest sobiva kaldakindlustusega. Liikuma hakkavate nõlvade peatamine tugiseintega pole üldjuhul võimalik.

7.2. L o k a a l v a j u m i n e

Pinnaste jätkuv tihenemine ja inimtegevus on põhjustanud lokaalsete vajumisalade tekkimist sageli küllalt ulatuslikes piirkondades. Eestis tuleb selle nähtusega kõige rohkem kokku puutuda Tallinnas ning kaevandatud aladel Kirde-Eestis, valdavalt looduslikest põhjustest tingitult veel Tartus ja Pärnus, oletatavasti veel Haapsalus, Kärklas ja Sillamäel ning Madal-Eesti nõrkade savipinnaste levilatel väljaspool

linnugi, ehkki instrumentaalsed andmed selle kohta praegu veel puuduvad.

Tallinnas tuleneb lokaalvajumine jääajajärgsete nõrkade savipinnaste tihenemisest, eelkõige mattunud ürgorgude piires, kus nende paksus on kohati üle 20 m. Mõjub nii katterõhk kui rida inimtegevusest põhjustatud tegureid - ulatuslik survevang alamkambriumi arteesiaveehorisondis (kohati üle 30 m), märksa suurenenud ehituslik üldkoormus (hooned, tänavakatted, planeerimistäide) ning eriti liiklus-, kohati ka vaiaimsvibratsioonid. Ehitistes olevate reeperite maksimaalne vajumiskiirus ulatus 60. aastate algul Narva mnt ja Kingissepa t ristmiku rajoonis kuni 35 mm/a, praegu on valdavad vajumiskiirused Tallinna lokaalvajulatel 3...5 mm/a.

Tartus põhjustab lokaalvajumist Emajõe lammi eripinnaste ja kultuurkihi tihenemine kiirusega 2...3 mm/a, millele lisandub ehitiste jätkuv vajumine aluse aeglase konsolidatsiooni kui ka liiklusvibratsiooni ja vundamentide puitosade (parved, vaiad) lagunemise tõttu pinnaseveetaseme märgatava alanemise pärast viimastel aastakümnetel.

Paksu nõrga viirsavimassiivi tõttu kogu linna piires on lokaalvajulaks ka Pärnu, pinnase omavajumiskiirusega 1...3 mm/a. Ehitiste endi vajumine kestab siin aga aastakümneid või isegi -sadu (raskemate puhul 5...10 mm/a), seda ilma märgatavate vaibumistendentsideta.

Klassikaliseks lokaalvajulaks on México, millealuse moodustab sajakonna meetri paksune vulkaanilise päritoluga montmorilloniitsavi ($w = 100...150\%$). Mõnedes linna piirkondades on see savi tihenedes vajunud sel sajandil kuni 7 m, kusjuures ülemäärane tarbeveevõtt sügavamatest kihtidest on heljundusrõhku vähendades ja pooridest väljasurutava vee liikumist hõlbustades konsolidatsiooni siingi märgatavalt kiirendanud.

Väga suuri lokaalvajulaid esineb ka merekallastel, eriti jõgede suudmealadel nõrkade alluuvsetete tihenemisest (Veneetsia, Ravenna, Bangkok, Tokio). Tokios on aastail 1940...1970 lokaalvajulas tormi poolt uputatav ala suurenenud 117 km² võrra, vajumiskiirus ulatub kuni 2 cm/a. Puitvaiade kõdunemisest on järsult intensiivistunud Kopenhaageni vanade

ehitiste vajumine, samu probleeme esineb mitmes Hollandi linnas (seda nõrkade pinnaste jätkuva tihenemisega aladel) ning mujalgi. Arhangelskis on maapind kohati kuni 4 m vajunud turba tihenemisest.

Täielikult inimtegevusest on põhjustatud kaevandatud alade vajumine, mis võib ulatuda meetritesse (naftatootmisaladel on olnud veelgi suurem), Eesti põlevkivikaevanduste kohal aga kuni ühe meetrini. Enamus sellest vajumisest toimub kuu-poolteise jooksul pärast mäetöörinde läbiminekut, põhiline vajum saavutatakse reeglina esimese aasta jooksul, hilisemad järelvajumid ei ületa tavaliselt 1...2 mm/a, kuid samal ajal võivad vaibumistendentsideta kesta aastakümneid. Pikkade laavadega kaevandatud alasid on põlevkivibasseinis edukalt hoonestama asunud.

7.3. K a r s t

Vastavate geoloogiliste eeldustega kohtades võib karst ehitust väga tõsiselt ohustada - nii aluse kandevõime vähenemise kui ülemäärase filtratsiooni (hüdroehituses) ohu tõttu. Eestis domineerib passiivne karst, mille geotehniline ohtlikkus on suhteliselt väike, reeglina tuleb karstialadel detailse ehitusgeoloogilise uurimisega selgitada tänaseks kujunenud olukord ja arvestada seda aluse projektimisel. Karstumise areng meie karbonaatkivimites toimub insenerlikku arvestamist mittevajava kiirusega ja ehitiste kahjustusi karsti poolt pole meil seni teada. Mõnel juhul on ehituse käigus mõne üksikvundamendi jaoks tulnud anda täiendav individuaallahendus, kui on satunud karstilõhele, või ehitist plaanis mõnevõrra nihutada.

Kõigist karstinähtustest ohtlikem on soolakarst, millega tuleb tõsiselt arvestada Kaama jõgikonnas ja Uurali läänepoolvadel. Hüdrogeoloogilise režiimi muutumise korral võib siin ehitusgeoloogiline olukord mõne aastaga järsult muutuda väga ohtlikuks pinnase kiire väljauhtumise tõttu alusest. Lubjakivikarstiga on kõige rohkem probleeme, kuni ehitiste

kahjustuseni välja, Dzeržinskis Gorki lähedal, kus ulatuslikud karstitühemikud on mattunud kümnekonna meetri tiheda liiva alla, mis teeb nende avastamise raskeks.

7.4. Niiskuvajumine

Paljudele pinnastele on omane täiendav tihenemine pinnasesse tungiva vee toimel kas omakaalu või ehitusliku koormuse mõjul. Kõige iseloomulikum on see lõssile, mis märgumisel on väikese veekindlusega. Lõss, mille tekkes on veel palju ebaselget (moodustub peamiselt eooliliste protsessidega, harvem veelises keskkonnas), kuulub savipinnaste hulka ja on levinud peamiselt poolpõuastes rajoonides, Nõukogude Liidus eelkõige Ukrainas, Moldaavias, Lõuna-Venemaal, Kaukaasias, Kesk-Aasias ja Siberi lõunaosas, kohati kuni mitmekümne meetrise kihina (maksimaalsed paksused on üle 100 m).

Lõssi omapäraks on makropoorsus, suur tolmu- ja sapisisaldus (50...90 %), sageli ka suur karbonaatide ning sulfaatsoolade sisaldus, kerge märgumine ja erodeeritavus. Ehituspraktikas toob see kaasa suurt ja ebaühtlast niiskuvajuvust - alusesse tungiv vesi põhjustab hüppelist pinnase tihenemist väga lühikese aja jooksul (mõnest tunnist mõne nädalani). Vesi liigub eelkõige mööda makropoore, mille olemasolu on lõssi tähtsaim omadus. Neid võib olla mitukümmend 1 cm² kohta läbimõõduga 0,1...3 mm. Moodustunud on makropoorid tõenäoliselt organismide elutegevuse tulemusel. Kõige sagedamini seostatakse neid taimejuurte kanalitega, mis sette moodustumisel, kihi paksuse järkjärgulisel kasvul konserveeruvad. Makropoorid annavad lõssile suhteliselt suure (50...100 μ m/sek) vertikaalse veejuhtivuse ning sademetest, lumesulamisest, torustike lekkimisest, avariidest jms tulev vesi tungib kiiresti alusesse. Kui koormus sellele on eelmisest märgumisest saadik kasvanud (vähemalt 100...200 kPa), on tagajärjeks hüppeline pinnase tihenemine. Selle tagajärjel on 4...5-korruselised hooned saanud lisavajumeid kuni meetrini, vahel isegi rohkem, mis on kaasa toonud ehitiste täieliku

purunemise, sest tavaliselt on see vajumine alati ebaühtlane nii ajas kui ruumis ja toimub nii kiiresti, et mingit koormuste ringijaotumist tarindeis ja vundamendi all ei teki. Vahel toimub niiskusvajumine ainuüksi pinnase omakaalu toimel, näit. niisutuskanalite naabruses (on teada 2...3 m va-
jumeid kuni poolesaja meetrini kanalist) või pinnavee ootamatu kogunemise kohtades, kus infiltreeruvad veehulgad varasematega võrreldes järsult kasvavad.

Lõssi niiskusvajuvusega võideldakse veetõrje, konstruktiivsete abinõude ja pinnase niiskusvajuvuse kõrvaldamisega. Veetõrjeks planeeritakse maapinda, juhatakse vett pindmiselt ehitise kontuurist välja või eemaldatakse dreenažiga. Konstruktiivseist abinõudest on levinumad ehitiste jääkuse tõstmine, koormuse jagamine laiemale pinnale ja vaivundamendid (neil on sageli kombineeritud toime - ümbritseva pinnase tihendamine koos veejuhtivuse vähenemisega ning koormuse edasiandmine sügavamatele kihtidele, mille veejuhtivus on harilikult väiksem). Pinnase niiskusvajuvusega võideldakse tihendamisega (makropooride sulgemiseks) ning pinnase töötlemisega pinnasemelioratsiooni võtetega.

7.5. M a a v ä r i n

Äärmiselt tõsised ehituslikud tagajärjed on maavärinail, mis reeglina toimuvad geosünkliinialides, harvem võivad ohustada ehitisi ka platvormaladel (haruharva isegi Eestis). Pikemaajalised mõõtmised näitavad, et aastas toimub Maal keskmiselt üle miljoni maavärina, millest inimene tajub küm-
nendikku, purustavaid on umbes 100 ja üks neist on katastroofiline. Maavärin võib kaasa tuua aluse püsivuse kaotuse (eriti vedeldumise kaudu veeküllastunud liivades-saviliivades), ehitistele võivad mõjuda maavärina inertsjõud ning järgnevad tõuked võivad eriti kõrghooneis põhjustada resonantsi. Maavärinates on mõõdetud pinnaseosakeste 30...40 cm paigutusi (nii rõht- kui püstsuunas), vahel lausa maapinna lainetusega, mille mõju ehitistele on katastroofiline.

