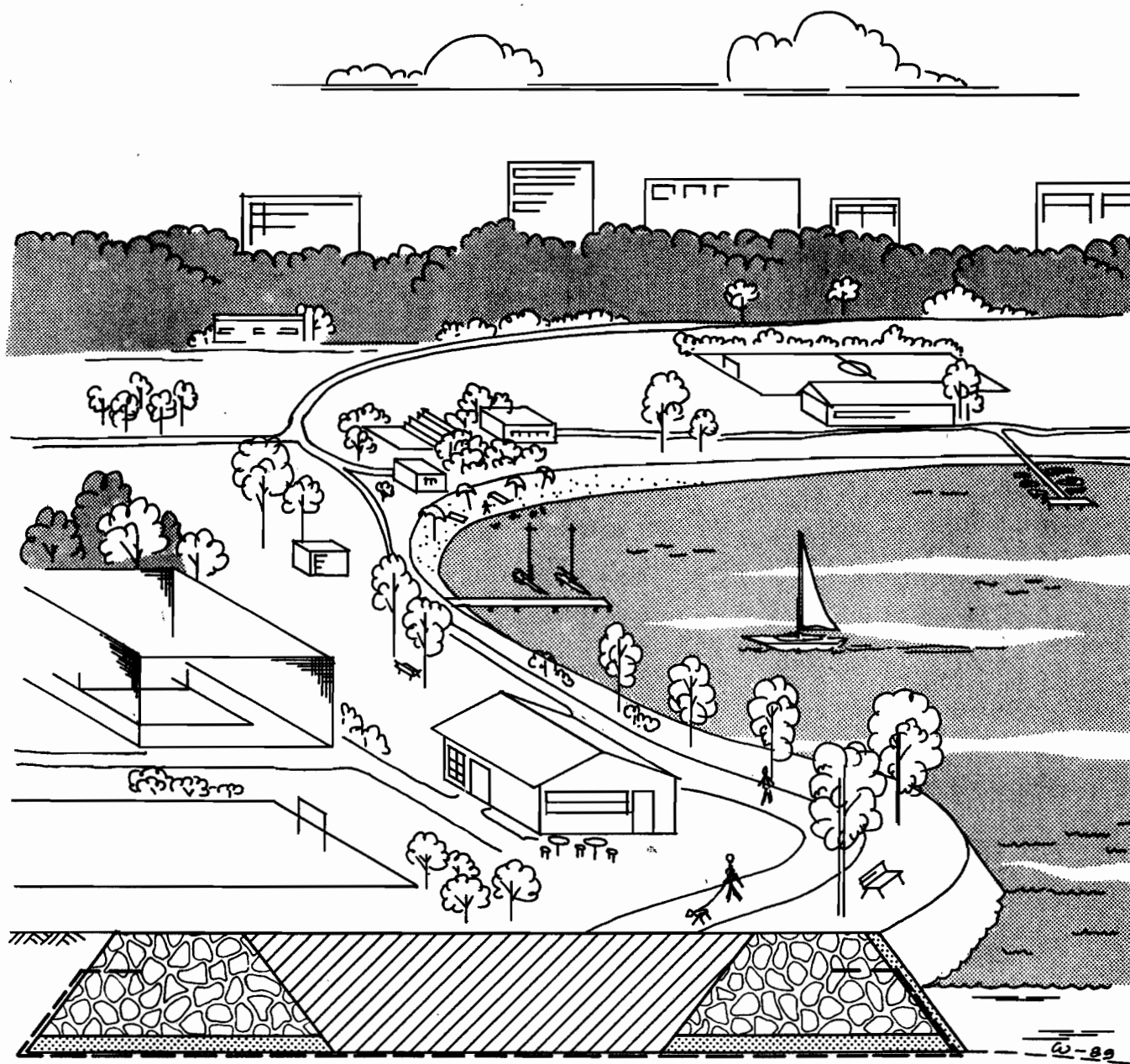




Mikko Leppänen

**VAHVISTINKANKAIDEN KÄYTTÖ VANHANKAUPUN
GINLAHDEN RANTA-ALUEEN RAKENTAMISESSA**

Geoteknisen osaston tiedote 49

ALKULAUSE

Helsingin kaupungin tutkimusohjelmassa on useamman vuoden aikana ollut rantojen saneerausmenetelmiä koskeva tutkimus. Sen tavoitteena on kehittää Helsingin oloihin sopiva vahvistettu rantarakenne ja rantapenkereen rakentamistekniikka sekä sopiva ruoppaustekniikka ja ruoppausmassojen käsittelytapa.

Tämä tutkimus, Vahvistinkankaiden käyttö Vanhankaupunginlahden ranta-alueen rakentamisessa, on osaselvitys em. laajemmasta rantojen saneerausmenetelmätutkimuksesta. Samasta aiheesta valmistui ensimmäinen tutkimus, Kelluvan rantapenkereen rakentaminen, geoteknisen osaston tiedote nro 38/1984. Vanhankaupunginlahden länsirannan rakentamistyöstä on myöhemmin laadittu useita kirjoituksia geotekniikan kotimaisiin ja ulkomaisiin konferensseihin. Tämä tutkimus muodostaa yhteenvedon mainitusta rakennustyöstä sekä käytetystä vahvistinkangastekniikasta. Rannan painumista ja käyttäytymistä tullaan edelleen seuraamaan tarkkailumittauksilla, joista laaditaan seurantaraportteja ja kirjoituksia työn onnistumisesta. Rantojen saneerausmenetelmien kehittämistä jatketaan tekemällä myöhemmin tutkimuksia myöskin ruoppaustyöstä ja varsinkin pehmeitten ruopattujen massojen käsittelytekniikaasta.

Tämä työ on tehty diplomityönä Teknilliselle korkeakoululle professori Kalle - Heikki Korhosen valvonnassa. Työtä on geotekniseltä osastolta valvonut toimistopäällikkö Osmo Korhonen ja varsinaisen työn on tehnyt on tehnyt geoteknisellä osastolla Mikko Leppänen.

Helsingissä 2.2.1989


Usko Anttikoski
osastopäällikkö

TIIVISTELMÄ

Tämä tutkimus on tehty Helsingin kaupungin kiinteistöviraston geoteknisellä osastolla tavoitteena selvittää vahvistinkankailta vaadittavia ominaisuuksia sekä vahvistetun rakenteen suunnittelua heikosti kantavalle maapohjalle rakennettaessa. Tutkimus perustuu alan kirjallisuuteen sekä Helsingin Vanhankaupunginlahden täyttöalueen suunnittelusta ja seurannasta saatuihin kokemuksiin.

Vahvistinkankailla tarkoitetaan tässä yhteydessä tavallisesti polyesteristä tai polypropyleenistä valmistettuja kudottuja kangasmattoja, jotka eroavat oleellisesti valmistustavaltaan ja ominaisuuksiltaan huopamaisista suodatinkankaista. Tutkimuksessa on käsitelty vahvistinmateriaalin ja maan välistä yhteistoimintaa sekä selvitetty niitä vahvistinmateriaaliominaisuuksia, jotka ovat rakenteen toiminnan kannalta keskeisimmät. Lisäksi on käsitelty vahvistetun rakenteen suunnittelua ja siinä huomioitavia tekijöitä sekä käytännön rakentamistyötä.

Tutkimuksessa on esitetty Vanhankaupunginlahden täyttöalueen rakennushanke, jossa vahvistinkankaita on käytetty liejun päälle rakennetun pengertäytteen vahvistamisessa. Rantarakenne on toteutettu pääosin kahtena yhdensuuntaisena louhepenkereenä, jotka on vahvistettu kudotulla polyesterikankaalla. Rakentaminen on tehty vaihteittain sekä kesä- että talvityönä. Talvirakentamisesta saadut kokemukset ovat hyvät, sillä työ on sekä nopeampaa että edullisempaa kuin kesällä rakennettaessa.

Tarkkailumittauksin on todettu, että vahvistettu rantapenger toimii suunnitellulla tavalla: painumat ovat olleet tasaisia, eikä ranta-alueella ole tapahtunut vakavampia sortumia tai pohjan nousua.

ABSTRACT

The aim of this study which was carried out in the geotechnical department of the city of Helsinki was to examine the demanded properties of geotextiles and the designing methods when constructing embankments on very soft subsoils. The study is based on literature and on the design and observations of the filling area constructed in the Bay of River Vantaa, Helsinki.

This study deals mainly with polyester and polypropylene geotextiles which differ substantially by properties and manufacture from non-woven geotextiles. The interaction between soil and reinforcement and the properties of geotextiles which are essential for the proper behaviour of the structure have been considered. The aim was also to find out the most suitable designing and building methods for the reinforced structure.

The study presents the filling area project in the Bay of River Vantaa where geotextiles have been used as reinforcement in embankments built on very soft mud. The shore line is mainly constructed using two polyester reinforced parallel floating embankments which have been built in periods in the summer and in the winter. The knowledge of the building in the winter is good as the work is faster and the costs are lower than in the summer.

The embankments have been carefully observed with measuring instruments. It can be concluded that the reinforced embankment has acted as was assumed. The settlements have been controlled and there has not been any impending danger of collapse in the completed filling area.

MERKINNÄT

B	leveys, m
E	kimmomoduuli, kN/m^2
F	varmuuskerroin
F_{vahv}	vahvistetun rakenteen varmuuskerroin
H	pengerkorkeus, m
K_a	aktiivisen maanpaineen kerroin
L_{vaad}	vahvistinkankaan vaadittu ankkurointipituus, m
M_a	aktiivimomentti, kNm , kNm/m
M_p	passiivimomentti, kNm , kNm/m
ΔM_p	vahvistinkankaasta saatava lisämomentti, kNm , kNm/m
MHQ	keskivirtaama, m^3/s
P	vahvistinkankaan vetolujuus, kN/m
P_a	aktiivinen maanpaine, kN , kN/m
P_1	vahvistinkankaan lyhytaikainen vetolujuus, kN/m
P_2	vahvistinkankaan pitkäaikainen vetolujuus, kN/m
Q	maan pintahalkeamassa vaikuttava vedenpaineen resultantti, kN , kN/m
R	liukuympyrän säde, m
T	vahvistinkankaassa vaikuttava vetovoima, kN , kN/m
T_h	vahvistinkankaassa vaikuttava vaakasuora vetovoima, kN , kN/m
T_t	vahvistinkankaassa vaikuttava liukupinnan tangentin suuntainen vetovoima, kN , kN/m
W	maakappaleen paino, kN , kN/m
X	etäisyys, m
a	pintahalkeaman ja liukuympyrän keskipisteen välinen pystysuora etäisyys, m
c'	tehokas koheesio, kN/m^2
c_a	kankaan ja pohjamaan välinen adheesio, kN/m^2
c_u	suljettu leikkauslujuus, kN/m^2
f_o	lamellien väliset voimat huomioiva kerroin
l, l'	pituus, m
Δl	lamellin pituus, m
m	normaalikonsolidoituneen maakerroksen moduuliluku

m_2	yliekonsolidoituneen maakerroksen moduuliluku
q	deviatorinen jännitys, kN/m^2
s	painuma, m, mm
s_h	vaakasuoran pinnan leikkauslujuus, kN/m^2
s_u	suljettu leikkauslujuus, kN/m^2
s_v	pystysuoran pinnan leikkauslujuus, kN/m^2
t	aika, s, a
t_f	murtoon kuluva aika siipikairauksessa, min
u	huokosvedenpaine, kPa
Δu	huokosveden ylipaine, kPa
w	vesipitoisuus, %
x	lamellin painopisteen ja liukuympyrän keskipisteen välinen etäisyys, m
Δx	lamellin leveys, m
y	vahvistinkankaan ja liukuympyrän keskipisteen välinen etäisyys, m
z	syvyys, m
α	liukupinnan tangentin ja vaakasuoran välinen kulma, °
β	jännityseksponentti
γ	maan tilavuuspaino, kN/m^3
γ'	maan tehokas tilavuuspaino, kN/m^3
ϵ	venymä, %
ϵ_1	lyhytaikainen venymä, %
ϵ_2	pitkäaikainen venymä, %
$\Delta \epsilon$	maan suhteellinen kokoonpuristuma, %/100
φ	maan kitkakulma, °
φ'	maan tehokas kitkakulma, °
μ	leikkauslujuuden redusointikerroin
μ_f	kitkakerroin
σ	normaalijännitys, kN/m^2
σ_c	esiekonsolidaatiojännitys, kN/m^2
σ_v	vertailujännitys, 100 kN/m^2
σ_o	vallitseva kuormitus, kN/m^2
σ_1, σ_3	pääjännitykset, kN/m^2
$\Delta \sigma_z$	lisäkuorma, kN/m^2
τ	leikkausjännitys, kN/m^2
ν	Poissonin luku

ALKULAUSE
 TIIVISTELMÄ
 ABSTRACT
 MERKINNÄT
 SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO.....	1
2.	SUUNNITTELUALUEEN KUVAUS.....	2
2.1	Alueen yleiskuvaus.....	2
2.2	Maankäyttösuunnitelma.....	2
3.	POHJATUTKIMUKSET JA POHJASUHTEET.....	6
3.1	Kenttätutkimukset.....	6
3.2	Laboratoriotutkimukset.....	9
3.3	Pohjatutkimusten ohjelmointi.....	13
3.4	Pohjasuhteet.....	14
3.5	Pohjasuhteiden vaikutus rakentamis- tapaan.....	15
4.	VAHVISTINKANKAAT.....	17
4.1	Valmistustekniikka.....	17
	4.11 Raaka-aineet.....	17
	4.12 Vahvistinkankaiden valmistus.....	17
4.2	Ominaisuudet.....	20
	4.21 Perusominaisuudet.....	20
	4.22 Mekaaniset ominaisuudet ja niiden koestaminen.....	21
	4.23 Ympäristötekijöiden vaikutus kestävyyteen.....	31
4.3	Saumaus.....	32
	4.31 Saumaustavat.....	32
	4.32 Sauman lujuuteen vaikuttavat tekijät.....	34
5.	VAHVISTETUN PENKEREEN SUUNNITTELU.....	36
5.1	Vahvistinkangas pengerrakenteessa.....	36
	5.11 Vahvistinkankaan vaikutus jänni- tyksiin ja muodonmuutoksiin.....	36

	5.12 Vahvistinkankaalle asetettavat vaatimukset.....	38
5.2	Vahvistetun penkereen vakavuus.....	42
	5.21 Sortumistavat.....	42
	5.22 Vakavuusanalyysin periaate.....	45
	5.23 Vahvistinkankaan vaikutus penkereen vakavuuteen.....	46
	5.24 Ø = 0-menetelmä.....	51
	5.25 c-Ø-menetelmä.....	54
5.3	Painumatarkastelu.....	61
5.4	Kaksoispenkereen rakenne.....	64
6.	TÄYTTÖALUEEN RAKENTAMINEN.....	66
6.1	Rakentamisvaiheet.....	66
6.2	Työn suoritus.....	69
	6.21 Vahvistinkankaan asennus.....	69
	6.22 Pengertäyte.....	72
	6.23 Viimeistelytyöt ja jatkotoimet....	75
6.3	Valvonta.....	76
6.4	Rakentamisesta saadut kokemukset.....	78
7.	TARKKAILUMITTAUKSET.....	80
7.1	Tarkkailumittausten merkitys.....	80
7.2	Tarkkailumittauslaitteisto ja mittaustulokset.....	80
	7.21 Painumalevyt.....	80
	7.22 Sivusiirtymäputket.....	81
	7.23 Huokosvedenpainejärjet.....	83
8.	KUSTANNUKSET.....	85
8.1	Suunnittelu- ja tarkkailumittauskustannukset.....	85
8.2	Rakentamiskustannukset.....	86
8.3	Kustannustarkastelu.....	87
9.	YHTEENVETO.....	89
10.	KIRJALLISUUSLUETTELO.....	92

1. JOHDANTO

Helsingin Vanhankaupunginlahden länsirantaa on käytetty vuosikymmenien ajan rakentamisesta peräisin olevien ylijäämämassojen täyttöalueena. Suunnittelematon täyttö on aiheuttanut rannalla stabiliteettiongelmia, joten rannan ottaminen hyötykäyttöön on ollut mahdotonta. Alueen maankäyttösuunnitelman tavoitteena on kunnostaa Vanhankaupunginlahden länsiranta pääosin virkistysalueeksi, jolloin se palvelee noin 100 000 alueen lähiseudun asukasta.

Ranta-alueen pohjasuhteet ovat Helsingin vaikeimpia: liejun ja saven yhteispaksuus on suurimmillaan jopa 40 metriä. Näin ollen ruoppaus ja pohjaantäyttö louheesta ei ole alueen kunnostuskeinona realistinen. Myöskään liuskapystyöjien käyttö tai syvästabilointi ei ole kustannus- ja työteknisistä syistä kunnostusratkaisuna mahdollinen. Lisäksi pystyöjien toiminta voimakkaasti kokoonpuristuvissa maakerroksissa ja syvästabiloinnin onnistuminen humuspitoisessa liejukerroksessa on epävarmaa.

Rantarakentamisen teki mahdolliseksi läheisten vesihuoltotunneleiden louhinnasta saadut massat sekä vahvistinkangastekniikan käyttöönotto ulkomailla, tosin paljon helpommissa oloissa. Tuotekehittelyn tuloksena Vanhankaupunginlahdella päädyttiin rakenneratkaisuun, jossa liejukerrosten päällä kelluva pengertäyte vahvistetaan suuren vetoajuuden omaavilla vahvistinkankailla. Vahvistinkankailla tarkoitetaan tässä tutkimuksessa tavallisesti polyesteristä tai polypropyleenistä valmistettuja kudottuja kangasmattoja, jotka eroavat oleellisesti valmistustavaltaan ja ominaisuuksiltaan huopamaisista suodatinkankaista.

Tässä tutkimuksessa selvitetään vahvistinkankailta vaadittavia ominaisuuksia heikosti kantavalle maapohjalle rakennettaessa. Lisäksi perehdytään vahvistetun rakenteen suunnitteluun ja siinä huomioitaviin tekijöihin. Lopuksi esitetään Helsingin Vanhankaupunginlahden kaksoispenkereiden rakentamistyö ja siitä saadut kokemukset.

2. SUUNNITTELUALUEEN KUVAUS

2.1 Alueen yleiskuvaus

Vanhankaupunginlahden länsirannalle on jo vuosisadan alun suunnitelmissa esitetty satama-, teollisuus- ja varasto-alueita. Sataman perustaminen alueelle osoittautui kuitenkin epätarkoituksenmukaiseksi lahden mataluuden sekä heikon maapohjan vuoksi. Vuoden 1930 jakosuunnitelmassa länsiranta osoitettiin teollisuus- ja varastoalueeksi, joka oli pääosin sijoitettu uudelle täyttöalueelle. Aluetta on suunnittelelmattomasti täytetty 1940-luvulta 1970-luvun lopulle yhteensä noin 70 hehtaaria. Suunnittelelmaton täyttö on aiheuttanut rannalla liukusortumia, minkä vuoksi rannan ottaminen hyötykäyttöön on ollut mahdotonta. Vanhankaupunginlahden länsirannan rantaviivan kehitys on esitetty kuvassa 1.

Vanhankaupunginselän koko pinta-ala on noin 5 km² ja keskisyvyys noin 1,4 m. Pinta-ala on pienentynyt täyttöjen ja rantojen madaltumisen myötä. Madaltumista on maannousun lisäksi aiheuttanut kiintoainesten kerrostuminen pohjalle, mikä ilmenee lahden veneväylien jatkuvana ruoppaustarpeena. Vanhankaupunginlahteen laskevan Vantaanjoen valuma-alue on 1685 km² ja joen keskivirtaama $MHQ = 14 \text{ m}^3/\text{s} /18/$.

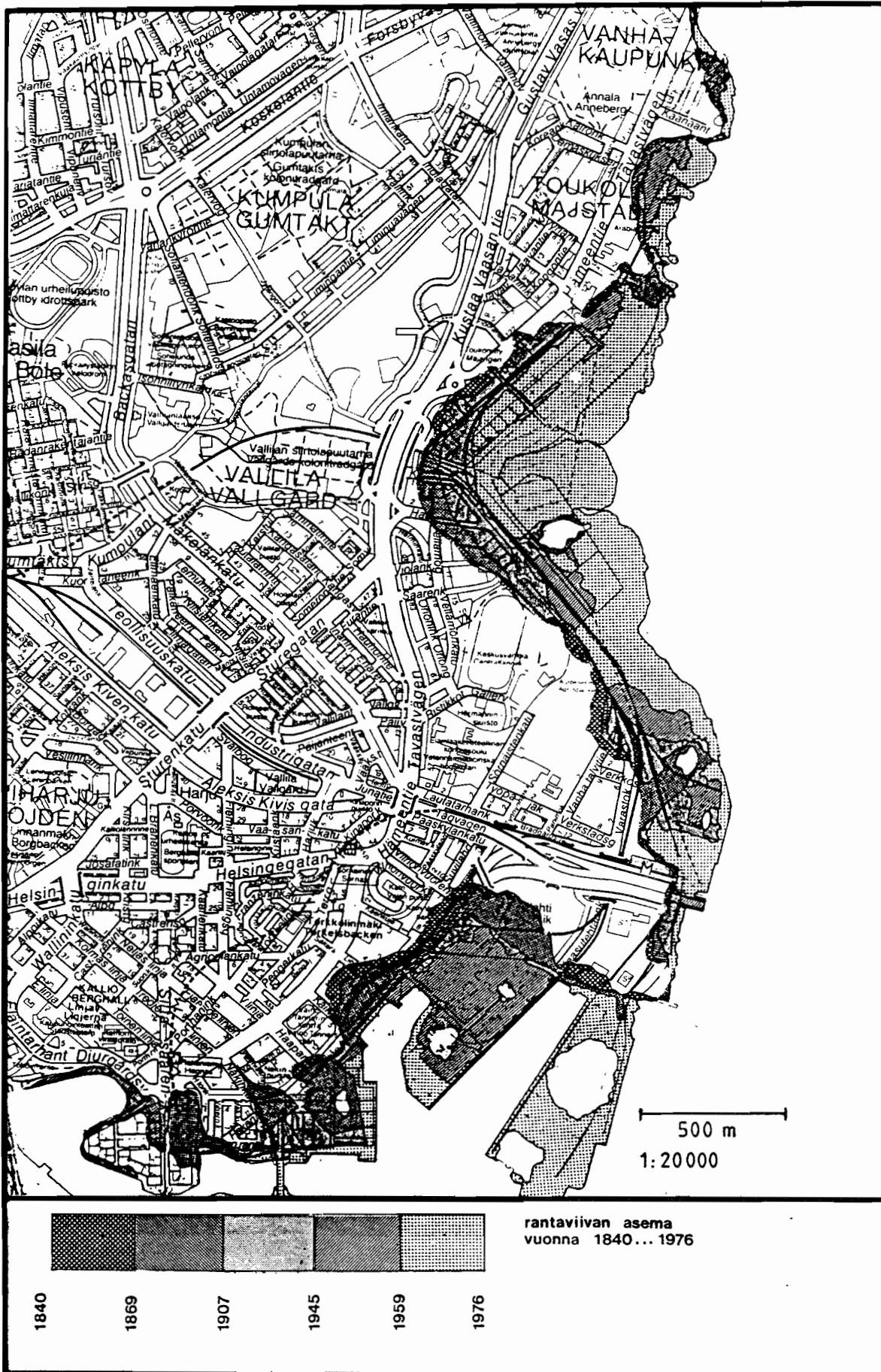
2.2 Maankäyttösuunnitelma

Maankäyttösuunnitelman yleistavoitteena on kunnostaa Vanhankaupunginlahden länsiranta pääosin virkistysalueeksi ja eteläisiltä osiltaan myös satama-alueeksi. Maankäyttösuunnitelma on esitetty kuvassa 2 /18/.

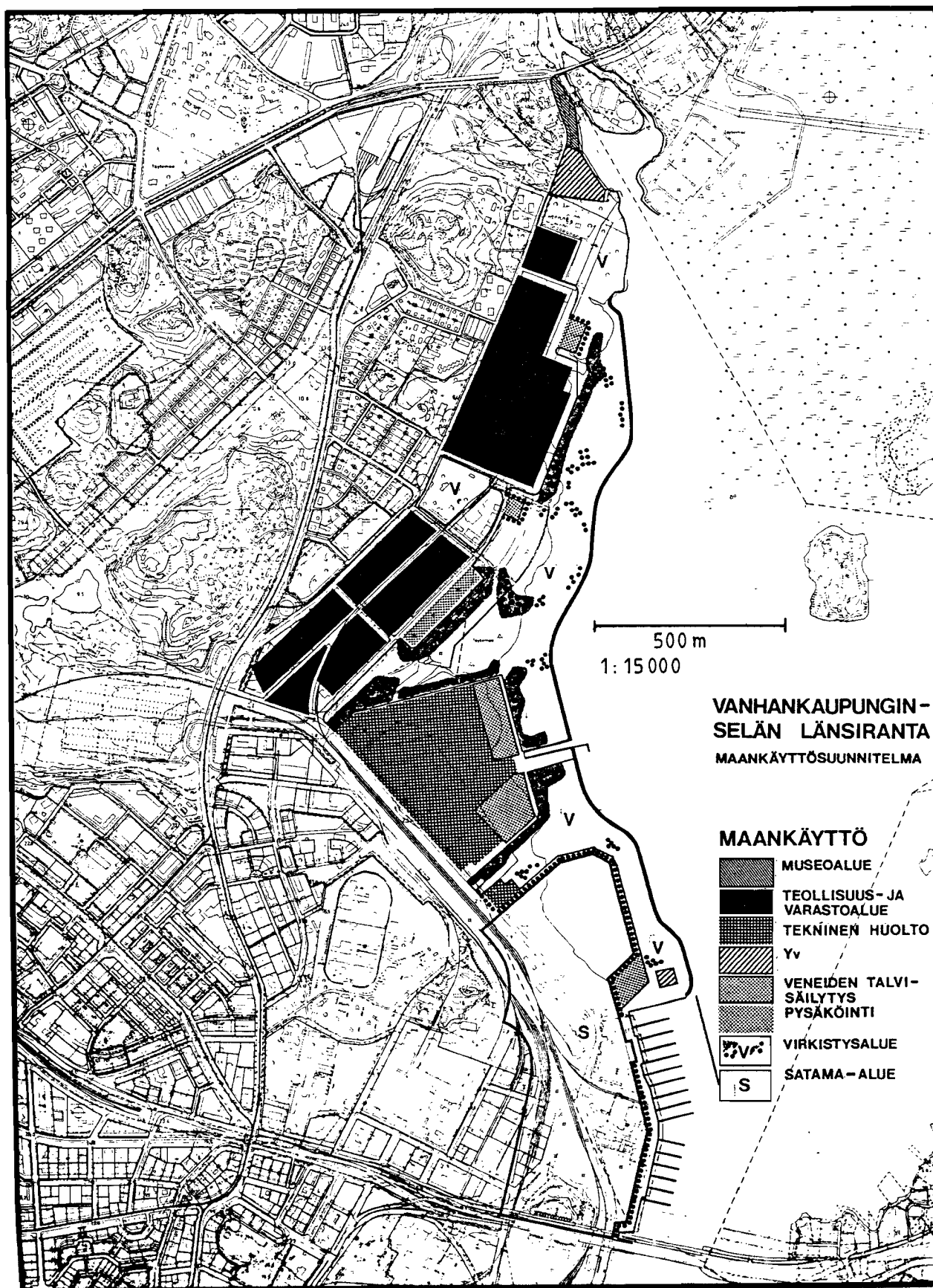
Osayleiskaava-alueesta on virkistyskäyttöön varattu 57 ha. Alue koostuu 2,5 km pitkästä, 75-230 m leveästä rannansuuntaisesta vyöhykkeestä sekä siihen yhtyvistä puistoalueista. Laadintaperiaatteiden mukaan alue osoitetaan osayleiskaavamääräyksellä ulkoilu- ja virkistyskäyttöön, jolloin se palvelee noin 100 000 alueen lähisendun asukasta.

Satamalaitokselle on Kyläsaaren eteläpuolelta varattu yhtenäinen alue Sörnäisten sataman jatkeeksi. Alueelle sijoitetaan varastokenttiä lisääntyneen tavaraliikenteen tilantarpeen tyydyttämiseksi. Satamalaitoksen tuleva alue kasvattaa nykyistä Sörnäisten satama-aluetta noin 13 hehtaarilla.

Vanhankaupunginlahden länsirannan maankäyttösuunnitelmas-
sa on otettu huomioon alueen geotekniset rajoitukset: kelluvan kaksoispenkereen alueella painumat muodostuvat niin suuriksi, että muiden paitsi kevyiden rakennuksien perustaminen edellyttäisi erittäin kalliita erikoisratkaisuja. Tämän vuoksi pysyvät rakennukset on pyritty sijoittamaan rannan eteläosaan pohjaantäyttöpenkereen alueelle, jossa perustaminen voidaan suorittaa anturoilla täytön varaan. Lyöntipaalutus perustusratkaisuna ei ole mahdollinen lohkaraisen täytön vuoksi.



Kuva 1. Vanhankaupunginlahti, Helsinki. Länsirannan rantaviiva vuosina 1840 - 1976 /18/.



Kuva 2. Vanhankaupunginlahti, Helsinki. Länsirannan maankäyttösuunnitelma /18/.

3. POHJATUTKIMUKSET JA POHJASUHTEET

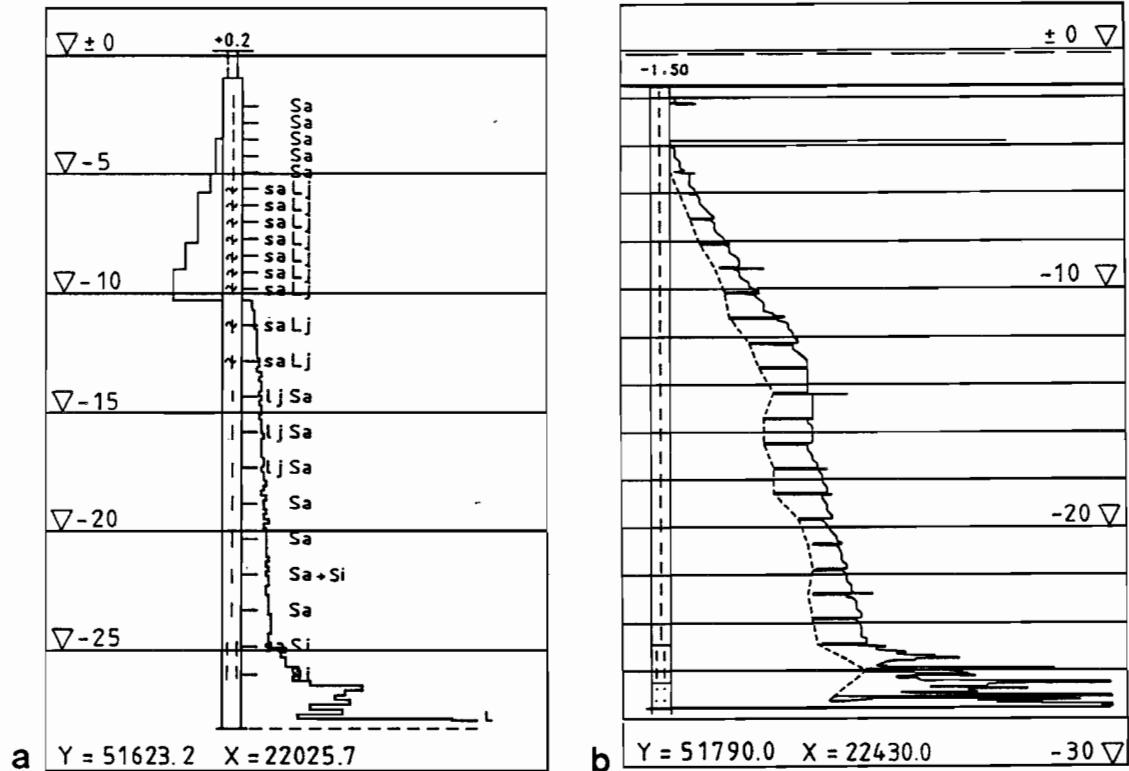
3.1 Kenttätutkimukset

Painokairaukset

Yksityiskohtaiseen suunnitteluun liittyvät pohjatutkimukset aloitettiin vuonna 1981 painokairauksina alueen pohjoisosassa. Painokairauksilla on pyritty selvittämään maakerrosrajoja sekä kovan pohjan sijaintia. Etelämmässä lieju- ja savikerrosten yhteispaksuus on kuitenkin jopa 40 m, jolloin painokairalla ei enää saada luotettavasti selvitettyä pohjasuhteita. Tämä johtuu siitä, että paksuissa lieju- ja savikerroksissa vaippavastus kasvaa niin suureksi, että painokairaa on vaikea saada kiertämälläkään tunkeutumaan saveen. Kuvassa 3a) on esitetty painokairausdiagrammi ja vastaavan pisteen maalajitulkinta laboratoriotutkimusten perusteella. Kuvasta havaitaan, ettei painokairalla pystytä Vanhankaupunginlahden oloissa luotettavasti selvittämään paksujen koheesiomaakerrosten rajoja.

Puristinkairaukset

Painokairauksessa ilmenneiden maakerrosrajojen tulkinta-vaikeuksien vuoksi siirryttiin paksujen koheesiomaakerrosten tutkimisessa puristinkairauksen käyttöön. Puristinkairausten osuus on noin 60 % kaikista kaksoispenkeen alueella tehdyistä kairauksista. Kairausmenetelmän etuna on se, että syvissäkin tutkimuspisteissä pystytään melko hyvin erottamaan kärkivastus, jolloin maakerrosrajojen tulkinta paranee (kuva 3 b). Puristinkairaa onkin käytetty siipikairauksen rinnalla koheesiomaakerrosten alueellisten ominaisuusvaihtelujen selvittämisessä. Puristinkairauksen vaikeutena on ollut lauttatyöskentely kesäolosuhteissa. Tämän vuoksi pohjatutkimukset on pyritty ajoittamaan talveen, jolloin kairaus voidaan suorittaa jään päältä.



Kuva 3. Vanhankaupunginlahti, Helsinki. Painokairausvastus ja maalajitulkinta maanäytteiden laboratoriotutkimusten perusteella (a) sekä puristinkairausvastus (b) /15/.

Siipikairaukset

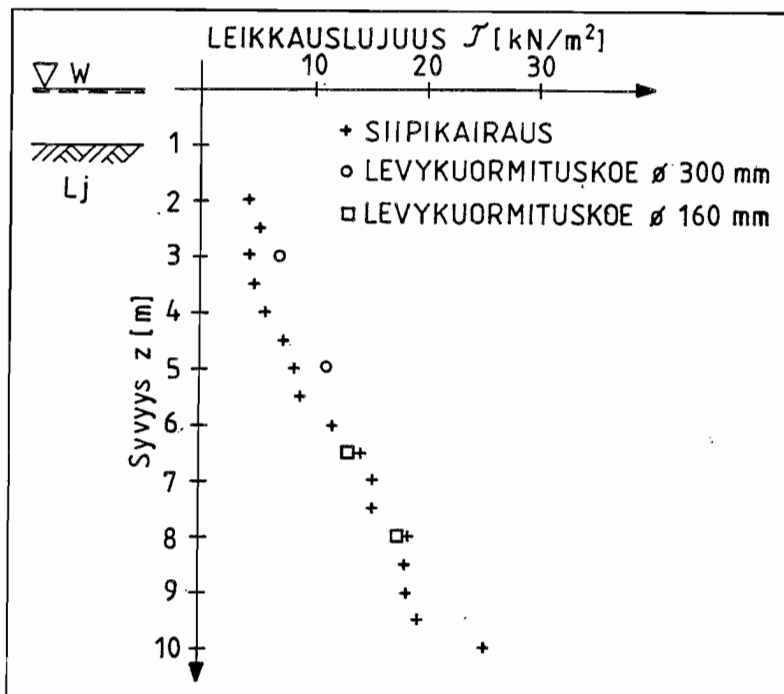
Kaksoispenkereen alueella on tehty noin sadan metrin välellä siipikairauksia saven leikkauslujuuden selvittämiseksi. Siipikairaukset on tehty pääasiallisesti normaali-siipeä $65 \times 130 \text{ mm}^2$ käyttäen. Tämän lisäksi on kahdessa erillisessä tutkimuspisteessä tehty vertailevia siipikairauksia käyttäen siipikokoja $65 \times 65 \text{ mm}^2$ ja $130 \times 65 \text{ mm}^2$ saven anisotrooppisuuden selvittämiseksi. Tutkimuksissa havaittiin, että esim. syvyydellä 5,5-9,5 m vaakasuoran pinnan leikkauslujuus on huomattavasti pienempi kuin pystysuoran pinnan, keskimääräinen suhde $s_h/s_v = 0,43$ /52/.

