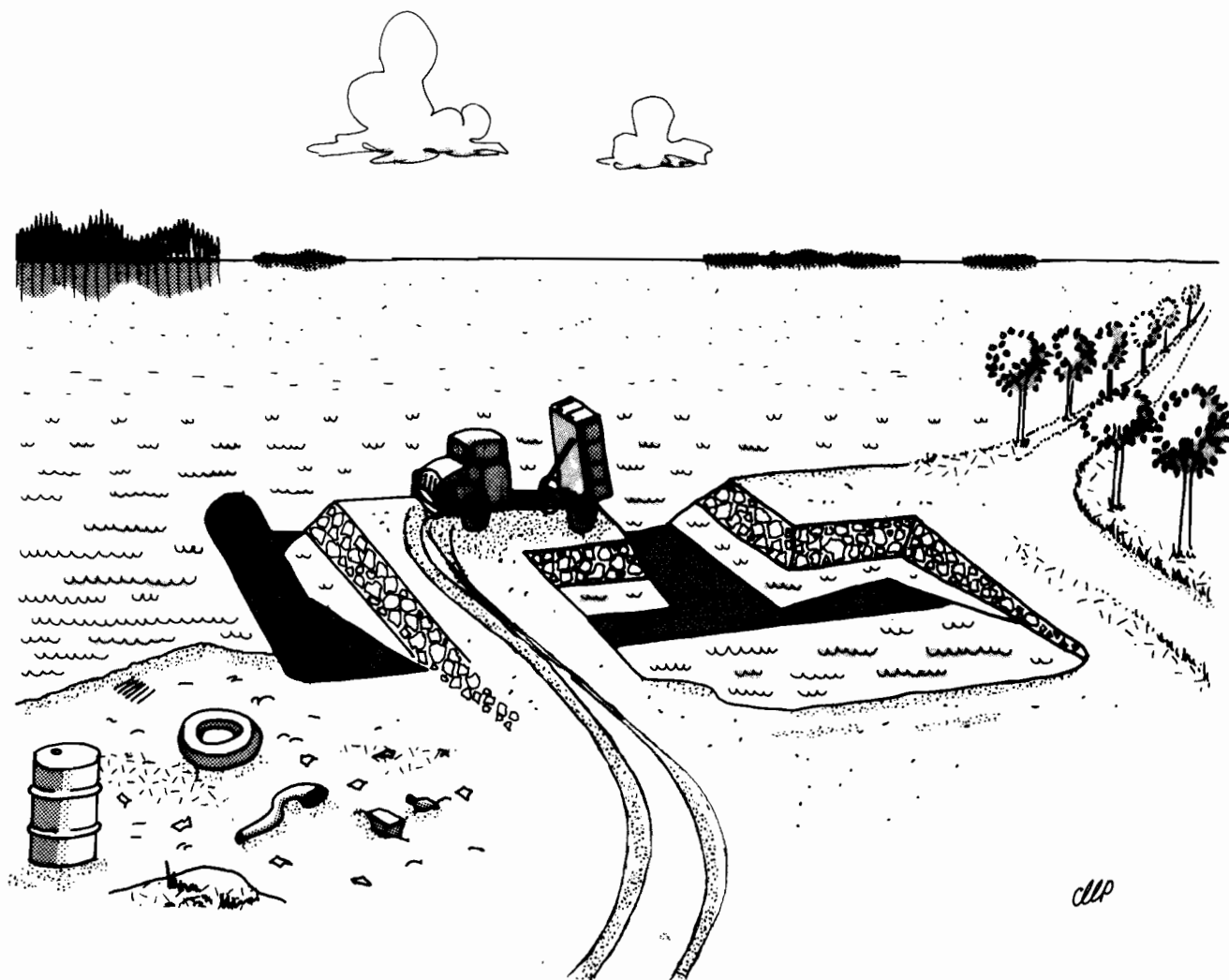


Helsingin kaupungin kiinteistövirasto GEOTEKNINEN OSASTO



Jussi Pirinen

KELLUVAN RANTAPENKEREEN RAKENTAMINEN

Geoteknisen osaston tiedote 38

Jussi Pirinen

KELLUVAN RANTAPENKEREEN RAKENTAMINEN

Geoteknisen osaston tiedote 38

ALKUSANAT

Tämä tutkimus käsittelee kelluvan rantapenkereen rakentamista Helsingin Vanhankaupunginlahdelle sekä maa- ja vesirakentamisessa käytettäviä vahvistinmateriaaleja yleisesti.

Helsingissä on runsaasti kunnostamattomia rantoja, jotka sijaitsevat pehmeillä savi- ja liejuaalueilla. Pehmeikköalueiden rantaviivan rakentaminen ei onnistu perinteistä pohjaantäytömenetelmää käyttäen, vaan on kehitettävä uusia ratkaisuja. Helsingin Vanhankaupunginlahden koepenkereessä, joka on osa laajempaa Hermannin-Arabianrannan täyttösuunnitelmaa, kokeiltiin ns. kelluvaa louhepengertä, joka on erotettu liejupohjasta vahvistinkankaalla. Rakenne on kehitetty Helsingissä ja sen on todettu käyttäytyvän suunnitellulla tavalla. Rakennetta kehitetään edelleen Vanhankaupunginlahden länsirannan täyttötöiden jatkuessa kaksoispengerrakenteena.

Tämä Helsingin kaupungin geoteknisen osaston rahoittama tutkimus perustuu DI Jussi Pirisen diplomityöhön, joka on tehty geoteknisellä osastolla apulaisosastopäällikkö Ilkka Vähäahon ohjauksessa. Työtä valvovaan ryhmään ovat lisäksi kuuluneet prof. Harri Sistonen Teknillisestä korkeakoulusta sekä piiri-insinöörit Veikko Raiskila ja Aarno Ahti Helsingin kaupungin katuosastolta ja Satamalaitokselta. Tämä työ liittyy läheisesti lujitekankaiden luokitusjärjestelmäprojektiin, jossa ovat mukana mm. erikoistutkija Hans Rathmayer VTT:n geotekniikan laboratoriosta sekä toimistopäällikkö Osmo Korhonen (ko. kohteen pääsuunnittelija) ja jaospäällikkö Hannu Halkola geotekniseltä osastolta.

Helsingissä 29.8.1984.


Usko Anttikoski
osastopäällikkö

TIIIVISTELMÄ

Hermannin-Arabianrannan täyttösuunnitelma käsittää 37 ha:n vesialueen, joka ulottuu Vanhankaupunginlahden pohjoispäästä Verkkosaaren kalasataman rantaan. Täytön ansiosta saadaan n. 57 ha maa-aluetta pääasiassa virkistyskäyttöön, sillä täytön yhteydessä kunnostetaan n. 20 ha nykyisin joutomaana olevaa ranta-aluetta.

Koepengeralue, jonka rakentamiseen tässä työssä keskitytään, sijaitsee täyttöalueen pohjoispäässä. Koepenger rakennettiin louheesta yksinkertaisena, ns. kelluvana penkereenä. Rakentaminen aloitettiin levittämällä veteen vahvistinkangas ponttoonilautan avulla. Vahvistinkankaan päälle rakennettiin louhepenger päätypengertämällä. Kankaan reunat käännettiin ja ankkuroitiin penkereen sisään. Vahvistinkankaan tehtävänä on erottaa penger liejupohjasta ja vähentää perusmaahan tulevaa kokonaisjännitystä siten, että pystysuorasta kuormituksesta kehittyvät leikkausjännitykset kohdistuvat vetovoimina vahvistinkankaaseen. Loppuosa Hermannin-Arabianrannan rantarakenteesta koostuu pääosin kahdesta yhdensuuntaisesta louhepenkereestä, jotka ankkuroidaan yhteen ja erotetaan liejupohjasta vahvistinkankaalla. Penkereiden keskilinjojen harjaväli on 50-60 m.

Vahvistinmateriaalit ovat keinokuiduista valmistettuja kankaita, verkkoja tai rei'itettyjä levyjä, joiden tavallisimmat raaka-aineet ovat polypropyleeni, polyamidi ja polyesteri sekä näiden seokset. Riittävä vetolujuus pienellä muodonmuutoksella on useimmiten tärkein vahvistinmateriaalilta vaadittava ominaisuus, minkä vuoksi valmistajat ovat viime vuosina kehittäneet yhä lujempia materiaaleja. Vanhankaupunginlahden koepenkereessä käytettiin polypropyleenikankaita.

Koepenger rakennettiin syksyllä 1983, jolloin korkea vedenpinta vaikeutti työtä. Jatkossa on edullisinta aloittaa kukin pengerosuus keväällä vedenpinnan ollessa alimmillaan.

Pienissä vesisyvyyksissä voidaan vahvistinmateriaali ja ohut täytesorakerros levittää talvella jään päälle. Jään sulaessa keväällä vahvistinkankaan ja täytesoran annetaan painua meren pohjaan. Toinen talvirakentamistapa on ns. kalastajan menetelmä, jossa vahvistinmateriaali uitetaan jään alle jähän leikatuista railoista.

Penkereen merenpuoleiseen luiskaan asennetaan jatkossa III luokan suodatinkangas II luokan kankaan asemasta, koska terävasärmäinen louhe rikkoi koepengerluiskiin asennetun II luokan kankaan.

Koepenkereen käyttäytymisen selvittämiseksi suoritettiin tarkkailumittauksia, jotka koostuivat painuma- ja sivusiirtymämittauksista ja huokosvedenpainemittauksista. Penkereen laskettu painuma ensimmäisen puolen vuoden aikana oli 520 mm ja painumaletkuilla samalta aikaväliltä mitattu suurin painuma 340-520 mm. Penkereen suurin mitattu sivusiirtymä oli 60 mm merelle päin toukokuun alussa 1984, jolloin n. 90 % allastäytöstä oli tehty. Allastäytön oletettiin aiheuttavan suurempia sivusiirtymiä. Huokosveden ylipaine penkereen alapuolisessa savikerroksessa saavutti maksimi-arvonsa noin neljän kuukauden kuluttua penkereen valmistamisesta, mitä voidaan pitää yllättävän lyhyenä aikana.