Maavärinaid mõõdetakse tavaliselt kiirendusele tuginevates skaalades - Nõukogude Liidus 12-pallilises (selle järgi inimene tajub värinat alates 4 ja ehitiste kahjustusi tekitab alates 6 pallist - Ašhabadi 1948. a maavärin oli 10-, Taškendis 1966 9- ja Gazlis 1984 8...9-palliline). 8 pallist täheldatakse tarindite massilist purunemist, 9-st hoonete üldist kokkuvarisemist. Rahvusvaheliselt kõige rohkem on levinud Richteri skaala:

magnituud	5	6	7	8	9	10
kiirendus mm/sek ²	120... ...250	250... ...500	500... ...1000	1000... ...2000	2000... ...4000	>4000

Selle järgi algavad märkimisväärsed ehitiste kahjustused magnituudilt 5, Richteri skaala pallilisus on keskmiselt 2 võrra meie omast väiksem. Nõukogude Liidu normid nõuavad seisimilisuse arvestamist alates 7 palli ohust - riigi territoorium on maavärinate tõenäolise maksimumtugevuse järgi rajoonitud. Eesti senistest maavärinatest suurima, Osmussaare 1976. a värina tugevus võis epitsentrumis ulatuda kuni 7 ja Loode-Eesti kõige ebasoodsamate pinnasetingimustega aladel kuni 6 pallini (NSVL skaala järgi). Rumeenia 1977. a maavärin oli Eestis veeküllastunud liiv- ja savipinnastel asuvate hoonete ülemistel korrustel tajutav 4...5-pallilisenä umbes pool tundi hiljem (seismiline laine levib pinnastest, kolde sügavusest, tõuke tugevusest jms sõltuvalt 1...14 km/sek).

Maavärinaohtlikel aladel ehitamisel kasutatakse mitmeid abinõusid (põhiliselt on fikseeritud normis SNiP II-7-81) - põhiliselt konstruktiivset tugevdamist (monoliittraudbetoon tugevdatud sarruse ja suurema betoonimargiga) ja sobivaimate aluste otsimist (sõltuvalt pinnaseliigist võib samal ajal olla 1...2-pallilisi erinevusi), vahel ka vundamentide erikonstruktsioone, mis välistavad järskude tõugete edasikandumist hoonetele. Abinõude oskusliku valikuga on väga seismoohtlikes kohtades edukalt püstitatud isegi kõrghooneid.

Rannikualadel lisanduvad maavärinakahjustustele veel tsunaamist põhjustatud purustused - Jaapanis on täheldatud

kuni 30 m kõrgusi laineid, mille purustusjõud on hiiglaslik, Nõukogude Kaug-Idas on viimase 200 a jooksul olnud 14 tsunaamit, neist 4 katastroofilist, hiidlaine liikumiskiirus võib olla üle 200 m/sek. Võideldakse tsunaamidega põhiliselt passiivsete abinõudega, kaldaribal ehitamisest loobumisega.

7.6. I g i k e l t s

Igikeltsaalad, milledes pinnas on pidevalt külmunud, haaravad ligi viiendiku maismaast, Nõukogude Liidus umbes 47 %, seejuures enamiku Siberist, kus pidevalt külmunud pinnase (kirsmaa) paksus on kohati üle poole km. Neis on pinnas külmunud sajandeid või aastatuhandeid (Ida-Siberis ilmselt pleistotseeni algusest) temperatuurivahemikus $0^{\circ}\dots-10^{\circ}$ (harva rohkem), isegi soojematel suvedel sulab maapinnalähedases nn aktiivses tsoonis vaid 1...2 m (harva 4...5). Pinnas sisaldab nii tavalist poorivett külmunud olekus kui vee migratsioonil kujunenud jää vahekihte (kuni mitmekümne meetri paksusi) ja läätsi. Igikeltsas võib aga olla ka sulavahekihte, harilikult kas soojemate põhjavete esinemiskohtades või veeruhtivusega pinnastes.

Põhjaalade hõlvamisega seoses on viimasel kümnendil igikeltsaalade geotehnikale pööratud suurt tähelepanu, eriti Nõukogude Liidus (kirsmaal ehitamist normib SNiP II-18-76), Kanadas ja USA-s, varasem empiiriline lähenemine on asendunud põhjalike eriuurimuste ja mitmete uute konstruktiivsete lahenduste evitamisega (Nõukogude Liidus on üha laiemalt hakatud kasutama vaivundamente). Põhiprobleemiks on irdpinnastes algse külmunud oleku säilitamine ning ehitistest lähtuva soojavoo isoleerimine alusest, vältimaks aluse sulamisega kaasneda võivat püsivuse kaotust, äkkvajumist, vundamendi alt väljasurumist, pinnasevee sissetungimist ehitisse (vahel koos kattejäät moodustumisega) ning külmakerkeid aluse taaskülmumisel.

8. EHTUSGEOLOOGILINE UURIMINE

Ehitusgeoloogilise uurimise ülesandeks on tagada geoloogilistest teguritest sõltuvat optimaalsete lahenduste saamist ning ehituse häireteta kulgu. Rakendusuurimiste põhinõuded on antud üleliidulistes normdokumentides SNiP II-9-78, 2. 02. 01-83 ning II-17-77, samuti SN 225-79, eelkõige aga "Ajutistes juhistes ehitusgeoloogiliseks uurimiseks Eesti NSV-s", kus ehitusgeoloogilise uurimise meetodika on vahetult seotud Eesti pinnaseoludega, eriti märgatavaid erinevusi on aga meie põhiliste pinnaseliikide - liiva, moreeni ja nõrga savipinnase kohta.

Aluse projektimise põhinõuetest lähtudes tuleb vundamendilahendustes arvestada nii vahetute ehitusgeoloogiliste uurimiste tulemusi antud ehitusplatsil kui ka analoogilistes ehitusgeoloogilistes tingimustes ehitamise kogemusi. Projektimine peab toimuma variantide võrdlemisena, leidmaks optimaalseid lahendusi. See nõuab loomingulist lähenemist igale objektile tema ehitusgeoloogilisel uurimisel, tihedat seost kavandatud ehituse geotehnilise omapära ning kõnealuse piirkonna vundamendiehituse kogemustega. Ehituse iseloomu ja ehitusgeoloogilise uurimise meetodika vahel valitseb tihe tagasiside (ka uurimisökonomika seisukohast), mis on ehitusuuringute tähtsamaid aksioome.

8.1. U u r i m i s e k o r d j a e t t e v a l - m i s t u s

Ehitusgeoloogiline uurimine toimub tihedas seoses ehitusliku projekteerimisega ning tema majanduslik ja juriidiline külg tulenevad seepärast vastavast riiklikust korrast. Uurimisobjekte võib rühmitada kolme põhigruppi - uusehitused, remonditavad ehitised, avariiobjektid. Kokku tehakse Eestis ehitusgeoloogilisi uurimisi aastas umbes tuhandel objektil üldmaksumusega umbes 1,5 miljonit rubla (valdavalt uutelt ehi-

tusplatsidel). Rekonstrueeritavate või remonditavate ehitiste juures tehakse uuringuid vaid siis, kui alusele on vaja anda täiendavaid koormusi või kui aluse kandevõime suhtes on kahtlusi, avariobjektide ehitusgeoloogiline uurimine sõltub olukorrast - kõige sagedamini tehakse seda deformeeruvate ehitiste puhul ning maalihete korral.

Ehitusgeoloogiline uurimine (EGU) algab tööde mahu ja maksumuse määramisest vastavalt projektipeainseneri või juhtiva konstruktori tehnilisele ülesandele (mis peab vastama SNiP II-9-78 ja SNiP 2. 02. 01-83 nõuetele, andes täieliku ettekujutuse kavandatud ehituse kõigist geotehnilistest aspektidest) ja olemasolevale ehitusgeoloogilisele teabele antud piirkonna kohta. Neil andmeil koostab EGU juhtiv ehitusgeoloog tööde algkava (selles on näidatud objekti täpne asukoht, ehituslik iseloomustus ning geotehniline omapära, oletatavad ehitusgeoloogilised tingimused koos varasemate andmete hinnanguga ning uuringuülesanne koos selle täitmiseks vajalike uurimisliikide ja -mahtudega) ning esialgse eelarve vastavalt kehtivatele hinnakirjadele (reeglina NSVL Ehituskomitee kapitaalehituse ehitusuuringute 1982. a hinnakogumiku järgi). Keerulisemate objektide ja suuremahulise EGU korral koostatakse uuringute tellijaga kooskõlastatav põhjalik EGU programm, kus mainitud küsimusi käsitletakse märksa ulatuslikumalt.

EGU kavandamisel tuleb ühtlasi võtta vormikohane tööde luba arhitektuuriorganeilt (täitevkomiteedelt), Eesti NSV-s erandlikult Ehituskomitee Ehitusgeoloogia Fondist (asub Riikliku Ehitusuuringute Instituudi juures). Loa andja kontrollib taotleja juriidilist õigust EGU tegemiseks (see on territoriaalsetel ehitusuuringuorganisatsioonidel, samuti NSVL Ministrite Nõukogu või Ehituskomitee eriootsusega määratud organisatsioonidel), kavandatud tööde otstarbekust, ökonoomsust ja vastavust riiklikele normidele, aga ka varasemate uurimismaterjalide olemasolu ja kasutamist uurija poolt. Eestis teeb Ehitusgeoloogia Fond üldjärelvalvet ehitusliku projekteerimise EGU üle kogu ENSV territooriumil, pank finantseerib neid töid ainult EGF vastava loa olemasolu korral ning kõik uurimismaterjalid (ehitusgeoloogia aruanded) kuuluvad

kohustuslikule üleandmisele fondi nende korduvkasutamiseks uute tööde käigus.