Siipikairauksia on tehty myös leikkausnopeuden ja leikkauslujuuden välisen vuorosuhteen selvittämiseksi. Hietaasti suoritetuissa siipikairauksissa ($t_f = 111-160 \text{ min.}$) saatu leikkauslujuuden huippuarvo on ollut $0,70 - 0,77 \times$ normaalinopeudella suoritettujen kokeiden huippuarvo.

Suoritusnopeuden huomioonottamiseksi tavanomaisella siipikairauksella saatu lujuus on redusoitava ennen kuin sitä käytetään pitkäaikaisen mitoituslaitteen vakavuuslaskelmissa. Eräiden yleisimmin käytössä olevien redusointimenetelmien perusteella valtion teknillisen tutkimuskeskuksen (VTT) geotekniikan laboratorio päätyi redusointikertoimeen $\mu = 0.60 / 52/$.

Levykuormituskokeet

VTT:n geotekniikan laboratorio suoritti alueella neljä levykuormituskoeita. Syvyyksissä 3,0 m ja 5,0 m koe suoritettiin $\varnothing$ 300 mm levyllä. Syvyyksissä 6,5 m ja 8,0 m käytettiin $\varnothing$ 160 mm levyä. Kuormitusta lisättiin portaittain. Kuormitusportaan suuruus oli noin 5-10 % murtokuormasta. Kunkin kuormitusportaan kesto aika oli 4 minuuttia /52/. Kuvassa 4 on esitetty levykuormituskokeiden tulokset sekä siipikairausdiagrammi. Kuvasta havaitaan, että levykuormituskokeiden tulokset varsinkin $\varnothing$ 160 mm levyllä vastaavat hyvin siipikairalla saatua leikkauslujuutta.

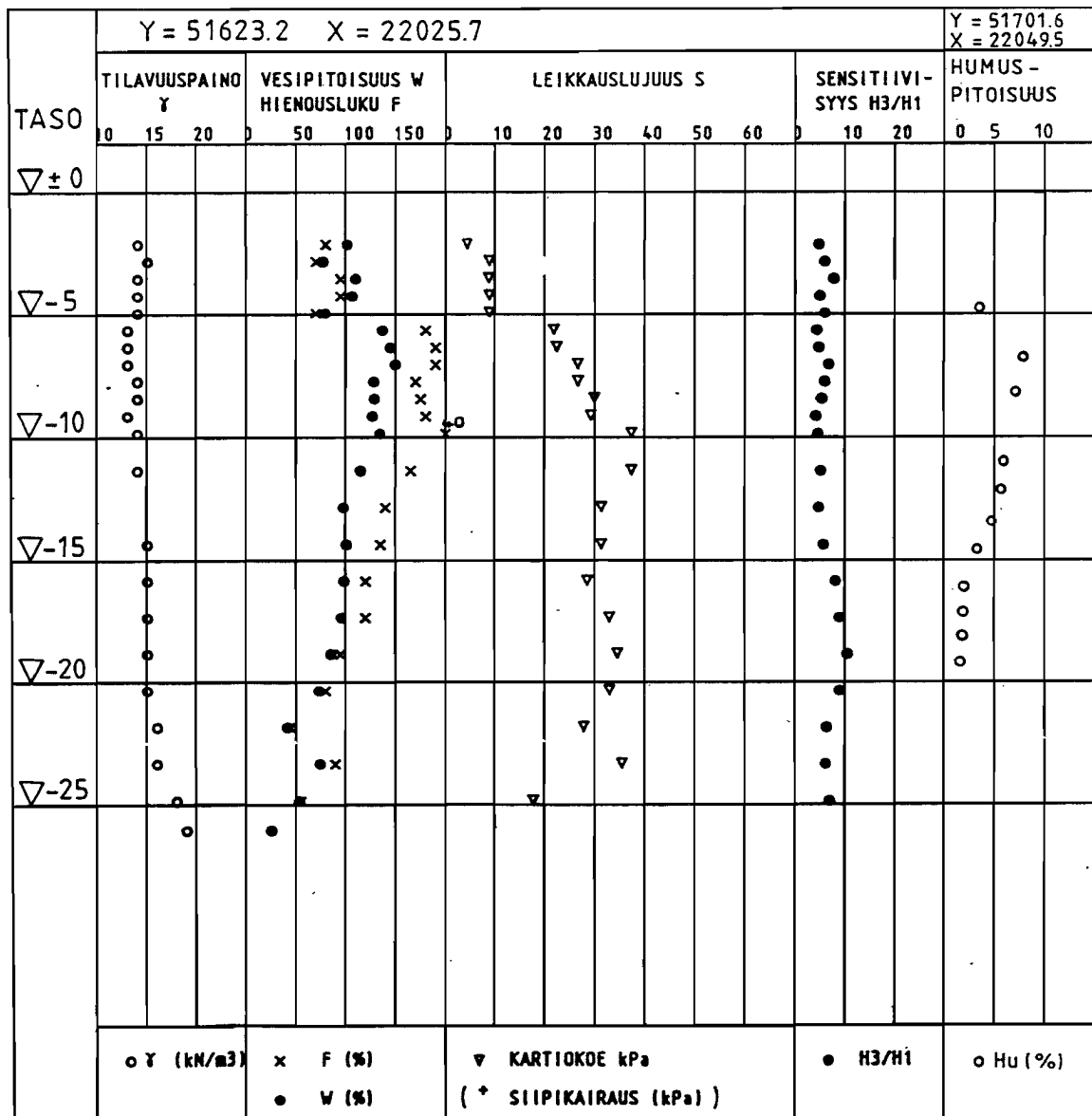


Kuva 4. Vanhankaupunginlahti, Helsinki. Levykuormituskokeiden tulokset sekä siipikairalla määritetty leikkauslujuus /52/.

3.2 Laboratoriotutkimukset

Luokituskokeet

Maalajinäytteistä on tehty tavallisesti seuraavat luokitusmääritykset: vesipitoisuus, tilavuuspaino, plastiset ominaisuudet sekä kartiokokeita. Lisäksi on tehty kahdesta tutkimuspisteestä humuspitoisuuden määritykset. Kuvas-
sa 5 on koottu yhden näytepisteen luokituskokeiden tulokset syvyyden funktiona.



Kuva 5. Vanhankaupunginlahti, Helsinki. Laboratorionäyt-
teistä tehtyjen luokituskokeiden tulokset /15/.

Ödometrikokeet

Painumien laskemista varten on alueella tehty neljästä tutkimuspisteestä ödometrikokeet. Ödometrikokeita ei tehty useammasta pisteestä sen vuoksi, että VTT:n tekemien kolmiakselikokeiden tuloksia on pystytty käyttämään painumien arviointiin. Lisäksi on voitu hyödyntää täyttöalueella useita vuosia jatkuneen painumaseurannan tuloksia.

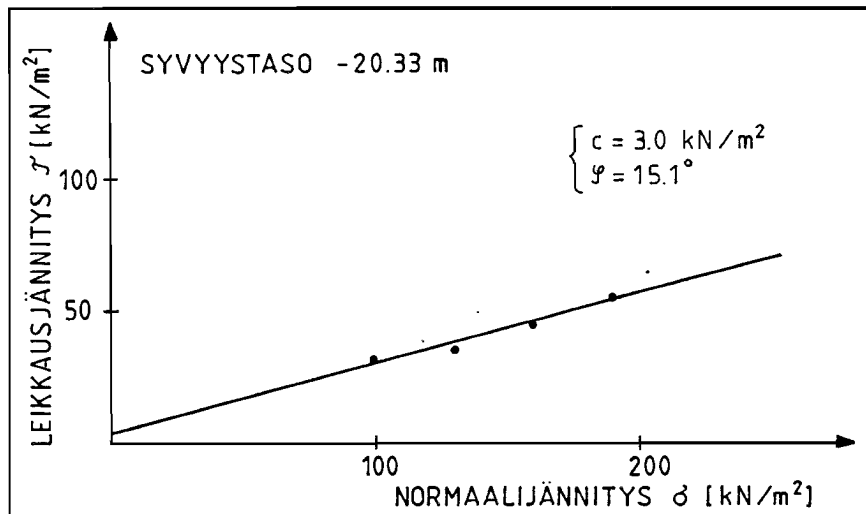
Ödometrikokeet on tehty geoteknisen osaston laboratoriossa ns. nopeutettuina ödometrikokeina. Tuloksena saadut alueen koheesiomaalajeille ominaiset kokoonpuristuvuusparametrit on esitetty taulukossa 1.

Taulukko 1. Vanhankaupunginlahti, Helsinki. Ödometrikoe. Kokoonpuristuvuusparametrit /15/.

KOKOONPURISTUVUUSPARAMETRIT $\bar{Y} = 51623.2$ $\bar{X} = 22025.7$						
SYVYYS	MODUULILUKU		JÄNNITYSEKSP.		ESIKONSOLIDAATIO	
	m	m ²	β	β_2	$b_c(\text{kPa})$	b_c/b_0
3.73	11.61	75.07	-0.34	0.00	12.84	1.167
6.53	7.66	48.35	-0.16	0.00	23.63	1.074
8.63	7.29	39.97	0.12	0.00	26.82	0.925
14.53	5.82	65.62	-0.35	0.00	67.98	1.338
20.53	6.61	87.65	-0.15	0.00	84.07	1.056
25.03	21.10	129.09	0.27	0.00	45.33	0.436

Suorat leikkauskokeet

VTT on tehnyt alueelta kaksi sarjaa suoria leikkauskokeita syvyystasoilta -20.3 ja -24.4 metriä. Näillä syvyystasoilla kulkeva mahdollinen liukupinta on lähes vaakasuora, joten leikkauskokeiden suorittaminen liukupinta-analyysin kannalta on perusteltua. Leikkauskokeessa näytteitä konsolidoitiin kullakin pystykuormituksella yksi vuorokausi, jonka jälkeen ne leikattiin avoimessa tilassa lisäämällä portaittain vaakakuormitusta minuutin välein murtoon saakka /53/. Yhden sarjan graafinen tulkinta ja tulokset on esitetty kuvassa 6.

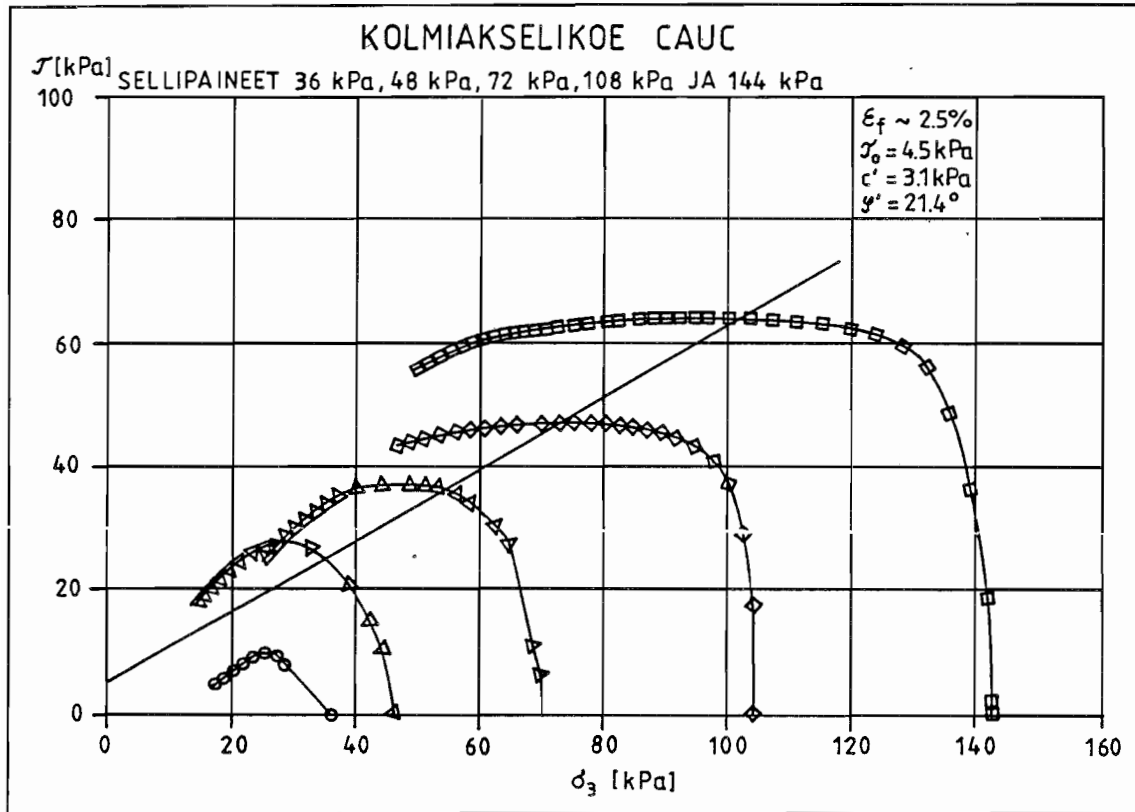


Kuva 6. Vanhankaupunginlahti, Helsinki. Avoin rasialeikkauksee. Syvyys -20.33 m /53/.

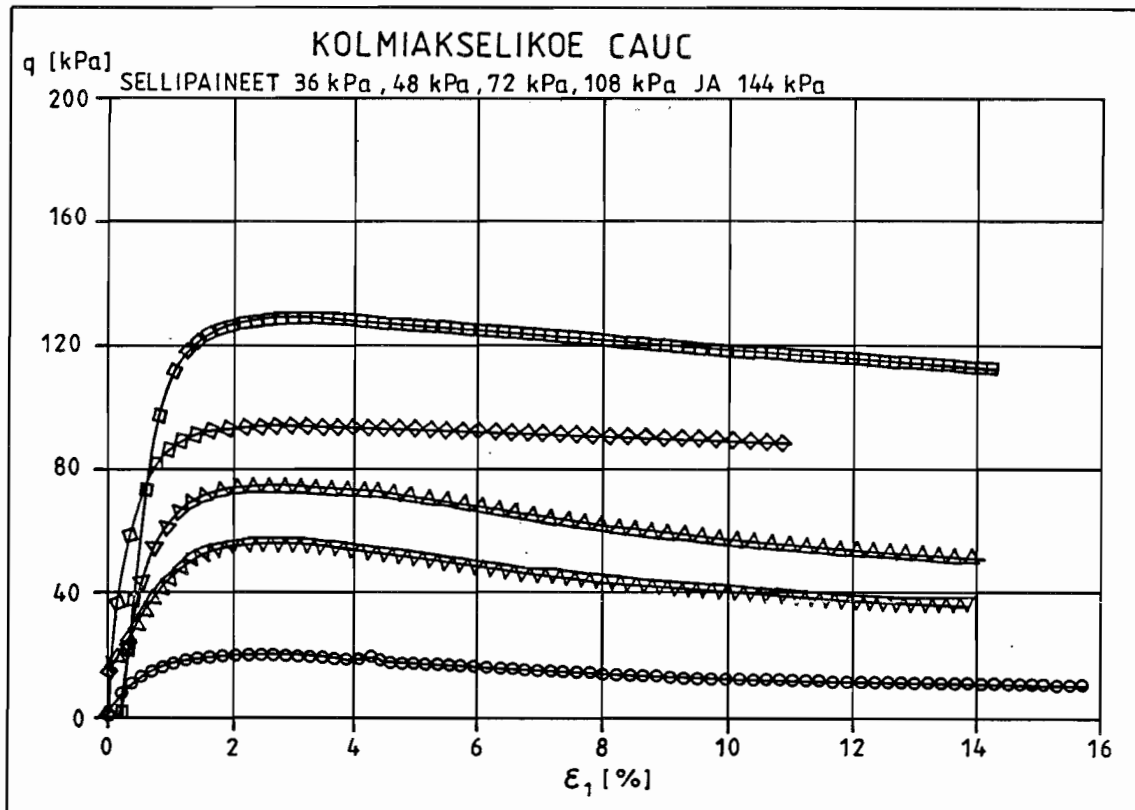
Kolmiakselikokeet

Tehokkaat lujuusparametrit on määritelty VTT:n geotekniikan laboratoriossa konsolidoiduilla, suljetuilla kolmiakselikokeilla (CAUC-koe). Näytteet on konsolidoitu anisotrooppisesti vaakasuoraan sivupaineen ollessa $\sigma_3 = 0,6 \times \sigma_1$. Kokeen suoritusnopeus on ollut 0.012 mm/min eli noin 0,7 % näytteen korkeudesta tunnissa. Kokeet on tulkittu otaksumalla murtumisen tapahtuneen 2-4 % suuruisen muodonmuutoksen kohdalla (kuva 7) /53/. Kolmiakselikokeiden tulokset on esitetty taulukossa 2.

a



b



Kuva 7. Vanhankaupunginlahti, Helsinki. Saven kolmiakselikoe, syvyystasot 21.5 - 23.5 m. Jännityspolut (a) sekä $q - \epsilon_1$ -kuvaajat (b)/53/.

Taulukko 2. Vanhankaupunginlahti, Helsinki. Kolmiakseli-
kokeiden tulokset /52,53/.

Syvyystaso z [m]	Tehokas koheesio c' [kN/m ²]	Tehokas kitka- kulma ϕ' [°]
4.80 - 8.30	1.8 - 1.9	27.6 - 32.0
10.83	7.9	22.2
12.30 - 14.50	1.4	24.2
16.50 - 18.50	3.8	22.6
21.50 - 23.50	3.1	21.4

3.3 Pohjatutkimusten ohjelmointi

Vanhankaupunginlahden länsirannan pohjatutkimukset suoritettiin viidessä vaiheessa alueen pohjoisosasta alkaen. Pohjatutkimusten osittamisen etuna on se, että seuraavaan tutkimusvaiheeseen saadaan palautetta edellisen vaiheen rakentamisesta, jolloin pystytään paremmin painottamaan suunnittelun vaatimaa pohjatutkimustietoa. Lisäksi rutinitutkimuksia voidaan jättää pois pohjasuhteiden yleisluonteen hahmottuessa, jolloin saavutetaan kustannussäästöjä. Työn vaiheittaisen etenemisen aikana on myös mahdollista keskittyä sellaisiin pohjatutkimusmenetelmiin, joilla saadaan paras tulos. Esimerkkinä tästä on siirtyminen painokairasta puristinkairaan maakerrosrajojen tulokinnan helpottamiseksi.

Kaksoispenkereen stabiliteetin laskenta $\phi=0$ menetelmällä perustui siipikairalla määritettyyn suljettuun leikkauslujuuteen (s_u), jota redusoiitiin pitkäaikaistilanteen laskelmissa. Pitkäaikaistilanteen laskelmat tarkastettiin lisäksi c- ϕ -menetelmällä, johon liittyen alueella tehtiin

kolmiakselikokeita kahdessa tutkimuspisteessä. Pohjatutkimukset painottuivat siipikairauksiin, sillä siipikaira on yleisesti luotettavaksi havaittu in situ-tutkimusväline ja soveltuu kustannusmielessä varsin hyvin laajojen alueiden tutkimiseen. Kaiken kaikkiaan siipikairauksia on tehty täyttöalueella keskimäärin 1 kpl/ha.

Pohjatutkimusten ajoittaminen kesään tai talveen on etukäteen harkittava. Suositeltavaa on suorittaa tutkimukset talvella, jolloin voidaan käyttää jäätä hyväksi ja välttää hankalalta lauttatyöskentelyltä. Usein projektin aikataulu kuitenkin määrää pohjatutkimusten suoritusajan kohdan, ellei hanketta ole etukäteen tarkoin ohjelmoitu.

3.4 Pohjasuhteet

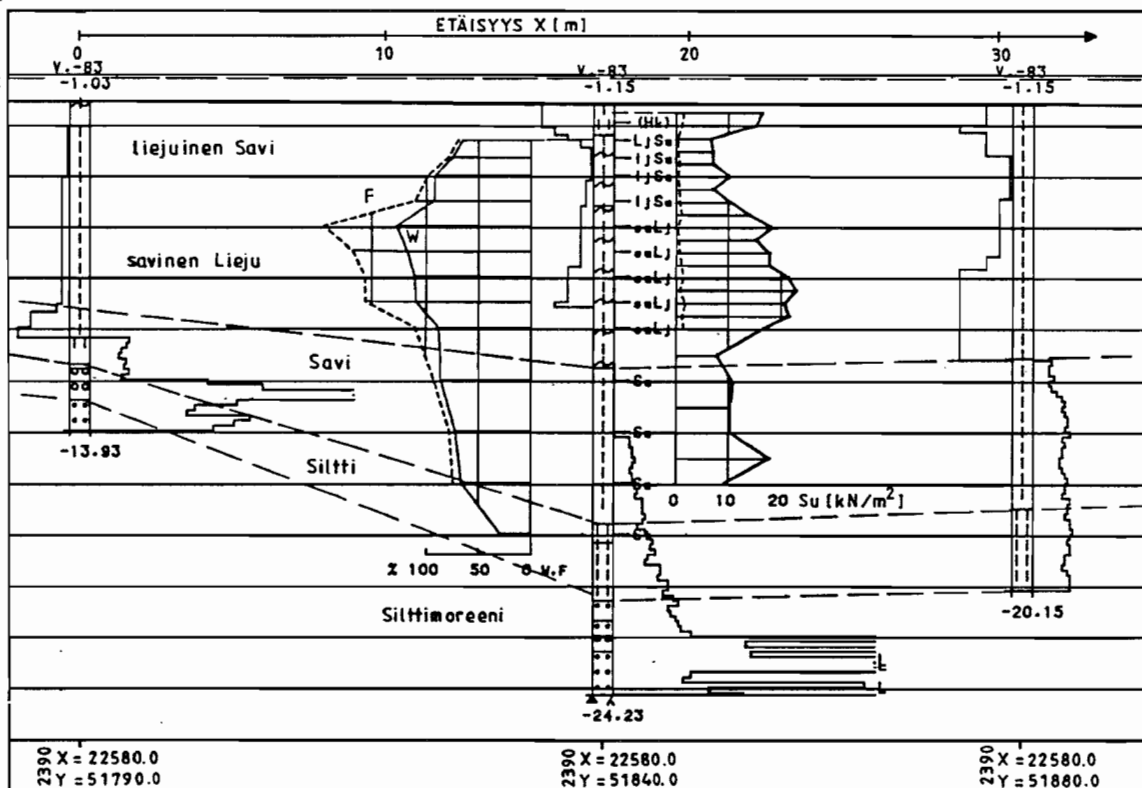
Alueen pohjasuhteet vaihtelevat siten, että pehmeiden lieju- ja savikerrosten yhteispaksuus kasvaa pohjoisesta etelään siirryttäessä. Koko alueella ylimpänä on savinen liejukerros, jonka paksuus on noin 7-16 m. Liejun alapuolella on savikerros, joka alueen pohjoisosassa ulottuu tasolle noin -20 m ja eteläosassa alimmillaan tasolle noin -40 m. Saven alla ovat paksut siltti-, hiekka- ja hiekkamoreenikerrokset.

Liejun ja liejuisen saven siipikairalla mitattu leikkauslujuus vaihtelee rajoissa $s_u = 2.0-33.0 \text{ kN/m}^2$ nopealla kokeella ja $s_u = 3.5 - 26 \text{ kN/m}^2$ hitaalla kokeella mitattuna. Vesipitoisuus vaihtelee keskimäärin rajoissa noin $w = 80 - 150 \%$ kuivapainosta. Liejun maksimivesipitoisuus on noin 500 %.

Siipikairalla mitattu saven leikkauslujuus vaihtelee rajoissa $s_u = 13.0 - 31.0 \text{ kN/m}^2$ sekä nopealla että hitaalla kokeella mitattuna. Saven vesipitoisuus vaihtelee rajoissa $w = 50 - 100 \%$ kuivapainosta.

Vesisyvyys tutkitulla alueella on noin 0,5 - 2,5 m.

Tyypillinen pohjasuhdeleikkaus on esitetty kuvassa 8.



Kuva 8. Vanhankaupunginlahti, Helsinki. Pohjasuhdeleikkaus II rakennusvaiheen alueelta /14/.

3.5 Pohjasuhteiden vaikutus rakentamistapaan

Pehmeikölle rakennettaessa syntyy ongelmia riittävän stabiliteetin saavuttamisesta sekä suurista painumista. Eräs mahdollisuus näiden ongelmien ratkaisemiseksi on suorittaa pohjaantäyttö. Tällöin pehmeät maakerrokset esim. ruopataan pois ennen kitkamaatäytön suorittamista. Näin on menetelty suunnittelualueen eteläosassa kalasataman louhepenkereen rakentamisessa.

Kalasataman penkereen alueelta ruopattiin enimmillään noin 15 m liejua ja savea. Tämän jälkeen suoritettiin täyttö louheella päätypengertämällä. Pengerratkaisu toteutettiin pohjaantäyttönä, koska alueelle tullaan rakentamaan venesataman huoltorakennuksia, joiden perustaminen vaatii kelluvaa pengertä kantavamman maapohjan. Pohjaantäyttö ei kuitenkään olisi tullut kyseeseen koko alueen rakentamisratkaisuna, sillä 40 m:n paksuisten koheesio-maakerrosten ruoppaaminen ei ole taloudellista eikä stabiliteettiongelmien vuoksi mahdollista.

Koska rantaa tullaan käyttämään pääasiallisesti virkistysalueena ei järeä rakentaminen, kuten kasuunien tai paalutettujen laitureiden käyttö ole perusteltua. Järkevimpinä mahdollisuuksina tulevat kyseeseen erilaiset pehmeikön tai itse penkereen vahvistustoimenpiteet.

Pehmeikön pohjanvahvistus voidaan tehdä lähinnä liuskapystyöjien tai syvästabiloinnin avulla, joilla voidaan sekä pienentää painumia että parantaa rannan stabiliteettia. Vanhankaupunginlahden tapauksessa molempien menetelmien kustannukset nousisivat hyvin korkeiksi paksujen maakerrosten sekä vaikeiden työolosuhteiden vuoksi. Lisäksi pohjanvahvistustyön onnistuminen olisi epävarmaa, sillä esim. liuskapystyöjituksen toiminnasta ei ole taakeita voimakkaasti kokoonpuristuvissa maakerroksissa. Syvästabiloinnin onnistumisen tekee puolestaan epävarmaksi humuspitoinen liejukerros, joka saattaa vaikuttaa haitallisesti lujittumisreaktioihin. Liejun humuspitoisuus eri syvyystasoilla käy ilmi kuvasta 5 (sivu 9).

Pengertäytteen vahvistaminen voidaan tehdä esim. hyvän vetolujuuden omaavien vahvistinkankaiden (geotekstiilien) avulla. Tähän ratkaisuun päädyttiinkin Vanhankaupunginlahden rannan rakentamisessa. Vahvistinkankailla tarkoitetaan tässä työssä tavallisesti polyesteristä tai polypropyyleenistä valmistettuja kudottuja kangasmattoja, jotka eroavat oleellisesti valmistustavaltaan ja ominaisuuksiltaan maarakentamisessa yleisesti käytetyistä I - IV luokan huopamaisista suodatinkankaista.

4. VAHVISTINKANKAAT

4.1 Valmistustekniikka

4.11 Raaka-aineet

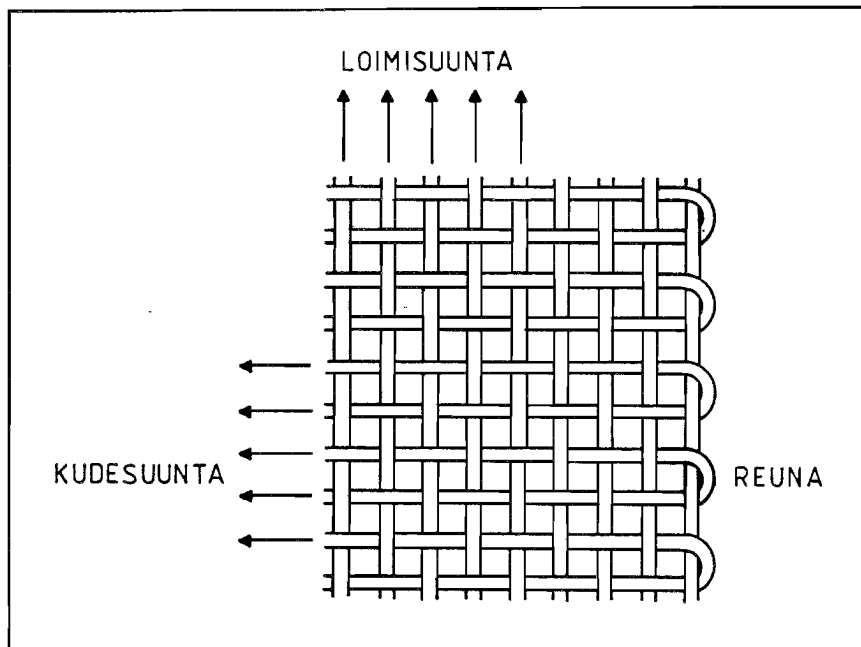
Kudottujen vahvistinkankaiden valmistuksessa käytetyt tärkeimmät raaka-aineet ovat polyamidi (PA), polyesteri (PES), polyeteeni (PE) ja polypropyleeni (PP). Raaka-aineet ovat suurista molekyyleistä koostuvia polymeerejä, jotka on valmistettu pääasiassa petrokemian teollisuuden tuotteista. Raaka-aineiden tärkeimmät ominaisuudet on esitetty taulukossa 3.

Taulukko 3. Vahvistinkankaiden valmistuksessa käytettävien raaka-aineiden perusominaisuudet /7/.

Ominaisuus	PA polyamidi	PES polyesteri	PP polypropyleeni	PE polyeteeni
ominaispaino [kg/m ³]	1140	1380	900 - 960	940 - 960
sulamispiste [°C]	215 - 250	250 - 260	160 - 165	125 - 135
kosteuden imeytys [%]				
-20°C, 65% suhteellinen kosteus	4	0.4	0	0
-20°C, 100% suhteellinen kosteus	10	1	0.01	0.01
kuitujen murtolujuus [N/mm ²]				
-kuivana	700 - 900	800 - 1200	400 - 600	350 - 600
-märkänä	600 - 800	800 - 1200	400 - 600	350 - 600
kuitujen murtovenymä [%]				
-kuivana	15 - 28	8 - 15	10 - 40	10 - 45
-märkänä	18 - 30	8 - 15	10 - 40	10 - 45

4.12 Vahvistinkankaiden valmistus

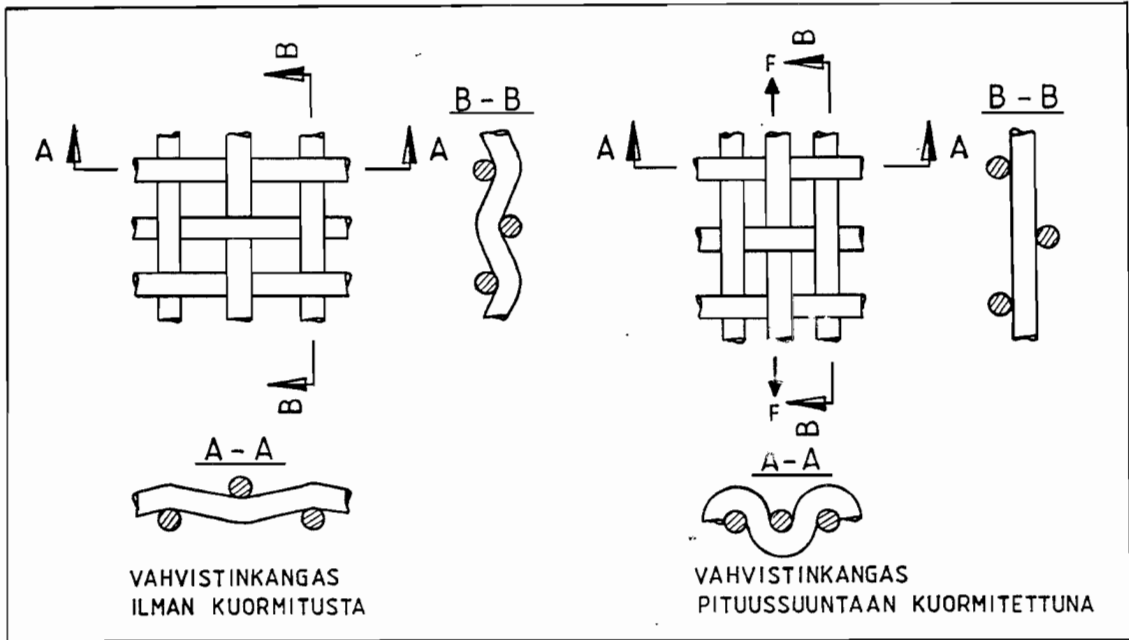
Kudottu vahvistinkangas koostuu vähintään kahdesta lankasuunnasta, jotka ovat tavallisesti toisiaan vastaan kohtisuorassa. Pituussuuntaisia lankoja kutsutaan loimilangoiksi ja poikkisuuntaisia kudelangoiksi. Nimitykset on esitetty kuvassa 9.



Kuva 9. Kudotun vahvistinkankaan rakenne: lankasuunnat.

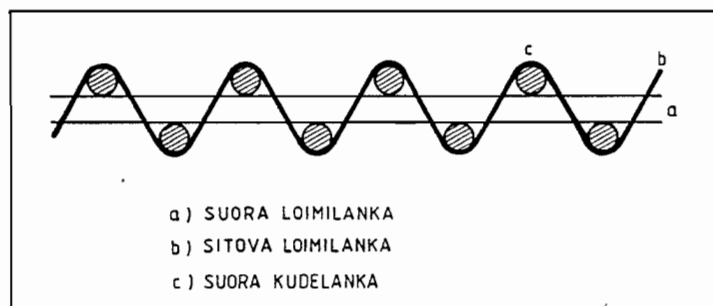
Kudontaprosessissa yhdensuuntaiset loimilangat syötetään loimitukilta tai yksittäisiltä lankapuolilta. Poikittaiset kudelangat ohjataan loimilankojen väliin ja kootaan tiivistämällä yhteen, jolloin muodostuu valmista kangasta. Vahvistinkankaan mekaaniset ja rakenteelliset ominaisuudet riippuvat oleellisesti kudonnasta, minkä vuoksi on kehitetty erilaisia kudontatapoja. Kudontatavoissa voidaan vaihdella kudontakuvioita ja siten valmistaa eri kangastyypppejä. Yleensä kankaissa toistuu jokin tietty kuviotyyppi.

Kudontamenetelmän aiheuttaman kihartumisen vuoksi vahvistinkankaasta tulee kudelangojen alkuperäistä pituutta lyhyempi. Kihartuminen ilmoitetaan yleensä prosentteina alkuperäisestä lankojen pituudesta. Tavallisesti kihartuminen ilmenee sekä loimi- että kudesuunnissa. Mikäli kangasta kuormitetaan pituussuunnassa, langat tässä suunnassa oikenevat, jolloin vastaavasti poikkisuunnan langat kihartuvat (kuva 10). Kihartuminen vaikeuttaa kaistalevetokokeen suorittamista, sillä koekappaleen leveys pienenee vetovoiman kasvaessa.



Kuva 10. Kuormituksen vaikutus vahvistinkankaan rakenteeseen (kihartuminen) /9/.