Koepenkereen kokonaiskustannukset olivat n. 1 630 000 mk eli 86 mk/m². Koko Vanhankaupunginlahden länsirannan täytön kokonaistaloudellisuutta arvioitaessa on hyötypuolelle laskettava ylijäämämassojen kuljetuskustannussäästön lisäksi käyttöön tulevan lisämaan arvo. Koko rakennushankkeen tuoton ja kustannusten erotus on n. 50-60 milj. mk eli 88-105 mk/m². Summan suuruuteen vaikuttaa oleellisesti se, miten paljon ylijäämämassojen kuljetusmatka lyhenee. Penkereen altaita on tarkoitus käyttää lähinnä Helsingin kantakaupungin ylijäämämassojen läjitysaltaina.

ABSTRACT

The filling plan for Vanhankaupunginlahti in Helsinki includes a water area of 37 hectares. A new shore-line will be constructed for a distance of 2,2 km and it will run at most 200 m out from the present shore-line. Due to the filling work a land area about 57 hectares becomes useful mainly for refreshment purposes, because connected with the filling work about 20 hectares waste land will be improved.

This paper concentrates mainly to the construction of a test embankment, which is a part of the filling plan. The test embankment was built as a single, so called floating structure. First a reinforcing fabric was spread from a pontoon. An embankment of crushed stone was built over the reinforcing fabric. The edges of the fabric were turned and anchored inside the embankment. The purpose of the reinforcing fabric is to separate the embankment from the bottom mud and to decrease the total stress directed to the soil by taking the shear stresses caused by horizontal load. The shear stresses are directed as tensile forces to the fabric. The other parts of the shore structure are mainly composed of two parallel embankments. They are anchored together by using a reinforcing fabric. The distance of the parallel embankments is 50-60 meters measured from middle to middle.

The reinforcing materials are fabrics, meshes or grids. Their most common raw materials are polypropylene, polyamide and polyester as well as compositions of these materials. Sufficient tensile strength with low strain is usually the most important characteristic of a reinforcing material and therefore the manufacturers have recently developed still stronger materials. In the test embankment polypropylene fabrics were used.

The test embankment was built in the autumn of 1983, when the high water level made the work more difficult. It is favourable to begin the remaining parts of the embankment in the

spring, when the water level is lowest or in the winter. In the winter the reinforcing material and a thin layer of gravel is spread on the ice. When the ice melts in the spring the reinforcing material and the gravel sink to the bottom. This winter construction technique is suitable only for shallow water areas. There is also another winter construction technique, so called fisherman's method. In this method the reinforcing material is drawn under the ice by using cracks cut in the ice.

The filter fabric of the seaside slope is changed hereafter from the Finnish filter fabric class II to the class III. The sharp-edged crushed stone broke through the fabric of class II used in test embankment slopes.

The behaviour of the test embankment was investigated by using settlement hoses, settlement rods, inclinometers and pore pressure gauges. The calculated settlement of the test embankment during the first 6 months was 520 mm and the measured settlement was 340-520 mm (settlement hoses) during the same time. The greatest measured horizontal displacement of the embankment was 60 mm to the sea at the beginning of May in 1984. At that time about 90 % of the basin filling was made. It was supposed that the basin filling would cause greater horizontal displacements. The pore pressure in the clay layer below the embankment achieved its maximum value about 4 months after the embankment was completed, which is quite a short time.

The total costs of the test embankment were 1 630 000 Fmk (276 000 US \$) corresponding 86 Fmk/m² (14,6 US \$/m²). When studying the economy of the whole filling plan, to advantages must be counted both the savings in transport costs of surplus material and the value of the land area, that becomes to use. The distinction between the savings and the costs of the building project is about 50-60 million Fmk (8,5-10,2 million US \$) corresponding 88-105 Fmk/m² (14,9-17,8 US \$/m²). The sum depends essentially on the transport distance of surplus material. The basins are going to be filled mainly with surplus material transported from the centre of Helsinki.

SISÄLLYSLUETTELO

ALKUSANAT

TIIVISTELMÄ

ABSTRACT

MERKINNÄT

1.	JOHDANTO.....	1
2.	VAHVISTINMATERIAALIT PENKEREIDEN LUJITTAMISESSA.....	4
2.1	Raaka-aineet ja valmistusmenetelmät.....	4
2.11	Raaka-aineet.....	4
2.12	Valmistusmenetelmät.....	5
2.2	Vahvistinmateriaalilta vaadittavat ominaisuudet	5
2.21	Vetolujuus.....	5
2.22	Muodonmuutosominaisuudet.....	6
2.23	Puhkaisu- ja repimislujuus.....	9
2.24	Taipuisuus ja kitka.....	9
2.3	Ominaisuuksien testaaminen.....	9
2.31	Vetolujuuskokeet.....	9
2.32	Kuormitus-venymäkäyrät.....	10
2.33	Hiipumaominaisuudet.....	11
2.34	Normaalivoiman vaikutus deformaatio- ominaisuuksiin.....	11
2.35	Lämpötilan vaikutus deformaatio-ominais- uuksiin.....	13
2.36	Venymäliuskakokeet valmiissa rakenteessa	16
2.37	Puhkaisu- ja repimislujuuskokeet.....	17
2.38	Kulutuskkestävyyskokeet.....	18
2.4	Saumaus.....	19
2.41	Limittäminen.....	19
2.42	Ompeleminen.....	19
2.43	Niittaus.....	20
2.44	Liimaus.....	20
2.5	Laskentamenetelmät.....	21
2.51	Murtumismekanismit.....	21
2.52	Vakavuuslaskelmien perusteista.....	22
2.53	c-menetelmän tasapainoyhtälöt.....	23
2.54	cφ-menetelmän tasapainoyhtälöt.....	25

2.55	Vahvistinmateriaalin vaikutus tasapaino- yhtälöihin.....	27
2.56	Painumalaskelmien perusteista.....	28
2.57	Alkupainuman laskeminen.....	29
2.58	Primäärisen konsolidaatiopainuman laske- minen.....	30
3.	KELLUVAN PENKEREEN SUUNNITTELU.....	34
3.1	Pohjatutkimukset ja pohjasuhteet.....	34
3.2	Pengerrakenne.....	35
3.21	Rakennevaihtoehdot.....	35
3.22	Vahvistinmateriaalit.....	36
3.23	Täyttömateriaalit.....	37
3.3	Vakavuuslaskelmat.....	38
3.4	Painumalaskelmat.....	39
4.	TYÖN SUORITUS.....	41
4.1	Työjärjestys ja aikataulu.....	41
4.2	Kankaan asentaminen.....	42
4.3	Pengertäytteen teko.....	46
4.4	Työkoneet ja niiden käyttö.....	48
4.5	Luiskaverhoilu ja allastäyttö.....	50
4.6	Työmenetelmien ja pengerrakenteen kehittäminen..	50
4.61	Työajankohdan valinta.....	50
4.62	Vahvistinmateriaalin levitys ja kääntö....	51
4.63	Pengermateriaalin levitys.....	53
4.64	Luiskaverhoilurakenne.....	53
5.	TARKKAILUMITTAUKSET.....	55
5.1	Mittalaitteiden asennus.....	55
5.2	Mittausten suoritus.....	57
5.3	Mittaustulokset.....	60
5.4	Tarkkailumittausten kehittäminen.....	64
6.	KUSTANNUKSET.....	68
6.1	Suunnittelukustannukset.....	68
6.2	Rakentamiskustannukset.....	68
6.3	Tarkkailumittauskustannukset.....	69
6.4	Kustannusten analysointi.....	70
	KIRJALLISUUSLUETTELO.....	72
	MUUT LÄHTEET.....	74

MERKINNÄT

B	leveys (m)
E_i	maan sekanttimoduuli (kPa)
E_u	maan kimmomoduuli suljetussa tilassa (kPa)
E_{uk}	kerroksellisen maan keskimääräinen kimmomoduuli suljetussa tilassa (kPa)
F	varmuuskerroin
F_v	geotekstiilillä vahvistetun rakenteen varmuuskerroin
L	pituus (m)
M_a	aktiivimomentti (kNm)
M_p	passiivimomentti (kNm)
P	maalamellin alapuolella esiintyvä reaktiovoima (kN)
P'	maalamellin alapuolella esiintyvä tehokas reaktiovoima (kN)
P_h	vahvistinmateriaaliin kohdistuva vaakasuora veto-voima (kN)
P_t	vahvistinmateriaaliin kohdistuva liukupinnan tangentin suuntainen vetovoima (kN)
Q	maan pintahalkeamassa esiintyvä vedenpaine (kN)
R	sähköinen vastus (Ω) tai liukuympyrän säde (m)
ΔR	sähköisen vastuksen muutos (Ω)
S	kokonaispainuma (m)
S_i	alkupainuma (m)
S_p	primäärinen konsolidaatiopainuma (m)
S_s	sekundäärinen konsolidaatiopainuma (m)
S_t	leikkausjännitysten johdosta tapahtuva painuma (m)
W	maalamellin paino (kN)
a	momenttivarsi (m)
c	maan koheesio (kPa)
c'	maan tehokas koheesio (kPa)
d/L	liukupinnan nuolikorkeus
f_o	liukupintalaskelmissa käytettävä kerroin
h	maakerroksen paksuus (m)
k	kerroin
l	pituus (m)