Uurimise kestus sõltub tööliikidest ja -mahtudest, kõi- kudes tavaliselt ühel projekteerimisstaadiumil (või etapil) 1...6 kuu vahel. Suuremaid ehitusi projekteeritakse mitte ainult mitmestaadiumiliselt, vaid sageli ka -etapiliselt, üksikobjektide (ehitiste) kaupa. Reeglina tuleb EGU kogu ma- hus läbi viia tehnilise projekti staadiumis (enne põhiliste ehituslahenduste projektimist ning spetsifikatsiooni ja ehi- tuseelarve koostamist), vahendite otstarbekamaks kasutami- seks soovitav kaheetapiliselt: esimesel selgitatakse uurita- va ala üldine ehitusgeoloogiline iseloom, teisel kontsent- reeritakse tööd üksikehitiste kontuuridesse vastavalt objek- ti generaalplaanile, mille õigeks koostamiseks on sageli ka ehitusgeoloogilistel tingimustel (EGU 1. etapi töödel) täht- sis osa. Ehituslikult või ehitusgeoloogiliselt lihtsamatel objektidel (ka nende suurema kauguse või teistest uurimisob- jektidest suure eraldatuse korral) on kaudsete kulutuste vä- hendamiseks lubatud üheetapiline uurimine. Tööjooniste tege- misel (välja arvatud ühestaadiumilised projektid) on tavalis- selt võimalik ainult mõne üksikprobleemi täiendav uurimine, mille tulemused üldist ehituslikku lahendust põhimõtteliselt enam muuta ei tohi.

Tegelik EGU algab objektil pärast uurimislepingu ja -eelarve allakirjutamist tellija (peaprojekteerija) poolt, reeglina väikese ennetusega projektimise ees (geotehniline olukord võib sageli nõuda ehitusgeoloogi ja projekteerija koostööd, mistõttu EGU enne projektimist pole otstarbekas), kusjuures vahel antakse projekteerijale EGU vaheandmeid vas- tavalt üksiküsimuste selgimisele EGU käigus. Mõnikord või- vad need andmed läbi projekteerija tegevuse tagasisidestu- seks mõjutada ka EGU edasist kulgu, seda teevad ka töö käi- gus muutuvad projektlahendused.

EGU ettevalmistava etapi tähtsaimaks ülesandeks on EGU optimaalne kavandamine. Uurimismeetodid ja -vahendid tuleb valida ehitusliku ülesande täitmist minimaalsete kulutustega võimaldavalt, uurija tehniliste võimaluste arvestamisega ning eri meetodite ratsionaalseima kombineerimisega. Seda

ülesannet mõjutavate tegurite suure arvu ning üldiste teoreetiliste lahenduste (EGU universaalse üldalgoritmi) puudumise tõttu on selles probleemis väga tähtis osa kogemustel, ehitusgeoloogi professionaalsel vilumusel ning tema käsutuses olevatel vahenditel, mis kõik tunduvalt võib mõjutada EGU taset. Parimaks hindamisaluseks on senini jäänud kõrgetasemeliste eksperthinnangute võrdlemine ehitusgeoloogi poolt tehtava või kavandatavaga.

Suurimad selle etapi puudused on seotud olemasoleva materjali mitteametavuse või ebapiisava hindamisega, EGU tellija (projekteerija) tööülesande ebatäpsusega (sageli puuduvad põhilised konstruktiivsed andmed, samal ajal püütakse aga uurijale teha ebakompetentseid ettekirjutusi kaevandite paigutuse ning sügavuse osas), mis ei võimalda objekti õige geotehnilise mudeli tegemist ega kvaliteetset EGU, samuti üldse puuduliku kontaktiga projekteerija ja uurija vahel, ilma milleta korralik töö võib osutuda sageli võimatuks. Valitseb tendents suhteliselt lihtsate objektide üle- ja keerule alaurimiseks, eriti puudulikud kipuvad olema projekteerimise algstaadiumidel ning rajooniplaneerimisteks tehtavad tööd (pahatihti püütakse pügeda vahendite otstarbekama kulutamise taha, tegelikult on aga selline lähenemisviis otsene raiskamine - Volgodonsk on siin drastilisemaid näiteid).

8.2. Vä l i t ö ö d j a - m e e t o d i d

Rakendusuuringute suurimad mahud on seotud vahetult ehitusplatsil tehtavate uurimistega, mille põhiosa Eestis moodustavad puurimine, surupenetratsioon ja vaiakatsed; šurfitakse suhteliselt vähe ning tagasihoidlikud on ka muude penetratsiooniliikide, plaatkoormuskatsete ja proovipumpamiste mahud. Põhiliseks ülesandeks on senini geoloogilise lõike täpne selgitamine (kihipindade määramine ja kihtide visuaalne liigitamine), vähemal määral proovitamise-teimimine, kõiki muid meetodeid võib tinglikult lugeda abistavaiks mõne konkreetse üksikküsimuse selgitamisel.

Puurimise põhiliigid on mehaaniline ja käsipuurimine, viimane peamiselt sondpuurimisena seal, kus liikurmehhanismidega juurdepääs on võimatu. Liikurpuurmasinatest on levinumad vibro- või südamikpuurimisagregaadid, harvem kasutatakse tigu- või löökpuurimist. Keerukatest ehitusgeoloogilistest tingimustest johtuvalt tuleb sageli isegi ühel ehitusplatsil kasutada erinevaid puurmasinaid, sest laia diapaasooniga universaalseadmeid EGU jaoks seni kahjuks veel pole.

Eri meetodite tüüpilisemad kasutusalaad on südamikpuurimine kaljupinnastes ning kivirikastes või tihedates moreenides, tigupuurimine väiksemate kividega jämpurpinnastes, liivades ja moreenides ning vibropuurimine nõrgas savipinnases, kesktihedates või kohevamates kivivaesemates moreenides ja liivades ning eripinnastes. Levinuim puuraugu diameeter on 127, harvem 89 mm. Eestile iseloomulik kõrge pinnaseveetase teeb tavaliselt vajalikuks puuraukude manteldamise. Maksimaalsed puurimissügavused on tigupuurimisel 15, vibropuurimisel 30 m, südamikpuurimisel on meie ehitusgeoloogid teinud kuni 70 m puurauke. Käsipuuritud on kuni 15 meetrini, tavaliselt spiraal-, lusik- või klapptoruotsakuga (lööktoruga), puuraugu läbimõõduga 60...89, harvem 127 mm.

Parimaid andmeid pinnase kohta võimaldab šurffimine, mille maht töömahukuse, osalt ka pinnasevee tõttu on praegu lubamatult väike. 70. aastail hakkas järsult suurenema pinnaste paikomaduste uurimine välikatsetega, eelkõige penetratsioonil ja vaiakatsetega (sageli küllalt ebaühtlastes ja raskelt hinnatavates ehitusgeoloogilistes tingimustes võimaldavad viimased ainsaina usaldatavaid tulemusi saada). Penetratsioon (praegu vähemalt tuhat katses aastas) põhineb kindlakujuliste, tavaliselt kooniliste otsakute süvitamisel staatilise surve, löökide või vibratsiooniga ning süvitustakistuse või kindla intervalli läbimiseks vajaliku energia mõõtmisel. Surupenetratsioonil mõõdetakse sageli eraldi otsaku eritakistust ja külghõõret.

Penetratsioon annab häid võrdlusandmeid läbitavate pinnaste mehaanilise tugevuse kohta, võimaldab küllalt täpselt määrata kihipindu, eriuurimustega määratud üleminekutegurite kaudu (erinevatel pinnastel erinevad) aga sageli ka defor-

matsioonimoodulit ning nihketugevusnäitajaid. Vahel ühendatakse penetratsiooniotrakusse ka karotaažiaandur, mille kaudu saadakse täiendavat teavet (harilikult pinnase mahukaalu ja veesisalduse kohta). Pool- või täisautomaatsed isekirjutitega penetratsiooni-karotaažiseadmed võimaldavad kiirelt saada küllalt täpset informatsiooni geoloogilise lõike ja pinnasomaduste kohta, nende kasutuspiirkond on aga Eesti pinnasoludes küllalt väike (nõrkade pinnaste, kivivaeste kohevamate liivade ning osa Lõuna-Eesti moreenide levilatel). Penetratsiooni eeliseks on puurimisega võrreldes väiksem töömahukus, suhteline odavus ning küllalt hea täpsus, mis meetodi tervikuna teeb väga perspektiivikaks.

Piiratud ulatuses on EGU juures Eestis seni kasutatud geofüüsikalisi meetodeid, eelkõige elektroluuret, seda aluspõhja kontuurimiseks pinnakatte suurema paksuse korral ning hüdroteoloogiliste küsimuste selgitamisel (karsti, rikketsoonide jms uurimisel). Nende meetodite levikut takistab sobivaimate seadmete puudumine, vähesed töökogemused ning elektroluure puhul sageli ka uitvoolud, sest enamik EGU toimub asulates, kus neid võib olla küllalt palju.

Tunduvalt väiksem vajalikkus on Eestis seni olnud pinnase kokkusurutamise uurimine välikatsetega. Peamiselt on tehtud plaatkoormuskatseid, kahjuks vaid mõnikümmend aastat, kohati on neid püütud teha ka puuraukudes nn kruviplaatidega (kuni sadakond aastat), mis aga plaadi tööpinna väiksuse ja vundamenti töö halvema modelleerimise tõttu annavad märksa halvemaid tulemusi. Ka pressiomeetriat (puurauku lastavas elastses torus tekitatav ülesurve surub ümbritsevat pinnast kokku, mille järgi on võimalik otsustada tema deformeeruvuse üle) on Eestis rakendatud vaid erandjuhtudel, osalt suurte metodoloogiliste probleemide ning usaldatavate andmete saamisraskuste tõttu.

Pinnase nihketugevust on välitingimustes võimalik uurida suuremõõduliste tasandnihkekatsetega (põhimõtteline skeem sama, mis laboris - vt joon. 2.4) või tiivikkatsetega, mille puhul pinnasesse surutakse eriseadme tiivikukujuline otsak ning mõõdetakse tema labade vahel moodustuva pinnasesilindri ümbritsevast pinnasemassiivist lahtikeeramiseks vajalikku

jõudu, mis näitab pinnase tugevust. Ka neid katseid on Eestis seni tehtud vaid erandjuhtumeil, ehkki vajadus nende järele on ilmne.