Vahvistinkankaiden lujuutta voidaan parantaa lisäämällä lankoja rasitus suunnassa tai käyttämällä paksumpaa lankaa. Toisaalta kankaan joustavuus heikkenee tällöin, mikä saattaa hankaloittaa kankaan käsittelyä ja käyttöä. Toinen keino lujuuden lisäämiseksi on käyttää vahvempaa lankamateriaalia. On myös mahdollista käyttää kolmatta lankasuuntaa, jolla voidaan lisätä joko loimi- tai kudesuunnan lujuutta. Nykyisin käytetään melko yleisesti kolmantena lankana paksua suoraan loimilankaa, jolloin loimilujuutta saadaan lisättyä, eikä poikkisuunta poimuunnu kangasta kuormitettaessa. Tällaisen kankaan rakenneperiaate on esitetty kuvassa 11. Muita lujuutta lisääviä menetelmiä ovat kaksoiskankaat sekä vahvistinlankojen tai lujitteiden ompeleminen kankaaseen.



Kuva 11. Periaatekuva suoran loimilangan käytöstä vahvistinkankaan kolmantena lankasuuntana /7/.

Kudottujen vahvistinkankaiden luokittelu voidaan suorittaa valmistuksessa käytetyn lankatyypin mukaan. Tällöin ovat tavallisimmin kyseessä yksisäikeiset ja monisäikeiset langat, nauhat, filmilangat tai edellisten yhdistelmät. Yksisäikeisistä langoista kudottua kangasta käytetään sen verkkomaisuuden vuoksi pääasiallisesti suodattimena, mutta jossain määrin myös vahvistinkankaana. Tavallisimmat raaka-aineet ovat polyeteeni tai polypropyleeni. Monisäikeisistä langoista kudottu tekstiilimäinen kangas on hyvien lujuusominaisuuksien vuoksi varsin sovelias vahvistinkankaaksi. Raaka-aineina käytetään tavallisesti polyesteriä ja polyamidia. Nauhamaiset kankaat valmistetaan polyeteeni- tai polypropyleenisuikaleista kutomalla. Tällöin saadaan tiivis melko läpäisemätön rakenne, jonka puhkaisulujuus on suuri /6/.

4.2 Ominaisuudet

4.2.1 Perusominaisuudet

Nykyisin käytetään suurta vetolujuutta vaativissa rakenteissa pääasiallisesti monisäikeisestä polyesterilangasta kudottuja vahvistinkankaita. Materiaaliominaisuuksien lisäksi on tärkeä tuntee vahvistinkankaiden perusominaisuudet, sillä nämä vaikuttavat työmenetelmien valintaan sekä rakentamisen kustannuksiin. Työn onnistumisen kannalta on erityisen tärkeätä selvittää vahvistinkankaalle asetettavat vaatimukset mahdollisimman yksityiskohtaisesti, sillä kankaiden valmistus tapahtuu usein mittatilaustyönä.

Perusominaisuuksista leveyden huomioiminen on tärkeää, sillä vahvistinkankaiden leveys vaikuttaa saumojen määrään. Saumaustyö nostaa kustannuksia ja lisäksi sauman lujuus saattaa aiheuttaa ongelmia. Nykyisin valmistettavien vahvistinkankaiden suurin leveys on 5.0 - 5.2 m. Leveämpiäkin kankaita pystytään valmistamaan mutta tällöin kustannukset kohoavat huomattavasti /7/.

Kudotun vahvistinkankaan pituus on periaatteessa rajoittamaton. Käytännössä rajoittavana tekijänä ovat rullan koko ja paino, sillä esimerkiksi jään päälle rakennettaessa kangasrullan on oltava mahdollisimman kevyesti käsiteltävissä ilman raskaita koneita. Painosta riippuen pituudet vaihtelevat 50 - 200 m /7,49/. Yleensä pituus pyritään ennakolta valitsemaan siten, ettei ylimääräistä saumausta tai kangashukkaa synny.

Vahvistinkankaan paksuudella on merkitystä suodatinominaisuuksien kannalta. Paksuuden määrittämiseksi on olemassa standardisoituja mittausmenetelmiä, joissa näyte-kappaleen paksuus mitataan tietyn paineen alaisena. Nykyisin markkinoilla olevien vahvistinkankaiden paksuus on noin 1.0 - 10 mm. Paksuus vaikuttaa suoraan painoon, joka vaihtelee rajoissa 100 - 2000 g/m³ /7/.

4.22 Mekaaniset ominaisuudet ja niiden koestaminen

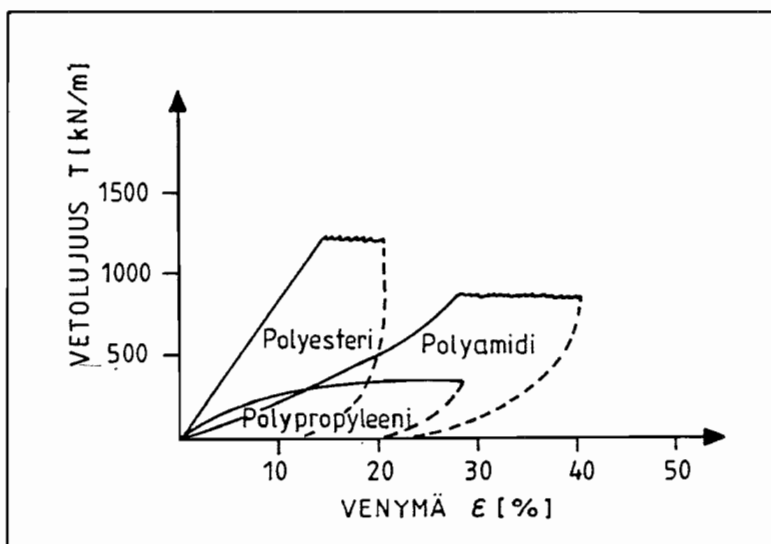
Vetolujuus

Vahvistinkankaiden käyttö heikosti kantavalla maapohjalla vakavuuden parantamisessa perustuu kankaalle sallitun vetolujuuden hyväksikäyttöön. Suunnittelua varten on aina selvitettävä vahvistinkankaan vetolujuusominaisuudet, jotta päästään mahdollisimman turvalliseen ja taloudelliseen rakenneratkaisuun.

Kudotuissa vahvistinkankaissa langat ovat tavallisesti kahdessa pääsuunnassa, jolloin kankaiden ominaisuudet riippuvat lankojen ominaisuuksista näissä suunnissa. Myös kudontatapa vaikuttaa oleellisesti lujuuteen. Kudesuunnista johtuen on mahdollista valmistaa lujuudeltaan anisotrooppisia kankaita. Anisotrooppisuus saattaa olla eduksi sellaisissa tilanteissa, joissa vaaditaan korkeaa lujuutta vain yhdessä suunnassa, kuten esimerkiksi jatkuvissa pengerrakenteissa. Käyttämällä anisotrooppista kangasta pituussuuntaan asennettuna saavutetaan säästöjä,

sillä pituussuunnan lujuuden parantaminen on kudontaprosessista johtuen edullisempaa kuin poikkisuunnan. Lisäksi joissain tapauksissa saumausta ei tarvita vaan pelkkä liittämisen riittää. Mikäli kankaan molemmilta suunnilta vaaditaan korkeaa lujuutta, saattaa olla edullista käyttää ristikkäisiä kankaita, sillä lujan sauman ompelukustannukset ovat hyvin korkeat /7/. Nykyisin markkinoilla olevien kudottujen vahvistinkankaiden vetolujuus vaihtelee noin 30 - 1000 kN/m /23,49/.

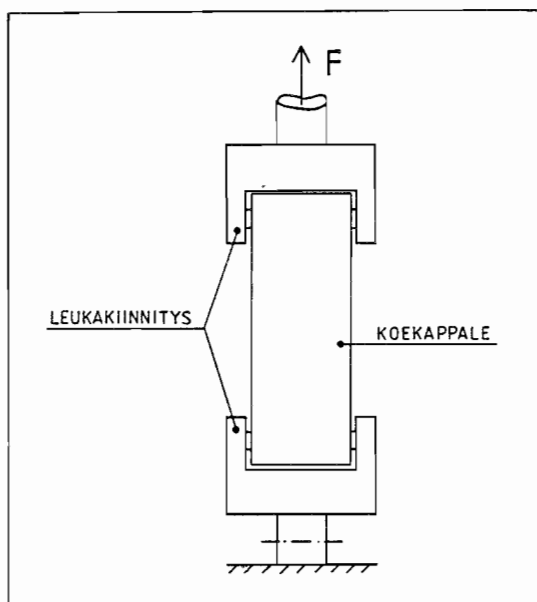
Vetolujuuden ohella on selvitettävä vahvistinkankaan muodonmuutosominaisuudet, sillä nämä ratkaisevat pitkälti maan ja vahvistinmateriaalin yhteistoiminnan. Heikosti kantavalle maapohjalle rakennettaessa vahvistinkankaalta vaaditaan suurta vetolujuutta pienillä muodonmuutoksilla. Nykyisistä materiaaleista polyesteri ja polyamidi vastaavat parhaiten vaatimuksia. Polypropyleenin muodonmuutosominaisuudet sen sijaan ovat huonot, minkä vuoksi polypropyleenin käyttö etenkin suurta lujuutta vaativissa rakenteissa on vähentynyt. Vahvistinkankaiden kuormitus- muodonmuutosominaisuuksia on havainnollistettu kuvassa 12, jossa on yhdistetty vetolujuustestien kuvaajat esiintymisalueiksi. Kuvasta havaitaan polyesterin selvästi paremmat lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet polyamidiin ja polypropyleeniin verrattuna.



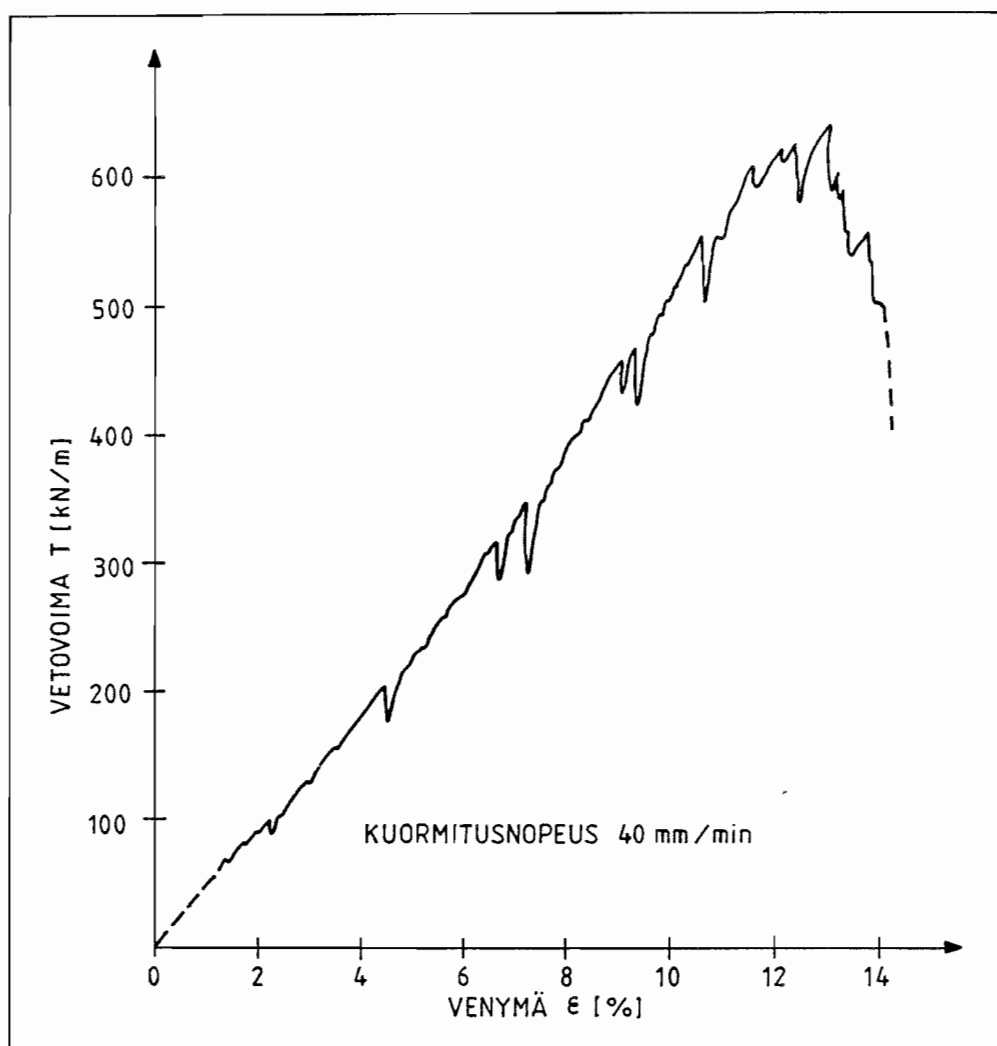
Kuva 12. Tavallisimpien vahvistinkangasmateriaalien kuormitus-muodonmuutosominaisuudet /3/.

Vahvistinkankaiden lujuusominaisuuksien koestaminen perustuu kansainvälisiin standardeihin, kuten DIN (Deutsche Industrie Normen), ASTM (American Standard Test Method), BS (British Standard) ja ISO (International Standardization Organization)/21/. Standardit on kuitenkin alun perin kehitetty tavanomaista tekstiiliteollisuutta varten, jolloin lujuusvaatimukset ovat vahvistinkankaisiin verrattuna alhaisemmat. Lisäksi standardeissa ei ole yleensä tarkemmin määritelty vahvistinkankaiden koestamisen kannalta tärkeitä yksityiskohtia, kuten esimerkiksi kiinnitysmenetelmiä ja venymän mittaustapaa. Tämän vuoksi nykyiset koestukset suoritetaan standardeja soveltaen; esimerkiksi VTT:n kaistalevetokoe on DIN 53857-normin sovelutus. Eri menetelmillä saadut tulokset ovat olleet kuitenkin ristiriitaisia, minkä vuoksi koestusmenetelmät ovat edelleen maailmanlaajuisesti kehitteillä /35,39,54/.

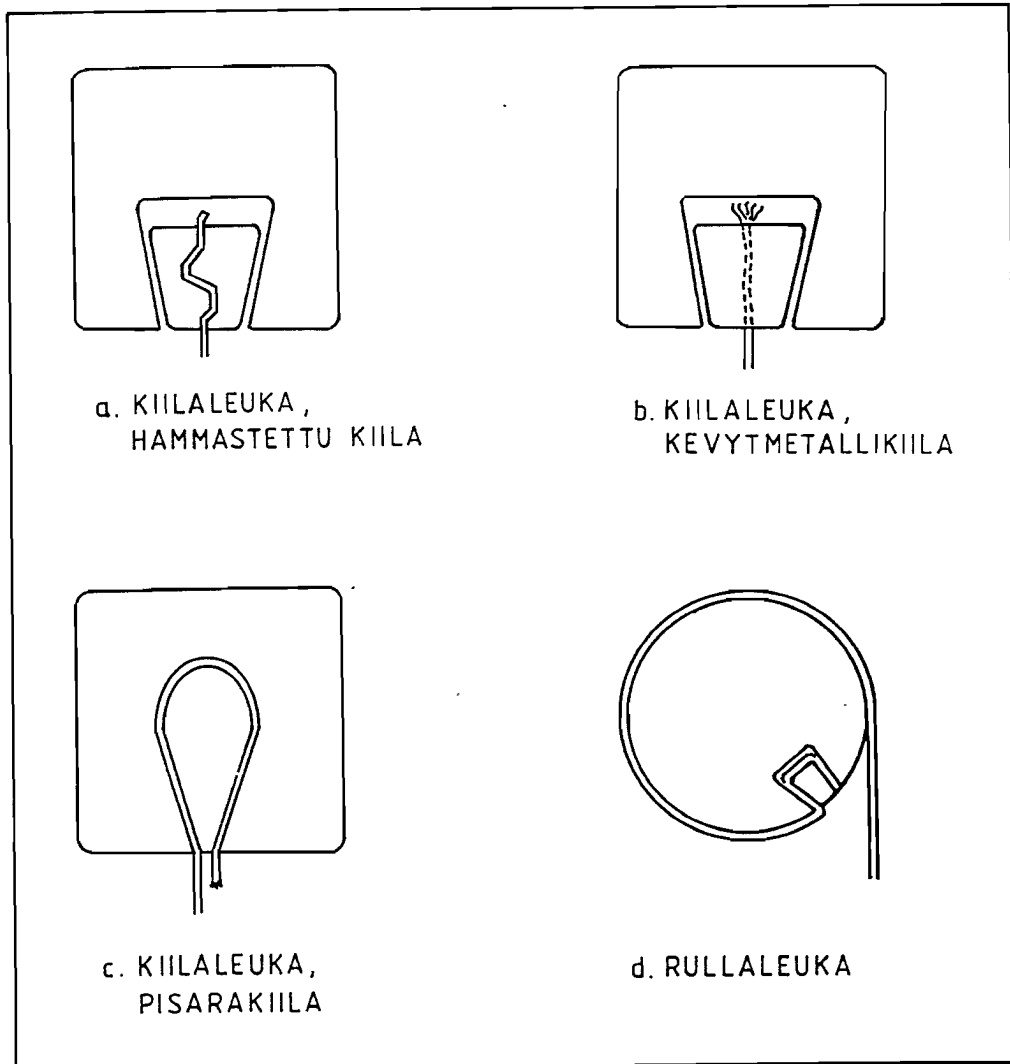
Lyhytaikaisen vetolujuuden koestusmenetelmistä tavallisin on yksisuuntainen kaistalevetokoe, jossa koekappale kiinnitetään kahden yhdensuuntaisen leuan väliin ja kaistalletta vedetään vakionopeudella murtoon saakka. Koemenetelmä on esitetty kuvassa 13. Kaistalevetokokeesta tulostetaan kuormitus-venymä-kuvaaja, mikä tapahtuu mittamalla vetovoima ja vastaava kankaan venymä (kuva 14). Venymämittauksissa käytetään tavallisesti erillistä kankaan venymää seuraavaa anturia, jolloin leukakiinnityksen virhemahdollisuudet saadaan poistettua. Kaistalevetokokeen tulosten suuren hajonnan vuoksi leukatyyppeihin on alettu kiinnittää entistä enemmän huomiota. Tavallisimmin käytetyt kiinnitysmenetelmät on esitetty kuvassa 15. Kiinnitysmenetelmistä rullaleuat soveltuvat leveille, suurta lujuutta vaativille koekappaleille ja kiilatyypiset leuat puolestaan kapeiden vahvistinkangaskaistaleiden koestamiseen.



Kuva 13. Yksisuuntainen kaistalevetokoe /21/.

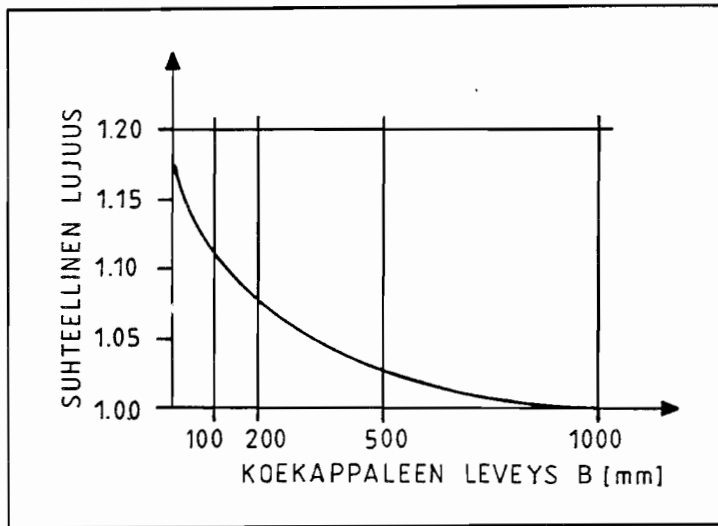


Kuva 14. Kudotun polyesterikankaan kuormitus-venymä-kuvaaja yksisuuntaisella kaistalevetokokeella suoritettuna (VTT:n kaistalevetokoe, 50 mm leveä koekappale) /54/.



Kuva 15. Yksisuuntaisessa kaistalevetokokeessa tavallisin käytetyt kiinnitysmenetelmät /34/.

Nykyisin kaistalevetokokeissa käytetään leveydeltään sekä 50 mm että 200 mm koekappaleita. 50 mm koekappaleen haittana on pituussuuntaa rasitettaessa poikkisuunnan kihartuminen, jolloin kangaskaistale kapenee varsinkin keskiosistaan. Tämä aiheuttaa epätasaisen jännitys jakauman koekappaleeseen, minkä vuoksi mittausten luotettavuus heikkenee. 200 mm:n koekappaleella poikkisuunnan kihartuminen on suuremman pituus- leveyssuhteen vuoksi vähäisempää. Sen sijaan lukuisilla eri levyisillä koekappaleilla tehdyissä vetokokeissa on havaittu murtolujuuden alenevan koekappaleen leveyden kasvaessa /34/. Kuvassa 16 on esitetty kudotun vahvistinkangaskoekappaleen leveyden ja murtolujuuden välinen riippuvuussuhde.



Kuva 16. Koekappaleen leveyden ja murtolujuuden välinen vuorosuhde /34/.

Valmiissa rakenteessa vahvistinkangas joutuu maakerrosten aiheuttaman kuormituksen alaiseksi, jolloin kankaaseen kohdistuu vet voiman lisäksi normaalivoima. Normaalivoiman vaikutusta kuormitus- venymä- ominaisuuksiin on pyritty tutkimaan laboratoriossa käyttäen koemenetelmiä, joissa vahvistinkankaaseen kohdistuu sivupaine. Kokeet ovat kuitenkin vaikeasti standardisoitavia sekä kalliita. Tämän vuoksi tavallista kaistalevetokoetta pidetään edelleen kaikkein soveliaimpana koemenetelmänä lujittamiseen tarkoitetun vahvistinkankaan kuormitus- venymäominaisuuksien tutkimisessa /45/.

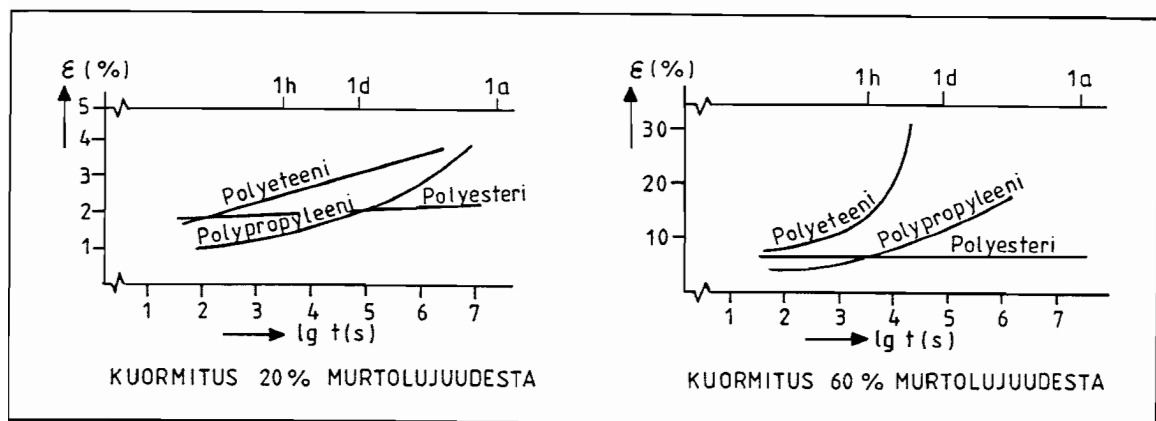
Kaistalevetokokeen lisäksi on vetolujuuden testauksessa käytetty sekä tartunta- että tasojännitysvetokoetta. Tartuntavetokoe eroaa kaistalevetokokeesta siten, että koekappale on leukoja leveämpi. Kokeella ei saada muodostuvien leikkausjännitysten vuoksi luotettavaa kuormitus- venymä- kuvaajaa, joten menetelmä ei ole sovelias vetolujuuden testaukseen. Tasojännityskokeessa koekappaleen kihartuminen poikkisuunnassa pyritään estämään käyttämällä kapeita vaakasuuntaisia tartunnoilla varustettuja puristimia, jotka kiinnitetään koekappaleeseen. Poikittaisten lankojen liukumista on kuitenkin vaikea estää, joten koe soveltuu huonosti kudotuille vahvistinkankaille /7/.

Hiipuma ja relaksaatio

Vahvistinkankaiden käyttö pysyvissä rakenteissa edellyttää kankaan muodonmuutoskäyttäytymisen tuntemista pitkäaikaisessa kuormitustilassa. Muodonmuutos koostuu pääasiassa vahvistinkankaan venymästä, josta osa on suoraan jännityksen lisäyksestä johtuvaa venymää ja osa ajasta riippuvaa venymää eli hiipumaa.

Relaksaatiolla puolestaan tarkoitetaan ajan kuluessa tapahtuvaa jännitystilan alenemista, kun koekappaleen venymä pidetään vakiona /19/.

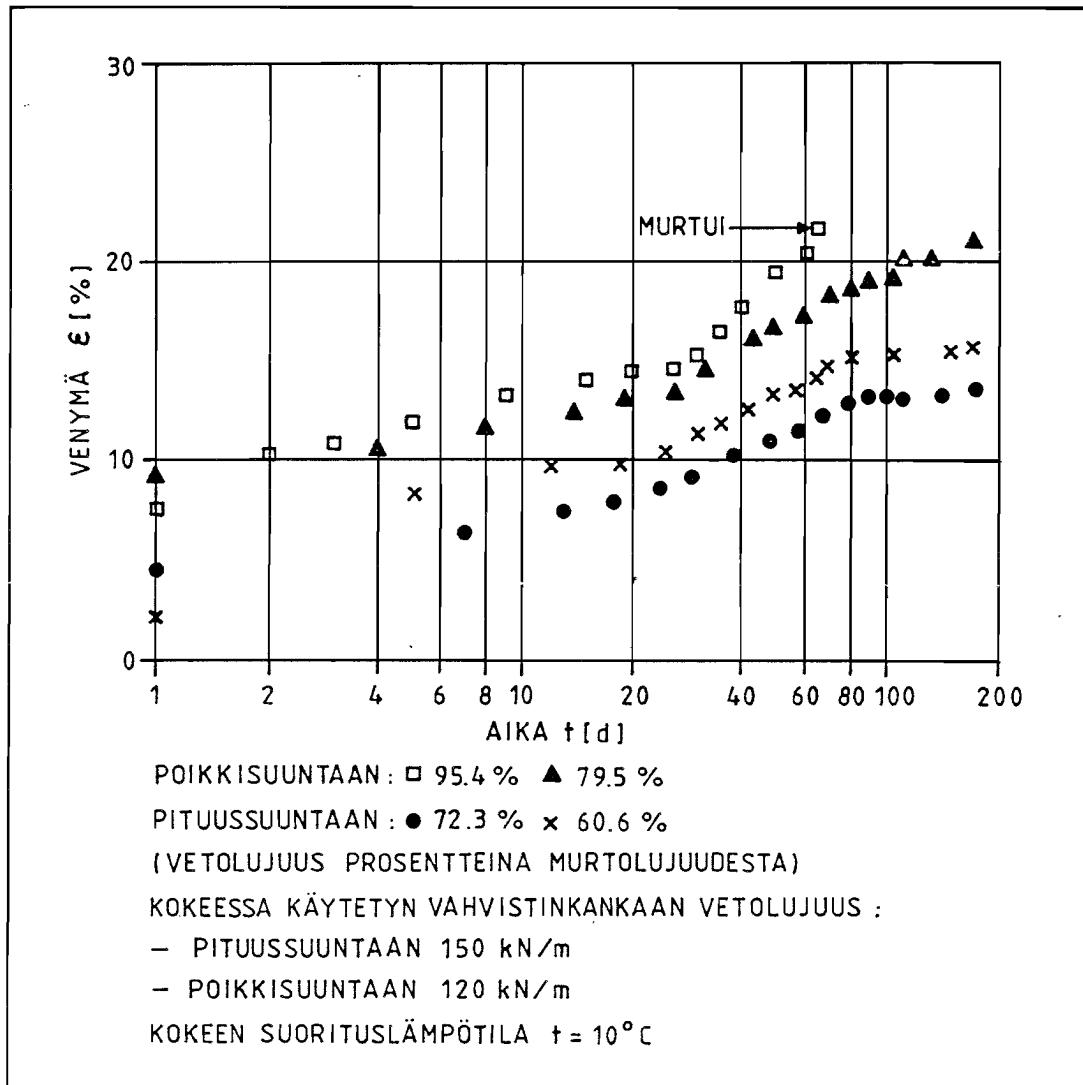
Hiipuma on alhaisilla jännitystasoilla useilla polymeereillä suoraan verrannollinen ajan logaritmiin. Tämä vuorosuhde on esitetty kuvassa 17. Kuvassa 18 on esitetty VTT:n kudotulla polypropyleenikankaalla tekemien hiipumakokeiden tulokset.



Kuva 17. Vahvistinkangasmateriaalien hiipuma. Kuormitus-
tasot 20 % ja 60 % murtokuormasta /19/.

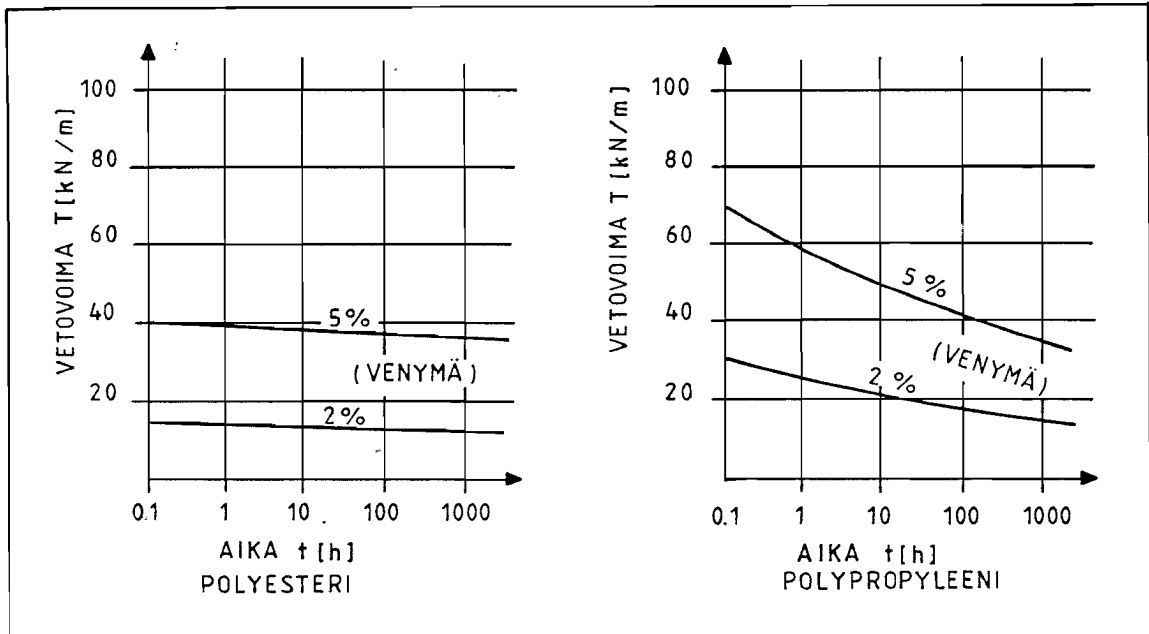
Hiipumaan vaikuttavista tekijöistä tärkeimpiä ovat vahvistinkangasmateriaali sekä kankaan rakenne. Kuvasta 17 käy ilmi polyesterin parempi pitkäaikaikäyttäytyminen polypropyleeniin verrattuna, mikä on ollut pääsyy polyesterin käytön lisääntymiseen polypropyleenin sijasta. Rakennetekijöistä lähinnä kudontatapa vaikuttaa hiipumaan,

sillä mahdollisimman suoria lankoja käytettäessä muodonmuutokset jäävät vähäisiksi. Muita hiipumaan vaikuttavia niin sanottuja ulkoisia tekijöitä ovat kuormitustaso sekä lämpötila. Kuormitustason vaikutus ilmenee kuvassa 17. Lämpötilan nousulla on myös havaittu olevan hiipumaa lisäävä vaikutus /19/.



Kuva 18. Kudottu polypropyleenikangas. Hiipumakoesarja neljällä eri kuormitustasolla. Pituus- ja poikkisuuntainen kuormitus /39/.

Relaksaatiokäyttäytymisistä on sen sijaan pyritty selvittämään kokeellisesti. Tästä esimerkkinä on kuvassa 19 esitetty polyesterin ja polypropyleenin relaksaatiokuvaajat, joissa vakiovenymä esitetään jännityksen ja ajan logaritmin funktiona.



Kuva 19. Polyesterin ja polypropyleenin relaksaatiokuvaajat kahdella eri venymätasolla /35/.

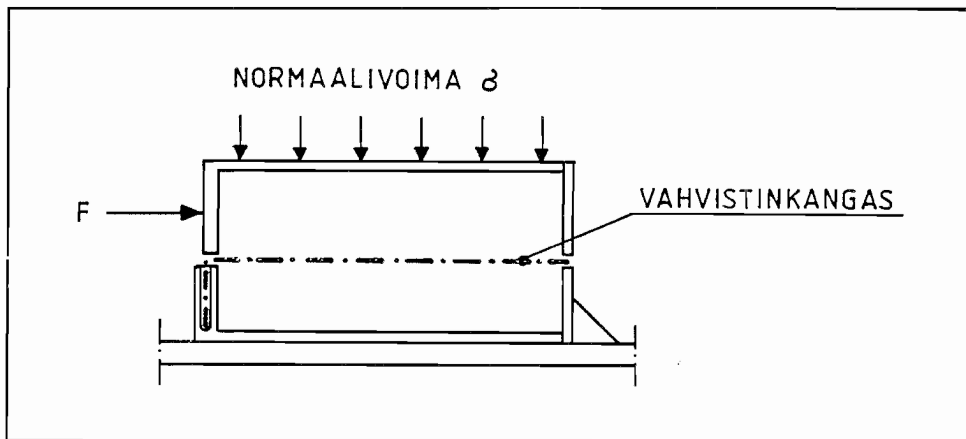
Hiipumaa ja relaksaatiota tutkitaan samankaltaisilla koejärjestelyillä kuin vetolujuutta, jolloin kyseeseen tulevat lähinnä kaistalevetokokeet eri levyisillä koekappaleilla. Laboratoriokokeiden huonona puolena on se, että niillä saadaan yleensä suurempia hiipuman arvoja kuin mitä on mitattu todellisessa rakenteessa /47/.

Kitkaominaisuudet

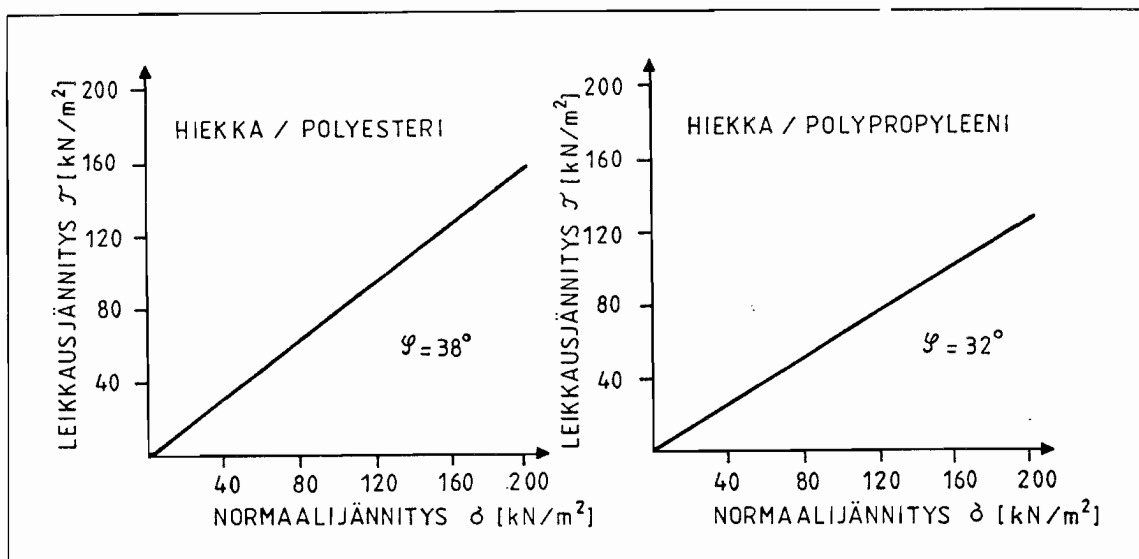
Vahvistinkankaan vakavuutta parantava vaikutus rakenteessa perustuu kuormitusten siirtämiseen maasta kankaalle. Tämä edellyttää riittävää kitkaa maan ja kankaan välillä. Lisäksi kitka on välttämätön ankkuroinnin onnistumisen kannalta. Vahvistinkankaan ja maan välinen kitka riippuu muun muassa vallitsevasta paineesta, maalajin raekoosta ja -muodosta sekä kankaan pinnan rakenteesta /46/.