Δl	osapituus (m)
m	normaalikonsolidoituneen maakerroksen moduuliluku
m_2	ylikonsolidoituneen maakerroksen moduuliluku
n	maakerrosten lukumäärä
q	bruttopohjapaine (kPa) tai tasainen pintakuorma (kPa)
s_u	maan suljettu leikkauslujuus (kPa)
u	huokosveden paine (kPa)
x	momenttivarsi (m)
Δx	maalamellin leveys (m)
α	kulma
β	jännityseksponentti
ϵ	suhteellinen venymä (%/100)
$\Delta \epsilon$	maan suhteellinen kokoonpuristuma (%/100)
$\Delta \epsilon_i$	alkupainumaa vastaava suhteellinen kokoonpuristuma (%/100)
ϕ	maan kitkakulma
ϕ'	maan tehokas kitkakulma
ϕ_u	maan suljettu kitkakulma
γ	maan tilavuuspaino (kN/m^3)
μ_o	kerroin
μ_i	kerroin
σ_o	yläpuolella olevien maamassojen paino (kPa)
σ_c	esikonsolidaatiojännitys (kPa)
σ_v	vertailujännitys (100 kPa)
$\Delta \sigma$	kuormitusväli ödometrikokeessa (kPa)
$\Delta \sigma_z$	lisäkuorma (kPa)
τ	leikkausjännitys (kPa)

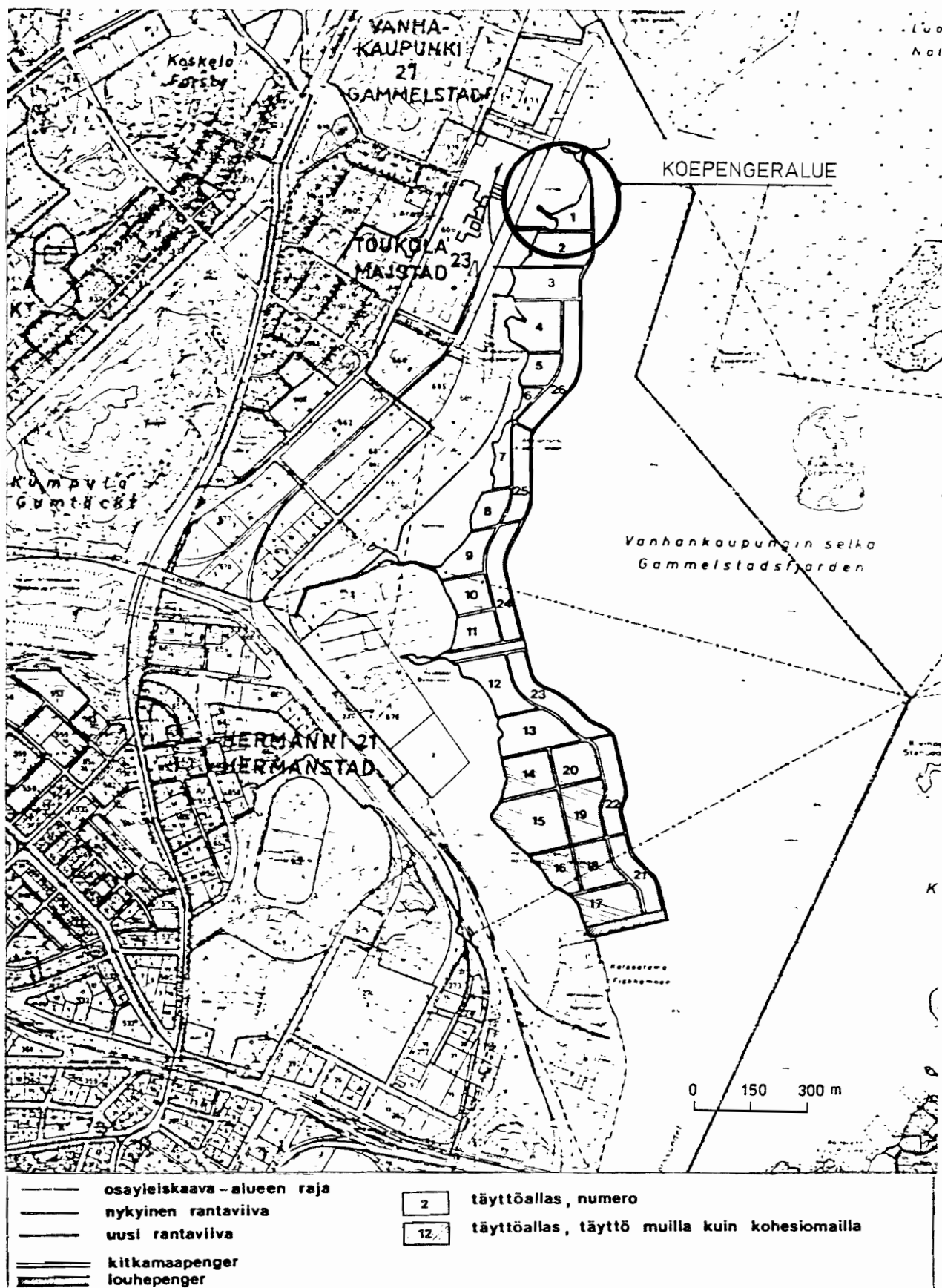
1. JOHDANTO

Tämä tutkimus käsittelee kelluvan rantapenkereen rakentamista Helsingin Vanhankaupunginlahden länsirannalle. Pääpaino on koepenkereessä, joka on osa laajempaa Hermannin-Arabianrannan täyttösuunnitelmaa. Kolmannessa luvussa käsitellään yleisesti penkereiden lujittamisessa käytettäviä vahvistinmateriaaleja. Tästä eteenpäin tarkastellaan vain koepengertä.

Tässä tutkimuksessa sanalla geotekstiili tarkoitetaan maa- ja vesirakentamisessa käytettäviä tekstiilimateriaaleja yleensä. Sanoilla vahvistinmateriaali ja lujitemateriaali kuvataan sellaista geotekstiiliä, jonka pääasiallinen käyttötarkoitus on maapohjan tai maarakenteen vahvistaminen.

Hermannin-Arabianrannan täyttösuunnitelma käsittää 37 ha:n vesialueen, joka ulottuu Vanhankaupunginlahden pohjoispäästä Verkkosaaren kalasataman rantaan. Rantarakenne koostuu pääosin kahdesta yhdensuuntaisesta louhepenkereestä, jotka ankkuroidaan yhteen ja erotetaan liejupohjasta vahvistinkankaalla. Täyttöalueen eteläpää, joka rajoittuu suunniteltuun kalasataman altaaseen, tehdään louheesta päätypengertämällä kovaan pohjaan. Koepenger sijaitsee täyttöalueen pohjoispäässä, ja se on toteutettu yksinkertaisena vahvistettuna penkereenä.

Täytettävä vesialue jaetaan täyttöaltaisiin, joihin voidaan ottaa vastaan ylijäämämassoja ja rakennusjätteitä. Koko täyttöalue on esitetty kuvassa 1, jossa koepengeralue on täyttöaltaiden 1 ja 2 kohdalla. Merta täyttämällä saadaan 37 ha maa-aluetta. Lisäksi täyttö tekee mahdolliseksi laajan, nykyisin joutomaana olevan ranta-alueen kunnostamisen, sataman varastoalueen laajentamisen ja aluevaihdon Arabian tehtaiden kohdalla. Täytön ansiosta arvioidaan saatavan käyttöön yhteensä 57 ha maa-aluetta lähinnä virkistyskäyttöön.



Kuva 1. Vanhankaupunginlahden täyttöalue 1:15 000.

Täyttötöiden kustannusarvio on noin 42 mmk, kun rakentaminen suoritetaan välivarastoimalla penger materiaali. Jos välivarastoinnista voitaisiin luopua, olisi kustannussäästö noin 15-20 % kokonaiskustannuksista. Taustatäyttö ja kaksoispenkereiden välitäyttö (yhteensä n. 1,1 milj. m³) voidaan rahoittaa ylijäämämassojen vastaanottomaksuilla.

Kustannusarvio on hyvin herkkä pengerlouheen yksikkökustannusten nousulle. Sen vuoksi täyttöalueen vieressä olevat louhintakohteet pyritään hyödyntämään penkereen rakentamisessa. Täyttökustannusten vastapainoksi saavutetaan ylijäämämassojen kuljetuskustannuksissa tuntuja säästöjä. Kantakaupungin ylijäämämassojen keskimääräinen kuljetusmatka lyhenee 5-10 km, mikä vastaa n. 10-20 mmk kuljetuskustannussäästöä.

Kokonaisuudessaan Hermannin-Arabianrannan täyttö on hyvin laaja ja pitkäaikainen projekti, josta saadaan arvokasta teknis-taloudellista tietoa vahvistinmateriaalien käytöstä ja yleensä rantarakentamisesta pehmeälle maapohjalle.

2. VAHVISTINMATERIAALIT PENKEREIDEN LUJITTAMISESSA

2.1 Raaka-aineet ja valmistusmenetelmät

2.1.1 Raaka-aineet

Vahvistinmateriaalien tavallisimmat raaka-aineet ovat polypropyleeni, polyamidi ja polyesteri sekä näiden seokset.

Polypropyleeni on erittäin hyvin kemikaaleja kestävä raaka-aine. Polyamidi, joka kestää hyvin pitkäaikaista kulutusta, on jossain määrin altis happojen vaikutukselle. Polyesteri ei ole lainkaan herkkä liuottimien, meriveden ja happojen vaikutukselle, mutta emäkset, joiden pH on yli 11, voivat vaikuttaa polyesteriin haitallisesti /2/.

Polyesteri ja polyamidi ovat hieman vettä raskaampia aineita. Sen sijaan polypropyleeni kelluu vedessä, mistä on monasti hyötyä vesirakennushankkeissa.