EGU detailsus (kaevandite arv, tihedus, sügavus, paigutus, proovitamise-teimimise ning katsete hulk jne) sõltuvad paljudest teguritest, milledest olulisemad on kavandatud ehituse iseloom, ehitusgeoloogiliste tingimuste keerukus ja varasem uuritus nii antud territooriumil kui ka seal levivate pinnaste varasem geotehniline uuritus üldse (ehitusgeoloogilise analoogia meetodi kasutamiseks). Tänapäevaks valdavalt küllalt hästi uuritud Eesti ehitusgeoloogilistes tingimustes läbitakse üldjuhul (detailsemad erinõuded on tüüpinnaste kaupa toodud allpool) ühe hoone kontuuris vähemalt 2..3 kaevandit kas aluspõhjani või vähemalt 5...10 m allapoole vundamentialda (reeglina vähemalt mõjula kogupaksuses). Kui aluspõhi on ligidalt, peavad puuraugud temasse ulatuma vähemalt 0,5...1,0 m (hüdrogeoloogilistes uurimistes vastavalt konkreetsele vajadusele), läbides murenemiskooriku, igal juhul ulatuma aga tulevastest vundamentidest sügavamale vähemalt paar meetrit. Maksimaalsed uurimissügavused on Eestis seotud nõrkade savipinnaste levilatega Tallinna maetud ürgorgude kohal (valdavalt 20...30, erandjuhtumeil kuni 40 m või rohkemgi), keskmised on 9...10 m.

Kaevandid paigutatakse tavaliselt nii, et ehitusplatsi oleks võimalik iseloomustada profiilide võrguga, milles kaevandite vahekaugused on sõltuvalt ehitisest ja geotehnilisest olukorrast 20...100 m (eriolukordades tihedamaltki) olenevalt ehitistest ja ala keerukusest. Maardlate uurimismeetodikast tulenevalt paigutatakse kahjuks liiga palju kaevandeid ainult ehitiste väliskontuurile, mistõttu nn teaberingist iga kaevandi ümber suur osa jääb üldse kasutamata, samuti valitsevad kaevandite paigutustiheduses sageli eri suundades mitte millegagi põhjendatavad erinevused. Pinnaseid uuritakse lihtsamatel juhtudel visuaalhinnangu ja kontrollmäärangutega (3...5 teimi kihi kohta), keerukamatel vastavalt erinõuetele ja statistilist töötlust võimaldavas mahus. Katsete liik ja arv sõltuvad konkreetsest olukorrast.

Ehitusgeoloogilised välitööd on seotud ka geodeetiliste

töödega nii konkreetsete uurimiste sidumiseks plaanis ja kõrguses kui ehitiste ning pinnasemassiivide deformatsioonide uurimiseks geotehnilise kontrolli käigus. Alusplaanidena kasutatakse tavaliselt plaane mõõdus 1 : 500...2000, trasside uurimisel ka 1 : 5000. Plaanidele kantakse järgmised ehitusgeoloogilised andmed: kaevandite ja muude uurimispunktide asukohad, profiilide jooned, ehitusgeoloogiliselt olulised geomorfoloogilised elemendid, mitmesugused samajooned (kihtide lasumisjooned, paksused, geotehnilised /kandevõime, vaia pikkus vms / jooned), ehitusgeoloogilised piirid, hüdrogeoloogilised andmed jne. Kõrguses seotakse uurimispunktid täpsusega ± 2 cm (kõrgusarvu lõpus 0 või 5), sama täpsuse peale ümardatakse ka kihtide lasumisandmed (kihi paksused fikseeritakse tavaliselt samuti 5cm täpsusega, eriolukordades täpsemalt), antakse proovide kõrgusmärgid ja muud vajalikud andmed.

Tiheda situatsiooni korral on ehitusgeoloogias kasutataval plaanil (aruandes esitataval) otstarbekas näidata ainult kõige põhilisemad kontuureid, mis võimaldaks vajaduse korral seda plaani geodeetilise lähtealusega siduda ning ehitusgeoloogilisi andmeid raskusteta kasutada.

Objekti ja uurimispunktide asukoht tuleb dokumentatsioonis esitada selliselt (lubatud on skemaatiline sidumine kartograafilise materjali või maastiku iseloomulike punktidega), et objekti oleks võimalik ilma täiendavate andmeteta siduda kaardiga 1 : 25 000. Asulates tehtavad uurimised seotakse reeglina tänavavõrguga.

8.3. Proovitamise ja teimimine

Pinnaste lasumisandmete selgitamise kõrval on ehitusgeoloogi tähtsaim ülesanne nende geotehniliste omaduste määramine, võimaldamaks aluse arvutamist. Valdavalt käib see senini proovitamise-teimimise kaudu, ehkki üha rohkem hakatakse kasutama pinnaseomaduste paikset määramist vastavate katseseadmete ja -meetoditega, mõnikord aga ka kaudse hinda-

misena näiteks ehituskogemuste kaudu (lihtsamates olukordades hinnatakse pinnaseomadusi visuaalselt, kogemuslikult). Traditsioonilises lähenemisviisis on teatud nihe siiski toimumas - järjest rohkem hakatakse varasemate uurimismaterjalide töötamise alusel tähtsaimate, kuid küllalt keeruliselt määratavate insenerlike omaduste üle otsustama nende korrelatsioonid järgi lihtsaimate, nn indeksomadustega. See asetab viimaste esinduslikule määramisele kõrgendatud nõudeid.

Viimasel ajal on proovitamise seaduspärasustele (teoreetilistele alustele, millest lähtudes proove tuleb võtta) pühendatud küllalt palju tähelepanu. Et aga proovitamine sõltub paljudest teguritest, millest mitmed (pinnase heterogeensus, omaduste ja pinguse /või deformatsiooni/ vastastikune seos jms) on äärmiselt raskesti arvestatavad ja modelleeritavad, puuduvad tänaseni proovitamise ranged teaduslikud alused. Neid asendavad tavaliselt poolempiirilised kogemuslikud soovituselised pinnaseliikide kaupa, vahel aga ka ametkondlikud normid, mille erialane põhjendus on sageli küllaltki puudulik.

Võetavate proovide ruumiline paigutus sõltub eelkõige pinnaste lasuvustingimustest, uurimist nõudvate omaduste suurusjärgust, pinnase heterogeensusel ja tema omaduste seosest kavandatud ehitiste geotehniliste nõuetega (aluse iseloomust ja ulatusest). Kolmest põhilisest proovitamiseviisist - punkt-, vagu- ja lausproovitamise - kasutatakse EGU käigus kõige rohkem punktproovitamist. Sellega saadakse uuritava pinnase kohta andmeid üksikutest pinnasemassiivi punktidest võetavate suhteliselt väikeste (mõnest mõnekümne sentimeetrini) proovikehade teimimisega, mille tulemusi matemaatilise statistika järgi töödeldakse ning andmeid laiendatakse kogu pinnasele. Eesti tähtsamate pinnaseliikide kohta on proovitamise nõuded toodud järgmises alapeatükis. Erinevate pinnaste kohta võivad nad küllalt palju erineda, üldjuhul tuleb olulisimad omadused suhteliselt ühtlase pinnasekihi (nn ehitusgeoloogilise elemendi) jaoks määrata vähemalt kümnekonna, teisejärgulised näitajad 5...6 teimiga.

Kogemused on näidanud, et pinnaseomaduste hajuvus allub üldjuhul Gaussi normaaljaotusele, kui uuritava kihi koostises ja omadustes ei avaldu mingi geneesist tingitud seadus-

pärasus (näit. viirsavis). Proovide arvu kahekordistamine muudab tavaliselt lõpptulemust (keskväärtust või arvutusnäitajat) mingist minimaalmahust (umbes kümnekond määrangut) alates vaid mõne protsendi võrra, mistõttu ülemäärane proovide arv lõppresultaati tavaliselt ei muuda, küll aga suurendab näitaja garanteeritust (usaldatavust). Tavaliselt küllaltki suure hajuvuse tõttu üksikmääranguis on õigem nende väikese arvu korral lähtuda mitte keskmisest, vaid mediaanväärtusest.

Kehtivad EGU normid (eelkõige GOST 20522-75) nõuavad ehitusplatsi pinnaste jagamist ehitusgeoloogilisteks elementideks (ühikkihtideks), millest igauht uurimistulemustes iseloomustatakse vastavate näitajatega aluse õigeks projektimiseks. Neid elemente eristatakse geneesi, vanuse, struktuuri ja tekstuuri iseärasuste ning pinnaseliigi järgi, kontrollides aluse jagamise õigsust omaduste ruumilise muutuse järgi. Eri pinnaseliikide juures võetakse seejuures aluseks:

jämepehkpinnas: lõimimine, üldniiskus ja savika täitematerjali puhul ka täite veesisaldus;

liivpinnas: lõimimine, poorsustegur (tolmliival ka veesisaldus);

savipinnas: Atterbergi piirid, plastsusarv, poorsustegur ja veesisaldus.

Üheks ehitusgeoloogiliseks elementiks lubatakse lugeda ka teise pinnaserühma kuuluvaid alla 20 cm paksusi vahekihte ja läätsi sisaldavaid pinnaseid (kui need vahekihid koosnevad kohevatest liivadest, voolavplastsetest või voolavatest savipinnastest, ning turvastunud pinnastest, siis vaid eripõhjustusega). Vajaduse korral tuleb elementide eraldusala jaoks võtta muidki iseloomulikke pinnaseomadusi. Aluse detailiseerimine lõpetatakse, kui variatsioonitegur ei ületa poorsuses ja veesisalduses 15 %, deformatsioonimoodulis, nihketugevuses ja survetugevuses aga 30 % (Eesti nõrkade savipinnaste kohta käivad erinõuded on toodud järgmises alapeatükis).

Proovitamise tehnilised võtted olenevad kaevandi ja pinnase liigist ning kavandatud teimidest. Väärtuslikumaid andmeid saab monoliitproovidest, laialt kasutatakse aga ka ri-

kutud struktuuriga proove (vahel on monoliitide saamine üldse võimatu), mida võetakse puuridega maapinnale tõstetud või šurfidist kaevandatavast pinnasest.