Kitkaa on tutkittu rasialeikkauskokeen kaltaisilla laitteilla, joissa vahvistinkangas asennetaan kahden kitka-
maarasian väliin. Kokeen periaate on esitetty kuvassa 20.

Koe suoritetaan normaalivoiman vallitessa joko kangasta tai rasiaa vetämällä, jolloin voima ja vastaavat siirtymät mitataan. Tuloksena saadaan kitkamaan ja kankaan välinen kitkakulma. Kuvassa 21 on esitetty koetuloksina saadut kitkakulmat kudotuille polyesteri- ja polypropyleenikankaille. Kokeessa on käytetty kangasta vasten hiekkaa, jolle $\varphi = 38^\circ$.



Kuva 20. Vahvistinkankaan ja maan välisen kitkan määrittämisen periaate rasialeikkauskokeella /37/.



Kuva 21. Polyesterin ja hiekan sekä polypropyleenin ja hiekan välinen kitkakulma suoralla leikkauskokeella määritettynä (hiekalta $\varphi = 38^\circ$) /33/.

4.23 Ympäristötekijöiden vaikutus kestävyYTEEN

Maarakenteissa vahvistinkankaat joutuvat alttiiksi ympäristötekijöille, jotka saattavat vaikuttaa haitallisesti kankaiden ominaisuuksiin. Tämän vuoksi vahvistinkankailla on oltava riittävä vastustuskyky ainakin seuraavien ominaisuuksien osalta /41/:

- kemikaalien vastustuskyky
- bakteerien ja mikro-organismien vastustuskyky
- aurionvalon kestävyys.

Vastustuskyky kemiallisia ja biologisia vaikutuksia vastaan on yleensä erittäin hyvä kaikilla neljällä polymeerityypillä. Polyamidi on kuitenkin herkkä voimakkaiden happojen vaikutukselle ja polyesteri emäksien vaikutukselle /41/. Suurin osa tutkimuksista on tosin tehty laboratorio-oloissa, jolloin tulokset eivät aina vastaa luonnossa vallitsevaa tilannetta.

Aurionvalon UV- säteily on haitallinen kaikille polymeerituotteille, sillä materiaali haurastuu ja kuitusidoksia tuhoutuu säteilyn vaikutuksesta. Tämä johtaa lujuuden alenemiseen ja muodonmuutosten kasvuun/3/. Polyesterin aurionvalostabiliteetti on paras ja polypropyleenin sekä polyeteenin huonoimpia /41/. Mikäli kankaalta vaaditaan hyvää vastustuskykyä aurionvaloa vastaan, voidaan polymeereissä käyttää UV- stabiloijia. Nämä ovat kemiallisia yhdisteitä, joiden toimintamekanismi riippuu polymeerityypistä. Tavallisimpia ovat UV- absorboijat, jotka absorboivat valoenergiaa polymeereille haitalliselta aallonpituusalueelta /57/. UV-stabilointi on vielä uusi menetelmä, joka vaatii jatkotutkimuksia menetelmän onnistumisen ja toiminnan selvittämiseksi.

Taulukossa 4 on esitetty yhteenveto vahvistinkangasmateriaalien kestävydestä ympäristötekijöitä vastaan.

Taulukko 4. Vahvistinkangasraaka-aineiden kestävyys ympäristötekijöitä vastaan /7/.

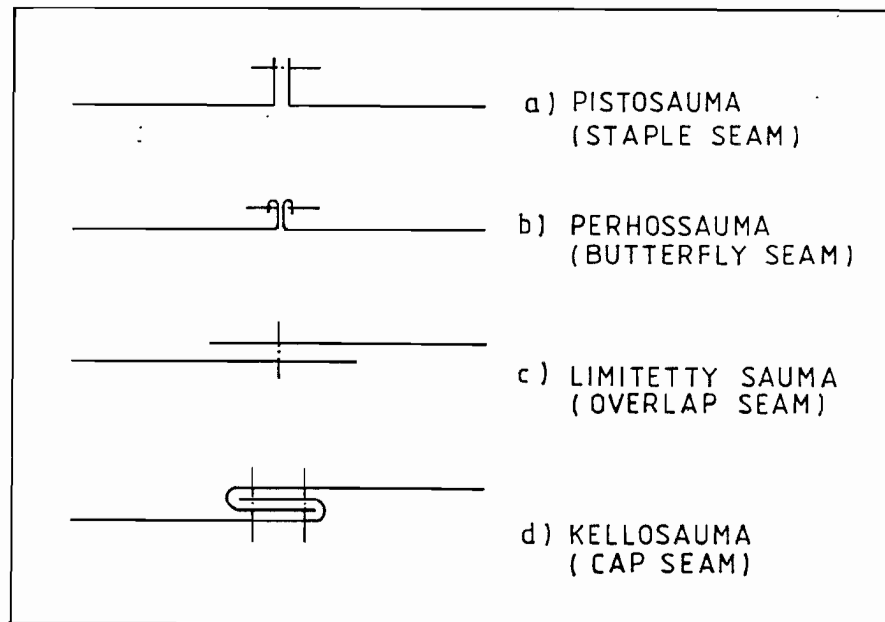
Ympäristötekijä	PA polyamidi	PES polyesteri	PP polypropyleeni	PE polyeteeni
laimaa happo	hyvä	erittäin hyvä	hyvä	erittäin hyvä
voimakas happo	keskinkertainen	keskinkertainen	keskinkertainen	keskinkertainen
laimaa emäs	hyvä	hyvä	hyvä	hyvä
voimakas emäs	keskinkertainen	keskinkertainen	keskinkertainen	keskinkertainen
mikro-organismit	hyvä	erittäin hyvä	erittäin hyvä	erittäin hyvä
öljytuotteet	erittäin hyvä	keskinkertainen	erittäin hyvä	keskinkertainen
UV-valo	keskinkertainen	huono	keskinkertainen	huono

4.3 Saumaus

4.31 Saumausmenetelmät

Vahvistinkankaiden valmistustekniikka rajoittaa kangasleveyden käytännössä noin viiteen metriin. Useimmiten rakenteissa vaaditaan suurempia leveyksiä, jolloin saumaaminen on välttämätöntä. Saumat voivat olla joko tehdasvalmisteisia tai työmaalla levittämisen yhteydessä ommeltuja. Tehdasvalmisteiset saumat ovat parempien saumausmenetelmien vuoksi työmaalla tehtyjä lujempia. Usein saumaaminen joudutaan kuitenkin suorittamaan työmaalla, sillä suurien valmiiksiommeltujen vahvistinkankaiden käsittely on hankalaa heikosti kantavalla maapohjalla. Pääasiallisin saumausmenetelmä kudotuilla vahvistinkankailla on ompeleminen, mutta muitakin menetelmiä on käytetty.

Tekstiiliteollisuuden kehittämistä erilaisista ommelluista saumoista ainoastaan muutama tyyppi soveltuu vahvistinkankaiden liittämiseen. Kuvassa 22 on esitetty tavallisimmat ommellut saumatyypit.



Kuva 22. Vahvistinkankaiden saumauksessa yleisemmin käytetyt ommellut saumatyypit /7/.

Pistosauma (staple seam) on eniten käytetty saumatyyppi, sillä sen ompeleminen onnistuu myös työmaaoloissa. Pistosaumalla on mahdollista saavuttaa noin 25 - 75% lujuus vahvistinkankaan lujuuteen verrattuna. Sauman lujuus riippuu lähinnä käytetystä langasta ja tikistä /7/. Perhossauma (butterfly seam) on pistosaumasta kehitetty saumastapa. Sen avulla päästään jopa 80% lujuuteen vahvistinkankaan lujuudesta /32/. Limitettyä saumaa (overlap seam) käytetään ainoastaan tehdasvalmistetuissa liitoksissa. Limitetyn sauman etuna on korkea lujuus ja hyvä tiiviys. Kellosauma (cap seam) on limitetystä saumasta kehitetty muoto, jota käytetään lähinnä sellaisten kankaiden liitoksissa, joissa reunoja ei ole viimeistelty.

Työmaalla saumojen ompelussa käytetään tavallisesti sähköllä tai paineilmalla toimivaa käsikäyttöistä ompelukonetta tai suurempaa jalustalle asennettua konetta. Talvioloissa on ryhdytty käyttämään suksilla varustettua ompelukonetta, jota voidaan helposti liikutella lumen tai

jään päällä. Talvella jäätyminen vaikeuttaa ompelutyötä, minkä vuoksi ompelukone on varustettava lämmityslaittein. Koneen etuna on sauman parempi laatu ja ompelutyön helpous käsikäyttöiseen ompelukoneeseen verrattuna.

Ompelemisen sijasta voidaan käyttää limittämistä, mikäli saumat eivät joudu kovalle rasitukselle. Limityspituus vaihtelee noin 0.3 - 1.0 m riippuen pohjamaan kantavuudesta sekä saumalle tulevasta kuormituksesta /22/. Limityssauman heikkoutena on avoin rakenne, jolloin esimerkiksi pohjan nousun yhteydessä liikkuvat maamassat saattavat erottaa limitetyt kankaat ja estää työn jatkamisen. Tämän vuoksi vaativissa kohteissa on sauman lujuus syytä varmistaa ompelemalla. Vedenalaisessa kankaiden liittämässä limittäminen on kuitenkin ainoa saumausmenetelmä.

Vahvistinkankaiden saumausta liimaamalla on jonkin verran kokeiltu. Englannissa tehdyissä kokeissa on laboratorio-oloissa päästy jopa 100% sauman lujuuteen /32/. Liimaamalla tehdyn sauman onnistumisen edellytyksenä ovat kuivat ja puhtaat kangaspinnat. Kustannuksiltaan korkealujuuksinen liimattu sauma on kallis.

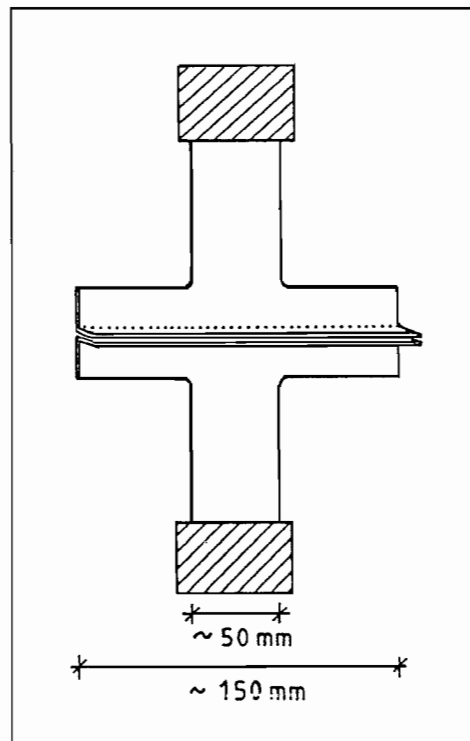
4.32 Sauman lujuuteen vaikuttavat tekijät

Yksi tärkeimmistä ommellun sauman lujuuteen vaikuttavista tekijöistä on saumatyyppi, jonka vaikutusta on paljon tutkittu vetolujuuskokeiden avulla. Parhaimmat tulokset on saavutettu tehdasvalmistetuilla limitetyillä saumoilla. Työmaaoloissa ommeltu pistosauma on vaativampi kankaan reunojen suhteen, eikä ompelua saa tehdä liian lähelle reunaa. Käyttämällä kankaan reunassa tiheämmin kudottua reunakaistaletta saadaan kestävämpi sauma, sillä langan kitkaominaisuudet paranevat. Käännettävillä saumoilla saavutetaan yleensä hyviä lujuusarvoja, mutta sauman paksuus saattaa aiheuttaa ongelmia ompelutyössä. Esimerkiksi kellosauman valmistaminen edellyttää joustavaa kangasmateriaalia sekä tehokasta ompelukonetta.

Saumojen ompelussa käytettävällä langalla on merkittävä vaikutus sauman lujuuteen. Nykyisin käytetään pääasiassa polyamidista, polyesteristä tai aramidista valmistettuja lankoja, joista aramidilla on parhaimmat lujuusominaisuudet. Langan paksuus valitaan vaadittavan lujuuden ja neulakoon mukaan.

Muita vahvistinkangassauman lujuuteen vaikuttavia tekijöitä ovat ompelukoneen ja sen ompeleman tikin tyyppi sekä tikkirivien määrä. Sauman suoruus on myös varsin tärkeä tekijä sauman lujuudenvälityskyvyn kannalta. Eri tekijöiden vaikutusta pystytään parhaiten tutkimaan suorittamalla saumoille vetolujuuskokeita.

Sauman lujuuden testaaminen suoritetaan yleensä kaistalevetokokeena. Koekappaleen leveys on tavallisesti 50 tai 200 mm. Kokeen suoritusta haittaa kaistaleen leikattu reuna, jossa saumalanka saattaa purkautua vetorasituksen vaikutuksesta. Saumalankojen solmiminenkaan ei juuri paranna tilannetta. Ongelman ratkaisuna on kokeiltu T-koekappaletta (kuva 23), jolloin saumalle tuleva kuormitus vastaa todenmukaisemmin kaistaleen leveyttä.



Kuva 23. Saumojen koestuksessa käytetty T-kappale /7/.

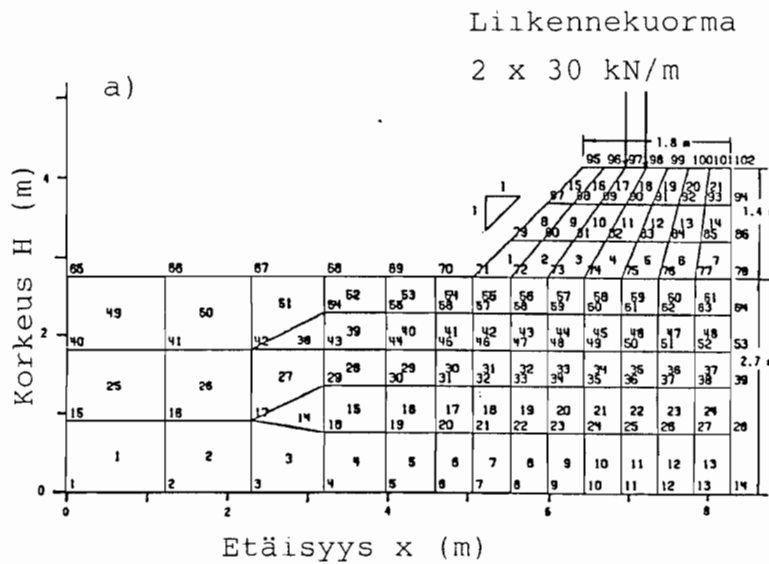
- 5. VAHVISTETUN PENKEREEN SUUNNITTELU
- 5.1 Vahvistinkangas pengerrakenteessa
- 5.11 Vahvistinkankaan vaikutus jännityksiin ja muodonmuutoksiin

Vahvistinkankaan vaikutusta pohjamaan jännitystilaan on tutkittu sekä laskennallisesti että erilaisissa koepenke-reissä /1,30,43,44/. Laskennallisesti on elementtimene-telmällä todettu vahvistinkankaan pienentävän pohjamaan leikkausjännityksiä sekä vaakasuuntaisia siirtymiä. Var-sinaista painumia pienentävää vaikutusta ei kankaalla ole havaittu. Tosin vahvistinkangas tasaa painumia erottaes-saan pengermateriaalin heikosti kantavasta maapohjasta.

Kuvassa 24 on esitetty esimerkki elementtimenetelmän so-veltamisesta vahvistetun penkereen vakavuuden laskemiseen /1/. Penkereen rakenne ja elementteihin jako sekä geotek-niset ominaisuudet on esitetty kuvassa 24 a).

Vahvistamattoman penkereen käyttäytyminen on esitetty ku-vassa 24 b). Penkereen oman painon ja liikennekuorman vaikutuksesta aiheutuu 27 cm:n painuma penkereen keski-linjan alla ja suurin vaakasiirtymä luiskan juuressa on 20 cm. Osaan elementeistä penkereen keskiosan alla syntyy murtotila /1/.

Vahvistetun penkereen analysointi on suoritettu lisäämäl-lä laskentaan vahvistinkangas penkereen ja pohjamaan vä-liin (kuva 24 c). Vahvistinkankaan vetolujuusominaisuudet perustuivat kaistalevetokokeista saatuihin tuloksiin. Kun vahvistinkangaslujuutena on käytetty 88 kN/m, havaitaan pohjamaan suurimpien leikkausjännitysten sekä murtotila-vyöhykkeen pieneneminen, mutta kokonaispainuma säilyy lä-hes ennallaan. Penkereen yläpinnan painumaero pienenee kuitenkin noin 18 cm. Laskentamallissa kokeiltiin myös suurempaa vahvistinkangaslujuutta, jolloin murtotilavyö-hyke pohjamaassa pienenee edelleen, mutta kokonaispainu-massa ei tapahtunut merkittävää muutosta /1/.

Penger

$$\phi = 35^\circ \quad E = 28700 \text{ kPa}$$

$$c = 1.2 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 19.2 \text{ kN/m}^3$$

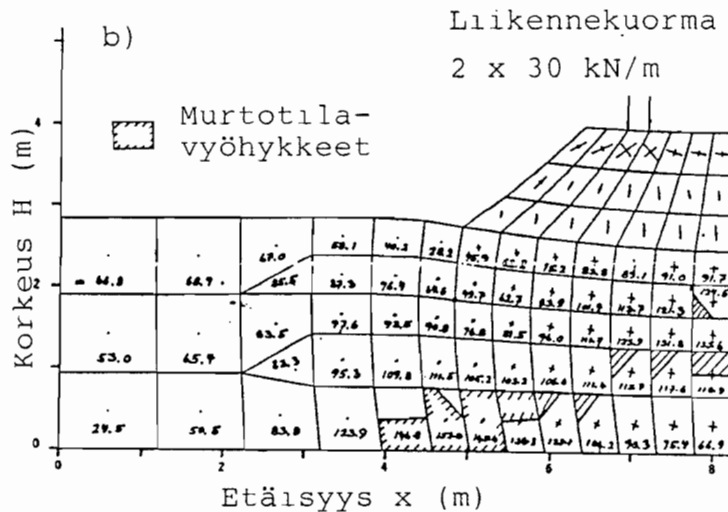
$$v = 0.25$$

Pohjamaa

$$E = 144 \text{ kPa}$$

$$v = 0.5$$

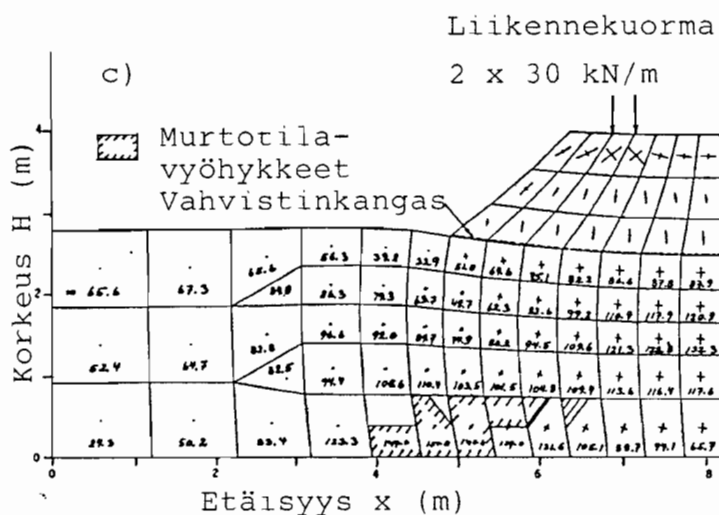
$$\tau = 7.2 \text{ kPa}$$



E1
vahvistinkangasta

$$\tau_{\max} \left[\text{lb/ft}^2 \right]$$

$$(\quad 100 \text{ lb/ft}^2 = 4.8 \text{ kPa})$$



Vahvistinkangas

$$P = 88 \text{ kN/m}$$

$$\tau_{\max} \left[\text{lb/ft}^2 \right]$$

$$(\quad 100 \text{ lb/ft}^2 = 4.8 \text{ kPa})$$

Kuva 24. Elementtimenetelmän käyttö penkereen vakavuuden laskemiseen. Laskentamalli (a), vahvistamaton penger (b) ja vahvistettu penger (c) /1/.

Vahvistetun penkereen leikkauslujuuteen vaikuttaa oleellisesti vahvistinkankaan sijoitus penkereessä. Muita lujitetun rakenteen leikkauslujuuteen vaikuttavia tekijöitä ovat seuraavat vahvistinkangasominaisuudet /7,27/:

- materiaalin jäykkyys ympäröivään maahan nähden
- kitka kankaan ja maan välillä
- muodonmuutosominaisuudet
- kemiallinen ja biologinen vastustuskyky.

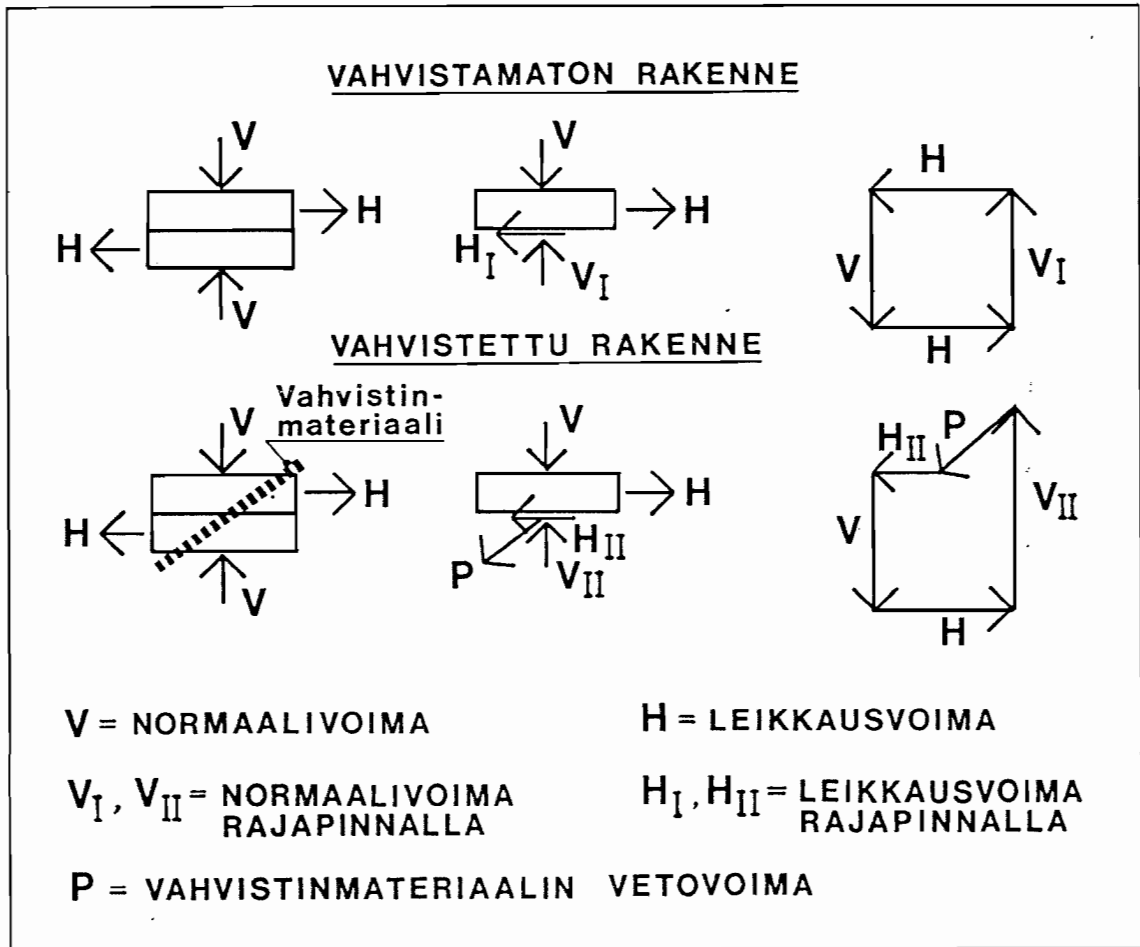
5.12 Vahvistinkankaalle asetettavat vaatimukset

Vetolujuus

Vahvistinkankaan käyttö rakenteessa perustuu kankaan ja pohjamaan yhteistoimintaan. Vahvistinkangas vähentää pohjamaahan tulevaa kokonaisjännitystä, koska pystysuorasta kuormituksesta kehittyvät leikkausjännitykset kohdistuvat vetovoimina kankaaseen, kun kangas deformoituu (kuva 25). Näin ollen vahvistinmateriaalilta vaaditaan riittävää vetolujuutta /38/.

Nykyisin markkinoilla olevien kudottujen erikoiskankaiden lyhytaikainen vetolujuus vaihtelee välillä 100 - 800 kN/m. Valmistajan antamien teknisten tietojen lisäksi on syytä suorittaa vetolujuuskokeita kankaan jännitys-muodonmuutoskäyttäytymisen sekä todellisen vetolujuuden tarkastamiseksi.

Vanhankaupunginlahden suunnittelussa vaadittiin vahvistinkankaalle pituussuunnassa enimmillään vetolujuus 600 kN/m 10 % venymällä. Vaadittua lujuutta ei kokeissa kuitenkaan aina saavutettu. Lujuuden lisääminen saattaa kundontateknisistä syistä nostaa huomattavasti kangaskustannuksia. Tällöin voi olla edullisempaa käyttää useampaa kangasta päällekkäin riittävän lujuuden saavuttamiseksi. Esimerkiksi Vanhankaupunginlahdella käytettiin lisäkankaita silloin, kun lujuusvaatimukseen ei päästy.



Kuva 25. Vahvistinmateriaalin toiminta rakenteen lujitteena sekä vastaavat voimamonikulmiot /2/.

Vahvistetut penkereet ovat tavallisesti pysyviä rakenteita, joten suunnittelussa on huomioitava myös kankaan pitkäaikaislujuus. Pitkäaikaisen lujuuden arviointi perustuu laboratoriossa suoritettuihin vetolujuuskokeisiin eri jännitystiloissa. Mylesin /35/ mukaan suunnittelussa voidaan eri materiaaleille käyttää taulukossa 5 esitettyjä suunnitteluarvoja. Taulukosta käy ilmi polypropyleenin huonompi pitkäaikaislujuus polyesteriin verrattuna, mikä oli syynä polypropyleenin käytöstä luopumiseen Vanhankaupunginlahdella.

Taulukko 5. Suositus eri vahvistinkangasmateriaalien pitkäaikaislujuuden suunnitteluarvoksi (lujuus prosentteina lyhytaikaisesta vetolujuudesta) /35/.

VAHVISTINKANKAAN RAAKA-AINE	SUUNNITTELULUJUUS LYHYTAIKAISESTA LUJUUDESTA
polypropyleeni	20 %
polyetylenei	20 %
polyesteri	40 %
polyamidi	40 %

Muodonmuutosominaisuudet

Vahvistinkankaan muodonmuutosominaisuudet ovat suunnittelun kannalta keskeisessä asemassa. Rantapenkereiden rakenteellinen suunnittelu perustui pehmeiden lieju- ja savikerrosten lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksiin sekä kerrosten paksuuksiin. Kelluvan penkereen suunnittelussa edellytettiin vahvistinkankaan huippulujuuden saavuttamista 6 - 10 % venymällä. Suunnittelussa olisi pyrittävä siihen, että vahvistinkankaan huippulujuus saavutetaan samalla, kun pohjamaan leikkauslujuus on täysin kehittynyt. Koepenkereissä tehtyjen mittausten perusteella suositellaan keskimääräiseksi venymän arvoksi 5 % /4,46/. McGownin /38/ suositukset vahvistinkankaan huippulujuuksia vastaavista suurimmista sallituista venymistä ovat taulukossa 6. Rakenteen toiminnan edellytyksenä pitkäaikaisessa kuormitustilanteessa on vahvistinkankaan riittävän alhainen hiipuma. Tämä on otettava huomioon kangasvaatimuksia määritettäessä. Eri kangasmateriaalien hiipumaominaisuuksia käsiteltiin yksityiskohtaisesti luvussa 4.22. Nykyisin käytössä olevista vahvistinkangasmateriaaleista polyesterin hiipumaominaisuudet ovat parhaimmat. Parempiin tuloksiin päästäisiin polyaramidillä, joka ei kuitenkaan hintansa vuoksi ole ainakaan toistaiseksi kilpailukykyinen.

Taulukko 6. Eri pohjamaatyyppeiden asettamat rajoitukset vahvistinkankaan suurimmalle sallitulle venymälle murto-tilassa /38/.

POHJAMAATYYPPI	SALLITTU VENYMÄ
tiivis kitkamaa	3.0 %
löyhä kitkamaa	4.5 %
keskitiivis moreeni	4.5 %
savi	7.0 %
kuivakuorisavi	4.5 %

Kitkaominaisuudet

Vahvistinkankaan ja maan välillä on oltava riittävä kitka, jotta kuormitukset saadaan siirrettyä kankaalle. Kitka vaikuttaa myös ankkuroinnin onnistumiseen, mikä on oleellinen tekijä penkereen vakavuuden kannalta. Vahvistinkankaiden ja maan välistä kitkaa on tutkittu rasialeikkauskokeen kaltaisilla laitteistoilla. Menetelmät on selostettu luvussa 4.22.

Kokeissa mitatut kitkakertoimen arvot ovat olleet yleensä noin 0.8 - 1.0 kertaiset maan sisäiseen kitkaan verrattuna /33/. Tällöin vahvistinkankaan ja pengermateriaalin välisen kitkakertoimen arvona voitaisiin käyttää noin 0.5 - 0.8. Koheesiomaan tapauksessa kitkatekijät ovat monimutkaisemmat. Hollannissa tehdyissä rasialeikkauskokeissa on kudottujen vahvistinkankaiden ja saven väliseksi kitkaksi suositeltu saven suljetun leikkauslujuuden arvoa /51/.

Mekaaninen ja kemiallinen kestävyys

Vahvistinkankaat joutuvat sekä kuljetuksen että varsinkin asennuksen aikana mekaaniselle rasitukselle. Erityisesti

täyttötöiden aikana vaurioitumisen vaara on suuri. Louhetäytön vaimentamiseksi kankaan suojana käytetään eristys-hiekkaa. Polyesterikankailla tehdyissä kokeissa on todettu 10 - 15 % lujuuden alenema täyttötöiden vaikutuksesta, kun suojakerroksena on ollut karkea hiekka. Vastaava lujuuden alenema on ollut karkealle soralle 25 % /7,51/. Mikäli kankaan oletetaan joutuvan erityisen kovalle mekaaniselle rasitukselle, on harkittava esimerkiksi suodatinkankaan käyttöä vahvistinkankaan suojana.

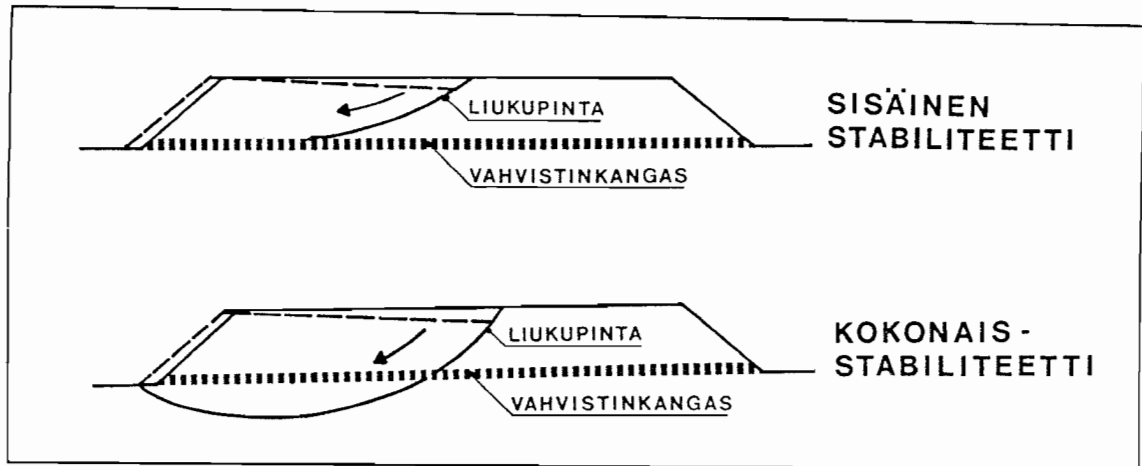
Käytännön tietous vahvistinkankaiden kemiallisesta kestävydestä on varsin vähäinen. Laboratoriossa on tutkittu mm. kemikaalien, meriveden ja lämpötilavaihtelujen sekä UV-säteilyn vaikutusta kankaan ominaisuuksiin. UV-säteilyllä on havaittu olevan huomattava vaikutus lujuuden alenemiseen. Tätä havaintoa tukevat myös koetulokset Viikin li tealtaan vahvistinkankaasta Helsingissä. Noin 2 kuukautta levitettynä auringonvalolle alttiina olleen kudotun polyesterikankaan vetolujuus oli kymmeniä prosentteja alhaisempi alkuperäiseen kankaaseen verrattuna /55/.

Vahvistinkankaiden ominaisuuksien testauksessa olisi aina pyrittävä siihen, että koekappale otetaan vasta työmaalla asennetusta kankaasta eikä suoraan rullasta. Varsinkin ympäristötekijöiden vaikutusta tutkittaessa vielä suositeltavampaa on ottaa koepala valmiista rakenteesta, jolloin saadaan luotettavinta tietoa vahvistinkankaan todellisesta kunnosta.

5.2 Vahvistetun penkereen vakavuus

5.21 Sortumistavat

Suunniteltaessa vahvistettua pengertä heikosti kantavalle maapohjalle on mitoitus suoritettava rakenteen sortumistavat huomioiden. Rakenteen murtuminen voi tapahtua pääasiassa sisäisen stabiliteetin tai kokonaisstabiliteetin pettäessä (kuva 26) /24/.



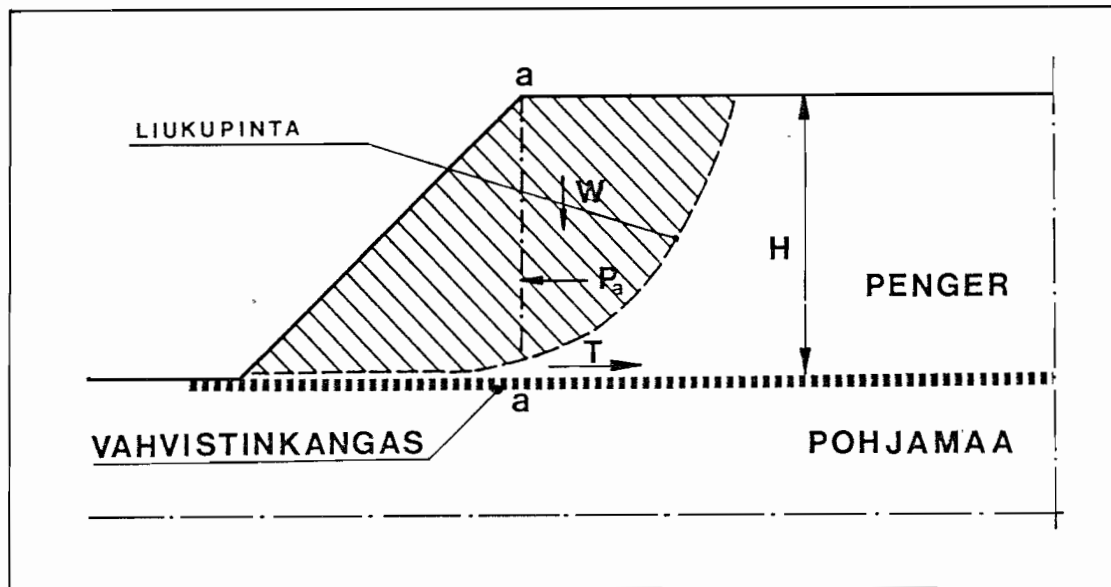
Kuva 26. Vahvistetun penkereen sisäinen stabiliteetti ja kokonaisstabiliteetti /24/.