Taulukossa 1 on esitetty vahvistinmateriaaliraaka-aineiden kestävyys eräitä luonnossa esiintyviä aineita ja ilmiöitä vastaan.

Taulukko 1. Eräiden geotekstiiliraaka-aineiden kestävyys luonnossa esiintyviä aineita ja ilmiöitä vastaan. H = hyvä, MT = melko tyydyttävä /2/.

	poly- esteri	poly- amidi	polypro- pyleeni
Mikro-organismit	H	H	H
Hapot	H	MT	H
Emäkset	MT	H	H
Hapettavat aineet	H	MT	H
Ultraviolettisäteet	H	MT	MT

2.12 Valmistusmenetelmät

Vahvistinmateriaali voi olla valmistustavaltaan kudottu tai ei-kudottu. Kudotut materiaalit tehdään ohuista suikaleista, yksisäikeisistä langoista tai monisäikeisistä langoista. Ei-kudotut materiaalit koostuvat epäsäännöllisesti järjestäytyneistä kuiduista tai säikeistä, jotka sidotaan yhteen kemiallisella, termisellä tai mekaanisella valmistusmenetelmällä tai niiden yhdistelmällä.

Jos lujitemateriaali kudotaan kapeista suikaleista, joiden leveys on pienempi kuin 5 mm, kankaasta tulee huonosti vettä läpäisevä, mutta sen puhkaisulujuus on varsin suuri. Yksisäikeisistä langoista kudottua kangasta käytetään lähinnä suodattimena, mutta toisinaan myös vahvistinkankaana. Monisäikeisistä langoista valmistetulla kankaalla on hyvät mekaaniset ominaisuudet ja tällainen kangas sopii etenkin vahvistinmateriaaliksi.

Ei-kudotuista materiaaleista ovat parhaita mekaanisesti sidotut sulassa tilassa valmistetut tuotteet, joiden mekaaninen kestävyys on melko hyvä. Kemiallisella prosessilla valmistettujen tuotteiden heikkoutena ovat huonot deformaatioominaisuudet. Termisesti ilman mekaanista sitomista valmistettujen materiaalien repimislujuus on alhainen, joten ne soveltuvat melko huonosti vahvistinmateriaaleiksi.

2.2 Vahvistinmateriaalilta vaadittavat ominaisuudet

2.21 Vetolujuus

Geotekstiilillä vahvistetut rakenteet tehdään useimmiten huonosti kantavalle maapohjalle. Tällä hetkellä markkinoilla olevien vahvistinmateriaalien vetolujuus vaihtelee välillä n. 20-400 kN/m. Vahvistinmateriaali vähentää perusmaahan tulevaa kokonaisjännitystä, koska pystysuorasta kuormituksesta kehittyvät leikkausjännitykset kohdistuvat vetovoimina vahvistinmateriaaliin. Kokonaisjännityksen pienentyessä rakenteen painumat pienenevät ja sen stabiliteetti kasvaa.

Professori McGown on tutkinut Stratchclyden yliopistossa Glasgow'ssa geotekstiilien vetolujuus- ja muodonmuutosominaisuuksia keskittyen pääasiassa Tensar-lujiteverkkojen ominaisuuksiin. Tensar-lujiteverkot on valmistettu lämpövenyttämällä rei'itetty polypropeen- tai polyeteenimuovi-levy verkkomaiseksi rakenteeksi.

Kokeissaan McGown vertasi eri materiaalien pitkäaikaista lujuutta lyhytaikaiseen lujuuteen. Hän oletti pitkäaikaisen lujuuskokeensa tulosten vastaavan tilannetta, jossa geotekstiili on ollut 10^6 tuntia eli n. 114 vuotta valmiissa rakenteessa. Taulukossa 2 on esitetty McGownin koetuloksia.

Taulukko 2. Eräiden materiaalien pitkäaikaislujuus 10 % muodonmuutoksella /12/.

Materiaali	Raaka-aine	Pitkäaikaislujuus % lyhytaikaisesta lujuudesta
Tensar SR 2	polyeteeni	42 %
Terram 1000	70 % polypropyleeni 30 % polyetylenei	11 %
Bidim U 24	polyesteri	66 %

Taulukon 2 mukaan pitkäaikaislujuuksien paremmuusjärjestys on polyesteri, polyeteeni ja polypropyleeni. McGownin mukaan polyeteeniverkkojen suunnittelulujuutena voidaan käyttää 40 % murtolujuudesta, mutta eräiden materiaalien pitkäaikaislujuus näyttää olevan vain n. kymmenesosa lyhytaikaisesta lujuudesta (taulukko 2). Näin ollen tällä hetkellä yleisesti käytettäviin geotekstiilien suunnittelulujuuksiin, polypropyleenille 30 % ja polyesterille 40 % murtolujuudesta, on suhtauduttava varauksellisesti.

2.22 Muodonmuutosominaisuudet

Lujitemateriaalilta edellytetään yleensä riittävää vetolujuutta pienillä muodonmuutoksilla. Muodonmuutos koostuu materiaalin venymästä ja hiipumasta. Hiipumalla tarkoitetaan hidasta ajan funktiona tapahtuvaa venymistä, joka alkaa heti

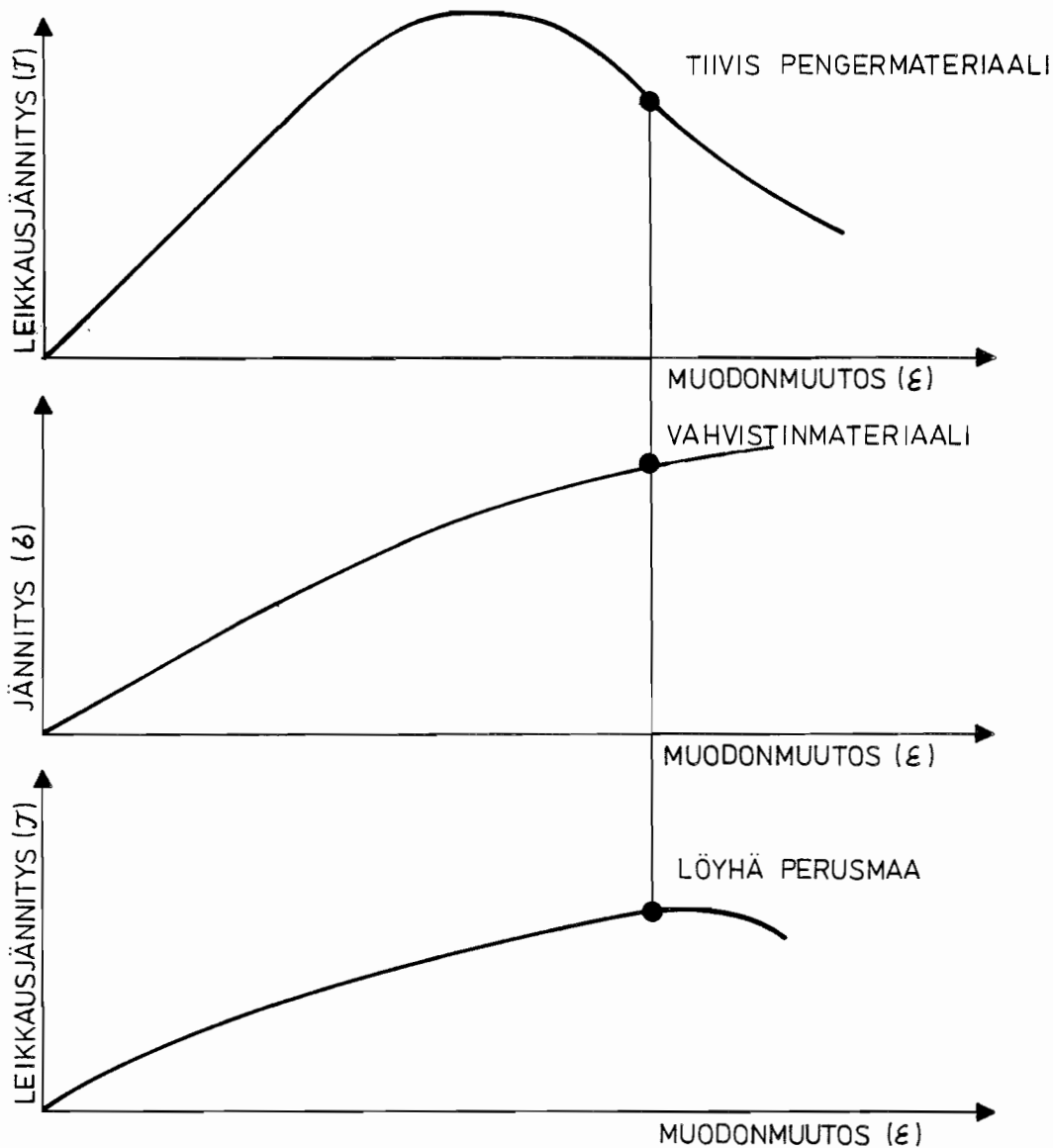
alkuvenymän tapahduttua. Maaperäolosuhteisiin soveltuva geotekstiili tulisi valita siten, että geotekstiilin huippulujuus saavutetaan tilanteessa, jossa perusmaahan on mobilisoitunut täysi leikkausjännitys. McGownin suositukset geotekstiilin huippulujuuksia vastaavista suurimmista sallituista venymistä ovat taulukossa 3. Taulukon 3 venymäprosentit kertovat yleisen suuruusluokan. Tarkat tapauskohtaiset arvot voidaan määrittää kolmiaksiaalikoikkeella tai rasialeikkauskokeella.

Taulukko 3. Geotekstiilin huippulujuutta vastaava suurin sallittu venymä perusmaan laadun vaihdellessa /12/.