Monoliitide ehk tinglikult ka nn rikkumata struktuuriga proovide (proovikeha eraldamine looduslikust pinnasemassiivist toob tegelikult alati endaga kaasa ka tema rikkumise, kasvõi ainult looduslikust pingusest vabastamise tõttu) saamiseks kasutatakse palju eri tüüpi proovureid. Nõrgematesse pinnastesse süvitatakse neid surumise, vibreerimise või löömisega, tugevamasse keeramise või puurimisega. Proovurilt nõutakse eelkõige proovikeha minimaalset rikkumist proovuri süvitamisel, proovi ja selles sisalduva vee säilitamist, käsituslihtsust ja meetodi tootlikkust. Kasutusel on sadu tüüpe, proovureid unificiteeritud Nõukogude Liidus seni pole.

Puuraukudes pinnasesse surutavates proovurites võetakse proov kas proovuri spetsiaalsetesse vaheõngastesse või kesktadesse, mis hiljem eraldatakse proovurist, suletakse kaantega ja saadetakse laborisse. Nõrkadest savipinnastest on lõike ning tekstuuri täpsemaks uurimiseks ja detailseks proovitamiseks Eestis erikonstruktsiooniga, kahest torupoolest koosneva 1,0...1,5 m pikkuse proovuriga võetud pikki tekstuuri-monoliite.

Neid piki telge lahti lõigates on hästi näha täpne pinnaselõige ja pinnase tekatuur (eriti mõnepäevase kuivamise järel), samuti on sellistest proovidest hõlbus võtta täpselt määratud asukohaga niiskus-, plastsus- ja lõimiseproove. Ebastabiilsetes pinnastes (veeküllastunud, kohevad, suure tolmu- ja liisaldusega jms) annab häid tulemusi vaakumproovurite või alumises osas erisulguritega proovurite kasutamine.

Šurfidest võetakse tavaliselt monoliite pinnasesse surutavatesse ning hiljem kaanetatavatesse õngastesse, vahel ka suurematesse karpidesse või kastidesse, savipinnastest lõigatakse välja korrapäraseid, tavaliselt kuubikujulisi monoliite, mis kaetakse marli ja parafiiniga, et säilitada proovikehade algniiskust.

Loodusliku veesisalduse määramiseks võetakse nn niiskusproovid harilikult väikeste kaantega karpidesse (üksidesse), mis kuivamise takistamiseks parafiinitakse, suletakse

plastiliini, kummirõngastega vms. Suuremahulisel niiskusteimimisel on otstarbekas esimene kaalumine teha objektil kohe pärast proovide võtmist, mistõttu proovikarpide hermeetiline sulgemine pole enam vajalik.

Kõik pinnaseproovid tuleb pärast võtmist võimalikult kiiresti suunata teimimisele. Proovide pakkimise ja transportimise põhjalikud nõuded on toodud normis GOST 12071-72. Kvaliteetsete tulemuste saamiseks tuleb rakendada kõiki abinõusid proovide minimaalseks rikkumiseks transpordil (vibratsiooni ja tõugete suhtes on eriti tundlikud saviliivad) ja säilitamisel, kaasa arvatud külmumise välistamine (temperatuur peab olema vahemikus 2...20 °C, proovihoidla õhuniiskus 50...60 %).

Veeproovid võetakse kas vahetult vastavasse proovinõusse (tavaliselt hermeetiliselt suletavad vähemalt 1000 cm³ anumad) või kasutatakse vastavaid abivahendeid, kui vesi on sügavamal puuraugus (tõstetoru, batomeeter). Reeglina tuleb veeproov võtta kohe pärast vee ilmumist kaevandisse, hõljundunud pinnaseosakestel siiski vähemalt osaliseltki settuda lastes. Veeanalüüsi tuleb alustada ülimalt 24 tunni jooksul pärast proovi võtmist, vältimaks lenduvate komponentide eraldumist ja mittepöördelisi muutusi vee koostises (vahel tehakse osa määranguid välitingimustes, kohe veeproovi võtmise järel või rakendatakse eriabinõusid koosseisu muutumise takistamiseks).

Pinnaste teimimine toimub vastavalt kehtestatud meetodikale (kas normijärgsele - enamiku määrangute osas on olemas vastavad GOST-id - või uurimisülesandega spetsiaalselt ette antule) geotehnikalaboris, kuhu ehitusgeoloog suunab proovid koos teimimisülesandega. Selle koostamine peab sisuliselt algama juba EGU kavandamisel proovitamise-teimimisprogrammi koostamisel. Olulisemate teimiliikide osas võib juhinduda järgmistest soovitustest sõltuvalt pinnaseliigist:

kaljupinnas - mahumass, veesisaldus, survetugevus;

jäme purd pinnas - lõimis ning savika täitematerjali plastsus;

liivpinnas - lõimis, mahumass, poorsus, veesisaldus, tihedusaste, veejuhtivus, kokkusurutavus,

nihketugevus;

savipinnas - tihedus, mahumass, poorsus, plastsus (põhjalikuma ehitusgeoloogilise analüüsi korral soovitav ka lõimis), veesisaldus, kokkusu-
rutavus ja nihketugevus.

Täiendavalt neile on kahtluse korral otstarbekas liivpinnases alati kontrollida ka orgaanilise aine sisaldust (vahel ka savipinnases), savipinnases aga karbonaatsust, mis samuti võib teisi omadusi oluliselt mõjutada. Eri- ja tehispinnaste proovitamisel ning teimimisel juhindutakse nende sarnasusest ne-
jale ülalmainitud põhilisele pinnaseliigile (lähedaste oma-
dustega pinnase teimimisnõuetest).

EGU juures ei tohi teimimist katsetele vastandada - üks teist ei asenda, küll võib aga tema sisu oluliselt muuta. Lubamatu on tavaliselt küllalt kulukate katsete (eriti plaatkoormuskatsed ja nihe) tegemine neile kaasneva proovitamise-
teimimiseta - taoline väärpunktika põhjustab suure osa kor-
duvkasutamiseks kõlbuliku teabe paratamatut kaotsiminekut.

Præguste võimaluste juures, kus küllalt sageli pinnaseomadusi hinnatakse veel visuaalselt (n.ö. analoogia järgi, tuginedes varasematele, pahatihti samuti põhjendamata andme-
tele), on esikohal andmete garanteerituse saavutamine, sest isegi optimaalne uurimismaht käib sageli üle jõu, eriti väik-
semates EGU organisatsioonides (vahel aga ka ülemäärasest uurimiskiirusest või rahalistest, tavaliselt erialase põh-
jenduseta piiranguist tingitult).

Korrelatsioonimeetodil tähtsamate pinnaseandmete määra-
mist võimaldavaid tabeleid, mida kohati laialt kasutatakse (näit. SNiP 2. 02. 01-83 omad või regionaalsed tabelid), ei tohi vaadelda kui absoluutteavet andvaid või konkreetsete
uurimiste andmeid korrigeerivaid - need tabelid ei suuda mingil juhul asendada vahetuid uurimistulemusi vaadeldaval ob-
jektil, mille andmed ei pruugi sugugi üldistavate tabelite
numbritega kokku langeda.

8.4. Tüüppinnaste uurimise erinõuded

EGU meetodika oleneb paljudest teguritest. Meie levinumate pinnaste jaoks on tänaseks siiski enam-vähem optimaalne uurimismetoodika välja kujunenud - selle põhisätted on toodud AJ-s, samuti mitmes "Eesti Tööstusprojekti" ja Ehitusuuringute Instituudi töös. Eesti tähtsaimate tüüppinnaste jaoks on neid allpool lühidalt vaadeldud.

Liivpinnase puhul on määravaks pinnaseveetase - sellest kõrgemal annab parimaid tulemusi šurfimise ja proovitamise (eelkõige monoliitide võtmise ja transpordi hoolikus, mis tulemusi kõige rohkem mõjutab), eriti kombineeritult plaatkoormus- ja nihkekatsetestega. Allpool pinnaseveetaset langeb pearõhk penetreerimisele ja rikutud proovide võtmisele, mille teinimisandmeid ülalt võetud proovide omadega seostades püütakse kaudselt otsustada pinnase mehaaniliste omaduste üle.

Head teavet annab liiva kohta kerge löökpenetromeeter ("Eesti Tööstusprojekti" tüüp, varda $\phi = 19$ mm, koomuse tipunurk 60° , ristlõige 5 cm^2 , 10 kg vasar kukub 0,5 m kõrguselt), millega 1...2 m sügavusel määratud penetratsioonitugevuse (löövide arv 10 cm läbimiseks) järgi mitte ainult võib liivu geotehniliselt liigitada, vaid ka alusele lubata-vaid koormusi määrata:

löövide arv	liiva geotehnilised omadused	lubatud koormus kPa
kuni 12	halvad	100
13...30	keskmised	250
üle 30	head	400

Lubatud koormusi tuleb antud juhul vaadelda garanteeritud kandevõimena vähemalt 50 cm laiuse ja 80 cm sügavusele ulatava lintvundamendi jaoks, millest kinnipidamisel alust rohkem arvutada pole vaja. Andmetöötlusel ühendatakse kuni

10 % erineva tugevusega naaberintervallid, sügavamale penetreerides tuleb ellimineerida külghoõrde mõju. Surupenetratsioonil võib eritakistusvahemikus $T_0^\circ = 1,5 \dots 7,5$ MPa määrata kokkusurutavuse seosest $E_0 = 3 \cdot T_0^\circ$ ning proportsionaalsuspääri $\sigma_3 = T_0^\circ / 17$, kusjuures kas surupenetratsiooni või plaatkoormuskatse järgi määratud proportsionaalsuspäärist 80 % võib lugeda aluse arvutustugevuseks (pole vaja eraldi määrata γ , ψ ja c , mis lihtsustab tööd). Mehaanilisi omadusi tuleb reeglina hinnata välikatsetega (lihtsamatel juhtudel korrelatsiooni kaudu, lähtudes füüsilistest), eriti kokkusurutavuse kohta võib ödomeeter anda väga suuri hälbeid.

Tähtsamaid tegureid, mida eriti holotseeni liiva uurimisel tõsiselt arvestada tuleb, on orgaanilise aine sisalduse määramine ja tema mõju selgitamine pinnase muudele omadustele. Üle 0,5 % kolloidset orgaanilist ainet sisaldavas liivas pole ülalmainitud kaudmeetodid enam kasutatavad - nende geotehnilised omadused tuleb selgitada vahetute uurimisega.