Sisäistä stabiliteettia tarkasteltaessa oletetaan, että pohjamaan suljettu leikkauslujuus on riittämätön vastustamaan penkereessä vaikuttavaa aktiivista maanpainetta. Tämä ilmenee penkereessä tapahtuvina sivusiirtyminä. Vahvistinkankaan tasossa vaikuttavan vaakavoiman oletetaan olevan aktiivisen maanpaineen resultantin suuruinen (1) /49/:

$$P_a = 1/2 K_a \gamma H^2 \quad (1)$$

P_a on aktiivinen maanpaine, kN/m
 K_a aktiivisen maanpaineen kerroin,
 $K_a = \tan^2(45 - \varphi/2)$
 (φ on maan kitkakulma)
 γ maan tilavuuspaino, kN/m³
 H penkereen korkeus, m

Aktiivinen maanpaine siirtyy vahvistinkankaan kuormitukseksi penkereen ja kankaan välisen kitkan avulla. Jotta kuvan 27 maamassa ei vaakavoiman P_a vaikutuksesta lähtisi liukumaan vahvistinkankaan pinnalla, kankaan ja maan välisen liukumista vastustavan voiman T on oltava suurempi kuin kankaan tasossa vaikuttava aktiivipaine.



Kuva 27. Aktiivisen maanpaineen vahvistinkankaaseen synnyttämä vetovoima T /49/.

Liukumista vastustava voima lasketaan yhtälöstä (2) /4/.

$$T = W \cdot \mu_f \quad (2)$$

T on maamassan liukumista vastustava voima, kN

W liukuvan maakiilan paino, kN

μ_f kankaan ja maan välinen kitkakerroin

Varmuus kankaan pinnalla tapahtuvaa liukumista vastaan perustuen vaakasuoriin voimakomponentteihin on siten (3)

$$F = T/P_a = \frac{W \cdot \mu_f}{1/2 K_a \gamma H^2} \quad (3)$$

F on varmuuskerroin liukumista vastaan

T maamassan liukumista vastustava voima, kN/m

P_a aktiivinen maanpaine tasossa a-a, kN/m

W liukuvan maakiilan paino, kN/m

μ_f kankaan ja maan välinen kitkakerroin

K_a aktiivisen maanpaineen kerroin

γ maan tilavuuspaino, kN/m³

H penkereen korkeus, m

Kokonaisstabiliteetin pettäessä seurauksena on rakenteen sortuminen muodostuvaa liukupintaa pitkin. Riittävän lujuudella vahvistinkankaalla pystytään parantamaan vakavuutta ja vaikuttamaan muodonmuutoksiin. Näin ollen vahvistetun penkereen mitoituksessa on vakavuusanalyysin suorittaminen keskeisessä asemassa. Tähän liittyviä laskentamenetelmiä tarkastellaan yksityiskohtaisemmin luvuissa 5.22 - 5.25.

5.22 Vakavuusanalyysin periaate

Penkereen vakavuuden laskemisessa käytetään liukupinta-analyysiä. Laskenta perustuu siihen, että maan leikkauslujuutta (s) verrataan todellisessa tai kuvitellussa liukupinnassa vallitsevaan leikkausjännitykseen (τ) eli siihen leikkausjännitykseen, joka tarvitaan tasapainon ylläpitämiseen /48/. Vakavuusanalyysi voidaan suorittaa kokonaisjännityksiin ja niitä vastaavaan suljettuun leikkauslujuuteen (s_u) perustuen. Toinen mahdollisuus on käyttää tehokkaita jännityksiä ja niitä vastaavia tehokkaita lujuusparametrejä (c', ϕ') /11/.

Kokonaisjännityksiin perustuva $\phi = 0$ -menetelmä johtaa suhteellisen yksinkertaisiin laskukaavoihin, mutta sitä voidaan käyttää vain silloin, kun murtuminen todella tapahtuu suljetuissa olosuhteissa. Tehokkaisiin jännityksiin perustuva $c-\phi$ -menetelmä sen sijaan on yleispätevä. Sen varjopuolena on vaikeus arvioida huokosvedenpainetta sekä suhteellisen hankalat laskutoimitukset /48/.

Rakenteen mitoituksen kannalta on tärkeää tietää, kumpi edellä mainituista laskumenetelmistä antaa alhaisemman varmuuskertoimen ja kumpi niistä on määräävä /48/. Kriittisin tilanne heikosti kantavalle maapohjalle rakennettaessa on välittömästi täyttötöiden jälkeen. Tällöin pohjaan voidaan katsoa olevan suljetussa tilassa. Ajan myötä huokosvedenpaine kuitenkin tasoittuu ja pohjamaan lujuus

kasvaa /31/. Koheesiomailla huokosvedenpaineen häviäminen on tosin niin hidasta, että rakennusaikaista vakavuutta voidaan tarkastella $\emptyset = 0$ -menetelmällä ja lopullista vakavuutta $c-\emptyset$ -menetelmällä /48/.

Vakavuusanalyysin tulosten kannalta on oleellista määrittää lujuusparametrit mahdollisimman luotettavasti. Koheesiomaan suljettu leikkauslujuus voidaan mitata suoraan maastossa siipikairalla. Siipikairalla saatu pohjamaan leikkauslujuus ei kuitenkaan ole vakio vaan ainakin seuraavat tekijät vaikuttavat suljetun leikkauslujuuden arvoon /31/:

- mittausvyvyys
- pohjamaan kerroksellisuus
- lujuuskokeen suoritusnopeus
- pohjamaan anisotrooppisuus
- pohjamaan konsolidaatioaste.

Maan avoimen tilan leikkauslujuus eli tehokkaat lujuusparametrit c' ja $\emptyset'$ määritetään tavallisesti kolmiakselikokeella. Määritykset tulisi periaattessa suorittaa konsolidoituina, avoimina kokeina (CD). Nämä kokeet ovat kuitenkin erittäin hitaita. Tämän vuoksi määritykset suoritetaan käytännössä tavallisesti konsolidoituina, suljetuina kokeina (CU). Tärkeimmissä töissä tämä on kuitenkin tarkistettava suorittamalla CU-kokeen rinnalle joitakin CD-kokeita /11/.

5.23 Vahvistinkankaan vaikutus penkereen vakavuuteen

Vahvistinkankaan toiminta penkereen vakavuuden parantamisessa koostuu kahdesta osatekijästä. Kangas alentaa penkereen pohjamaahan aiheuttamia leikkausjännityksiä ja toisaalta lisää penkereen leikkausvastusta. Leikkausjännitysten alentumista pohjamaassa ei laskelmissa oteta huomioon, joten laskelmilla saatavat vahvistinkangasta

leikkaavien liukuympyröiden varmuuskertoimien arvot sisältävät ylimääräistä varmuutta /5/.

Rakenteen vakavuustarkastelussa käytetään tavallisesti liukupinta-analyysiä, jolloin varmuuskerroin määritellään lamelleittain passiivi- ja aktiivimomenttien summien suhteena (4).

$$F = \Sigma M_p / \Sigma M_a \quad (4)$$

F on varmuuskerroin
 ΣM_p passiivimomenttien summa, kNm
 ΣM_a aktiivimomenttien summa, kNm

Vahvistinkankaan vaikutus huomioidaan passiivimomentin lisäyksenä, jolloin vahvistetun penkereen varmuuskerroin saadaan yhtälöstä (5).

$$F_{vahv} = (\Sigma M_p + \Delta M_p) / \Sigma M_a \quad (5)$$

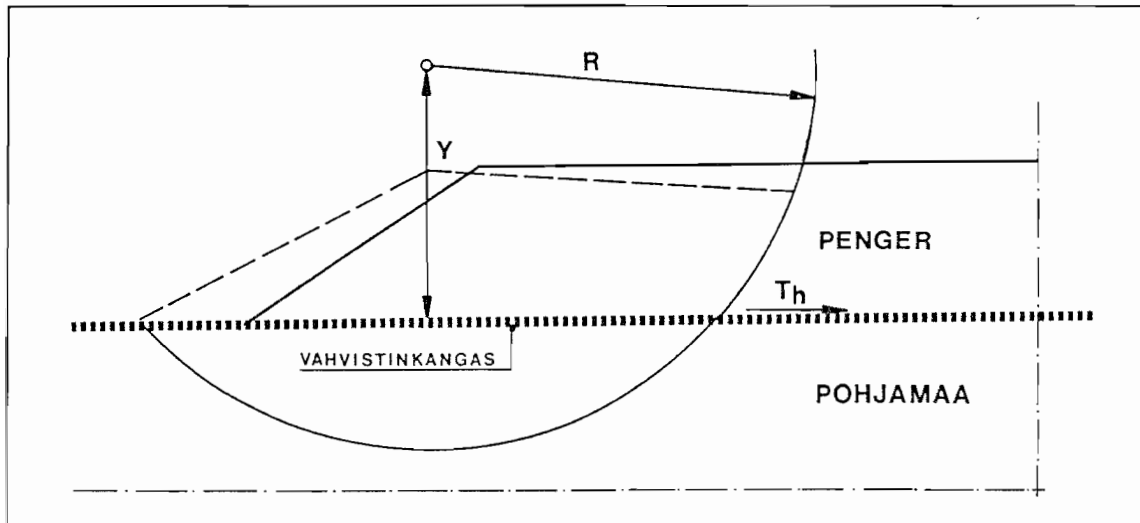
F_{vahv} on vahvistetun penkereen varmuuskerroin
 ΣM_p passiivimomenttien summa, kNm
 ΔM_p vahvistinkankaan aiheuttama passiivimomentin lisäys, kNm
 ΣM_a aktiivimomenttien summa, kNm

Vahvistinkankaan aiheuttama passiivimomentin lisäys voidaan laskea kahdella menetelmällä. Menetelmät perustuvat siihen oletukseen, että liukupinnan ja kankaan leikkauspisteessä vahvistinkankaan vetovoima vaikuttaa joko vaakasuoran suuntaisena tai liukupinnan tangentin suuntaisena.

Mikäli vahvistinkankaan oletetaan toimivan vaakasuorana lisävoimana (kuva 28), saadaan passiivimomentin lisäys yhtälöstä (6).

$$\Delta M_p = T_h \cdot y \quad (6)$$

ΔM_p on passiivimomentin lisäys, kNm
 T_h vahvistinkankaassa vaikuttava vaakasuora veto-
 voima, kN
 y kankaan ja liukuympyrän keskipisteen välinen
 etäisyys (momenttivarsi), m

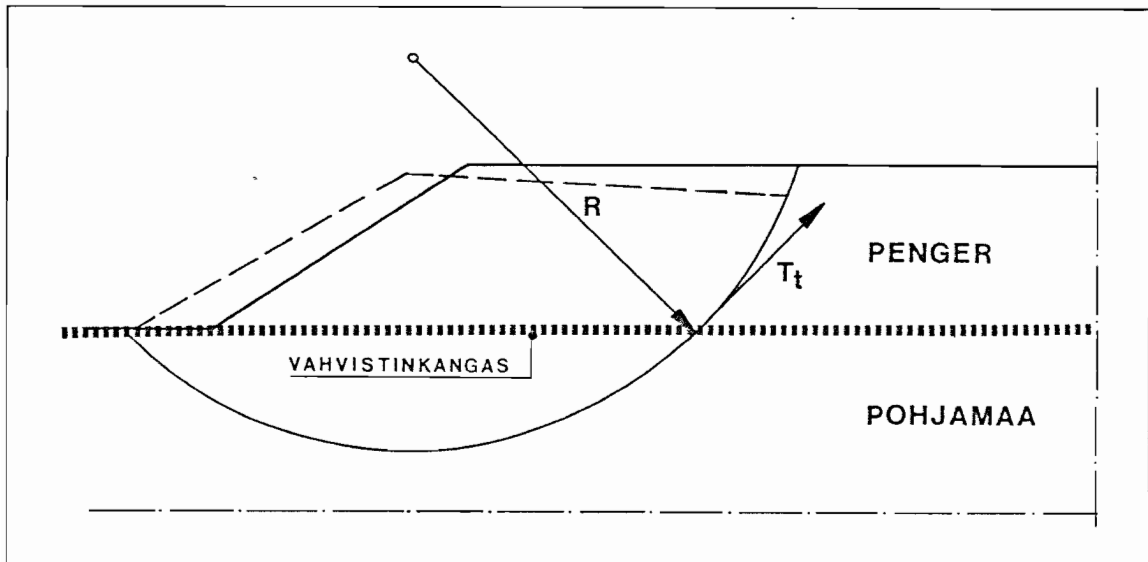


Kuva 28. Vahvistinkankaan toiminta vaakasuorana lisävoimana vahvistecun penkereen vakavuustarkastelussa.

Liukuympyrän tangentin suuntaiselle lisävoimalle (kuva 29) saadaan vastaavasti passiivimomentin lisäys yhtälöstä (7).

$$\Delta M_p = T_t \cdot R \quad (7)$$

ΔM_p on passiivimomentin lisäys, kNm
 T_t vahvistinkankaassa vaikuttava liukuympyrän tangentin suuntainen vetovoima, kN
 R liukuympyrän säde, m



Kuva 29. Vahvistinkankaan toiminta liukuympyrän tangentin suuntaisena lisävoimana vahvistetun penkereen vakavuus-tarkastelussa.

Edellä esitetyillä laskentamenetelmillä saadaan määritettyä vahvistinkankaalle tulevan vetovoiman raja-arvot. Todellisuudessa kangas toimii vaakasuoran ja tangenttisuunnan välillä. Toimintaan ja suuntaukseen vaikuttavia tekijöitä ovat liukupinnalla vaikuttavat muodonmuutokset sekä vahvistinmateriaalin ominaisuudet. Mikäli muodonmuutokset ovat vähäisiä ja lujitemateriaalin jäykkyys on suuri, voidaan vetovoiman olettaa vaikuttavan vaakasuorassa. Päinvastaisessa tapauksessa tangentin suuntainen voima vastannee parhaiten todellista tilannetta /30/. Vanhan-kaupunginlahden suunnittelussa vahvistinkankaan mitoitus on tehty pääasiassa siten, että kankaan passiivimomenttia lisäävä vaikutus on liukuympyrän tangentin suuntainen. Lisäksi on tarkasteltu tilannetta, jossa kankaan passiivimomenttia lisäävä vaikutus on liukuympyrän tangentin ja vaakatason välisen kulman puolittajan suuntainen /15/.

Vahvistinkankaan todellista käyttäytymistä pengerrakenteessa pyrittiin laskennallisesti selvittämään elementtimenetelmällä. Tätä työtä varten käytettävissä olleet tietokoneohjelmat (FLAC ja Z-SOIL) eivät kuitenkaan soveltuneet vahvistetun penkereen käsittelyyn, koska ohjelmiin ei ollut mahdollista sovittaa vahvistinkankaan ominaisuuksia vastaavaa elementtityyppiä. Laskentaa kokeiltiin ns. kaapelielementtiä soveltaen, mutta tulokset olivat varsin ristiriitaisia, sillä laskentamalleissa kankaaseen syntyi puristusjännityksiä. Syy tähän on todennäköisesti se, että vahvistinkangasparametrit eivät sovellu lähinnä maa-ankkureiden laskennassa käytettyihin kaapelielementteihin. Lisäksi Vanhankaupunginlahden laskentamallissa oli ongelmia elementtiverkon suuren koon vuoksi, jolloin laskenta-aika saattoi olla jopa useita tunteja.

Vahvistinkankaan toiminta penkereen vakavuuden parantamisessa edellyttää kunnollista ankkurointia. Mikäli kankaan ankkurointipituus ei ole riittävä, kangas joko luistaa maahan nähden tai maa luistaa kankaaseen nähden. Ankkurointipituudella tarkoitetaan sitä matkaa, joka tarvitaan vahvistinkankaan kiinnittämiseksi maahan kankaan yläpuolisen maan painon ja kankaan sekä maan välisen kitkan tai adheesion välityksellä /5/.

Mikäli vahvistinkangas on penkereen ja pohjamaan välissä, kuten yleensä pehmeikölle rakennettaessa, tarvittava ankkurointipituus lasketaan kaavalla (8) /26,29/.

$$L_{\text{vaad}} = T / (c_a + \sigma_o \mu_f) \quad (8)$$

L_{vaad} on vaadittava ankkurointipituus, m

T vahvistinkankaassa vaikuttava vetovoima, kN/m

c_a kankaan ja pohjamaan välinen adheesio,

$$c_a = 0.8 - 1.2 c_u$$

(c_u on pohjamaan suljettu leikkauslujuus, kN/m²)

σ_o kankaan tasossa vaikuttava pystyjännitys, kN/m²

μ_f kitkakerroin kankaan ja maan välillä

Kaksoispenkereen suunnittelussa ankkurointipituus laskettiin siten, että ainoastaan vahvistinkankaan ja pohjamaan rajapinnalla vaikuttavat koheesiovoimat otettiin huomioon /39/. Tällöin yhtälö (8) saadaan muotoon (9).

$$L_{\text{vaad}} = T / c_u \quad (9)$$

L_{vaad} on vaadittava ankkurointipituus, m

T vahvistinkankaassa vaikuttava vetovoima, kN/m

c_u pohjamaan suljettu leikkauslujuus, kN/m²

5.24 Ø = 0-Menetelmä

Vakavuusanalyysi ympyränmuotoisilla liukupinnoilla Ø = 0-menetelmällä perustuu liukuvan maamassan tasapainoyhtälöön $\Sigma M = 0$ (kuva 30). Varmuuskerroin lasketaan yhtälöstä (10) /11/.

$$F = \frac{R \Sigma(s_u \Delta l)}{\Sigma(Wx) + Qa} \quad (10)$$

F on varmuuskerroin

R liukuympyrän säde, m

s_u liukupinnassa vaikuttava leikkauslujuus, kN/m²

Δl lamellin pituus, m

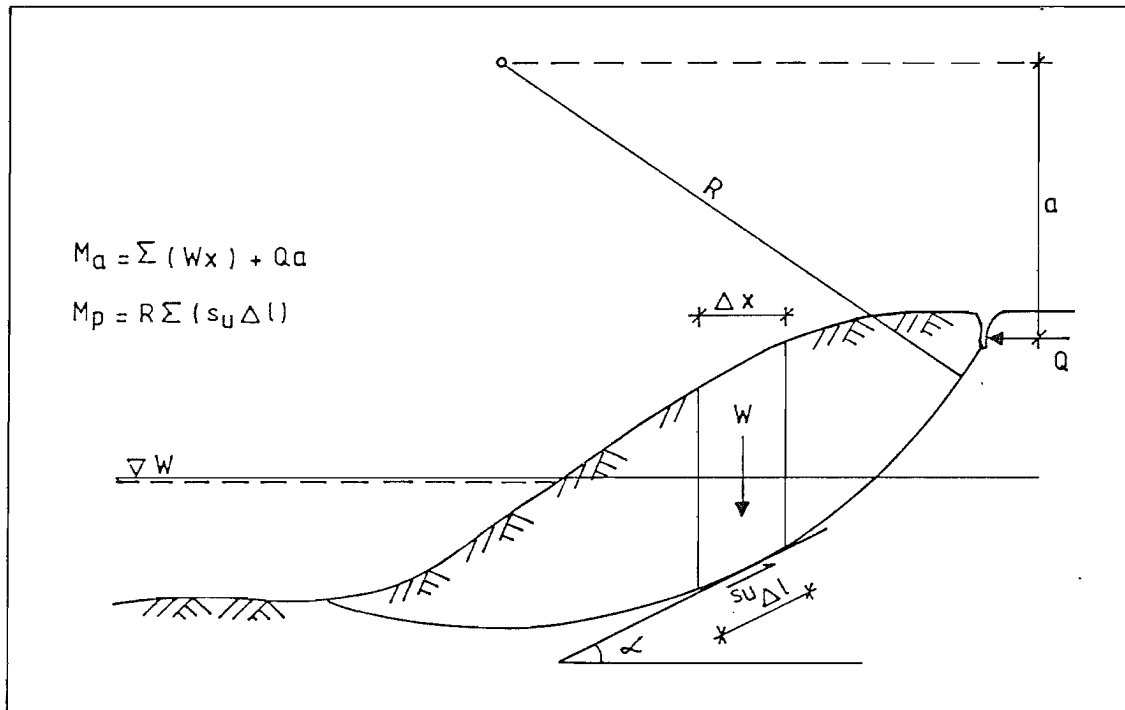
W lamellin maamassojen paino, kN/m

x lamellin painopisteen ja liukuympyrän keskipisteen välinen etäisyys (momenttivarsi), m

Q pintahalkeamassa vaikuttava vedenpaineen resultantti, kN/m

a pintahalkeaman ja liukuympyrän keskipisteen välinen pystysuora etäisyys

Vaarallisinta liukupintaa vastaava varmuuskerroin F määritetään tavallisesti tietokoneen avulla tutkimalla useita eri liukupintoja. Laskelmissa jätettiin vedenpaine Q huomioimatta, koska louhetäytteessä ei muodostu vedenpainetta meriveden pintaan nähden.

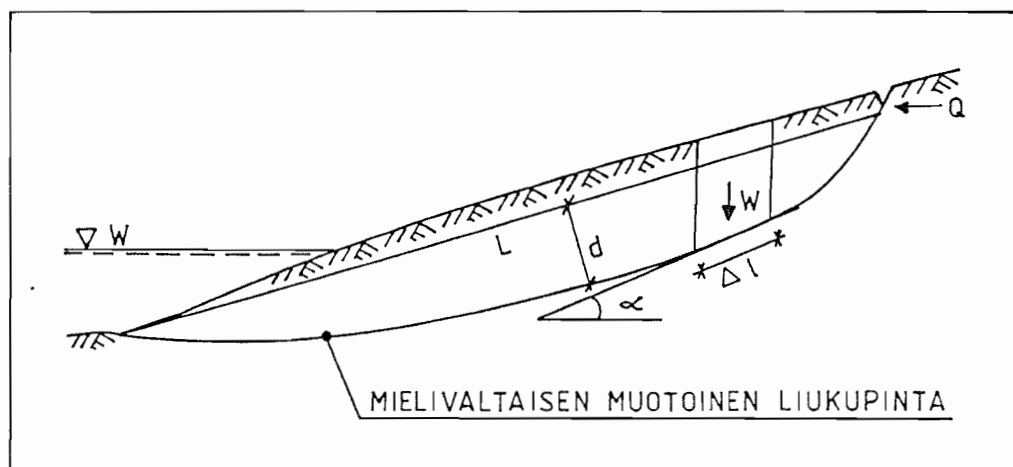


Kuva 30. Vakavuusanalyysi $\phi = 0$ menetelmällä ympyränmuotoista liukupintaa käyttäen/48/.

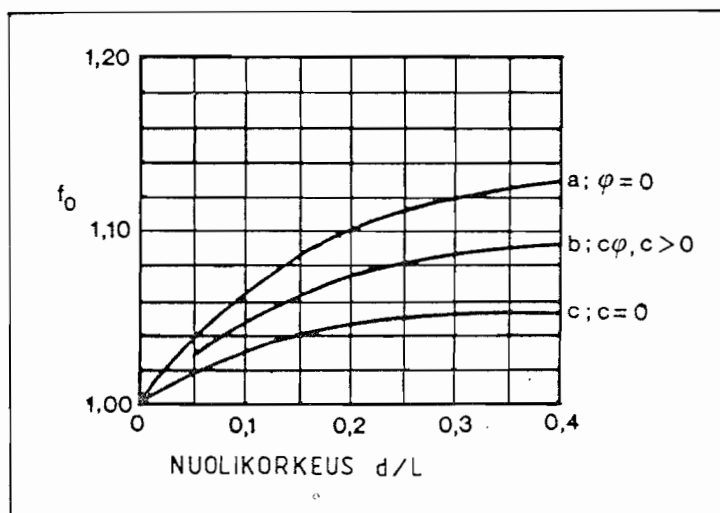
Luonnolliset maakerrokset ovat usein rakenteeltaan selvästi kerrokselliset. Vaarallisin liukupinta ei tällöin läheskään aina ole ympyränmuotoinen, vaan se pyrkii haakeutumaan pitkin heikkoja maakerroksia. Laskelmat voidaan tällöin suorittaa esimerkiksi Janbun kehittämällä menetelmällä, joka perustuu voimien projektioyhtälöön vaakasuoran suhteen. Menetelmän mukaan liukupinnan yläpuolinen maamassa jaetaan lamelleihin samoin kuin ympyränmuotoisia liukupintoja tarkasteltaessa (kuva 31) /48/. Varmuuskerroin lasketaan yhtälöstä (11) /11/.

$$F = f_0 \frac{\frac{(s_u \Delta l)}{\cos \alpha}}{\sum (W \tan \alpha) + Q} \quad (11)$$

F on varmuuskerroin
 f_0 lamellien väliset voimat huomioiva kerroin (kuva 32)
 s_u liukuympyrässä vaikuttava leikkauslujuus, kN/m^2
 Δl lamellin pituus, m
 α liukupinnan tangentin ja vaakasuoran välinen kulma (kuva 31), $^\circ$
 W lamellin maamassojen paino, kN/m
 Q pintahalkeamassa vaikuttava vedenpaineen resultantti, kN/m



Kuva 31. Vakavuusanalyysi yhdistetyn liukupinnan tapauksessa /48/.



Kuva 32. Lamellien väliset voimat huomioivan kertoimen f_0 määrittäminen nuolikorkeuden d/L funktiona /48/.

Vanhankaupunginlahden rantapenkereiden mitoituksen kannalta määrääväksi muodostui $\emptyset = 0$ -menetelmällä laskettu lyhytaikainen vakavuus. Laskenta suoritettiin ympyränmuotoisilla liukupinnoilla tietokonetta apuna käyttäen. Varmuuskertoimeksi vaadittiin virkistyskäyttöön tarkoitettulla alueella $F \geq 1.5$ ja pysyvien rakenteiden kohdalla $F \geq 1.8$. Työnaikaisena varmuuskertoimen miniminä käytettiin $F \geq 1.3$. Tällöin otettiin huomioon työkoneiden aiheuttama pintakuorma 10 kN/m^2 aktiivimomentin lisäyksenä

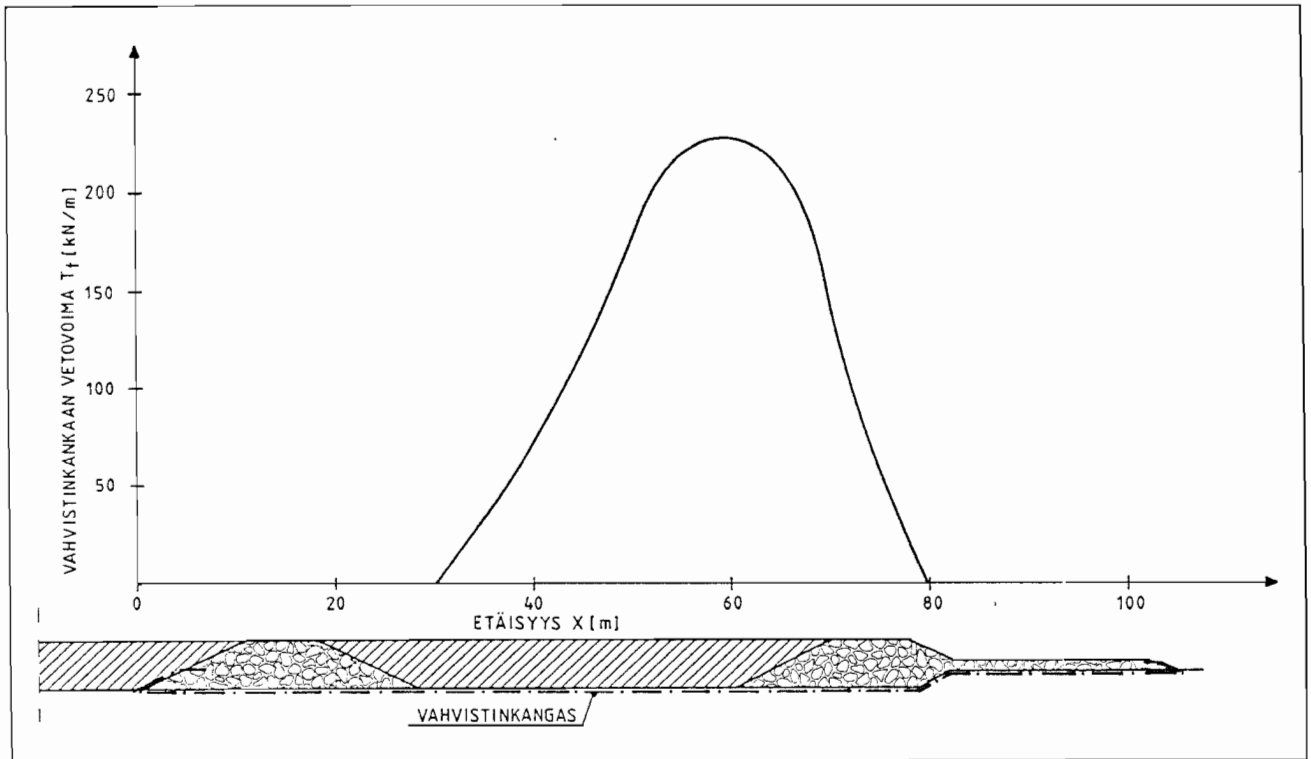
Vahvistinkankaan aiheuttama passiivimometin lisäys laskettiin kohdassa 5.24 esitetyn yhtälön (7) mukaan tangentin suuntaiseen lisävoimaan perustuen. Kuvassa 33 on esitetty vahvistinkankaassa vaikuttava vetovoima kaksoispenkereessä lasketun etäisyyden funktiona. On huomattava, että ilman vahvistinkangasta suoritetuilla laskelmilla todettu vaarallisin liukupinta ei välttämättä ole sama kuin kankaan mitoittava liukupinta. Tämän vuoksi kankaan aiheuttama passiivimomentin lisäys on huomioitava jo tietokonelaskennassa. Kuvassa 34 on esitetty esimerkki vahvistetun penkereen liukupinta-analyysistä $\emptyset = 0$ -menetelmällä.

5.25 c- $\emptyset$ -menetelmä

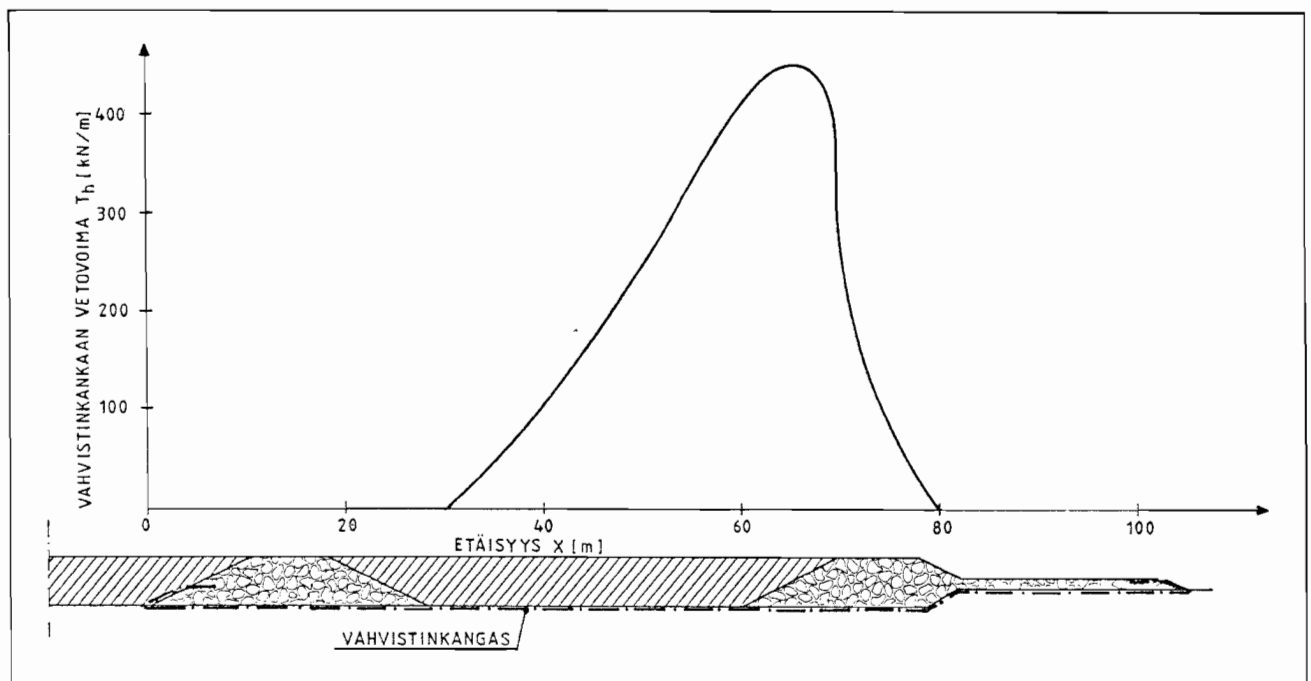
Tehokkaisiin jännityksiin perustuvista laskentamenetelmistä tunnetuin ja tarkin on Bishopin menetelmä. Sen avulla voidaan tarkastella ympyränmuotoisia liukupintoja, joiden yläpuolinen maamassa jaetaan pystysuoriin, tavallisesti tasalevyisiin lamelleihin samoin kuin $\emptyset = 0$ -menetelmässä (kuva 38). c- $\emptyset$ -menetelmän varmuuskerroin lasketaan iteratiivisesti yhtälöstä (12) /11/.

$$F = \frac{1}{\sum (W \sin \alpha)} \sum \left\{ \left[c' \Delta x + (W - u \Delta x) \tan \phi' \right] \frac{\sec \alpha}{1 + \tan \alpha \tan \phi' / F} \right\} \quad (12)$$

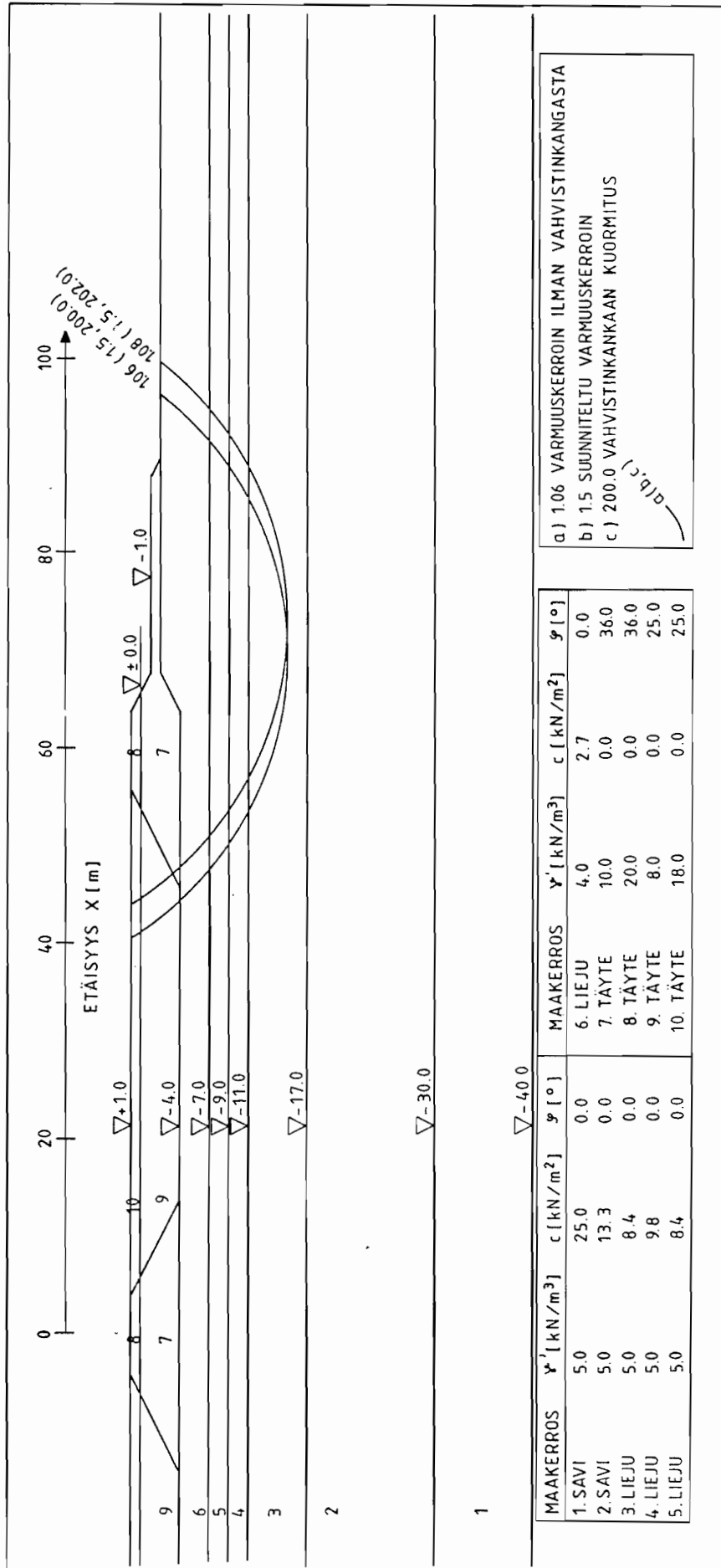
a



b

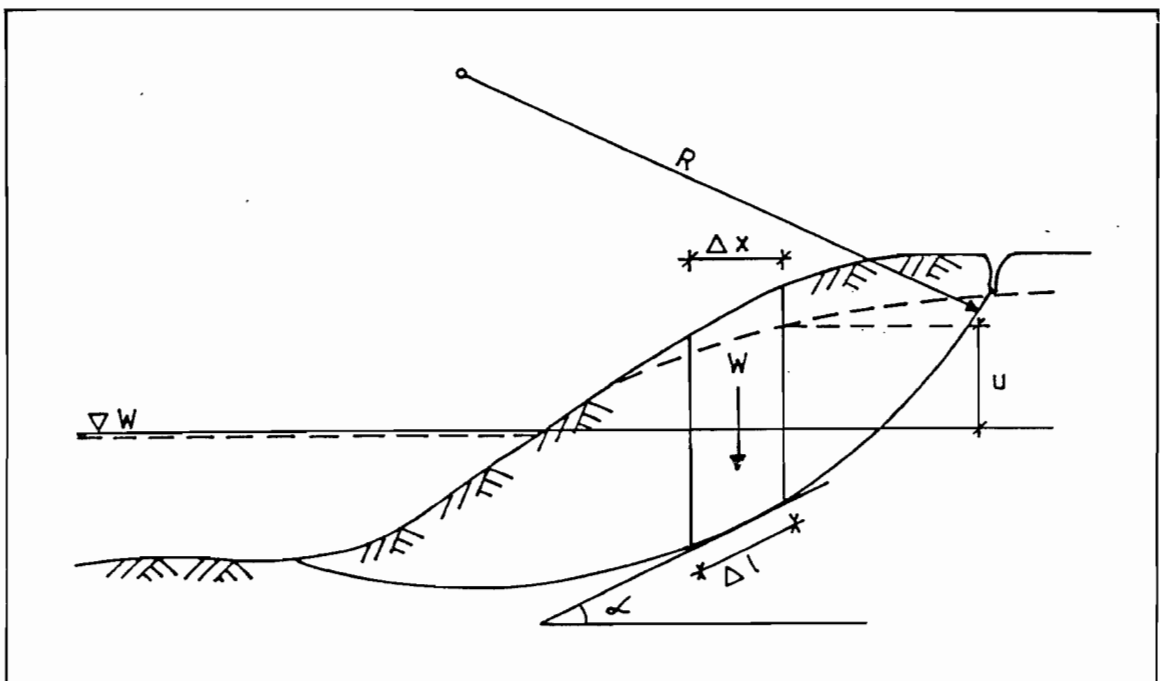


Kuva 33. Vanhankaupunginlahti, Helsinki. Vahvistinkankaassa vaikuttava liukupinnan tangentin suuntainen vetovoima (a) sekä vaakasuoran suuntainen vetovoima (b) kaksoispenkereessä lasketun etäisyyden funktiona.