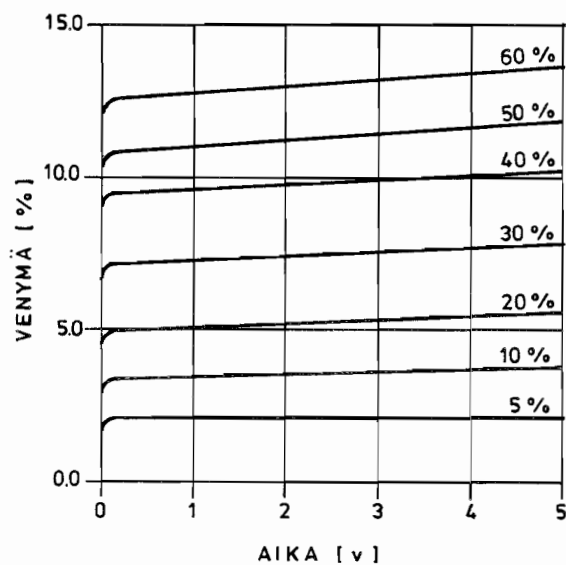
Perusmaa	Sallittu venymä
Tiivis kitkamaa	3,0 %
Löyhä kitkamaa	4,5 %
Keskitiivis moreeni	4,5 %
Savi	7,0 %
Kuivakuorisavi	4,5

Vahvistinmateriaalin ja perusmaan yhteistoiminta edellyttää, että vahvistinmateriaaliin on mahdollista mobilisoida riittävä vetolujuus maan leikkausjännityksistä aiheutuvien muodonmuutosten tahdissa. Tällöin on tunnettava perusmaan ja vahvistinmateriaalin muodonmuutoskäyttäytyminen sekä ajan että jännitysten funktiona. Kuva 2 havainnollistaa perusmaan, vahvistinmateriaalin ja pengermateriaalin yhteistoimintaa /12/.

Tähänastisten tutkimusten perusteella on polyesteri hiipumaominaisuuksiltaan paras materiaali. Polypropyleenin hiipumaominaisuuksia voidaan huomattavasti parantaa valitsemalla raaka-aineseos ja valmistusmenetelmä huolellisesti. Kuvassa 3 on esimerkki polyesterin hiipumasta ajan funktiona erisuuruksilla kuormituksilla.



Kuva 2. Perusmaan, vahvistinmateriaalin ja pengermateriaalin yhteistoiminta /12/.



Kuva 3. Suurilujuuksisen polyesterikankaan hiipumaominaisuudet laboratorio-olosuhteissa eri kuormituksilla (kuormitus % murtolujuudesta) /8/.

2.23 Puhkaisu- ja repimislujuus

Vahvistinmateriaalilta vaaditaan hyvää puhkaisu- ja repimislujuutta etenkin rakennusvaiheessa, kun materiaalin päälle levitetään maata tai louhetta. On tärkeää, että repimislujuus on pääsuuntien (poikittais- ja pitkittäissuunta) lisäksi kaikkiin muihinkin suuntiin riittävä. Louheen asentamista suoraan lujitemateriaalin päälle ainakin kaatamalla tulisi välttää, sillä terävasärmäinen louhe saattaa puhkaista materiaalin.

2.24 Taipuisuus ja kitka

Maahan asennettu vahvistinmateriaali joutuu aina jossain määrin taivutuksen alaiseksi. Varsinkin louheesta rakennettaessa taipuisuus on tärkeä tekijä. Mitä taipuisampaa vahvistinmateriaali on, sitä suurempi pinta-ala siitä on kosketuksissa varsinaisen rakennusmateriaalin kanssa. Siten taipuisalla vahvistinmateriaalilla on paremmat ankkurointiominaisuudet kuin jäykällä.

Vahvistinmateriaalin ja maan välinen riittävä kitka on välttämätön rakenteen vakavuuden ja ankkuroinnin onnistumisen kannalta. Yksinkertainen vahvistinmateriaalin päät kääntämällä tehty ankkurointi perustuu kitkan hyväksikäyttöön. Vaikka tällainen ankkurointi ei yleensä kestä lähellekään murtovetolujuuden suuruista vetovoimaa, kannattaa sitä käyttää, koska sen kustannukset ovat alhaiset ja koska ankkurointi valmiissa rakenteessa joutuu vain harvoin suuren kuormituksen rasittamaksi.

Kuva 4 havainnollistaa ankkuroinnin ja kitkan merkitystä vahvistetussa penkereessä.

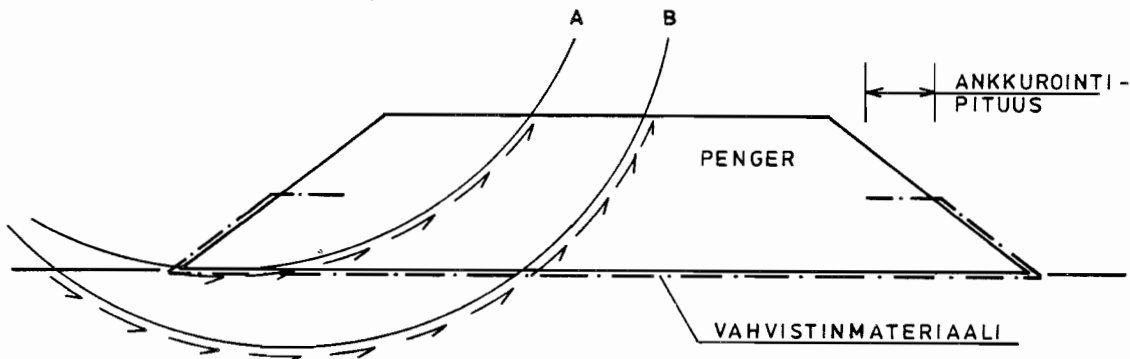
2.3 Ominaisuuksien testaaminen

2.31 Vetolujuuskokeet

Vetolujuuden testaamiseksi on olemassa useita eri koemenetelmiä. Kaistalevetokoe lienee vetokokeista luotettavin ja eniten käytetty. Kaistalevetokokeessa kapea koekappale kiinnitetään leuoilla molemmista päistään ja kaistaletta vedetään vakionopeudella. Murtokuorma ja venymä murtohetkellä mitataan.

LIUKUPINNAN A KEHITTYMINEN RIIPPUU VAHVISTINMATERIAALIN
JA MAAN VÄLISESTÄ KITKASTA SEKÄ ANKKUROINNIN LUJUUDESTA

LIUKUPINNAN B KEHITTYMINEN RIIPPUU VAHVISTINMATERIAALIN
VETOLUJUUDESTA SEKÄ PENKEREEN JA PERUSMAAN LUJUUS - JA MUODON -
MUOTOSOMINAISUUKSISTA



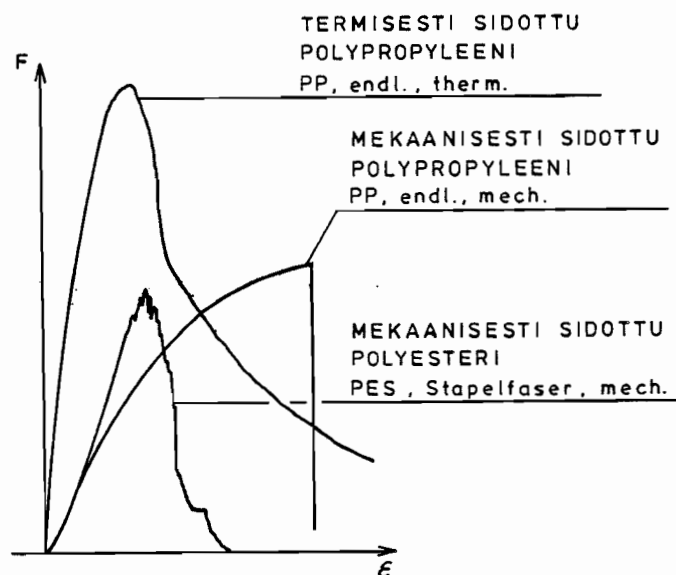
Kuva 4. Ankkuroinnin ja kitkan merkitys vahvistetussa penkereessä.

Kaistalevetokokeella mitatun tietynlevyisen koekappaleen murtokuorman avulla voidaan arvioida melko luotettavasti samaa materiaalia olevan erilevyisen koekappaleen murto-kuorma käyttämällä kokeellisesti saatuja kertoimia.

2.32 Kuormitus-venymäkäyrät

Vetokokeiden tuloksena saadaan vahvistinmateriaalin kuormitus-venymäkäyrä. Länsi-Saksassa ovat K. Moritz ja H. Murray tutkineet koekappaleiden murtumistapaa ns. CBR-puhkaisukokeella /14/. CBR-kokeen suoritus on kuvattu tarkemmin kohdassa 2.37. Suoritetuissa kokeissa havaittiin, että koekappaleen valmistustapa ja käytetty raaka-aine vaikuttavat oleellisesti murtumismekanismiin, mikä nähdään kuvasta 5.

Termisesti sidotuilla materiaaleilla venymä murtohetkellä oli suhteellisen pieni ja murtuminen tapahtui asteittain. Mekaanisesti sidotut materiaalit murtuivat äkillisesti, kun puhkaisuvoima saavutettiin. Mekaanisesti sidottujen materiaalien venymä oli yleensä suurempi kuin vastaavien termisesti sidottujen.



Kuva 5. Eri materiaalien kuormitus-venymäkäyriä ja murtumistapoja CBR-kokeessa /14/.