Muudest omadustest asetatakse liiva uurimisel peaarõhk lõimise, poorsusteguri ja tihedusastme määramisele ning nende korrelatsioonile mehaaniliste omadustega. Eesti valdavalt monomineraalsetes liivades ei tohi tihedusastet määrata poorsusteguri ja lõimise järgi (nagu näeb ette GOST 25100-82), vaid tuleb lähtuda kas penetratsioonist või teimimisest Terzaghi metodika järgi. Proovitamissagedus peab püstsuunas olema vähemalt 1 m (kui pinnast hinnatakse proovitamise-teimimisega), monoliite tuleb võtta kuni 10 cm kõrgustesse lõikerõngastesse proovikeha hoolika väljalõikamisega (mitte rõnga sissesurumisega!), iga ehitusgeoloogiline element peab olema iseloomustatud vähemalt 6 kuivmahumassi ja 12 nihke-teimi (konsolideerimata kiirendatud nihe) andmetega.

Moreeni uurimisel tuleb samuti eelistada šurfirmist kvaliteetsete monoliitide võtmiseks ning pinnase suuremate hulcade visuaalseks hindamiseks (puuraugust on näiteks raske saada objektiivset pilti kivisisaldusest, mida kiputakse kuni poole suuremaks pidama). Kui jäme purdu on üle 15 %, ei tohi proovurit sisse lüüa, kui $I_L > 0,5$ - vibreerida, vältimaks pinnase struktuuri rikkumist (proovurid tuleb süvitada

aeglaselt, ühtlase staatilise survega). Monoliidid tuleb võtta ülimalt 0,5...0,7 m tagant, eriti moreeni ülemises osas, kus omaduste muutlikkus on suhteliselt suurem.

Niiskusprouvid tuleb reeglina võtta peenpurrust, kui aga kivisisaldus on üle 10 %, siis eraldi määrata kõige kivivaesema ja -rikkama osa veesisaldus. Lõimise täpseks määramiseks tuleb üle 10 mm fraktsioonid eraldada sõelumise-pestemisega kohe väljas, rahnude sisaldust hinnatakse tavaliselt visuaalselt.

Mehaaniliste omaduste laborihindamisel tuleb tagada proovikeha loodusliku veesisalduse säilimine, sest selle vähenemisega võivad kaasned aomaduste pöördumatud muutused. $I_L > 0,5$ korral tuleb nihketeimid teha konsolideerumata proovidega, kusjuures ühe moreeniliigi jaoks on nihkeparameetrite määramiseks vajalikud vähemalt 12 teimi (3...6 erineva vertikaalkoormuse juures) andmed. Kokkusurutavuse hindamiseks tuleb eelistada plaatkoormuskatseid, samuti on soovitatav katsetega määrata ka nihkenäitajad (ka plaatkoormuskatsetega aluse rambumiseni).

Erilist tähelepanu tuleb pöörata kuivmahumassi (või poorsusteguri), veesisalduse ja voolavusarvu seosele sügavusega maapinnast ning nende korrelatsioonile mehaaniliste omadustega. Küllalt häid andmeid annab koonusteimimine, samuti surupenetratsioon, mille järgi vahemikus $T_0^\circ = 1,5...7,5$ MPa võib saviliivmoreenis võtta $E_0 = 5T_0^\circ$ ja $\sigma_3 = T_0^\circ/13$ (ning siit $R_0 = 0,8\sigma_3$).

Nõrgad savipinnased tuleb juba uurimise algetapil läbi-
da kogu paksuses vähemalt 2 geotehnilise puurauguga (geoteh-
nilisteks nimetatakse puurauke, millest võetakse teimimiseks
massiliselt proove ja mis seetõttu annavad pinnaseomaduste
kohta põhiteavet), suuremate alade uurimisel peab neid olema
vähemalt üks 1 ha või ehitise pikkuse iga 25 m kohta. Hästi-
uuritud aladel, kus geoloogilise ehituse ühetaolisus on ta-
gatud, võib vastava põhjenduse korral neid nõudeid vähendada,
samuti võib väiksemate koormuste korral paksudel nõrga savi-
pinnase massiividel geotehniliste puuraukude sügavust vähen-
dada sõltuvalt koormusest ehitise kontuuris:

σ kPa	<30	30...40	40...50	50...60	60...70	70...80
sügavus m	10	15	20	25	30	35

Mainitud geotehnilisi puurauke täiendavad lõiketäpsustuspuuraugud (neist võetakse tavaliselt ainult niiskusproue ja rikitud proove plastsusmääranguks ning lõimiseanalüüsiks) ja sondimisaugud (mõne üksikküsimuse täpsustamiseks), samuti penetratsioon, mis kahte viimast kaevandiliiki edukalt täiendada või isegi asendada võib (välja arvatud löökpenetratsioon saviliivas, mis sageli pole üldse kasutatav). Nende 3 eri kategooria (eri teabemääraga) uurimisliikide omavaheline optimaalne suhe on 1 : 3 : 9, vältimaks ülemääraseid kulutusi suure diameetriga puuraukudele. Uurimisvõrgu tihe-
 dus oleneb madalvundamendi korral suurel määral ka nõrga savipinnase sügavusest vundamentitallast ning tema ebaühtlusest esimese kümnekonna meetri ulatuses, samuti lisakoormusest ehitise kontuuris. EGU kavandamisel võib soovitada järgmisi kriteeriume:

Nõrga savipinnase sügavus vundamentitallast m	Uurimispunktide vahekaugus m				
	Lisakoormus ehitise kontuuris kPa kuni				
	20	40	60	80	100
2	20	15	10	6	4
5	25	20	15	10	7
10	35	25	20	15	10
15		30	25	20	15
20			30	25	20

Kuna nõrga savipinnase levilal tehtavad uurimised peavad sageli andma teavet ka vaivundamendi otstarbekuse üle otsustamiseks, tulenevad sellest lisanõuded uurimissügavuse ja -tiheduse kohta, eelkõige vaiaaluse (vaiu kandva kihi) omäpärast olenevalt.

Hea korrelatsiooni tõttu nende pinnaste veesisalduse ja muude omaduste vahel on tähtis osa detailsel niiskusteimimisel, eriti uurimise algetappidel ja geotehniliselt lihtsamates olukordades - ülimalt 20 cm tagant viirsavis ning 10 cm vahedega holotseeni setteis (vahel praktiseeritakse ka laus-

proovitamist iga 2...5 cm tagant). Üks ehitusgeoloogiline element peab olema viirsavis iseloomustatud vähemalt 20, holotseeni setteis 30 niiskusemääranguga. Viirsavi on lubatud lugeda üheks ehitusgeoloogiliseks elemendiks, kui w variatsioonitegur pole üle 20 %, kui aga vundamentitalla ja nõrga savipinnase vahel on vähemalt 10 m pinnast, mille $E_0 \geq 10$ MPa, siis nõrka savipinnast variatsiooniteguriga kuni 30 % (tüüp-olukord Tallinnas).

Mehaaniliste omaduste hindamisel teimimisega tuleb ühe elemendi piires teha vähemalt 10 ödomeeter- ja 25 nihketeimi (nende käigus peab olema välistatud omaduste muutumine - eelistada tuleb kiirendatud meetodikaid). Kui nõrga savipinnase ja vundamentitalla vahele jääb alla 1 m tugevamat pinnast, tuleb sel juhul, kui nõrga savipinnase veesisaldus on üle 100 %, kui üle 50 % veesisaldusega pinnasele antakse lisakoormus üle 100 kPa või kui lisakoormus on üle 150 kPa, aluse kandevõimet kontrollida rambumiseni tehtavate plaatkoormuskatsetega. Nihketugevust on otstarbekas kontrollida ka tiivikkatsetega.

Teimimisel tuleb vältida proovi eelnevat kuivamist, mis võib põhjustada eriti plastsusomaduste ja lõimise mittepöördelisi muutusi. Pinnase sagedase suure ebaühtluse tõttu tuleb hoolikalt jälgida eri teimideks minevate proovi osade samasust ning andmete ühendatavust ("ühe proovi" probleem, mis pinnase suure ebaühtluse tõttu võib osutada sageli küllalt tõsiseks, nõudes suuri teimimismahte).

8.5. Uurimisandmete esitamine

EGU andmed esitatakse tavaliselt ehitusgeoloogia aruandena, mis näitab käsitletava objekti ehitusgeoloogilisi tingimusi uurimise põhjuseks oleva ehitusliku ülesande lahendamiseks vajaliku põhjalikkusega (see asjaolu sageli unustatakse, eriti varasemate uurimisandmete kasutamisel, mis võib kaasa tuua geotehnilise olukorra ebaõige hindamise). EGU üldistav aruanne koostatakse kameraaltööde lõppetapil, algavad

aga kameraaltööd suurematel objektidel vahel juba välitiginimustes, paralleelselt välitöödega, tavaliselt moodustavad nad eraldi tööloigu pärast välitöid. Kameraaltöös koostatakse kaevandite lõiked, profiilid, täpsustatakse pinnasemäärangud (arvestades teimimistulemusi), töödeldakse katseandmed, seostades nad muu ehitusgeoloogilise teabega, määratakse insenerarvutusteks vajalikud näitajad ning koostatakse ehitusgeoloogia aruanne. Selle detailsus sõltub uurimismahust ning eesmärgist, kuid neist olenemata peavad aruandes leiduma:

1. Objekti täpne nimetus, geograafiline ja haldusasukoht, ehituslik iseloomustus, geotehnilised erinõuded.

2. EGU üldandmed - eesmärk, aeg, meetodika, mahud, varasemate andmete olemasolu (kasutatavuse hindamisega), töö tegijad.

3. Geograafilised andmed - geomorfoloogia, hüdrograafia, kliima (reegline ainult väljaspool Eesti NSV-d projekteeritavatel objektidel) jms vastavalt vajadusele.

4. Üldine geoloogiline ja hüdrogeoloogiline iseloomustus ning uuritava ala täpne geoloogiline ehitus ehitiste mõjulaste piires.

5. Pinnaste geotehnilised omadused.

6. Pinnaseveed - režiim, koostis, agressiivsus.

7. Objekti üldine ehitusgeoloogiline hinnang kavandatud ehituse seisukohast koos vundeerimissoovituste, geotehniliste eriprobleemide (ka geotehnilise kontrolli soovituste), täiendavate uuringute ning keskkonnakaitse nõuetega.