Kuva 34. Vanhankaupunginlahti, Helsinki. Esimerkki vahvistetun penkerein liukupinta-analyysistä $\emptyset = 0$ -menetelmällä /17/.

W	lamellin maamassojen paino, kN/m
α	liukupinnan tangentin ja vaakasuoran välinen kulma (kuva 35), °
c'	tehokas koheesio, kN/m ²
Δx	lamellin leveys, m
u	huokosvedenpaine, kN/m ²
ϕ'	tehokas kitkakulma, °



Kuva 35. Vakavuusanalyysi c- ϕ -menetelmällä ympyränmuotoista liukupintaa käyttäen /48/.

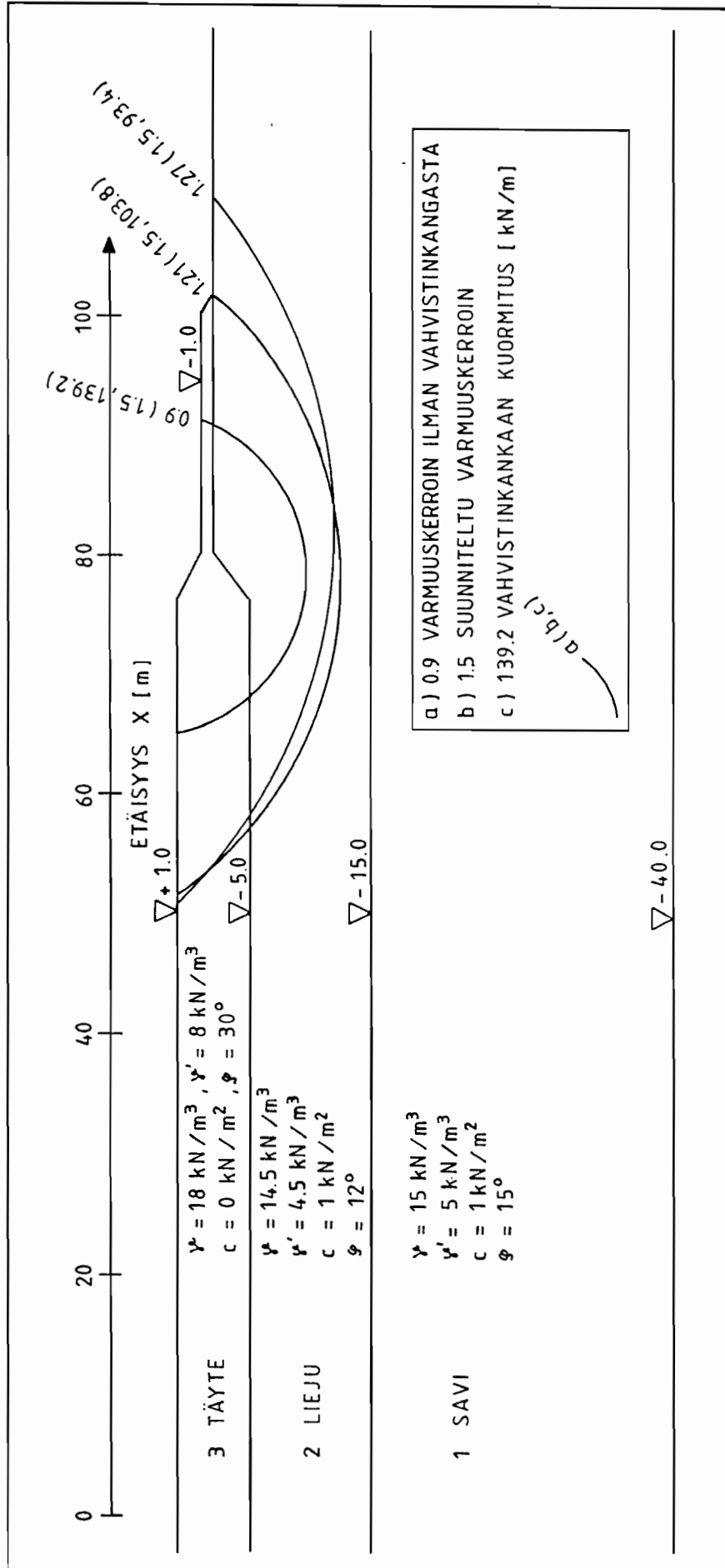
Laskelmat edellyttävät maan tehokkaiden lujuusparametrien c' ja ϕ' sekä huokosvedenpaineen u tuntemista. Lisäksi edellytetään kitka- ja koheesiovastuksen kehittymistä liukupinnassa samanaikaisesti. Laskelmissa tarvittava huokosvedenpaine joko mitataan maastossa tai arvioidaan. Huokospaineotaksuma on syytä tarkistaa mittauksilla vähänkin tärkeämissä tapauksissa, koska maakerroksissa saattaa olla ylipainetta, joka ratkaisevasti heikentää luiskin vakavuutta /48/.

Samoin kuin $\emptyset = 0$ -menetelmässä joudutaan c- $\emptyset$ -menetelmäsäkin kerroksellisessa maaperässä usein tarkastelemaan ympyränmuodosta poikkeavia tavallisesti pitkiä ja laakeita liukupintoja. Laskut voidaan suorittaa esimerkiksi Janbun menetelmällä, jolloin varmuuskerroin saadaan yhtälöstä (13) /11/.

$$F = f_0 \frac{1}{\sum(W \tan \alpha)} \sum \left\{ [c' \Delta x + (W - u \Delta x) \tan \phi] \frac{1 + \tan^2 \alpha}{1 + \tan \alpha \tan \phi' / F} \right\} \quad (13)$$

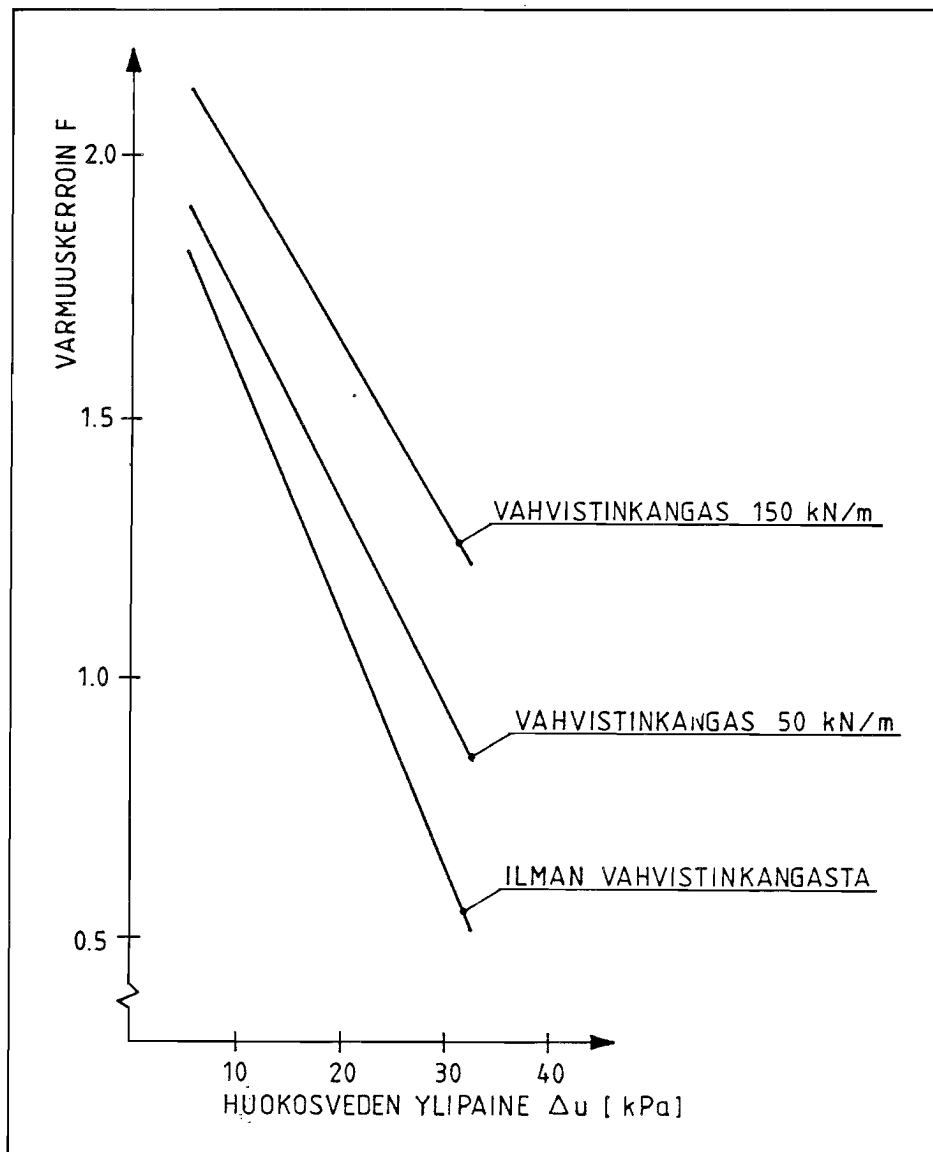
F on	varmuuskerroin
f_0	lamellien väliset voimat huomioiva kerroin (kuva 32)
W	lamellin maamassojen paino, kN/m
α	liukupinnan tangentin ja vaakasuoran välinen kulma (kuva 35)
c'	tehokas koheesio, kN/m ²
Δx	lamellin leveys, m
u	huokosvedenpaine, kN/m ²
ϕ'	tehokas kitkakulma, °

Rantapenkereen lopullinen vakavuus laskettiin $\emptyset = 0$ -menetelmällä pitkäaikaiseen mitoitustilanteeseen redusoituja leikkauslujuuden arvoja käyttäen. Edellytykset $\emptyset = 0$ -menetelmän käyttöön olivat hyvät, koska koko alueella on tehty varsin tiheään siipikairauksia. Pitkäaikaistilanteen vakavuuslaskelmissa vahvistinkankaan vetolujuutena käytettiin hiipumakoetuloksiin perustuen 33 % kankaan lyhytaikaisesta murtolujuudesta. Rantapenkereen lopullinen vakavuus tarkastettiin lisäksi c- $\emptyset$ -menetelmällä ympyränmuotoisilla liukupinnoilla. Vahvistinkankaan aiheuttama passiivimomentin lisäys laskettiin kohdassa 5.24 esitetyn yhtälön (7) mukaan liukupinnan tangentin suuntaisena liisävoimana. Esimerkki vahvistetun penkereen liukupinta-analyysistä c- $\emptyset$ -menetelmällä on esitetty kuvassa 36.



Kuva 36. Vanhankaupunginlahti, Helsinki. Esimerkki vahvistetun penkereen liukupinta-analyysistä c- ϕ -menetelmällä /17/.

Vahvistinkankaan mitoituksessa tarkasteltiin pitkäaikais-
ta tilannetta 100 vuoteen saakka. Vaikeutena tässä on
kuitenkin oleellisten lähtöarvojen, kuten painumien, hu-
kosvedenpaineen ja pohjamaan leikkauslujuuden käyttäyty-
misen, ennustaminen pitkällä aikavälillä. Näillä teki-
jöillä on huomattava vaikutus varmuuskertoimeen, mikä il-
menee esimerkiksi huokosvedenpaineen osalta kuvasta 37.
Stabiliteetti ja painumat sidottiin toisiinsa siten, että
pitkäaikaistilanteen laskentamall¹ laadittiin kaksoispen-
kerein laskettujen painumien mukaan.



Kuva 37. Vanhankaupunginlahti, Helsinki. Huokosveden yli-
paineen vaikutus vahvistetun penkerein vakavuuteen vah-
vistinkankaassa vaikuttavan vetovoiman eri arvoilla. (Ve-
tovoima liukuympyrän tangentin suuntainen.)

5.3 Painumatarkastelu

Heikosti kantavalle maapohjalle rakennetun penkereen kokonaispainuma koostuu pääasiassa alkupainumasta sekä primäärisestä konsolidaatiopainumasta. Lisäksi tapahtuu plastisista ja kimmoisista sivusiirtymistä aiheutuvaa painumaa, kun varmuus maapohjan murtumista vastaan on pieni. Alkupainuma on seurausta maapohjan kuormituksen aiheuttamista leikkausmuodonmuutoksista, joiden yhteydessä maa-alkion kokonaistilavuus ei kuitenkaan muutu. Konsolidaatiopainumalla tarkoitetaan puolestaan hienorakeisen rakennuspohjan tiivistymisestä eli maapohjan tilavuuden pienenemisestä johtuvaa painumaa. Tiivistymisen seurauksena maan huokostilavuus ja usein myös vesipitoisuus pienenevät. /28/.

Alkupainuman laskeminen edellyttää kimmomoduulin E määrittämistä laboratoriossa kolmiaksiaalikokeiden avulla. Kokeet on tällöin suoritettava suljettuina kokeina, jolloin näytteen tilavuus kokeen aikana ei muutu. Kolmiaksiaalikokeessa käytettävän jännitystilän tulee vastata mahdollisimman hyvin todellista, maassa eri syvyyksissä vallitsevaa jännitystilaa /50/.

Konsolidaatiopainuman laskeminen perustuu häiriintymättömillä näytteillä tehtyihin ödometrikokeisiin. Ödometrikokeiden tulokset esitetään tavallisesti kuormitus-kokoonpuristumakäyrinä, joista konsolidaatiopainuman suuruuden ja nopeuden laskemisessa tarvittavat parametrit saadaan määritettyä. Tangenttimoduulimenetelmässä moduuliluku (m) ja jännityseksponentti (β) lasketaan näytteen kuormitus-kokoonpuristumakäyrän perusteella erikseen näytteen ylikonsolidoituneelle ja normaalikonsolidoituneelle kuormitusosalle /50/. Maakerroksen konsolidaatioaste saadaan vertaamalla konsolidaatiojännitystä (σ_c) tarkasteltavan pisteen yläpuolella olevien maamassojen tehokkaaseen tilavuuspainoon (σ_o). Silloin kun aikaisemmin vallinnut jännitys on nykyistä suurempi, on myös konsolidaatiojännitys suurempi kuin tarkasteltavan pisteen yläpuolella

olevien maamassojen paino. Jos $\sigma_c > \sigma_o$ kutsutaan maata yli-konsolidoituneeksi ja jos $\sigma_c = \sigma_o$ normaalikonsolidoituneeksi /56/. Normaalisti konsolidoituneen maakerroksen suhteellinen kokoonpuristuma lasketaan yhtälöstä (14) /50/:

$$\Delta \epsilon = \frac{1}{m\beta} \left[\left(\frac{\sigma_o + \Delta \sigma_z}{\sigma_v} \right)^\beta - \left(\frac{\sigma_o}{\sigma_v} \right)^\beta \right] \quad (14)$$

$\Delta \epsilon$ on suhteellinen kokoonpuristuma
 m normaalikonsolidoituneen osan moduuliluku
 β jännityseksponentti
 σ_o yläpuolella olevien maamassojen paino, kN/m^2
 $\Delta \sigma_z$ lisäjännitys syvyydessä z , kN/m^2
 σ_v vertailujännitys ($\sigma_v = 100 \text{ kN/m}^2$)

Ylikonsolidoituneissa maakerroksissa voidaan yleensä olettaa $\phi = 0$, jolloin kokoonpuristuma voidaan laskea yhtälöstä (15) /50/.

$$\Delta \epsilon = \frac{1}{m_2} \ln \left(\frac{\sigma_o + \Delta \sigma_z}{\sigma_o} \right) \quad (15)$$

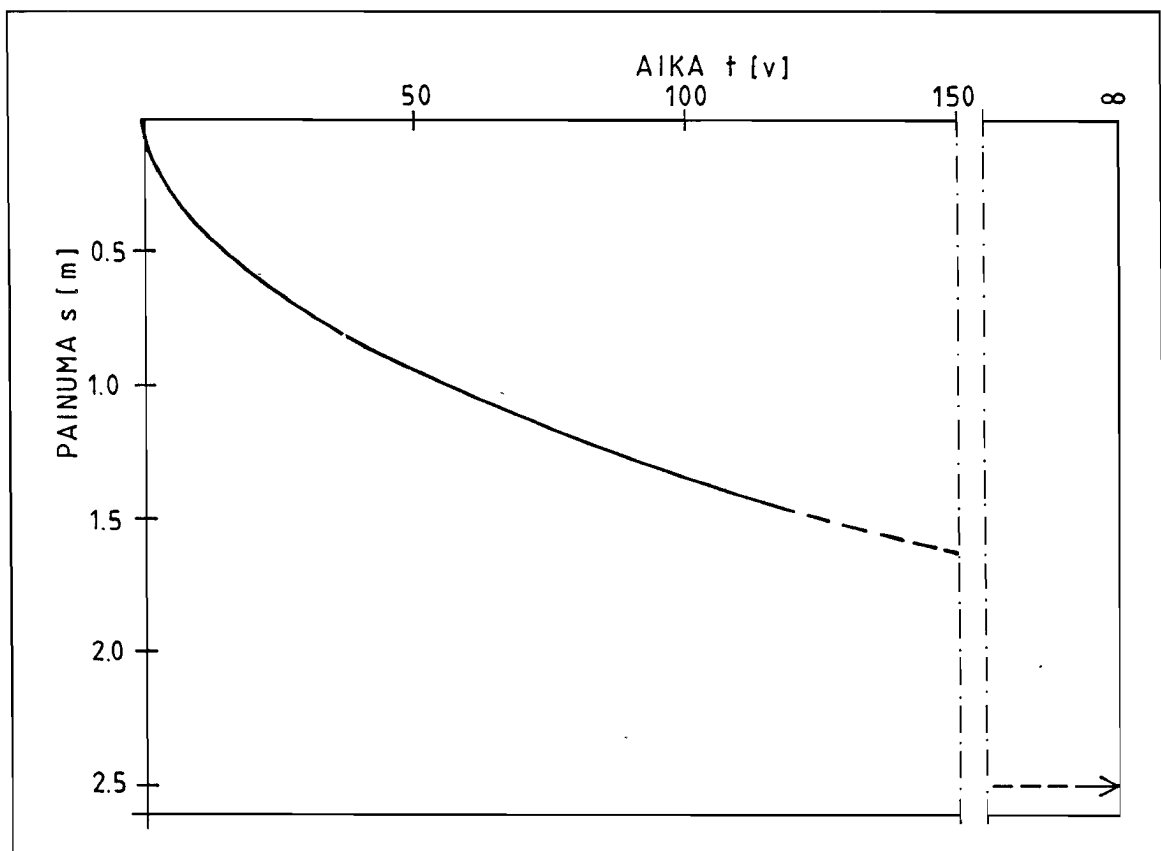
$\Delta \epsilon$ on suhteellinen kokoonpuristuma
 m_2 ylikonsolidoituneen osan moduuliluku
 σ_o yläpuolella olevien maamassojen paino, kN/m^2
 $\Delta \sigma_z$ lisäjännitys syvyydessä z , kN/m^2

Mikäli maakerros on sekä yli- että normaalikonsolidoitunut, on kyseessä edellisten tapausten yhdistelmä, jolloin kokoonpuristuma lasketaan yhtälöstä (16) /28/.

$$\Delta \epsilon = \frac{1}{m_2} \ln \frac{\sigma_c}{\sigma_o} + \frac{1}{m\beta} \left[\left(\frac{\sigma_o + \Delta \sigma_z}{\sigma_v} \right)^\beta - \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_v} \right)^\beta \right] \quad (16)$$

$\Delta \epsilon$ on suhteellinen kokoonpuristuma
 m normaalikonsolidoituneen osan moduuliluku
 m_2 ylikonsolidoituneen osan moduuliluku
 σ_c konsolidaatiojännitys, kN/m^2
 σ_o yläpuolella olevien maamassojen paino
 $\Delta \sigma_z$ lisäjännitys syvyydellä z , kN/m^2
 σ_v vertailujännitys ($\sigma_v = 100 \text{ kN/m}^2$)

Vanhankaupunginlahden painumat on laskettu pääasiassa tangenttimoduulimenetelmällä ödometrikotuloksiin perustuen. Laskentatulokset ovat luotettavia alueella, jolla varmuustaso on $F > 1.8$ eli noin 30 - 40 m etäisyydellä rantaviivasta. Kokoonpuristuvien maakerrosten paksuudesta riippuen saatiin lopulliseksi konsolidaatiopainumaksi 2.0 - 3.0 m (kuva 38). Painumalaskennan tarkkuutta heikentää se, että pehmeässä liejussa leikkausjännitysten aiheuttamien muodonmuutosten johdosta tapahtuvan painuman arviointi on hankalaa. Lisäksi epätarkkuutta aiheutuu suunnitellun täytepaksuuden vaihteellaisuudesta toteuttamisesta sekä paksuuseroista. Käytännön painumaseurantaa vaikeuttaa myös penkereen alta sulavan jääkannen vaikutus. Vahvistinkankaalla ei kuvan 24 laskentaesimerkissä havaittu olevan kokonaispainumaa pienentävää vaikutusta. Tätä tukevat myös kokemukset Vanhankaupunginlahdelta, missä kankaan on todettu ainoastaan tasaavan painumia.



Kuva 38. Vanhankaupunginlahti, Helsinki. Kaksoispenkereen aika-painumakuvaaja. Liejun ja saven yhteispaksuus 25 m.

5.4 Kaksoispenkereen rakenne

Rantapenger muodostuu koepengerosuutta lukuunottamatta kahdesta yhdensuuntaisesta louhepenkereestä, joiden välimatka on 60 m. Penkereet on vahvistettu yhtenäisellä liejun päälle asennettavalla kankaalla, jonka lujuusvaatimukset ovat seuraavat:

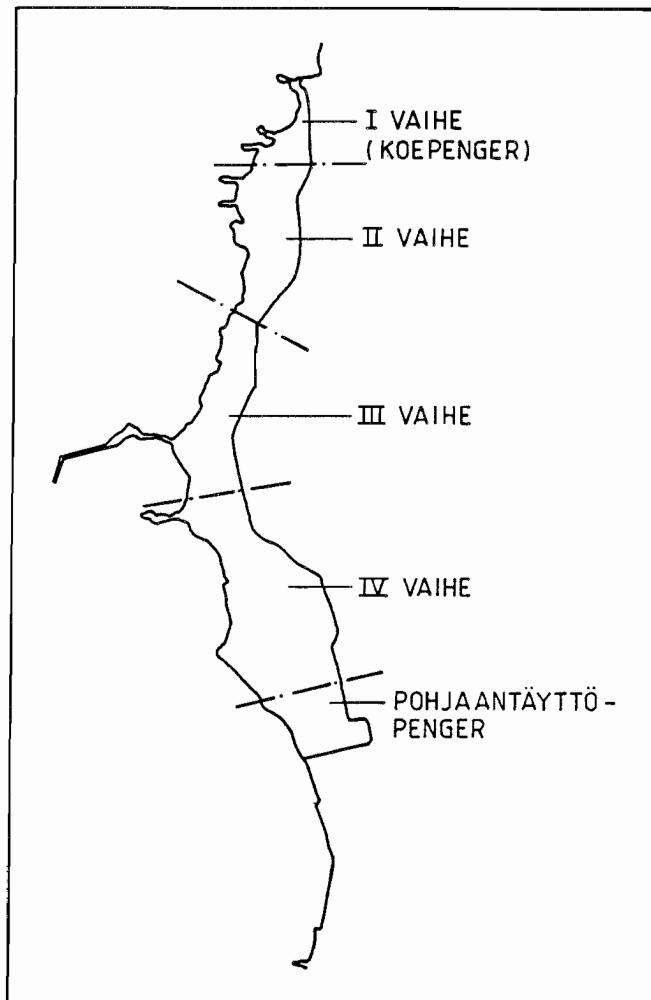
- pituussuuntainen vetolujuus lyhytaikaisessa kuormitus-tilanteessa 600 kN/m 6 - 10 % venymällä
- pituussuuntainen vetolujuus pitkäaikaisessa kuormitus-tilanteessa 200 kN/m 2 - 3 % hiipumalla
- poikkisuuntainen vetolujuus lyhytaikaisessa kuormitus-tilanteessa 160 kN/m
- saumojen vetolujuus 80 kN/m.

Kankaan suojaksi on levitetty noin 0.3 - 0.5 m paksu eristyshiekkakerros, jonka päälle louhepenkereet on rakennettu. Lisäksi louheesta on rakennettu vedenalainen vastapenger, jonka leveys on 20 m ja paksuus noin 1,0 m. Kaksoispenkereiden väli on täytetty ylijäämämassoilla, pääasiassa kitkamailla. Kaksoispenkereen rakenne on esitetty kuvassa 39.

6. TÄYTTÖALUEEN RAKENTAMINEN

6.1 Rakentamisvaiheet

Vanhankaupunginlahden länsirannan rakennustyöt aloitettiin vuonna 1983 alueen pohjoisosasta. Kokonaisuudessaan rantapenkereen rakentaminen suoritettiin viidessä vaiheessa, jotka on esitetty kuvassa 40 /36/.



Kuva 40. Vanhankaupunginlahti, Helsinki. Rantapenkereen rakentamisvaiheet.

I vaiheen täyttötyöt aloitettiin syksyllä 1983 alueen pohjoisosasta yksinkertaisena koepenkereenä. Koepengertä rakennettiin noin 450 m, josta uutta rantaviivaa on noin 300 m. Tarkoituksena oli selvittää kelluvan penkereen toteutusmahdollisuudet sekä soveliaat työmenetelmät alueella, jossa pohjasuhteet ovat koko täyttöalueen keskimääräisiä pohjasuhteita paremmat. Koepenkereen suunnittelu- vaiheessa kokemukset vahvistinkankaiden käytöstä olivat

vähäiset. Eri kangasvaihtoehtojen välillä suoritettujen vetolujuuskokeiden perusteella päädyttiin kudottuun polypropyleenikankaaseen, joka asennettiin penkereeseen kaksinkertaisena. Vetolujuusvaatimuksena sekä pituus- että poikkisuuntaan oli 150 kN/m /13/.

II vaiheen täyttötyöt tehtiin talvityönä jääkantta apuna käyttäen 1984 - 1985. Pengerrakenne toteutettiin kaksoispenkereenä, jota valmistui noin 500 m. Toisen vaiheen rakentamiseen oli saatu lisätietoja vahvistinkankaiden ominaisuuksista. Polypropyleenin käytöstä luovuttiin sen huonojen lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien vuoksi.

Polypropyleenin tilalle valittiin kudottu polyesterikangas, jonka lyhytaikaiseksi vetolujuudeksi vaadittiin kankaan pituussuunnassa 500 kN/m, 6 - 10 % venymällä. Lisäksi esitettiin pitkäaikaiselle vetolujuudelle vaatimus 160 kN/m ja saumoille 80 kN/m /14/. Lujuusvaatimusten seurauksena vahvistinkangasvalmistajat aloittivat tuotekehittelyn, sillä markkinoilla olleet kankaat eivät vastanneet vaatimuksia. Eniten hankaluuksia tuotti saumojen lujuus, joka ensimmäisillä polyesterikankaiden saumoilla oli vain noin puolet vaaditusta.

III vaiheen täyttötyössä rakennettiin lisää kaksoispengertä noin 500 m. Rakentaminen tehtiin kesätyönä huolimatta talvioloissa saaduista hyvistä kokemuksista. Tähän jouduttiin, koska läheisestä Kyläsaaren puhdistamosta tuleva poistovesi piti ranta-alueen kovillakin pakkasilla sulana. III vaihe osottautui erittäin vaikeaksi, sillä alueella on jopa 35 m liejua ja savea. Täyttöalueella kehittyi paikallinen sortuma, jonka osasyynä on usean heikon sauman yhtäaikainen pettäminen ja täytteen tunkeutuminen laajalta alueelta vahvistinkankaiden välistä syvälle liejumassoihin. Syy saumojen pettämiseen saattaa olla virheellisessä saumaustyössä sekä yleensäkin kesäolosuh-teissa tehdyssä työssä, jolloin on hetkellisesti aiheutettu saumojen ylikuormitusta. Sortuma-alueen korjaus

suoritettiin talvella 1988 käyttäen paikoitellen jopa kolminkertaista vahvistinkangasta /16/.

Kolmannen vaiheen rakentamisen yhteydessä täydennettiin edelleen vahvistinkankaille asetettuja vaatimuksia. Lyhytaikaiseksi vetolujuudeksi kankaan pituussuunnassa vaadittiin 600 kN/m 6 - 10 % venymällä ja vastaavaksi pitkäaikaiseksi lujuudeksi ($t = 50 - 100$ v) 200 kN/m. Saumojen lujuusvaatimus oli 80 kN/m /15/. Saumaustekniikan kehityksestä huolimatta ei vaadittua saumalujuutta keskimäärin saavutettu.

IV vaiheessa yhdistettiin kelluva penger etelässä rakennettuun pohjaantäyttöpenkereeseen. Talviolloissa rakennettua kaksoispengertä valmistui noin 800 m. Alun perin loppuosa oli suunniteltu rakennettavaksi useammassa vaiheessa. Ankara talvi mahdollisti kuitenkin työskentelyn jään päällä vielä huhtikuussa, joten töitä päätettiin jatkaa, ja rantapenger saatiin valmiiksi yhdellä kertaa.

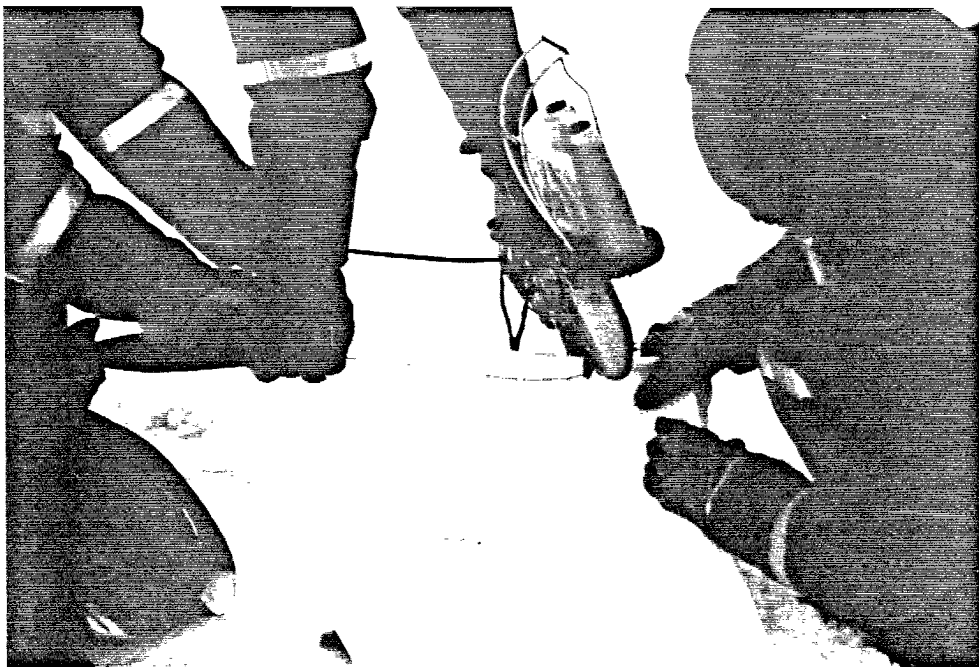
Kolmanteen vaiheeseen verrattuna vahvistinkankailta vaaditut lujuusominaisuudet säilyvät samoina. Lisäksi esitettiin lujuusvaatimus 160 kN/m kankaan poikkisuunnalle /17/. Saumojen lujuuksissa tapahtui suuri parannus, sillä saumaustyötä varten kehitettiin jään päällä suksilla liikkuva ompelukone. Sauman laadun paranemisen lisäksi itse saumaustyö nopeutui huomattavasti.