2.33 Hiipumaominaisuudet

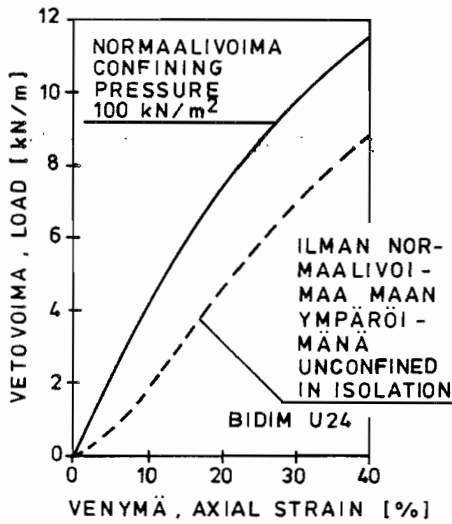
Vahvistinmateriaalien hiipumaominaisuuksia voidaan tutkia laboratorio-olosuhteissa kuormittamalla koekappaletta tasaisella vetovoimalla, jonka suuruus on yleensä 20-60 % murtovetolujuudesta. Laboratoriokokeiden heikkoutena on, että niillä saadaan miltei säännöllisesti suurempia hiipuman arvoja kuin mitä on havaittu itse rakenteessa /14/. Teoreettiset laskentamenetelmät antavat myös usein liian suuria hiipuma-arvoja.

2.34 Normaalivoiman vaikutus deformaatio-ominaisuuksiin

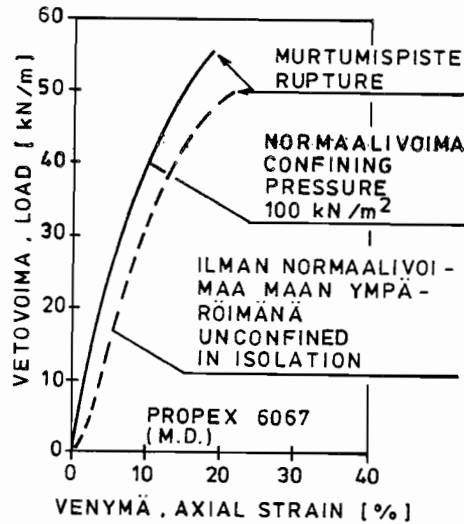
Luonnonolosuhteissa geotekstiili on aina maakerroksen kuormittama. Tämän vuoksi on kehitetty laboratoriolaitteita, joissa koekappaletta kuormittaa vetovoiman lisäksi normaalivoima. Kokeissa on havaittu, että normaalivoimalla on vaikutusta kuormitus-venymäkäyrään.

Erityisesti käyrän muodon muuttuminen oli huomattava ei-kudotuilla materiaaleilla. Pitempiaikaisissa kokeissa havaittiin, että ei-kudottujen koekappaleiden hiipuma pieneni merkittävästi normaalivoiman ansiosta. Normaalivoiman vaikutus kudottujen geotekstiilien deformaatio-ominaisuuksiin oli vähäisempi.

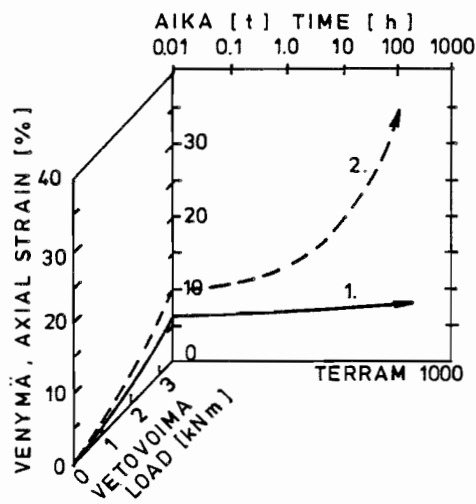
Kuvissa 6, 7 ja 8 on esitetty tuloksia Glasgow'ssa tehdyistä tutkimuksista.



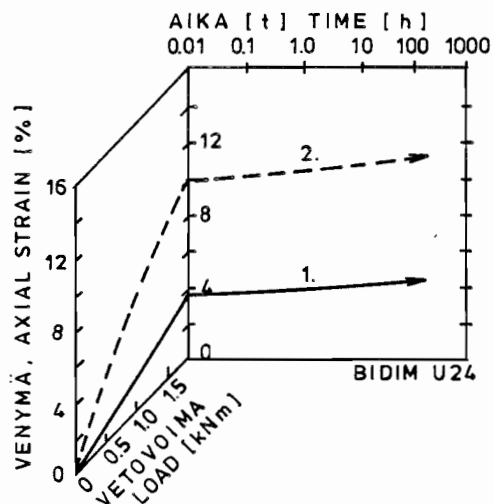
Kuva 6. Normaaliavoiman vaikutus ei-kudotun Bidim U 24 -geotekstiilin kuormitus-venymäkäyrään /14/.



Kuva 7. Normaaliavoiman vaikutus kudotun Propex 6067 -geotekstiilin kuormitus-venymäkäyrään /14/.



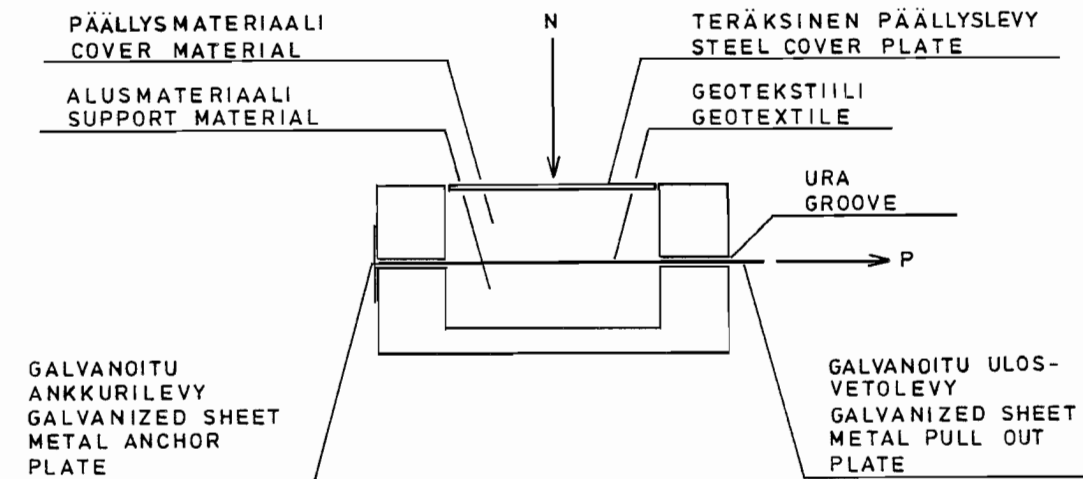
1. NORMAALIVOIMA CONFINING PRESSURE 100 kN/m²



2. ILMAN NORMAALIVOIMAA MAAN YMPÄRÖIMÄNÄ UNCONFINED IN-ISOLATION

Kuva 8. Normaaliavoiman vaikutus ei-kudottujen Terram 1000 ja Bidim U 24 -geotekstiilien hiipumaominaisuuksiin /14/.

USA:ssa suoritetuissa kokeissa havaittiin, että mitä suurempi normaalivoima on, sitä suurempi on myös vastaava vetojännitys kullakin koekappaleella samalla venymäarvolla. Käytetyssä koelaitteistossa, jonka periaate on esitetty kuvassa 9, koekappale oli molemmilta puolilta maakerroksen ympäröimä. Maan laatua ja kosteuspitoisuutta vaihdeltiin.

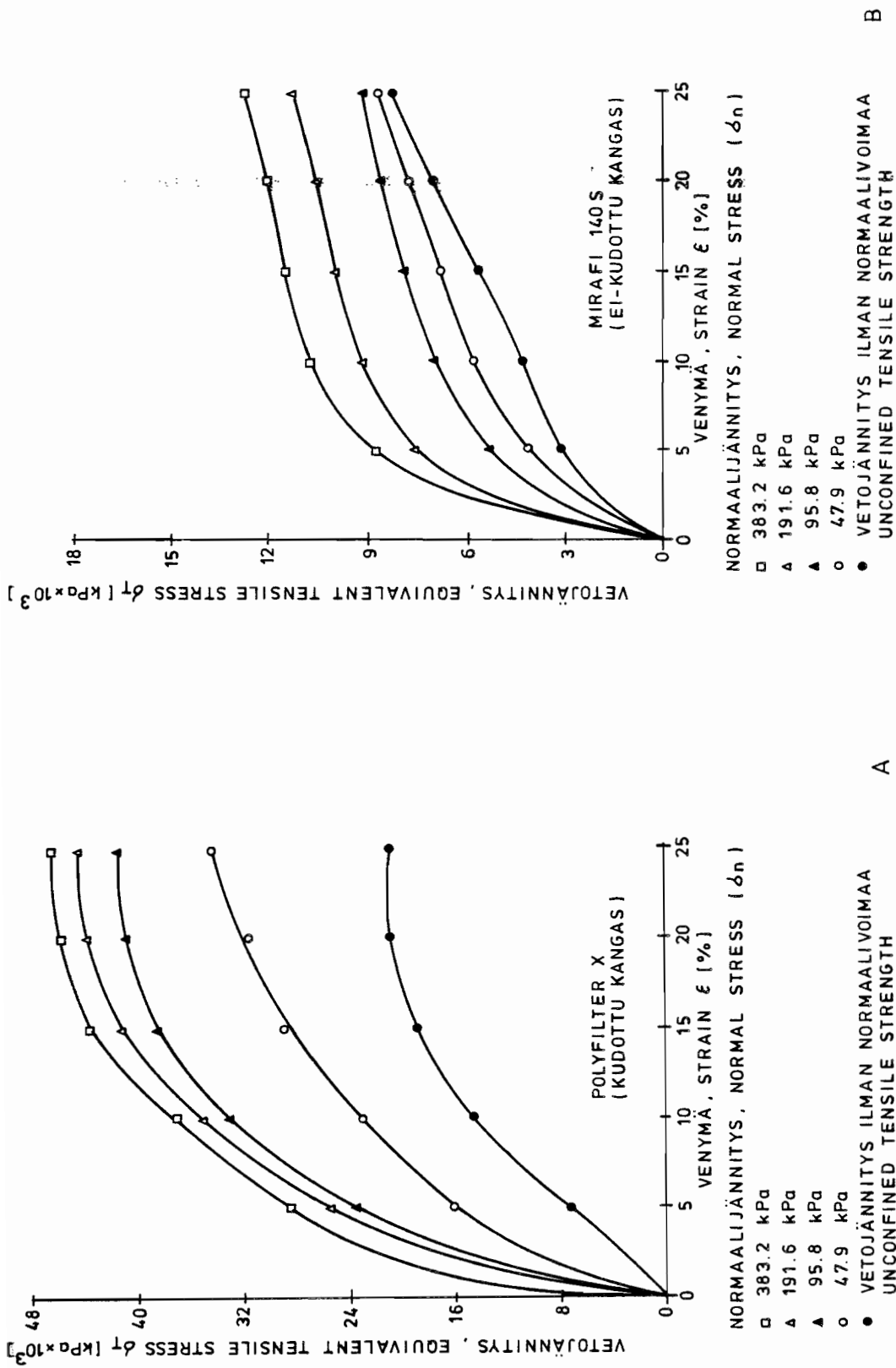


Kuva 9. Periaatekuva koejärjestelystä, jolla tutkitaan normaalivoiman vaikutusta geotekstiilin muutosominaisuuksiin /14/.