Aruanne peab sisaldama kõiki uurimistega selgitatud ja kavandatud ehituse jaoks olulisi andmeid üldistatud kujul, loogilises järjestuses, võimalikult lühidalt ning hõlpsalt kasutatavalt, võimaldamaks projekteerijal ökonoomseima töökindla lahenduse leidmist ainult aruande järgi, ilma täiendavate konsultatsioonideta ehitusgeoloogi juures (need võivad kõne alla tulla ainult eriolukordades, ühisaruteludena suurte, keeruliste objektide projekteerimisel).

8.6. Ehitusgeoloogilised kaardid

Ehitusgeoloogilised kaardid esitavad graafiliselt teavet maa-alade ehitusgeoloogiliselt oluliste tegurite kohta, peegeldades geoloogilisi, geomorfoloogilisi, hüdrokeoloogilisi ja geotehnilisi tingimusi antud kaardi mõõtkavale ning otsarbele vastava põhjalikkusega. Neid on kolme põhitüüpi: ehitusgeoloogiliste tingimuste kaart (üldiseim, universaalseim kõige mitmekesisemate ülesannete lahendamiseks, mõõtkava 1 : 200 000 või väiksem), ehitusgeoloogilise rajoonimise kaart (laia diapasoonega või konkreetse ehitusliigi jaoks, väga erinevates mõõtkavades, sageli eelmisega ühendatud, eriti lihtsamates tingimustes) ja ehitusgeoloogiline erikaart (harilikult mõõtkavas 1 : 25 000...100 000, konkreetse ehitusliigi või suurema ehitusobjekti jaoks).

VMN ehitusgeoloogiaalases koostöös on mõõtkavast sõltuvalt välja töötatud järgmine nomenklatuur:

1. Väikemõõtkavalised ülevaatekaardid (1 : 500 000 või väiksemad);
2. Keskmõõtkavalised ülevaatekaardid (1 : 100 000... ..200 000);
3. Keskmõõtkavalised detailkaardid (1 : 25 000...50 000);
4. Suuremõõtkavalised detailkaardid (1 : 10 000 ja suuremad).

Esimesed 2 liiki on kasutatavad tehnilis-majanduslikul põhjendamisel, kolmas planeerimisülesannetes, viimased aga (need on õigemini juba plaanid) konkreetsete projektide tegemisel, kus nad konditsioonilisuse korral võimaldavad EGU algetappide töömahte oluliselt vähendada.

Ehitusgeoloogiliste kaartide koostamisel lisanduvad tavalistele geoloogilistele nõuetele ehitusgeoloogia erinõuded - ehitusgeoloogilist olukorda kõige rohkem mõjutavate tegurite esiletõstev kujutamine (geotehniliselt erinevate pinnasekihtide lasuvus, pinnaseomadused, hüdrokeoloogiline olukord, ehitusgeoloogilised nähtused, võimaluse korral ka ehituskoostemused). Erinevad geoloogilis-geneetilised kompleksid püü-

takse jagada ehitusgeoloogilisteks elementideks (neid kaardi seletuskirjas põhjalikumalt iseloomustades).

Enamuse Eesti territooriumi kohta on Geoloogia Valitsuse poolt tehtava kompleksse kaardistamise käigus koostatud ka 1 : 200 000 ehitusgeoloogiline kaart, millel on eristatud 2 ...3 ülemist ehitusgeoloogilist kompleksi (ülemine värvi, järgmised viirutusega) tavaliselt 10...15 m sügavuseni (pea alati aluspõhjani). Kasulikku ehitusgeoloogilist teavet võib saada ka muudelt geoloogilistelt kaartidelt, eriti kvaternaarikaartidelt.

Suuremate, ehitusgeoloogiliselt keerulisemate ehitusplatside jaoks on otstarbekas juba EGU I etapil koostada ehitusgeoloogiline plaan määrdus 1 : 500...2000, millele kantakse geotehniliselt kõige olulisem teave, eriolukordades võib selle teabe üksikelemente anda ka kaevandite plaanil. Suuremäärduskavaliste plaanide eriliigiks on lõikeplaanid, mis näitavad kas kindlal sügavusel või kõrgusmäärgil asuvaid pinnaseid (vahel tehakse neid mitu, eri tasanditel) - sellised plaanid on väga head keerukamate vundamentilahenduste kavandamisel, eriti eri tasemel vundamentide korral. Ehitusgeoloogilist olukorda aitavad näitlikustada ka aksonomeetrilised profiilid (eriti tiheda, ristuva profiilistiku korral).

8.7. H ü d r o g e o l o o g i a e r i p r o b l e e m i d

Tavaliselt kõrge pinnaseveetasemega Eesti ehitusplatsidel on vesi sageli tähtsamaid geotehnilist olukorda mõjutavaid tegureid, mis nõuab tema hoolikat uurimist. Selgitada tuleb maasiseste vete olemasolu, veeliigid, režiim, keemiline koostis, pinnaste vesiomadused, ehitustehnoloogia sõltuvus veest jms. Reeglina lahendatakse EGU käigus ka pinnavetega seotud probleemid.

Maasisestes vetes eristatakse ajutist aeratsioonivõövet (nõrgvesi/sün rippvesi/, mida kapillaar- ja molekulaarjõud ei suuda siduda ning mis liigniiskuserioodil tekkides aeg-

laselt allapoole liigub; ülavesi, mis rõhuta ning ajutise vee-
na perioodiliselt tekib ja kaob vett nõrgalt juhtivate kih-
tide ning läätsede peal) ning alalist põhjavett. Viimases on
suurima ehitusgeoloogilise tähtsusega pinnasevesi - maapin-
nast esimese alalise vettkanava kihi vesi (meil tavaliselt
kvaternaarkattes), sügavamal asuvad ulatuslike veehorisontide
survelised arteesiaveed, mis avamusalal võivad ühineda pin-
naseveega, seda toites.

EGU käigus tuleb selgitada pinnavee olemasolu ja tekke-
võimalused, vee ilmumine kaevandeis ja püsima jäänud veeta-
semed ning veeliik, pinnase veejuhtivus (intensiivsus ja ise-
loom sõltuvalt geoloogilisest olukorrast) ja filtratsioonimoodul (soovitav katseliselt), hüdrokeemia ning geotehniliselt olulised erinähtused (surveveed, vee neeldumine, ebavesiliivsus jms). EGU lühiaegsuse tõttu on raskeim režiimi hindamine - sageli tuleb kasutada kas varasemate EGU materjalide või analoogiat, samuti tuleb küsitleda kohalikke inimesi ning uurida salvkaeve ja keldreid.

Muutub ajas ka vete kemism, mis nõuab nii proovide kor-
duvat võtmist eri aegadel kui ka vanade materjalidega võrd-
lemist (kaasa arvatud analoogia kasutamine). Ühest ehitus-
geoloogiliselt olulisest veehorisondist tuleb ühel uurimis-
etapil võtta vähemalt 3 veeproovi, kui aga oluliste kompo-
nentide kõikumine on üle 25 % ja vesi võib osutada agressiiv-
seks (hinnatakse SNiP 2. 03. 11-84 järgi), siis kõigi EGU käi-
gus kokku vähemalt 6. Analüüside tulemusi töödeldakse ja võr-
reldakse varasemate andmetega (neid vajaduse korral kaasa
haarates) andmetöötluse tavapõhimõtete alusel. Kasulik on
agressiivsuse korral kontrollida ka vanade vundamentide sei-
sukorda - igal juhul on vajalik olukorra põhjalik analüüs,
vett ei tohi mõne üksikkomponendi või -määrangu järgi kerge-
kæeliselt agressiivseks tunnistada ainuüksi normi küllalt
range piiri formaalse ületamise tõttu.

8.8. Geotehniline kontroll

EGU eriliigiks on geotehnilise kontrolliga seotud tööd.

millega jälgitakse ehitiste alusest tingitud käitumist (vajumine, deformatsioonid) ehituses ja eksploatatsioonis, samuti looduslike pinnasemassiivide käitumist lokaalvajulatel ja maalihkealadel. Geotehnilise kontrolli hulka kuulub ka ehitusaegne pinnaseomaduste järelkontroll, ringipaigaldatavate pinnasemasside (tehisalused, täited, mulded) omaduste määramine, samuti keerulises pinnaseolukorras või aluse hälvete korral vundamendilahenduste operatiivne korrigeerimine.

Enamik Eesti geotehnilise kontrolli töödest on seotud vajumisvaatlustega, mis peavad toimuma kolmepoolses koostöös (ehitusgeoloog, ehitusinsener, geodeet) vastavalt normide (AJ, GOST 24 846-81) nõuete ning töö eesmärgi järgi koostatud programmile. Nivellimine tugineb eri konstruktsioonidega reeperite (sügavreeper, fundamentaalreeper, pinnasereeper, seinareeper) süsteemile, milles otstarbe järgi eristatakse lähtereepereid (aluskõrgust andvad riikliku kõrgusvõrgu reeperid), alusreepereid (eeldatavalt liikumatud reeperid objekti lähedal, mille suhtes toimub igakoräne mõõtmine), vaatlusreepereid (jälgitavas ehitises asuvad reeperid) ja ülekandereeperid (pikematel nivellimiskäikudel ühelt seisult teisele üleminekut hõlbustavad reeperid). Alusreepereid peab olema vähemalt 3 ja nende püsivust tuleb piisava sagedusega kontrollida, vaatlusreeperid paigaldatakse vastavalt püstitatud ülesandele, eelkõige kontrollitava ehitise perimeetrile 10...15 m sammuga (tingimata nurkadesse, kahele poole vajumisvuuke ja koormuse märgatava muutuse kohtadesse). Mõõtmisagedus oleb vajumise intensiivsusest, koormuse kasvukiirusest ja pinnaseomadustest - ehituses tavaliselt 1...2 km tagant, eksploatatsioonis 1/2...1 aasta tagant kuni vajumiste vaibumiseni (vähemalt 3 aastat pärast märgatavaid üle 3 mm/a/ vajumeid). Vajaduse korral mõõdetakse ka rõhtpaigutusi, kaldeid, pragude arengut jms. Geotehnilise kontrolli aruanne kuulub Eestis samuti kohustuslikule esitamisele Ehituskomitee Ehitusgeoloogia Fondi.