IV vaiheen alueella ei liejun ja saven ominaisuuksissa ole siipikairalla mitattuna oleellista eroa III vaiheen alueen ominaisuuksiin. Kuitenkin saven paksuus IV alueella on koko täyttöalueen suurin, mutta III alueella tapahtunut sortuma ei toistunut IV alueella. Tästä voidaan tehdä se johtopäätös, että jääkannen käyttö sekä kehittynyt saumaustekniikka varmistavat kankaan ehjänä pysymisen ja hallitun esijännittämisen täyttötöiden aikana.

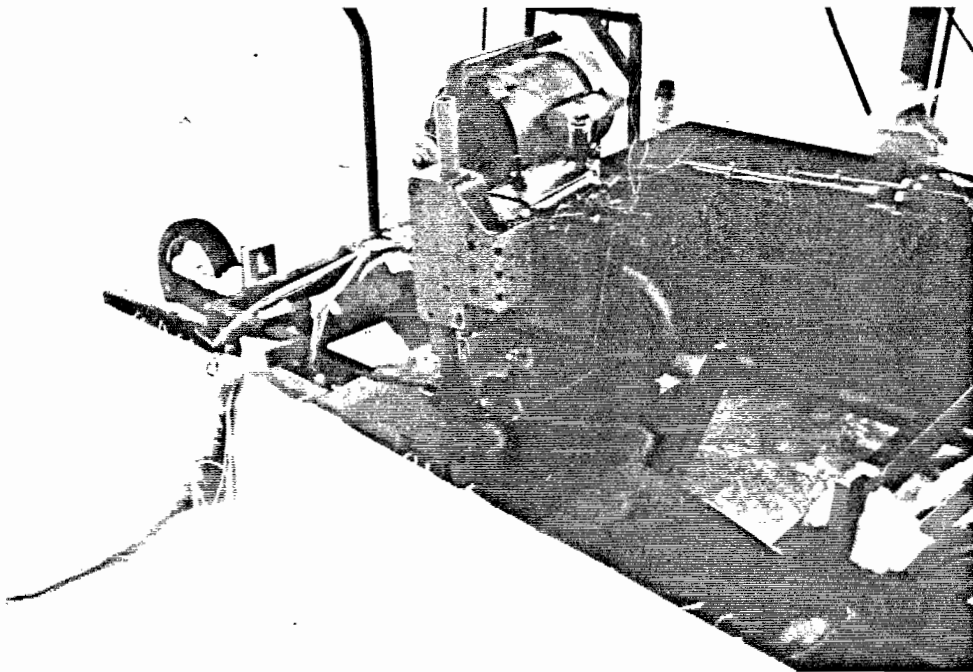
6.2 Työn suoritus

6.2.1 Vahvistinkankaan asentaminen

Liejun päälle tuleva vahvistinkangas asennettiin siten, että kankaan vahvemman vetolujuuden suunta on penkereen poikkisuunnassa. Vahvistinkankaiden saumaukset tehtiin ompelemalla kankaan päät vastakkain sähkökäyttöisellä ompelukoneella penkereen poikkisuuntaan. Penkereen pituussuuntaisia saumoja ei sallittu /38/. Alkuvaiheessa saumaus suoritettiin käsikäyttöisillä ompelukoneilla (kuva 41), joista kuitenkin luovuttiin heikon sauman vuoksi. Tilalle otettiin alunperin tehdaskäyttöön tarkoitettu ompelukone, joka asennettiin olosuhteista riippuen joko pyörä- tai suksialustalle (kuva 42). Uuden konetyypin etuna oli kaksinkertainen suora sauma sekä mahdollisuus käyttää vahvimpia lankamateriaaleja, jolloin sauman lujuus ylitti vaaditun 80 kN/m.



Kuva 41. Käsikäyttöinen ompelukone.



Kuva 42. Suksialustalle asennettu ompelukone.

Vahvistinkankaiden levittäminen suoritettiin kesäolosuh-
teissa ponttoonien avulla. Kangas ankkuroitiin rantaan
tekemällä kaivinkoneella penkereen poikkisuuntainen ura,
johon kangasmaton pää asennettiin ja peitettiin maalla.
Ponttoonilauttaa (kuva 43) vedettiin merelle päin lautan
päissä olevilla käsikäyttöisillä vinsseillä penkereen
etenemisen mukaan. Ajoittaisen kovan tuulen vuoksi jou-
duttiin käyttämään myös lautan pituussuuntaisia ankkuri-
vaijereita ja köysiä. Kun kangas saatiin levitetyksi, se
kiinnitettiin puukeppien ja painojen avulla pohjaan. Suu-
rimmat vaikeudet ilmenivät kankaan reunojen kääntämis-
sä. Reunojen kääntämisen onnistumisen kannalta on olen-
naisen tärkeää, että kankaan leveys riittää kunnolliseen
ankkurointiin. Kankaan kääntö helpottuu, mikäli peng-
ertäyttö tehdään jonkin verran teoreettista pengertäytystä
kapeampana /38/.



Kuva 43. Vahvistinkankaan levittäminen kesäoloissa ponttoonilautalta.

Vahvistinkankaiden asentaminen talviolloissa tapahtui levittämällä kankaat suoraan jään päälle. Kangasrullien liikuttelussa käytettiin traktoria ja pyöräkuormajaa apuna (kuva 44).



Kuva 44. Traktorikaivurin käyttö vahvistinkankaan levittämiseen talviolloissa.

Suksille asennettu sähkökäyttöinen ompelukone (kuva 42) osoittautui saumaustyössä hyväksi ratkaisuksi jään päällä työskenneltäessä. Kovillakin pakkasilla kone toimi moitteettomasti lämpöpuhaltimien ansiosta. Koneella saatiin ommeltua kaksinkertainen sauma, jonka laatu esimerkiksi suoruuden osalta oli huomattavasti käsikoneella tehtyä saumaa parempi.

Vahvistinkankaiden asentaminen talviolloissa on kesätyöhön verrattuna sekä yksinkertaisempaa että nopeampaa. Lisäksi työn valvonta helpottuu, koska kangas on koko ajan tarkastettavissa.

Myös talvityössä sääolot vaikuttavat työn toteutukseen: ongelma on usein riittävän paksun jääpeitteen muodostuminen, sillä työkoneiden turvallisen liikkumisen edellytyksenä on vähintään 0.5 m jää. Tehokas keino jään vahvistamiseksi on ollut veden pumppaaminen avannosta jäälle. Toinen ongelmia aiheuttava seikka on täytettä korotettaessa jääkannen taipuminen sekä loppukeväästä sulamisen vuoksi jään päälle nouseva vesi, joka pinnalle uudelleen jäätyessään vaikeuttaa vahvistinkankaiden liikuttelua.

6.22 Pengertäyte

Vahvistinkankaan suojaksi levitettiin 0.3 - 0.5 m kerros täytehiekkää. Levittämisessä edettiin siten, että täytehiekkakerroksen etureuna oli aina vähintään 3 m edempänä kuin louhetäytön etureuna. Kesäoloissa levittäminen tapahtui aluksi kaivinkoneella. Myöhemmin siirryttiin teleskooppipuomisen luiskakoneen käyttöön (kuva 45). Luiskakoneen avulla työskentely helpottui, sillä koneen ulotuma on enimmillään jopa 15 m. Lisäksi työturvallisuus parani, sillä kankaan saumoille tulevat rasitukset vähenivät. Talviolloissa suojahiekan levitys tapahtui pyöräkuormaajalla ja puskuetraktorilla (kuva 46).



Kuva 45. Suojahiekan levittäminen kesäoloissa teleskoop-
pipuomisella luiskakoneella.



Kuva 46. Suojahiekan levittäminen talvioloissa pyöräkuor-
maajalla.

Louhepeite levitettiin kesäoloissa välitäyttötasoon 0.2 m vedenpinnan yläpuolelle. Talviololoissa levittäminen tapahtui siten, että täytön kokonaispaksuus oli 1.0 m. Tämän jälkeen vahvistinkankaat käännettiin penkereen sisään vähintään 2 m matkalta.

Kääntövaiheen jälkeen rakennettiin välitäyttö kankaiden kääntötasolle. Välitäyttö tehtiin sekalaisista kitkamaisista, joita saatiin läheisistä rakennuskohteista. Stabiiliteettisyistä kaksoispenkereiden yhteyteen rakennettiin louheesta vastapenger, jonka leveys oli 20 m ja paksuus 1.0 m (kuva 47). Viimeiseksi penkereet korotettiin lopulliselle täyttötasolle +1.0. Penkereiden painuessa niitä korotettiin siten, että täyttötaso pysyi jatkuvasti tason +1.0 tuntumassa. Rakentamisen aikana kumpikin penger eteni samanaikaisesti, jolloin pyrittiin välttämään epätaiset kuormitukset.



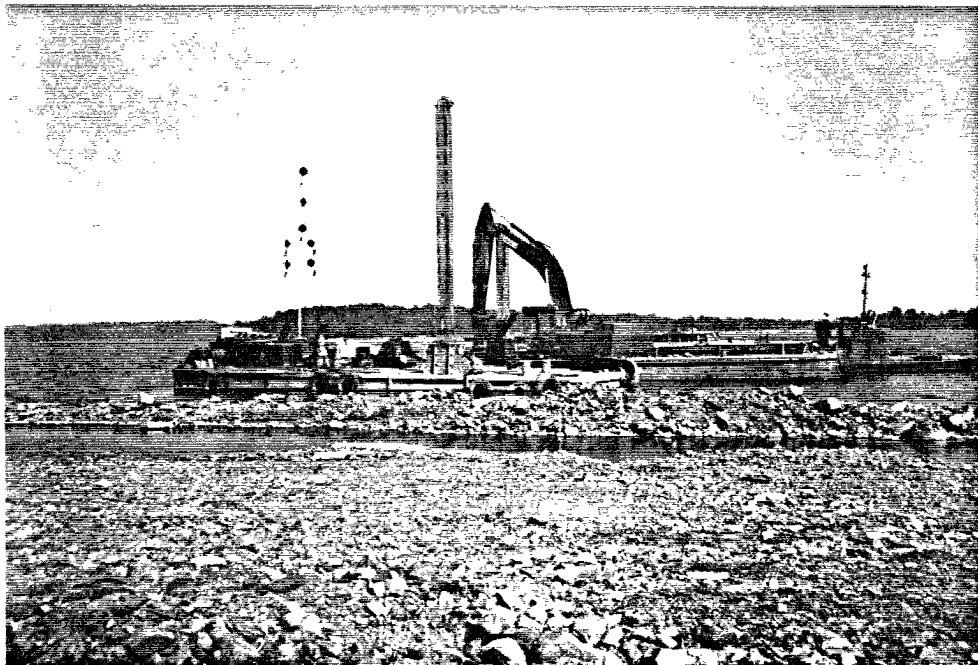
Kuva 47. Louheesta rakennettu vastapenger.

6.23 Viimeistelytyöt ja jatkotoimet

Kelluvan rantapenkereen viimeinen osuus rakennettiin keväällä 1987. Ranta-alue ei kuitenkaan ole vielä valmis, vaan penkereiden painuminen aiheuttaa jatkossakin täyttötöitä usean vuoden ajan. On arvioitu, että suurimmat painumat ovat tapahtuneet vuoteen 1990 mennessä, minkä jälkeen viimeistelytyöt voidaan suorittaa /36/.

Kaksoispenkereen merenpuoleiseen luiskaan tehdään 0.5 m paksu verhous pienlouheesta ja sepelistä. Luiskaverhouksen alle asennetaan käyttöluokan III suodatinkangas. Penkereen verhoilu on jo suoritettu alueen pohjoisosassa, ja työtä jatketaan edelleen etelään päin.

Kaksoispenkereen rakentamisen jälkeen meren puolella nousseita liejumassoja on poistettu ruoppaamalla. Ruoppausta on suoritettu sekä imu- että kauharuoppaajalla (kuva 48). Lopulliseksi vesisyvyydeksi alueelle ruopataan 1.0 - 1.5 m.



Kuva 48. Ylösnousseiden liejumassojen poistamiseen käytetty kauharuoppaaja.

Ranta-alueen viimeistelytyöihin kuuluvat puistojen ja raittien sekä sataman varastokentän rakentaminen. Viher-työt on jo aloitettu 1983 - 1984 rakennetulla I vaiheen täyttöalueella. Tavoitteena on saada uuden ranta-alueen puistotyöt valmiiksi vuoteen 1993 mennessä. Satamalaitoksen varastoalueen rakentaminen on alkanut Kyläsaaren polttojättekasan siirron ansiosta vuonna 1988. Noin 11 hehtaarin laajuisen varastokentän arvioidaan valmistuvan 1990- luvun alussa /42/.

6.3 Rakentamisen valvonta

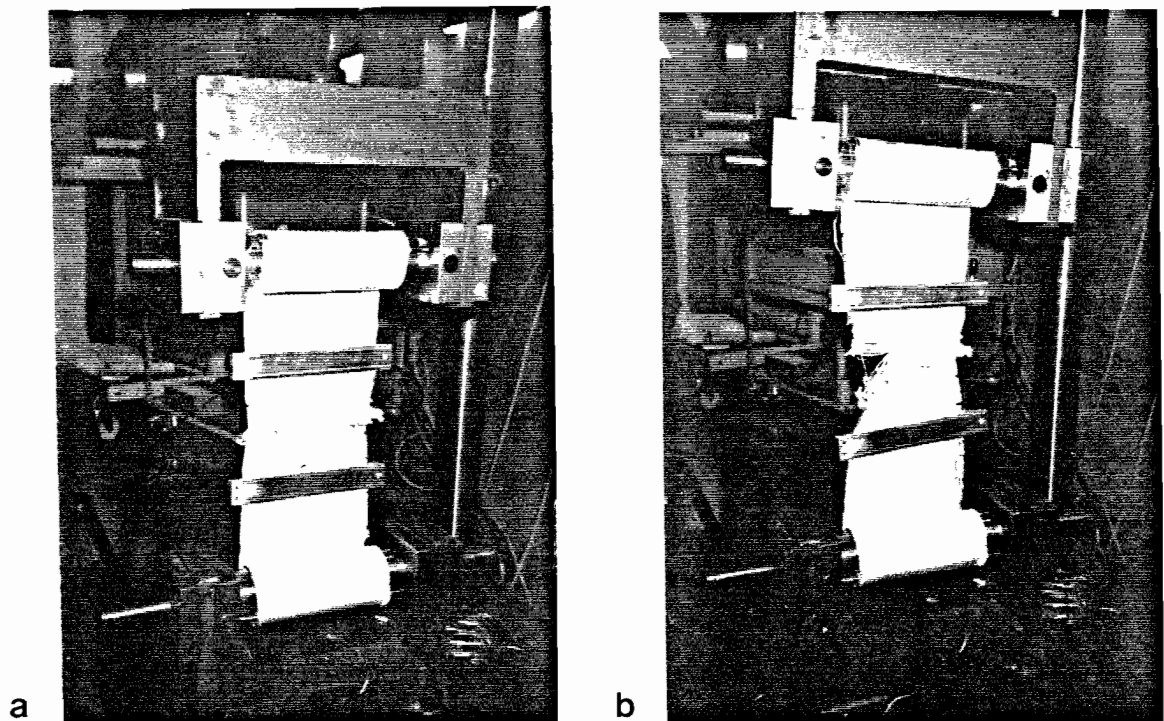
Vanhankaupunginlahden täyttöalue on vaativa rakennuskohde, jossa epäonnistuneen työn korjaaminen jälkeinpäin on erittäin hankalaa ja kallista. Tämän vuoksi rakentamisen valvonta on lopputuloksen kannalta merkittävässä asemassa. Valvonnassa on pääpaino keskitetty vahvistinkankaisiin ja niiden asentamiseen. Muu rakentaminen on tehty kaupungin omana työnä, jonka valvonta on ollut helpommin järjestettävissä.

Vahvistinkankaille suoritetaan työmaalla vastaanottotarkastus, jossa tuote todetaan tilatun mukaiseksi. Laatu tarkastetaan silmämääräisesti ja tarvittaessa punnitaan neliömetripaino. Suuremmista kangaseristä on kuitenkin aina otettava näytteitä vetolujuusominaisuuksien selvittämistä varten /20/.

Vahvistinkankaiden lujuustestaus suoritettiin valtion teknillisen tutkimuskeskuksen (VTT) metalli- sekä rakennetekniikan laboratoriossa. Periaatteena oli se, että jokaisesta työmaalle toimitetusta kangaserästä tehtiin keskimäärin yksi vetokoe 2500 m² vahvistinkangasta kohti. Mikäli koetulokset eivät vastanneet vaatimuksia, tehtiin uusintakokeita useammalla kangasnäytteellä. Vetokokeet suoritettiin sekä pituus- että poikkisuuntaan. Lisäksi koestettiin saumoja.

Lujuuskokeet tehtiin pääasiassa kaistalevetokokeina (kuva 13, sivu 24), joissa koekappaleen leveys oli 50 mm tai 200 mm. 50 mm kokeessa käytettiin pisaranmuotoisia leukoja (kuva 15 c) ja 200 mm kokeessa rullaleukoja (kuva 15 d). Rullaleuoilla suoritetuissa kokeissa oli ongelmia tulosten suuren hajonnan vuoksi. Tästä syystä testeissä siirryttiin 50 mm koekappaleen käyttöön. Kokeissa käytetty vetolujuus oli 40 mm/min, itsekiristyvien pisaraleukojen välinen kankaan pituus 200 mm ja kaistaleiden esikuormitus kokeen alussa 0.1 % ilmoitetusta nimellislujuudesta. Kankaan venymä mitattiin optisesti seuraamalla kangaskaistaleeseen piirrettyjen mittausviivojen liikkeitä, jolloin mittausmenetelmän tarkkuus oli suuruusluokkaa 0.5 - 1.0 % /54/.

Kuvassa 49 on esitetty vetolujuuskokeen suoritus, jossa koekappaletta on kuormitettu pituussuunnassa murtoon saakka. Taulukossa 7 on esitetty yhdestä näyte-erästä tehdyn koesarjan lujuustulokset.



Kuva 49. Kaistalevetokoe 200 mm koekappaleella kokeen alussa (a) ja murtoon kuormitettuna (b).

Taulukko 7. Yhdestä näyte-erästä tehtyjen kaistalevetoko-
keiden tulokset (50 mm kudottu polyesterikoekappale) /54/.

KOESTUSTAPA		MAKSIMIVETOLUJUUS	MAKSIMIVENYMA	VETOLUJUUS / $\epsilon = 10\%$
näyte		[kN/m]	[%]	[kN/m]
pituussuunta	1	663,2	11,3	597,5
	2	651,9	14,4	480,0
	3	691,7	11,9	602,5
	4	658,3	12,9	505,0
	5	622,4	10,9	582,5
poikkisuunta	11	181,9	14,0	133,8
	12	172,7	13,3	139,4
	13	172,6	14,0	131,3
	14	176,9	14,6	121,3
	15	171,8	14,4	120,6
sauma	21	84,7	15,9	44,8
	22	87,7	16,4	46,5
	23	77,5	15,1	44,0
	24	79,9	14,6	49,0
	25	82,9	16,4	50,5

Vahvistinkangastestien palaute on ollut arvokasta tietoa sekä kangastoimittajalle että suunnittelijalle: kudonta- ja saumaustekniikkaa on kehitetty lujempien kankaiden suuntaan. Alkuvaiheessa saumalujuudet vaihtelivat pitkään välillä 40 - 60 kN/m ompeleesta ja saumalangasta riippuen. Merkittävin parannus vahvistinkankaiden teknisissä ominaisuuksissa tapahtui vuosina 1987 - 1988, jolloin laaduntarkkailun seurauksena vahvistinkankaiden tärkeimmät lujuusominaisuudet saatiin vastaamaan suunnittelussa käytettyjä arvoja (luku 6.1).

6.4 Rakentamisesta saadut kokemukset

Täyttöalueen rakentamisen alkaessa ei ollut käytettävissä aikaisempia kokemuksia vastaavista työkohteista. Tämän vuoksi jouduttiin kokeilemaan erilaisia työmenetelmiä, joista parhaaksi osoittautui täyttäminen talvella suoraan jään päälle. Menetelmän etuina ovat nopeus ja työvaiheiden yksinkertaisuus, jolloin kustannukset jäävät kesätyöhön verrattuna alhaisiksi. Talvityönä tehdyn rakenteen

etuina ovat lisäksi teknisesti parempi lopputulos sekä työturvallisuusseikat: Kuormitukset jakautuvat kankaalle tasaisesti ja saumojen rasitukset jäävät pieniksi toisin kuin kesällä upottavan liejun varassa työskenneltäessä. Kesäoloissa saumat on syytä vahvistaa erillisellä kankaalla, sillä muuten työntekijöiden työturvallisuus on ainoastaan kangassauman vetolujuuden varassa.

Talvirakentamisen tehokas työskentelyaika rajoittuu muutamaaan kuukauteen kevättalvella. Projektin aikataulua suunniteltaessa on huomioitava vahvistinkankaiden pitkä toimitusaika, sillä tavallisesti kankaat tehdään mittatilaustyönä projektikohtaisesti. Tällöin toimitusajat saattavat vaihdella muutamasta viikosta jopa kuukausiin. Lisäksi on varmistuttava siitä, että kangastoimittaja pystyy hankkimaan tilatun kangasmäärän sekä suoriutumaan saumaustyöstä aikataulun mukaisesti.

Projektin suunnittelussa on huomioitava se, että työn erityisluonteeseen kuuluu yllättäviä suunnitelmien ja työmenetelmien muutoksia sekä työkatkoja. Näissä oloissa rakentaminen kaupungin omana työnä osoittautui hyväksi ratkaisuksi. Alkuvaiheita lukuunottamatta vahvistinkan-kaan asentaminen tilattiin kuitenkin kangastoimittajilta, koska työ vaatii erityisen ompelukaluston ja edellyttää aikaisempaa kokemusta vahvistinkangastoista.

Yhteenvedona voidaan todeta, ettei vahvistetun penkereen rakentaminen ole järkevää kesäolosuhteissa, mikäli kyseessä on heikosti kantava pehmeikkö- tai vesijättöalue ja kantavuutta lisäävän jääkannen muodostuminen on mahdollista. Helsingissä talvityöstä saatuja hyviä kokemuksia vahvistaa Turussa samalla menetelmällä onnistuneesti rakennettu täyttöalue /10/.

7. TARKKAILUMITTAUKSET

7.1 Tarkkailumittausten merkitys

Kelluvan rantapenkereen rakentamisesta ei ollut aikaisempia kokemuksia, joten rakenteen pitkäaikaisseurannan merkitys on tavallista suurempi. Rakentamisen edetessä alueelle on muodostettu varsin tiheä tarkkailupisteiden verkosto. Tästä johtuen tarkkailumittauskustannusten osuus on ollut lähes yhtä suuri kuin pohjatutkimusten ja pohjarakennussuunnittelun. Seurannan ansiosta on kuitenkin saavutettu kustannussäästöjä sekä suunnittelussa että rakentamisessa.

Tarkkailumittausten pääasiallisin tehtävä on täsmentää suunnittelussa käytettyjä lähtötietoja penkereiden todellisen käyttäytymisen perusteella: esimerkiksi painumamitauksilla saadaan selvitettyä toteutuneet täyttötasot vakavuustarkasteluja varten. Lisäksi painumaseuranta helpottaa penkereen korotustäyttöjen ja vihertöiden aloitusajankohdan arvioimista. Huokospainetarkkailulla on puolestaan tärkeä merkitys täyttöalueen stabiliteetin selvittämisessä, jolloin kyseessä ovat myös työturvallisuustekijät. Tähän tarkoitukseen käytetään lisäksi sivusiirtymäputkia, joilla voidaan ennakoida penkereen liikkeitä esimerkiksi allastäytön ja ruoppausten vaikutuksesta. Tarkkailumittausten ansiosta suunnittelu ja rakentaminen pystytään suorittamaan hallitusti, jolloin riskit ovat vähäiset.

7.2 Tarkkailumittauslaitteisto ja mittaustulokset

7.21 Painumalevyt

Täyttöalueen painumaseurantaa varten alueelle on asennettu painumalevyjä. Rakentamisen alkuvaiheessa kokeiltiin myös painumaletkuja. Näistä kuitenkin luovuttiin asennusvaikeuksien ja letkujen rikkoutumisien vuoksi. Lisäksi painumaletkuilla saadut mittaustulokset eivät olleet riittävän luotettavia.

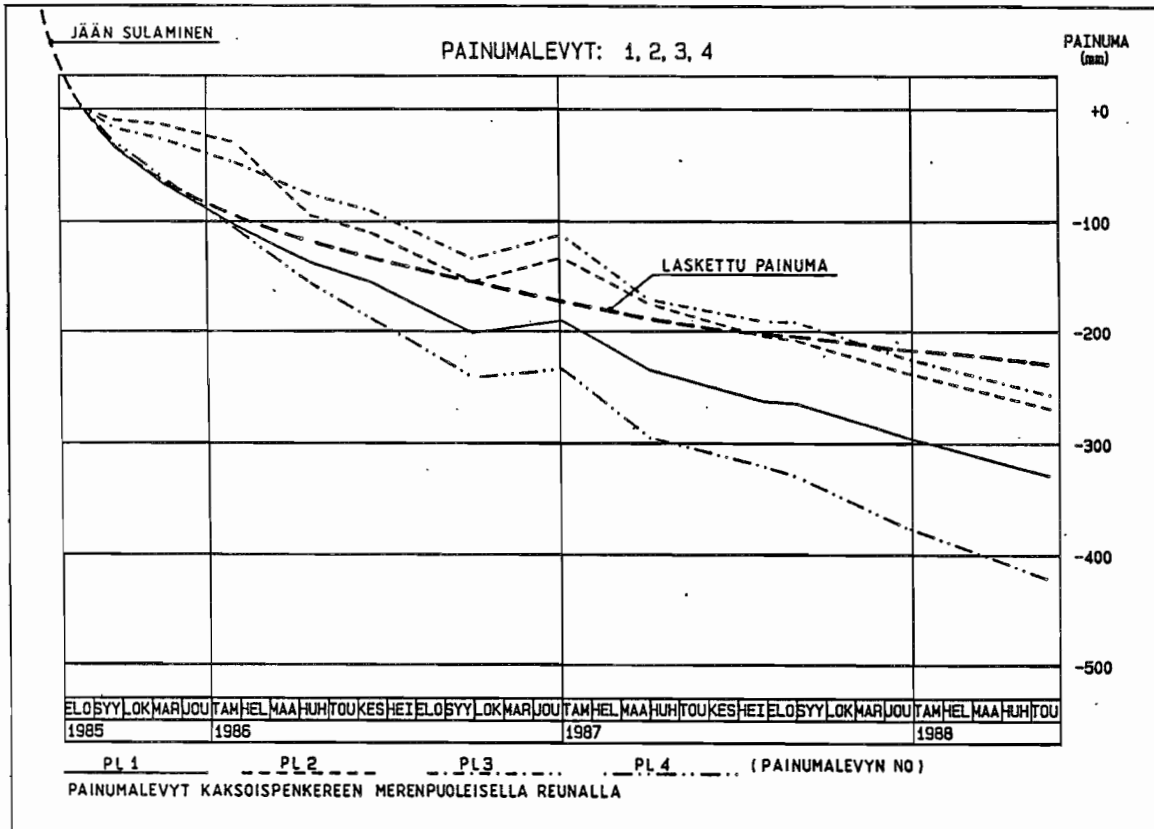
Painumalevyinä on käytetty 300 x 300 mm² teräslevyjä, joihin on hitsattu kierteillä varustettu mittaustanko. Levyt on asennettu pengertäytön valmistumisen jälkeen, jolloin on välttytty työnaikaisilta rikkoutumisilta. Painumalevyjen suojauksena on käytetty betoniputkia sekä kaivonrenkaita. Painumalevyjä on asennettu täyttöalueelle yhteensä 59 kappaletta.

Ongelmana on ollut levyjen suojaus varsinkin talvella, jolloin tangot ovat lumen peitossa. Betoniputkisuojauksesta huolimatta levyjä rikkoutuu aika ajoin. Tällä hetkellä toiminnassa on 42 painumalevyä.

Painumamittaukset on suoritettu siten, että heti levyjen asentamisen jälkeen mittausväli on ollut 1 - 2 viikkoa ensimmäisten noin 3 kuukauden aikana. Tämän jälkeen mittauksia on harvennettu painumisnopeuden hidastuessa. Kuvassa 50 on esitetty painumaseurannan tulokset osa-alueella II, jossa liejun ja saven yhteispaksuus on 25 m sekä laskennallisesti arvioitu painuma. Painumalaskennassa on hankaluutena alueella jatkuvat täyttötöyt. Korotustäyttöjen vuoksi toteutunut painuma on lähes kaikkialla alunperin laskettua suurempi. Lisäksi jään sulaminen penkereen alta vaikeuttaa painumaseurantaa. Kolmen vuoden jälkeen rakentamisesta on kokonaispainumaksi mitattu keskimäärin 300 - 400 mm.

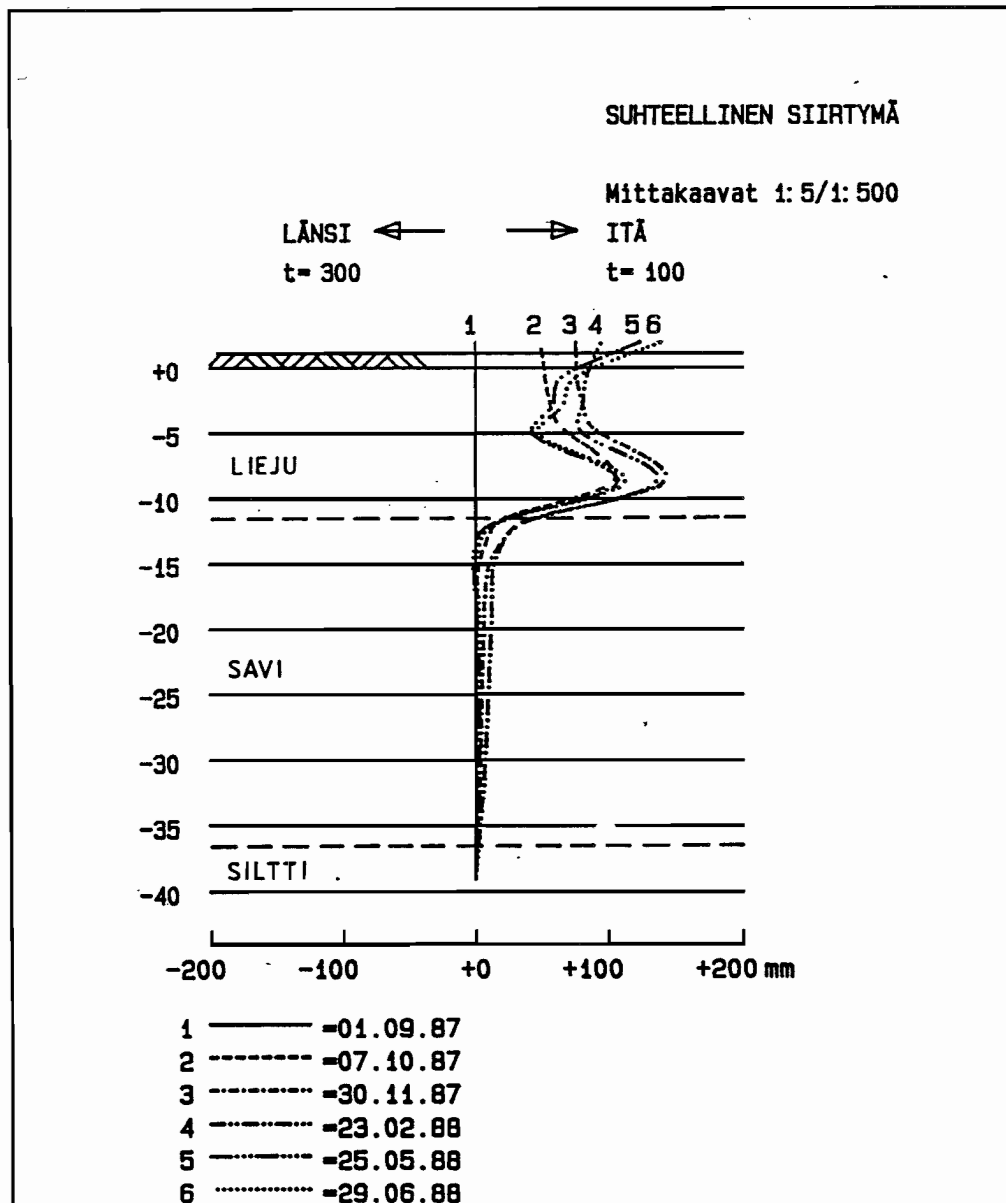
7.22 Sivusiirtymäputket

Kaksoispenkereen horisontaalsiirtymien seuraamiseksi on asennettu sivusiirtymäputkia (inklinometrejä). Sivusiirtymäputkina on käytetty 50 mm neliöprofiilisia teräsputkia, jotka liitetään hitsausjatkoksella yhteen. Putket on asennettu pystysuoraan penkereen merenpuoliseen luiskaan porakonekalustoa apuna käyttäen. Sivusiirtymäputken alapää on ulotettu kovaan pohjaan asti. Myös inklinometrien suojaamisessa on ollut raskaasti liikennöidyllä työmaalla vaikeuksia. Kuvassa 51 on esitetty sivusiirtymien kehittyminen osa-alueella III mittauspisteessä, jossa pohjasuhteet ovat koko täyttöalueen vaikeimmat.



Kuva 50. Vanhankaupunginlahti, Helsinki. Painumaseurannan tulokset ja laskettu painuma osa-alueella II. Liejun ja saven yhteispaksuus on 25 m.

Kohtisuoraan rantaa vasten tulostetusta sivusiirtymäkuvaajasta havaitaan liukupinnan kehittyminen liejukerrostien alapinnassa. Taustatäytön vaikutus kaksoispenkereen sivusiirtymiin on huomattavan suuri. Esimerkiksi Kyläsäaren polttojätekasen siirto alueen IV täyttöaltaaseen aiheutti yli 200 mm sivusiirtymän reunapenkereessä. Mitään liejumassojen nousua tai pengerialkeamia ei ole kuitenkaan havaittu.