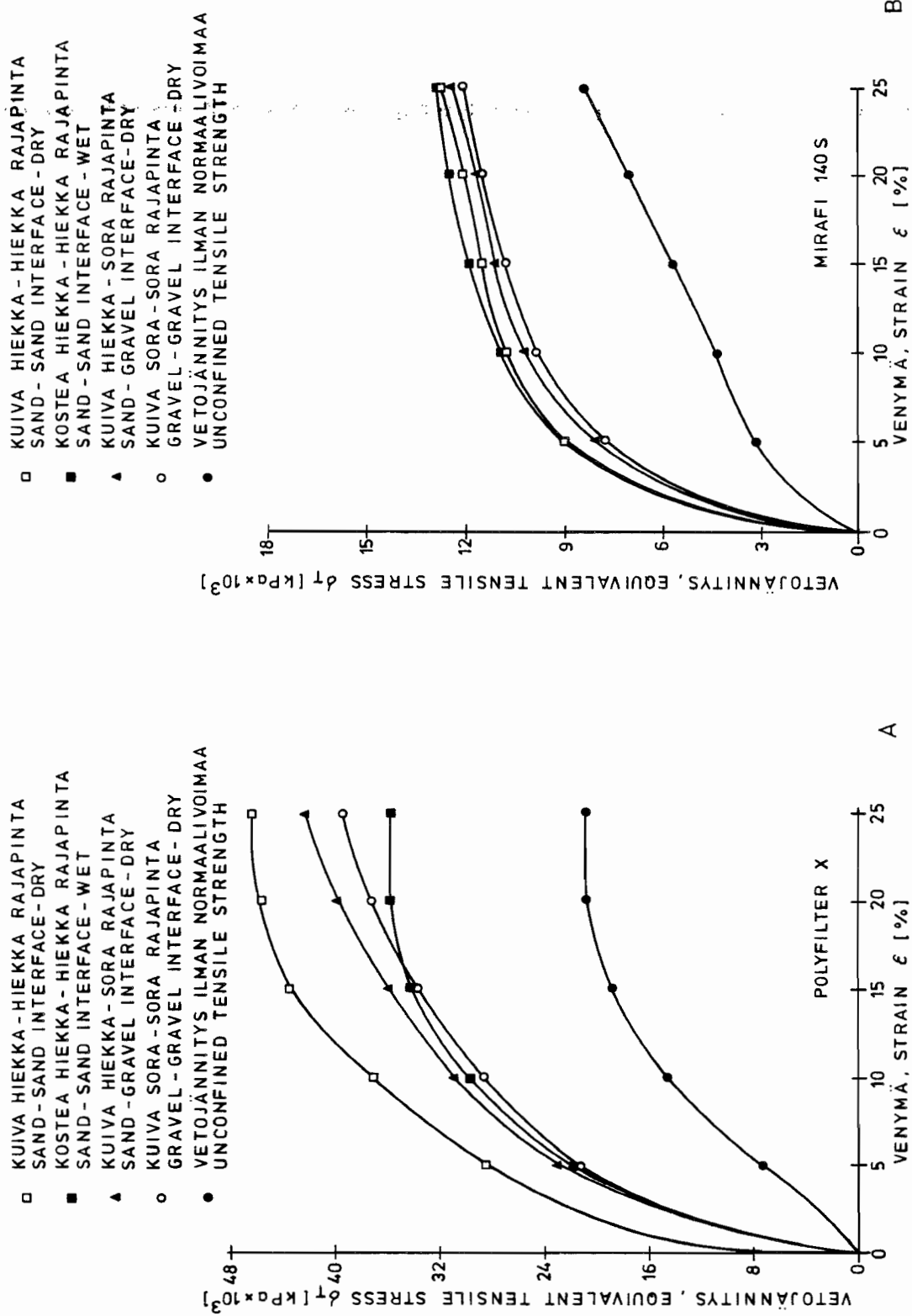
Kudotuilla kankailla havaittiin maan vesipitoisuuden noustessa tiettyä venymäprosenttia vastaavan vetojännityksen pienenevän (kuva 10 a). Tämä johtui siitä, että koekappaleen ja maan välinen kostea tartuntapinta mahdollisesti koekappaleen luistamisen. Ei-kudotuilla materiaaleilla saatiin toisinaan päinvastaisiakin tuloksia (kuva 10 b), minkä oletettiin johtuvan siitä, että normaalivoima tiivistä kosteat maakerrokset paremmin kuin kuivat, jolloin koekappaleen ja maan välinen tartunta parani. Kuvissa 11 a ja 11 b on tuloksia suoritetuista kokeista.

2.35 Lämpötilan vaikutus deformaatio-ominaisuuksiin

Lämpötilan ja kosteuden vaikutusta geotekstiileihin on tutkittu vetokokeilla. Seuraavassa esitetään tuloksia USA:ssa tehdyistä kokeista, joissa lämpötila vaihteli välillä -12°C ... $+22^{\circ}\text{C}$.



Kuva 10. Normaali-jännityksen kasvun vaikutus kuormitus-venymäkäyriin /14/.



Kuva 11. Maan laadun ja kosteuden vaikutus kuormitus-venymäkäyriin normaali-jännityksellä 383.2 kPa /14/.

Kokeissa havaittiin, että lämpötilan vaihteluilla ei ole haitallista vaikutusta materiaalien mekaanisiin ominaisuuksiin. Toistuvalla jäädytys-sulatusprosessilla makean tai suolaisen veden olosuhteissa ei ole huomattavaa merkitystä materiaalin kuormitus-venymäominaisuuksiin eikä vetolujuuteen. Tosin vetojännityksen rasittamassa geotekstiilissä suurin osa venymästä tapahtuu jo alkuvaiheessa. Ainoastaan polypropyleenistä valmistettujen materiaalien /14/ sekä polyeteeni- ja polypropeeniverkkojen /12/ hiipuma pienenee selvästi lämpötilan laskiessa.

2.36 Venymäliuskekokeet valmiissa rakenteessa

Valmiissa rakenteessa tehtävät venymäliuskekokeet ovat tärkeitä, jotta saataisiin laboratoriokokeisiin vertailtavia tuloksia.

Venymäliuskat (strain gauges) liimataan silikoniliimalla kiinni vahvistinmateriaaliin. Venymäliuskoihin kiinnitetään mittauskaapelit, jotka yhdistetään mittalaitteeseen. Mittaus perustuu sähköisen vastuksen muuttumiseen venymän muutoksen funktiona. Tämä voidaan ilmaista yhtälönä:

$$\frac{\Delta R}{R} = k \cdot \frac{\Delta l}{l} \quad /14/ \quad (1)$$

$$\epsilon = \frac{\Delta l}{l} \quad /14/ \quad (2)$$

$$\frac{\Delta R}{R} = k \cdot \epsilon \quad /14/ \quad (3)$$

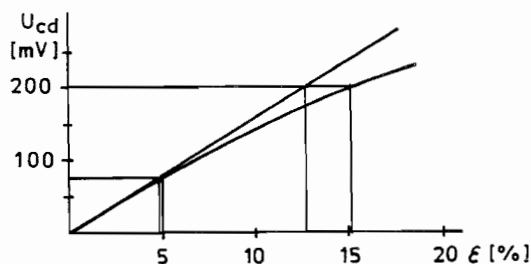
missä: R = sähköinen vastus
 ΔR = vastuksen muutos
 ϵ = suhteellinen venymä
 k = kerroin

Koska vastuksen muutokset ovat yleensä hyvin pieniä, vaaditaan mittalaitteilta suurta tarkkuutta.

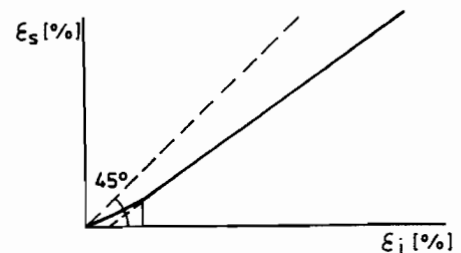
Kuvasta 12 nähdään eräässä mittauksessa saatu jännitteen muutos venymän muutoksen funktiona. Riippuvuus on lähes lineaarinen pienillä venymäarvoilla.

Venymäliuskoilla saatuja tuloksia on verrattu laboratorio- kokeissa saatuihin venymäarvoihin ja todettu selvä korre- laatio. Korrelaatiokerroin vaihtelee lähinnä materiaalista riippuen. Kuvassa 13 on esitetty korrelaatio, joka on saatu kudotulle polyesterikankaalle.