9. LISAD

9.1. Sümbolid, tähised, mõõtühikud

- γ - mahukaal (SNiP 2.02.01-83 järgi erikaal) kN/m^3
 ρ_B - eritihedus g/cm^3
 ρ - tihedus g/cm^3
 ρ_d - kuivtihedus g/cm^3
 ρ' - heljundmass (tihedus pinnase heljundumisel tema täielikul veeküllastusel) g/cm^3
 ρ_w - vee tihedus g/cm^3
 w - veesisaldus (niiskus) %
 I_w - küllastusaste
 n - poorsus (pooride maht) % (või murdarvuna)
 m - tahke osa maht % (või murdarvuna)
 e - poorsustegur
 e_{\min} - poorsustegur tihedaimas olekus
 e_{\max} - poorsustegur kohevaimas olekus
 I_D - tihedusaste
 I_T - tihendatavustegur
 U - lõimisetegur
 w_L - voolavuspiir %
 w_P - plastsuspiir %
 I_P - plastsusarv
 I_L - voolavusarv
 sf - sauesisaldus %
 tf - tolmusisaldus %
 A - kolloidaktiivsustegur
 k - filtratsioonimoodul mm/sek (m/sek , nm/sek)
 η - pehnemustegur
 a - kompressioonimoodul MPa^{-1}
 E_0 - deformatsioonimoodul (ülddeformatsioonimoodul) MPa
 p - survetugevus (veeküllastunud olekus) MPa
 R_0 - arvutuslik (ting)tugevus e. arvutustugevuse R tabelväärtus MPa
 μ - Poissoni tegur (külglaienemistegur)

ξ	- külgsurvetegur
c_v	- konsolidatsioonimoodul cm^2/sek
σ	- normaalrõhk (-pinge, -surve) kPa
τ	- nihkepinge kPa
Ψ	- sisehõõrdemurk kraadides
c	- nidusus kPa
ω	- varikaldenurk kraadides
P	- jõud kN
L	- vundamendi pikkus m
B	- vundamendi laius m
D	- vundamendi sügavus m
Z	- sügavus m
S	- vajum mm
AJ	- "Ajutised juhised..." (vt. kirjandusnimistut)
EGU	- ehitusgeoloogiline uurimine

9.2. Soovitav kirjandus

- Ajutised juhised ehitusgeoloogilisteks uurimisteks Eesti NSV-s. Tallinn, Eesti NSV Ministrite Nõukogu Riiklik Ehituskomitee. 1971. - 66 lk.
- Klein G., Doroshevits N., Smirenkin P. Alused ja vundamendid. Tallinn, 1970. - 252 lk.
- Masso T. Ehituskonstruktori käsiraamat. Tallinn, 1982; pt. 12. Pinnased (Ago Vilo) ja 13. Vundamendid, lk-d 381... 408.
- Oll N. Pinnase füüsikalise-mehaaniliste omaduste määramine. Eesti Põllumajanduse Akadeemia. Tartu, 1970. - 150 lk.
- Reuter F., Klengel K., Pašek J. Ingenieurgeologie. 2. trükk. Leipzig, 1980. - 452 lk.
- Talviste E. Hooned. 2. trükk. Tallinn, 1983. - 384 lk.
- Абелев М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. М., 1983. - 248 с.
- Беленький и др. Проектирование и устройство свайных фундаментов. М., 1983. - 328 с.
- Бондарик Г.К. Общая теория инженерной (физической) геологии. М., 1981. - 256 с.
- Бондарик Г.К., Комаров И.С., Ферронский В.И. Полевые методы инженерно-геологических исследований. М., 1967. - 372 с.
- Гольдштейн М.Н., Царьков А.А., Черкасов И.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. М., 1981. - 320 с.
- Грязнов Т.А. Оценка показателей свойств пород полевыми методами. М., 1984. - 198 с.
- Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. М., 1981. - 320 с.
- Дашко Р.Э., Каган А.А. Механика грунтов в инженерно-геологической практике. М., 1977. - 238 с.
- Денисов Н.Я. Инженерная геология. М., 1960. - 404 с.
- Заруба К., Менцл В. Инженерная геология. М., 1979. - 468 с.
- Инженерная геология СССР. М., 1978, т. I. Русская платформа. - 528 с.
- Косте Ж., Санглера Г. Механика грунтов. М., 1981. - 456 с.
- Леггет Р. Города и геология. М., 1976. 542 с.

- Ломтадзе В.Д. Инженерная геология. Инженерная геодинамика. Л., 1977. - 480 с.
- Ломтадзе В.Д. Инженерная геология. Инженерная петрология. 2-е изд. Л., 1984. - 512 с.
- Ломтадзе В.Д. Инженерная геология. Специальная инженерная геология. Л., 1978. - 496 с.
- Ломтадзе В.Д. Методы лабораторных исследований физико-механических свойств горных пород. Л., 1972. - 312 с.
- Маслов Н.Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов. М., 1982. - 512 с.
- Маслов Н.Н. Механика грунтов в практике строительства (оползни и борьба с ними). М., 1977. - 320 с.
- Пек Р.Б., Хенсон У.Э., Торнбурн Т.Х. Основания и фундаменты. М., 1958. - 336 с.
- Ребрик Б.М. Бурение скважин при инженерно-геологических изысканиях. 2-е изд. М., 1973. - 260 с.
- Сергеев Е.М. и др. Грунтоведение. 5-е изд. М., 1983. - 340 с.
- Сергеев Е.М. Инженерная геология. 2-е изд. М. 1982. - 248 с.
- Солодухин М.А. Инженерно-геологические изыскания для промышленного и гражданского строительства. М., 1975. - 190 с.
- Справочник по инженерной геологии. 3-е изд. М., 1981. - 326 с.
- Терцаги К. Теория механики грунтов. М., 1961. - 508 с.
- Терцаги К., Пек Р. Механика грунтов в инженерной практике. М., 1958. - 608 с.
- Тейлор Д. Основы механики грунтов. М., 1960. - 596 с.
- Трофименков Ю.Г., Воробков Л.Н. Полевые методы исследования строительных свойств грунтов. М., 1981. - 216 с.
- Хоу Б.К. Основы инженерного грунтоведения. М., 1966. - 460 с.
- Цытович Н.А. Механика грунтов (краткий курс). 4-е изд. М., 1983. - 288 с.
- Цытович Н.А. Механика грунтов. 4-е изд. М., 1963. - 636 с.
- Цытович Н.А. и др. Прогноз скорости осадок оснований сооружений. М., 1967. - 240 с.
- Цытович Н.А., Тер-Мартиросян З.Г. Основы прикладной геомеханики в строительстве. М., 1981. - 318 с.
- Чаповский Е.Г. Лабораторные работы по грунтоведению и механике грунтов. 4-е изд. М., 1975. - 304 с.

SISUKORD

SAATEKS.	3
1. EHTUSGEOLOOGIA ARENG.	5
2. PINNASETEADUS.	8
2.1. Pinnaste kujunemine ja liigid.	8
2.2. Pinnaseomadused.	10
2.2.1. Koostis.	10
2.2.2. Füüsilised omadused.	14
2.2.3. Vesiomadused.	17
2.2.4. Mehaanilised omadused.	21
2.3. Norm- ja arvutusnäitajad.	30
3. PINNASEMEHAANIKA.	31
3.1. Pingejaotus.	32
3.2. Alusearvutus.	37
3.2.1. Kandevõimearvutus.	37
3.2.2. Vajumisarvutus.	38
3.3. Nõlvapüsivusarvutus.	41
4. EHTUS.	44
4.1. Ehitusmaterjalid.	46
4.2. Hoonete konstruktsioonid.	47
4.3. Hoonaosad ja tarindid.	48
4.4. Vundeerimine.	48
4.4.1. Vundamenditüübid.	49
4.4.2. Vundamendiehitus.	50
4.4.3. Tehisalused.	51
5. EESTI GEOTEHNIKA.	52
5.1. Tüüppinnaste omadused.	52
5.1.1. Kaljupinnased.	53
5.1.2. Jäme purdpinnased.	54
5.1.3. Liivpinnased.	55
5.1.4. Savipinnased.	56
5.1.4.1. Moreen.	56
5.1.4.2. Tugevad viirsavid.	58
5.1.4.3. Nõrgad savipinnased.	59
5.1.5. Eripinnased.	60
5.1.6. Tehispinnased.	61

5.2. Levimused vundeerimisviisid.	61
5.3. Geotehnilised ehituskogemused.	64
5.3.1. Nõrkadel alustel ehitamine.	65
5.3.2. Pinnasevee mõju.	66
5.3.3. Pinnasevee agressiivsus.	67
6. ESTI EHTUSGEOLOOGILINE RAJONIMINE.	69
7. EHTUSGEOLOOGILISED NÄHTUSED.	73
7.1. Nõlvnähtused.	73
7.2. Lokaalvajumine.	75
7.3. Karst.	77
7.4. Niiskusevajumine.	78
7.5. Maaväärin.	79
7.6. Igikelts.	81
8. EHTUSGEOLOOGILINE UURIMINE.	82
8.1. Uurimise kord ja ettevalmistus.	82
8.2. Välitööd ja -meetodid.	85
8.3. Proovitamise ja teimimine.	89
8.4. Tüüpinnaste uurimise erinõuded.	95
8.5. Uurimisandmete esitamine.	99
8.6. Ehitusgeoloogilised kaardid.	101
8.7. Hüdrogeoloogia eriprobleemid.	102
8.8. Geotehniline kontroll.	103
9. LISAD.	105
9.1. Sümbolid, tähised, mõõtühikud.	105
9.2. Soovitav kirjandus.	107

Аго В и л о.
СТРОИТЕЛЬНАЯ ГЕОЛОГИЯ.
Учебное пособие для студентов отделения геологии.
На эстонском языке.
Тартуский государственный университет.
ЭССР, 202400, г.Тарту, ул.Оликооли, 18.
Vastutav toimetaja V. Kalm.
Korrektor A. Seppet.
Paljundamisele antud 12.02.1986.
MB 01669.
Kirjutuspaber.
Masinakiri. Rotaprint.
Tingtrükipoogmaid 6,51.
Arvestuspoogmaid 6,16. Trükipoogmaid 7,0.
Trükiarv 500.
Tell. nr. 116.
Hind 20 kop.
TRÜ trükikoda. ENSV, 202400 Tartu, Pälsoni t. 14.



20 kop.