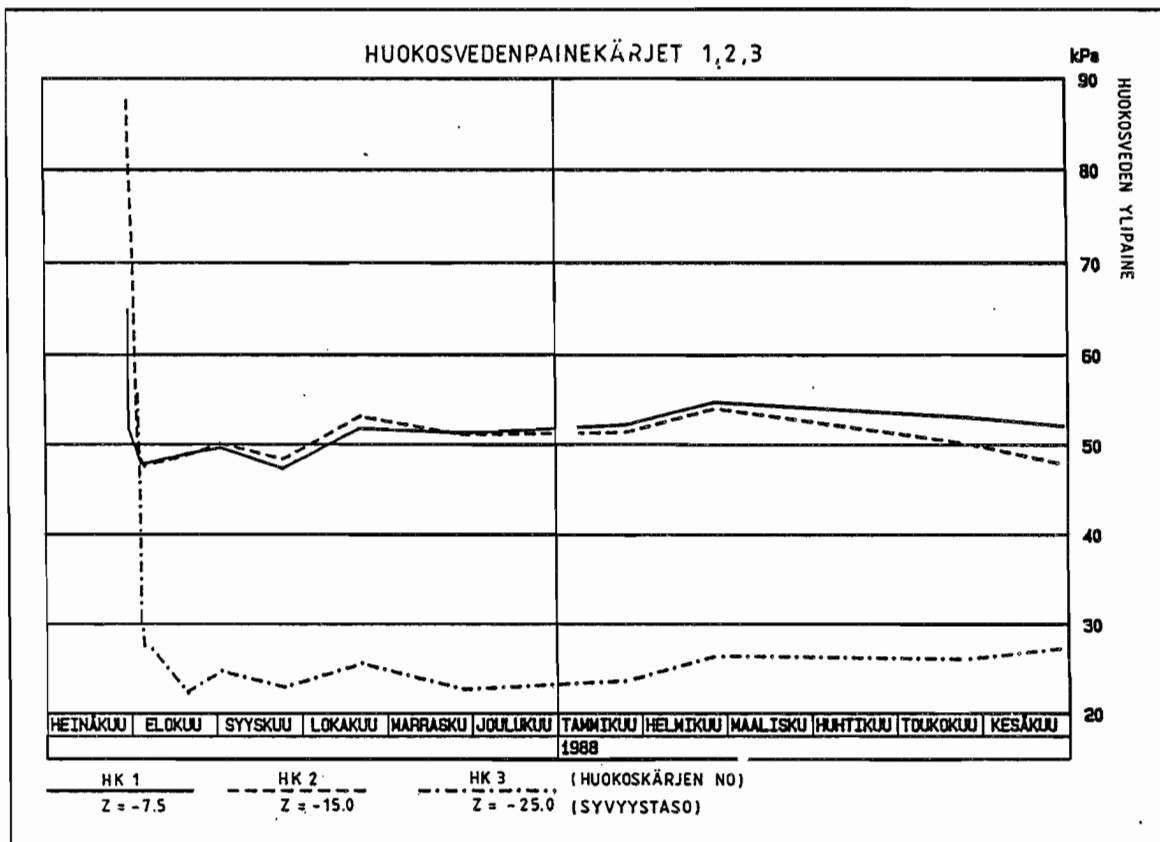


Kuva 51. Vanhankaupunginlahti, Helsinki. Sivusiirtymämittausten tulokset osa-alueella III. Liejun ja saven yhteispaksuus on noin 37 m.

7.23 Huokosvedenpainejärjet

Kaksoispenkereen stabiliteetin seuraamista varten on asennettu neljään pisteeseen huokosvedenpainejärkiä. Järjet sijaitsevat eri syvyystasoilla siten, että mittauksia suoritetaan yhteensä 14 pisteessä. Mittalaitteina käytetään sähköisiä huokospainejärkiä, joiden toiminta perustuu värähtelevän langan jaksoluvun mittaamiseen. Mittaus suoritetaan sähköisellä anturilla maanpinnalta.

Huokospainemittausten luotettavuus on ollut monin paikoin kyseenalainen, sillä jatkuva työmaaliikenne sekä viimeistelytätöt vääristävät mittaustuloksia. Kuvassa 52 on esitetty osa-alueella II suoritetun huokospaineseurannan tulokset.



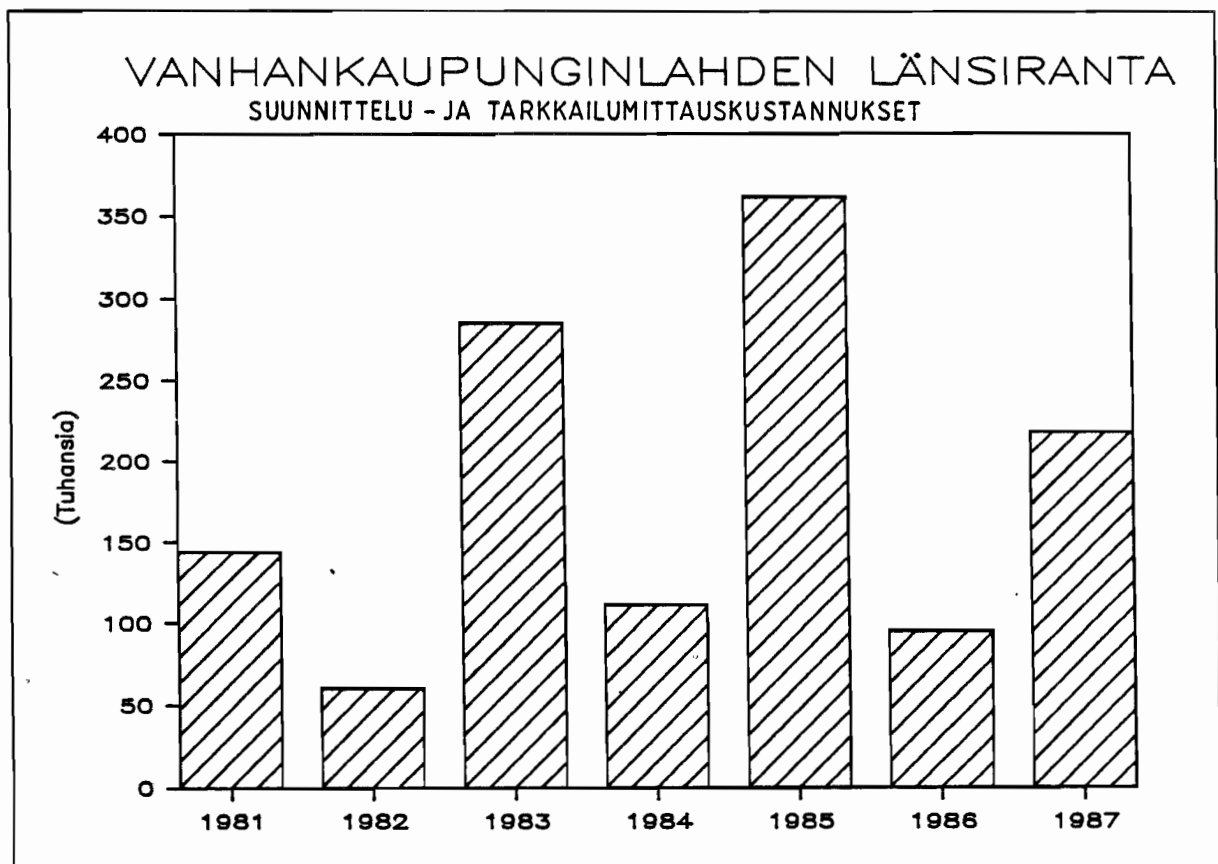
Kuva 52. Vanhankaupunginlahti, Helsinki. Huokosvedenpaineen seuranta osa-alueella IV. Mittaustasot -7.5 m, -15.0 m ja -25.0 m. Liejun ja saven yhteispaksuus on noin 40 m.

Huokosveden ylipaine on tasoittunut nopeasti kärkien asentamisen jälkeen ja pysyttelee melko vakiona. Korkeimmat huokosylipaineen arvot on mitattu penkereen alapuolisesta liejusta. Viimeistelytätöjen vuoksi ei ylipaineen laskua ole tapahtunut.

8. KUSTANNUKSET

8.1 Suunnittelu- ja tarkkailumittauskustannukset

Geotekninen osasto on vastannut täyttöalueen pohjarakennussuunnittelusta lukuunottamatta VTT:n laboratoriokokeita ja ulkopuolisia piirtämispalveluja. Lisäksi geotekninen osasto on asentanut tarkkailumittauslaitteet ja seuraa ranta-alueen pitkäaikaiskäyttäytymistä. Kuvassa 53 on esitetty geoteknisen osaston kustannukset vuosina 1981 - 1987. Kustannukset muodostuvat pohjatutkimuksista, pohjarakennussuunnittelusta, tarkkailumittauksista sekä valvonnasta. Suunnitteluun ja tarkkailumittauksiin on käytetty eri vuosina yhteensä 1.28 milj. mk., joka on noin 4.3 % hankkeen kokonaiskustannuksista.

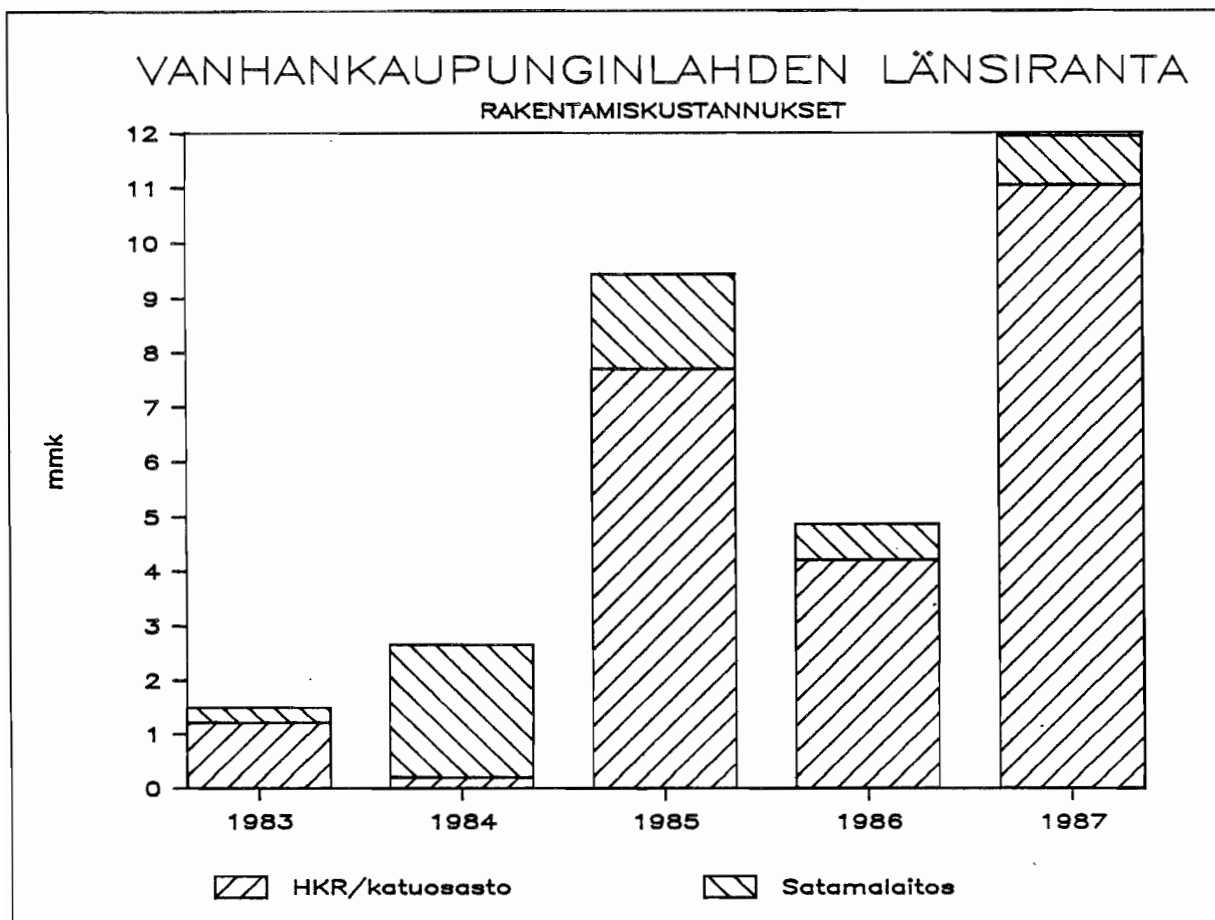


Kuva 53. Vanhankaupunginlahti, Helsinki. Geoteknisen osaston kustannukset vuosina 1981 - 1987.

8.2 Rakentamiskustannukset

Ranta-alue on rakennettu suurimmaksi osaksi kaupungin omana työnä. Rakennusviraston katuosasto (kao) on vastaan-
nut täyttötöistä ja satamalaitos (sal) ruoppauksista sekä
alkuvaiheen kangasasennuksista. Pääosa vahvistinkankaan
asennuksesta on tilattu kangastoimittajilta.

Ranta-alueen rakentamiskustannukset on esitetty kuvassa
54. Rakentamiseen on käytetty vuoden 1987 loppuun mennessä
varoja yhteensä noin 30.4 milj. mk, kun kokonaiskus-
tannusarvio vuodelta 1979 oli noin 40 milj. mk. Jatkossa
on odotettavissa vielä lisäkustannuksia alueen viimeiste-
lytöistä, kuten viheralueiden ja venesatamien rakentami-
sesta.



Kuva 54. Vanhankaupunginlahti, Helsinki. Ranta-alueen rakentamiskustannukset.

8.3 Kustannustarkastelu

Taulukossa 8 on esitetty rakennusvaiheittain hankkeen kustannuserittely. Lisäksi on laskettu kustannukset valmistunutta rantametriä kohden. Luvuista puuttuvat satamalaitoksen ruoppauskustannukset, koska nämä ovat vaikeasti jaettavissa eri rakennusvaiheille.

Taulukko 8. Vanhankaupunginlahti, Helsinki. Täyttötöiden kustannuserittely rakennusvaiheittain sekä kustannukset rantametriä kohti.

Kustannustekijä	I vaihe	II vaihe	III vaihe	IV vaihe
Rakentaminen (HKR/kao)	1 420 000	4 150 000	9 050 000	9 760 000
Pohjarakennussuunnittelu ja tarkkailumittaukset	400 000	310 000	220 000	350 000
Kustannukset yhteensä	1 820 000	4 460 000	9 270 000	10 110 000
Kustannukset/ rantametri	6 500	8 300	17 500	13 400

Vanhankaupunginlahden täyttöalueesta saadaan noin 34 hehtaaria uutta maapohjaa. Kun lasketaan koko täyttöalueen keskimääräistä neliöhintaa, on huomioitava Kyläsaaren polttojätekasen siirto, jonka aiheuttama lisäkustannus on noin 5 milj. mk. Näin ollen lisämään kokonaiskustannukseksi muodostuu noin 100 mk/m². Vahvistinkankaan osuus on ollut kokonaiskustannuksista noin 40 %. Täyttöalueen rantametriä kohden lasketut rakentamiskustannukset ovat keskimäärin noin 12 000 mk/m. Taulukosta 8 havaitaan, että III vaiheen kustannukset valmistunutta rantametriä kohden ovat olleet kaikkein korkeimmat. Pääsyy tähän on kesärakentamisessa, jolloin työskentely on hidasta ja monivaiheista.

Pohjarakennussuunnittelun ja tarkkailumittausten suhteellinen osuus kokonaiskustannuksista on huomattavasti alentunut rakentamisen edetessä. Tämä johtuu siitä, että uuden vaiheen suunnittelussa on pystytty käyttämään hyväksi aikaisempaa kokemusta, jolloin suunnittelu on rutinoitunut. Hankkeen pohjarakennussuunnittelun ja tarkkailumittausten osuus maarakennustöiden kokonaiskustannuksista oli projektin loppuvaiheessa noin 5 %. Osuutta voidaan pitää varsin kohtuullisena, kun otetaan huomioon pohjarakennuskohteen erikoisluonne.

9. YHTEENVETO

Vahvistinkankaiden käyttö on ollut Suomessa vähäistä 1980- luvulle saakka. Helsingin Vanhankaupunginlahden täyttöaluetta voidaan pitää ensimmäisenä laajempaa rakennuskohteena, jossa vahvistinkankaita on käytetty erittäin heikosti kantavalle vesijättöalueelle perustetun penkereen lujittamisessa. Vanhankaupunginlahden rakentamisesta saatujen kokemusten perusteella on nyttemmin myös muualla Suomessa ryhdytty vastaavanlaisiin hankkeisiin. Rakennusmenetelmää voidaan pitää soveliaimpana puisto- ja virkistysalueiden rakentamiseen, jolloin painumilla ei ole kovin haitallista merkitystä

Vahvistetun penkereen suunnittelu edellyttää paksujen koheesiomaakerrosten alueella luotettavia pohjatutkimusmenetelmiä. Vanhankaupunginlahden oloissa on maakerrosrajojen tulkinnessa parhaaksi havaittu puristinkaira, joilla saadaan yleensä painokairaa luotettavammin selvitettyä maakerrosrajat. Varsinaisten suunnitteluparametrien määrittämiseksi on suoritettava riittävän tiheästi siipikairauksia sekä tehtävä alueen maalajeista laboratoriotutkimuksia. Pohjatutkimukset kannattaa ajoittaa talveen, jolloin kairaukset voidaan suorittaa jään päältä.

Pohjasuhteiden lisäksi on suunnittelua varten oltava riittävä tietous vahvistinkankaiden ominaisuuksista. Nykyisin markkinoilla olevista kudotuista vahvistinkankaisista polyesteri soveltuu parhaiten sekä lujuus että muodonmuutosominaisuuksiensa perusteella käytettäväksi vahvistinmateriaalina. Sen sijaan polypropyleenistä on luovuttu lähes kokonaan sen huonojen pitkäaikaisominaisuuksien vuoksi. Tulevaisuudessa myös polyaramidi saattaa tulla kyseeseen vahvistinkangasmateriaalina, mikäli se kustannuksiltaan saadaan kilpailukykyisemmäksi.

Vanhankaupunginlahden rantapenkereiden rakenteellinen suunnittelu perustui pääasiassa koheesiomaakerrosten siipikairalla määritettyyn suljettuun leikkauslujuuteen (s_u), jota redusointiin pitkäaikaistilanteen laskelmissa. Suunnittelua varten tehtiin lisäksi kolmiakselikokeita kahdessa tutkimuspisteessä. Pohjatutkimukset painottuivat siipikairauksiin, sillä siipikaira on yleisesti luotettavaksi havaittu in situ-tutkimusväline, joka soveltuu kustannusmielessä varsin hyvin laajojen alueiden tutkimiseen.

Rantapenger toteutettiin koepengertä lukuunottamatta kahdena yhdensuuntaisena louhepenkereinä, joiden välimatka on 60 m. Penkereet on vahvistettu pääosin liejun päälle asennetulla kudotulla polyesterikankaalla, jonka vetolujuusvaatimus pituussuuntaan on 600 kN/m. Kankaan suojaksi on levitetty eristyshiekkakerros ennen louhetäyttöä. Kaksoispenkereiden väli on täytetty ylijäämämassoilla, pääasiassa kitkamailla. Rannan täyttö on tehty vaiheittain sekä kesä- että talvityönä. Talvirakentamisesta saadut kokemukset ovat hyvät. Työ on huomattavasti kesärakentamista nopeampaa, eivätkä vahvistinkankaan saumat joudu niin suurelle rasitukselle kuin kesäoloissa. Lisäksi työturvallisuus paranee, kun työskentely ei tapahdu välittömästi upottavan liejun päällä.

Rakentamiseen liittyy oleellisena osana valvonta, joka sisältää työmaavalvonnan lisäksi vahvistinkankaiden laadunvalvonnan sekä tarkkailumittaukset. Vahvistinkankaiden aktiivisen laadunvalvonnan seurauksena kankaiden teknisissä ominaisuuksissa on tapahtunut merkittäviä parannuksia. Lisäksi on tiedostettu vahvistinkankaiden eri koestusmenetelmillä saatujen tulosten ristiriitaisuus, jonka vuoksi koestusmenetelmät ovat edelleen maailmanlaajuisesti kehitteillä. Tarkkailumittausten ansiosta suunnittelu ja rakentaminen pystytään suorittamaan hallitusti, jolloin riskit ovat vähäisemmät.

-91-

Alueen rakentamiskustannukset ovat olleet vuoden 1987 loppuun mennessä noin 30.4 milj. mk. Kustannuksista on vahvistinkankaiden osuus noin 40 % ja loput muodostuvat pääasiassa suojahiekasta sekä kone- ja kuljetuskustannuksista. Alueen rakentamisella on myös ollut huomattava taloudellinen merkitys, sillä Vanhankaupunginlahden länsirannan täyttöalueella on käytetty pääasiassa läheisten rakennuskohteiden ylijäämämassoja. Tämän ansiosta ylijäämämassojen kuljetusmatkat ovat lyhentyneet, jolloin kuljetuskustannuksissa on saavutettu suuria säästöjä.

KIRJALLISUUSLUETTELO

- /1/ Boutrup, E., Holtz, R.D., Analysis of embankment on soft ground reinforced with geotextiles. Eight European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol 2. Helsinki 1983. s. 469 - 472.
- /2/ Carlsson, B., Armerad jord. Beräkningsprinciper. Terranova. Linköping 1987. 31 s.
- /3/ Floss, R., Geotextiles in soil mechanics and foundation engineering: A report on the First German Symposium on Geotextiles. Geotextiles and Geomembranes 1985:4/4, s. 337 - 355.
- /4/ Fowler, J., Theoretical design considerations for fabric reinforced embankments. Second International Conference on Geotextiles. Vol 3. Las Vegas 1982. s. 665 - 670.
- /5/ Färkkilä, H., Lujitteiden käytöstä tiepenkereen vakavuuden parantamiseksi. Diplomityö. Helsingin teknillinen korkeakoulu, rakennusinsinööriosasto. Espoo 1984.
- /6/ Gicot, O., Perfetti, J., Die Geotextilien. Entwurf und Dimensionierung von Bauwerken. Bezons Cedex France, Rhone-Poulenc-Fibres, 1982. 44 s.
- /7/ Geotextiles and Geomembranes in Civil Engineering. Van Zanten/A.A. Balkema. Rotterdam 1986. 658 s.
- /8/ Gray, C.G., Abrasion resistance of geotextile fabrics. Second International Conference on Geotextiles. Vol 3. Las Vegas 1982. s. 817 - 821.
- /9/ van Harten, K., The relation between specifications of geotextiles and their essential properties. Geotextiles and Geomembranes 1986:1/4, s. 53 - 76.

- /10/ Heikinheimo, R., The use of geotextiles for embankment reinforcement in Turku harbour. Third International Conference on Geotextiles. Vol 1. Vienna 1986. s. 245 - 248.
- /11/ Helenelund, K.V., Pohjarakennus, RIL 95, Suomen rakennusinsinöörien liitto. Helsinki 1974. s. 61 - 76.
- /12/ Helenelund, K.V., Maarakennusmekaniikka. 6. painos. Otapaino, moniste 137. Espoo 1976. 287 s.
- /13/ Helsingin kaupunki, geotekninen osasto, Vanhankaupunginlahden länsirannan täyttö osa-alue I, pohjarakennussuunnitelma, Tno 2390. Helsinki 1983.
- /14/ Helsingin kaupunki, geotekninen osasto, Vanhankaupunginlahden länsirannan täyttö osa-alue II, pohjarakennussuunnitelma, Tno 2908. Helsinki 1984.
- /15/ Helsingin kaupunki, geotekninen osasto, Vanhankaupunginlahden länsirannan täyttö osa-alue III, pohjarakennussuunnitelma, Tno 3114. Helsinki 1985.
- /16/ Helsingin kaupunki, geotekninen osasto, Vanhankaupunginlahden länsirannan täyttö osa-alueen III korjaus, Tno 3149. Helsinki 1988.
- /17/ Helsingin kaupunki, geotekninen osasto, Vanhankaupunginlahden länsirannan täyttö osa-alue IV-VI, pohjarakennussuunnitelma, Tno 3149. Helsinki 1987.
- /18/ Helsingin kaupunki, kaupunginsuunnitteluvirasto, Hermannin Arabianrannan osayleiskaava, julkaisu YB:3/1979. Helsinki 1979. 84 s.

- /19/ den Hoedt G., Creep and relaxation of geotextile fabrics. Geotextiles and Geomembranes 1986:4/4, s. 83 - 92.
- /20/ Hämäläinen, V., Geotekstiilit työmaalla. Insinööri-järjestöjen koulutuskeskus. Julkaisu 266 - 86. Helsinki 1986.
- /21/ ICI Fibres. A guide to test procedures used in the evaluation of civil engineering fabrics. Pontypool, Gwent 1981. 33 s.
- /22/ ICI Fibres. Improvement of ground through Terram technology. Terram techniques. England 1983. 48 s.
- /23/ ICI Geotextiles. Product bulletin. Pontypool, Gwent 1986.
- /24/ Jewell, R.A., A limit equilibrium design method for reinforced embankments on soft foundations. Second International Conference on Geotextiles. Vol 3. Las Vegas 1982. s. 671 - 676.
- /25/ Jewell, R.A., Paine, J., Woods, R.I., A design method for steep reinforced embankments. Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering. London 1985. 183 s.
- /26/ Jones, C.J.F.P., Earth reinforcement and soil structures. Butterworths advanced series in geotechnical engineering. London 1985. 183 s.
- /27/ Juran, I., Guermazi, A., Chen, C.L., Ider, M.H., Modelling and simulation of load transfer in reinforced soils: Part 1. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. Vol 12, 1988. s. 141 - 155.

- /28/ Jääskeläinen, R., Rantamäki M., Tammirinne, M., Geo-
 tekniikka. 3. painos. Otapaino, moniste 464. Espoo
 1984. 293 s.
- /29/ Koerner, R.M., Hwu, B.L., Wayne, M.H., Soft soil
 stabilization designs using geosynthetics. First Geo-
 synthetic Research Institute seminar on very soft
 soil stabilization using high strenght geosynthetics.
 Philadelphia 1987. s. 26 - 56.
- /30/ Low, B.K., Analysis of the behaviour of reinforced
 embankments on weak foundations. University of Cali-
 fornia, Berkeley 1985. 274 s.
- /31/ Milligan, V., La Rochelle, P., Design methods for
 embankments over weak soils. Symposium on Polymer
 Grid Reinforcement in Civil Engineering. London 1984.
- /32/ Murray, R.T., McGown, A., Andrawes, K.Z., Swan, D.,
 Testing joints in geotextiles and geogrids. Third
 International Conference on Geotextiles. Vol 3.
 Vienna 1986. s. 731 - 736.
- /33/ Myles, B., Assessment of soil fabric friction by
 means of shear. Second International Conference on
 Geotextiles. Vol 3. Las Vegas 1982. s. 787 - 790.
- /34/ Myles, B., Carswell, I.G., Tensile testing of geo-
 textiles. Third International Conference on Geo-
 textiles. Vol 3. Vienna 1986. s. 713 - 717.
- /35/ Myles, B., Long term properties of polymers. Maara-
 kentamisen uudet materiaalit-päivä, esitelmä. Espoo
 1988.
- /36/ Patakangas, P., Korhonen, O., Vanhankaupunginlahden
 täyttöalue. Kunnallistekniikka 1987:6, s. 20 - 22.

- /37/ Paulson, J., Geosynthetic material and physical properties relevant to soil reinforcement applications. First Geosynthetic Research Institute seminar on very soft soil stabilization using high strength geosynthetics. Philadelphia 1987. s.236 - 250.
- /38/ Pirinen, J., Kelluvan rantapenkereen rakentaminen. Helsingin kaupungin geotekninen osasto, tiedote 38. Helsinki 1984. 74 s.
- /39/ Rathmayer, H.G., Korhonen, O.E., Geotextile reinforced land reclamation in the Bay of River Vantaa, Helsinki. Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol 3. San Francisco 1985. s. 1795 - 1800.
- /40/ Rathmayer, H., Georakentamisen uudet materiaalit ja niiden käyttökohteet. Insinöörijärjestöjen koulutuskeskus. Julkaisu 266 - 86. Helsinki 1986.
- /41/ Rathmayer, H., Geotekstiilit ja niitä koskevat materiaalitekniset soveltuvuustiedot. Insinöörijärjestöjen koulutuskeskus. Julkaisu 266 - 86. Helsinki 1986.
- /42/ Rinne, H., Vanhankaupunginlahden täyttötöiden kustannussuunnitelma. Hermannin - Arabianrannan yhteistyöryhmän muistio. Helsinki 1987.
- /43/ Rowe, R.K., Reinforced embankments: Analysis and design. ASCE Journal of Geotechnical Engineering. Vol 110, No. 2, 1984, s. 231 - 245.
- /44/ Rowe, R.K., Soderman, K.L., An approximate method for estimating the stability of geotextile reinforced embankments. Canadian Geotechnical Journal. Vol 22, No. 3, 1985, s. 392 - 398.

- /45/ Rowe, R.K., Ho, S.K., Determination of geotextile stress - strain characteristics using a wide strip test. Third International Conference on Geotextiles. Vol 3. Vienna 1986. s. 885 - 890.
- /46/ Schneider, H.R., Holtz, R.D., Design of slopes reinforced with geotextiles and geogrids. Geotextiles and Geomembranes 1986:1/4, s. 29 - 52.
- /47/ Shrestha, S.C., Bell, J.R., Creep behavior of geotextiles under sustained loads. Second International Conference on Geotextiles. Vol 3. Las Vegas 1982. s. 769 - 774.
- /48/ Slunga, E., Maaluiskien ja kaivantojen vakavuus. Pehmeikkörakentamisen geotekniikka. RIL K73 - 1987. Suomen rakennusinsinöörien liitto. Helsinki 1987. s. 181 - 212.
- /49/ Stabilenka - Fabric mats for stabilizing embankments and retaining structures. Enka Industrial Systems. Arnhem 1985. 39 s.
- /50/ Tammirinne, M., Rakennusten perustaminen maanvaraan. Painuman laskeminen. VTT:n geotekniikan laboratorion tiedonanto 21. Otaniemi 1975. 86 s.
- /51/ Voskamp, W., Risseuw, P., Method to establish the maximum allowable load under working conditions of polyester reinforcing fabrics. First Geosynthetic Research Institute seminar on very soft soil stabilization using high strength geosynthetics. Philadelphia 1987. s. 198 - 210.
- /52/ VTT/GEO, Vanhankaupunginlahden länsirannan kaksoispenkereen suunnitteluun liittyvien suunnitteluparametrien tarkistus. Espoo 1982.

- /53/ VTT/GEO, Vanhankaupunginlahden länsirannan penkereiden suunnitteluun liittyvien lujuusparametrien määrittäminen. Espoo 1983.
- /54/ VTT/GEO, Vanhankaupunginlahdella käytettyjen vahvistinkankaiden kaistalevetokoetulokset. Tutkimusselostukset 1985 - 1988.
- /55/ VTT/GEO, Viikin lietealtaan vahvistinkankaiden kaistalevetokoetulokset. Tutkimusselostukset 1987 - 1988.
- /56/ Vähäaho, I., Pehmeikölle perustettavan pientalon painuman laskeminen. Helsingin kaupungin geotekninen osasto, tiedote 14. Helsinki 1979. 97 s.
- /57/ van Wijk, W., Stoerzer, M., UV - stability of polypropylene. Third International Conference on Geotextiles. Vol 3. Vienna 1986. s. 851 - 855.

1. Anttikoski, U., Geoteknilliset kartat ja niiden käyttäminen. 1973. 30,-
- *) 2. Anttikoski, U., Kaupunkisuunnittelun geoteknillinen tutkimus ja suunnittelu. 1973. 50,-
- *) 3. Anttikoski, U., Kunnallistekniikan geoteknillinen tutkimus ja suunnittelu. 1974. 50,-
- *) 4. Mäkinen, R., Täyttömäkien rakentaminen kaupunkialueella. 1974. 50,-
- *) 5. Saarela, M., Melusuojarakenteiden perustamistapaselvitys. 1974. 30,-
6. Saarela, M., Kitkapaalujen kantavuus. 1976. 30,-
7. Petäjä, J., Putkijohtojen pohjarakenteiden mitoittaminen. 1977. 50,-
- *) 8. Raudasmaa, P., Metrotunnelien injektointi. 1977. 120,-
- *) 9. Anttikoski, U., Kalliotunnelien käyttö varastointiin. 1977. 50,-
10. Tikkanen, H., Rakentamisen vaikutus pohjaveteen Helsingin keskustassa. 1978. 70,-
- *) 11. Arkima, O., Kluuvien ruuhkan jäädys. 1978. 120,-
12. Raudasmaa, P., Puiset perustusrakenteet. 1979. 50,-
13. Havukainen, J., Voimalaitostuhkan ja polttolaitoskuonan hyötykäyttö rakentamisessa. 1979. 50,-
14. Vähäaho, I., Pehmeikölle perustettavan pientalon painumien laskeminen. 1979. 50,-
15. Raudasmaa, P., Pohjavesitarkkailu -80. 1980. 50,-
- *) 16. Anttikoski, U., Katsaus tunnelien rakentamistekniikan nykytilaan Atlantan kansainvälisen tunneli-konferenssin kokemusten perusteella. 1979.
17. Roinisto, J., Matkakertomus tutustumismatkalta Tukholman yhteiskäyttötunneliin. 1981. 50,-
- *) 18. Havukainen, J., Kivihiilivoimalan tuhkan käyttö maarakenteissa. 1981. 50,-
19. Roinisto, J., Yhteiskäyttötunnelien teknis-taloudellinen selvitys. 1981. 50,-
20. Vuola, P., Talonrakennuksen maarakenteet ja niiden laadunvalvonta. 1981. 50,-
21. Havukainen, J., Korhonen, O., Tonttialueiden maarakenteet. 1981. 30,-
22. Havukainen, J., Esimerkkejä jätteiden hyötykäytöstä raaka-aineena ja energianlähteenä. 1981.
23. Havukainen, J., Kivihiilivoimalan tuhkien hyötykäyttöselvitys kunnallistekniikassa. 1982. 50,-
24. Latvala, A., Rakennusjätteen alustava hyötykäyttöselvitys. 1982. 30,-
25. Havukainen, J., Hämäläinen, A., Sulamäki, A., Alustava selvitys polttolaitoskuonan hyötykäyttö-mahdollisuuksista maarakentamisessa. 1982. 30,-
- *) 26. Halkola, H., Kunnallistekniikan geotekniikkaan liittyvät koerakentamiskohteet Torpparimäessä. 1982.
27. Paavola, P., Kunnallistekniikan tunnelien louhintakustannus selvitys. 1982. 50,-
- *) 28. Vähäaho, I., Maarakennusta koskeva mallityöselitys. 1982. 70,-
29. Gulin, K., Rakentamisen vaikutus pohjaveden tasoon ja rakennusten painumiin Helsingin Puistolassa. 1982. 50,-
30. Halkola, H., Syvästabiloinnin laadun ja lujuuden valvontamenetelmät. 1982. 50,-
31. Havukainen, J., Kivihiilituhkan käyttö maarakentamisessa, tekniset ohjeet. 1983. 30,-
32. Havukainen, J., Användning av stenkolsaska vid anläggningsarbeten, tekniska anvisningar. 1983. 30,-
33. Havukainen, J., The utilization of coal ash in earth works, technical guidelines. 1983. 30,-
34. Salmelainen, J., Helsingin kallioperän geologiasta ja kivilajien lujuusominaisuuksista porattavuuden kannalta. 1983. 50,-
35. Havukainen, J., Matkakertomus kivihiilituhkan ympäristövaikutuskonferenssista. 1983.
36. Hytti, P., Esi-injektoinnin suoritus ja sen huomioiminen urakka-asiakirjoissa. 1984. 60,-
37. Leinonen, J., Kalliomekaaniset mittaukset Hanasaaren syvävarastossa. 1984. 60,-
38. Pirinen, J., Kelluvan rantapenkereen rakentaminen. 1984. 60,-
39. Latvala, A., Geotekninen kustannustiedosto, Geo-kuti. 1984. 60,-
40. Korpela, J., Schüller, M., Jäykkien liitosjohtojen pohjarakenneselvitys (Jäli-selvitys). 1984. 80,-
41. Lahtinen, E.-R., Maanalaiset tilat ja yhdyskuntarakentaminen (MARASU-tutkimus, väliraportti). 1985. 30,-
42. Korpi, J., In Situ-kuormituskoe painumien määrittämiseksi. 1985. 60,-
43. Havukainen, J., Esirakentamisen kehittäminen. 1985. 60,-
44. Vähäaho, I., Jäähdytysmenetelmän käyttö. 1987. 60,-
45. Havukainen, J., Hämäläinen, A., Latvala, A., Kivihiilituhkan käyttökokemukset kunnallistekniikan maarakenteissa. 1987. 60,-
46. Julkunen, A., Geofysiikan tutkimusmenetelmät kalliorakentamisessa. 1987. 60,-
47. Hutri, K.-L., Vuosaaren kivilajien soveltuvuus asfalttipäällysteisiin. 1988. 60,-
48. Melander, K., Puristin-heijarikairaus kairausmenetelmänä. 1989. 80,-
49. Leppänen, M., Vahvistinkankaiden käyttö Vanhankaupunginlahden ranta-alueen rakentamisessa. 1989. 80,

*) PAINOS LOPPUUNMYTTY