Venymäliuskat ovat luotettavia ja kestäviä. Esimerkiksi Cuxhavenissa, Länsi-Saksassa, 40:stä vahvistettuun penke- reeseen asennetusta venymäliuskasta 37 oli vuoden päästä asennuksesta vielä hyvässä kunnossa /14/.



Kuva 12. Jännitteen (U_{cd}) muutos venymän (ϵ) muutoksen funktiona venymäliuska- mittauksissa /14/.



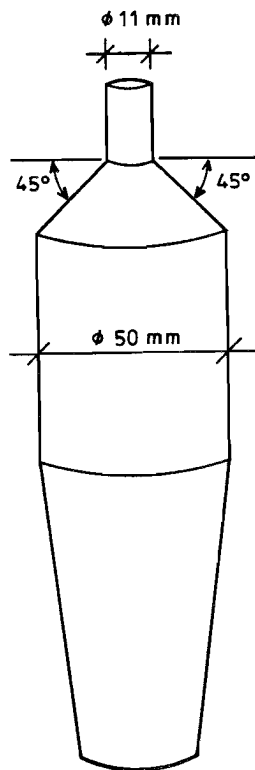
Kuva 13. Venymäliuskoilla mitatun venymän (ϵ_s) ja laboratoriokokeilla saadun venymän (ϵ_i) korrelaatio /14/.

2.37 Puhkaisu- ja repimislujuuskokeet

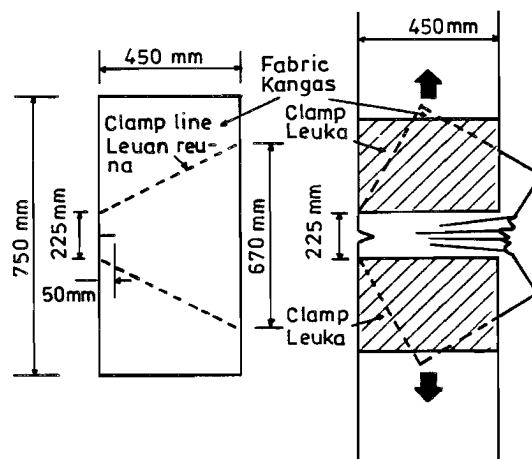
Puhkaisulujuuskokeista tunnetuin on CBR-koe, jossa tasapäinen, halkaisijaltaan 50 mm mäntä työnnetään keskeisesti kohtisuoraan koekappaleen läpi vakionopeudella 50 mm/min. Ympyränmuotoinen koekappale on puristettu kahden teräsrenkaan väliin. Puhkaisu- voima ja sitä vastaava venymä mitataan. CBR-koetta voi käyt- tää vain isotrooppisille materiaaleille. Lisäksi venymän mit- taaminen puhkaisuhetkellä tarkasti ilman erikoislaitteita on hankalaa.

Kartiovetokoe, joka on kehitetty VTT:llä Suomessa, muistuttaa paljon CBR-koetta. Se poikkeaa CBR-kokeesta lähinnä kartio- maisen puhkaisukappaleen osalta, joka on kuvassa 14.

Repäisykokeista ovat parhaita trapetsirepäisykoe ja kartiopudotuskoe. Trapetsirepäisykokeessa koekappale kiinnitetään vinosti leukoihin päistään ja maksimivetovoima repeämishetkellä mitataan. Kokeen periaate näkyy kuvasta 15. Kartiopudotuskokeessa 1 kg:n kartio pudotetaan pingoitetulle koekappaleelle keskeisesti ja syntyneen reiän halkaisija mitataan.



Kuva 14. Kartiovetokokeen kartio /7/.



Kuva 15. Trapetsirepäisykokeen periaate /7/.

2.38 Kulutuskestävyyskokeet

Kulutuskestävyyttä mitattaessa on erotettava sysäysvoimien aiheuttama dynaaminen kulutus ja materiaalin kuluminen ajan mukana rakenteessa. Kanadassa kehitettiin erityinen koelaitteisto, jolla pyrittiin tutkimaan junaliikenteen aiheuttamien sysäysvoimien vaikutusta ratapenkereeseen asennettuun geotekstiiliin /14/. Kokeessa pudotettiin 5 kg:n kuorma seulottua soraa 1 m:n korkeudelta 5 tai 10 kertaa geotekstiilin päälle. Geotekstiili oli levitetty 75 mm vahvuisen, tiivistetyn sora-kerroksen pinnalle.

Kulutuskkestävyyttä voidaan arvioida esim. suorittamalla kulutuskokeen jälkeen koekappaleelle vetokoe ja vertaamalla tulosta koestamattoman kappaleen vetolujuusarvoihin tai tutkimalla mikroskoopilla koestetun kappaleen rakennetta, jota verrataan koestamattoman kappaleen rakenteeseen.

Kanadassa tehdyissä kokeissa on havaittu, että ei-kudotut materiaalit kestävät sysäyskuormia paljon paremmin kuin kudotut materiaalit /14/. Sen sijaan staattinen ajan mukana tapahtuva kuluminen on kudotuilla ja ei-kudotuilla materiaaleilla melko samanlaista. Yleisesti sekä kudottujen että ei-kudottujen materiaalien kulutuskkestävyys parani paksuuden ja painon lisääntyessä.

2.4 Saumaus

2.41 Limittäminen

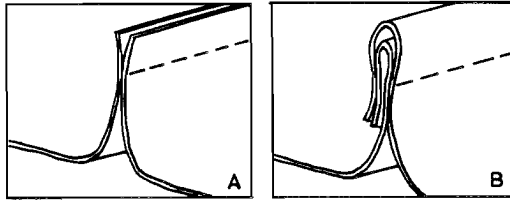
Limittäminen on yksinkertaisin saumaustapa. Jos saumalta vaaditaan suurta vetolujuutta, ei limittäminen ole suositeltavaa. Limityspituuden kasvaessa kasvavat myös limityssauman kustannukset ja tällöin kannattaa harkita jotain muuta saumaustapaa.

Limityspituutta voidaan lyhentää ja materiaalin paikallaan pysyvyyttä parantaa ankkuroimalla materiaali limityksen kohdalta maahan esim. puukepeillä tai metallitangoilla. Mitä pehmeämmälle maapohjalle vahvistinmateriaali levitetään, sitä suurempi tulee limityspituuden olla.

2.42 Ompeleminen

Vahvistinmateriaali voidaan saumata ompelemalla käyttäen nylon-polyesteri- tai polyesteri-puuvillalankaa asettamalla joko päät vastakkain (kuva 16 a) tai käyttämällä limitettyä saumaa (kuva 16 b). Ompeleminen on kätevintä tehdä kannettavalla sähkö- tai paineilmakäyttöisellä ompelukoneella.

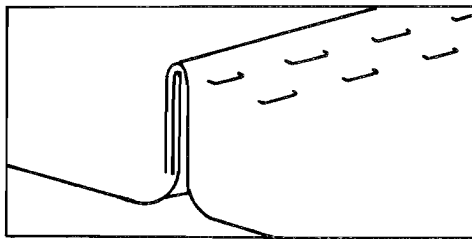
Limitetty, ommeltu sauma on kestävämpi kuin päät vastakkain ommeltu sauma, joten sitä on syytä käyttää, jos saumalta vaaditaan suurta vetolujuutta. Ompeleminen on tehtävä huolellisesti, jotta saumasta tulisi kestävä.



Kuva 16. Saumaus ompelemalla päät vastakkain (a) ja limitetyllä saumalla (b) /8/.

2.43 Niittaus

Saumaus voidaan tehdä niittaamalla käyttäen mieluummin limitettyä saumaa (kuva 17). Niittien tulee olla korroosion kestäviä, ja ne asennetaan paikalleen käyttäen erityistä niittauskojetta. Niittaamalla tehtyjen saumojen vetolujuudet ovat yleensä vastaavien ompelemalla tehtyjen saumojen lujuuksia pienemmät.



Kuva 17. Saumaus niittaamalla limitetyin saumoin /8/.

2.44 Liimaus

Liimaamalla tehdyn sauman onnistumisen edellytyksenä on kuiva ja puhdas materiaali, joka on kovalla pohjalla. Sen vuoksi liimasaumaus ei ole suositeltava maasto-olosuhteissa tehtynä. Suotuisissa olosuhteissa liimasaumaus voi onnistua jopa 100 mm:n limityksellä. Liimauksen aikana liimapintojen tulee olla huolellisesti puristettuina toisiaan vasten.

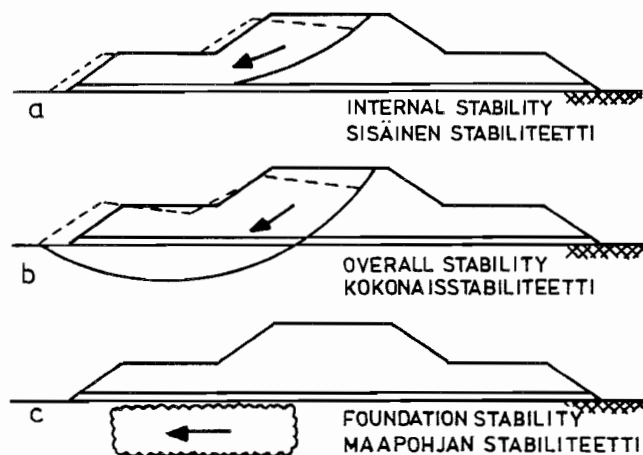
Saumauksessa on kokeiltu teippejä, joissa on liimapinta molemmiin puolin. Teippi ei tartu kunnolla märissä olosuhteissa. Saumauksien lujuutta on tähän asti tutkittu varsin vähän.

Edellä luetelluilla tavoilla tehdyille saumoille ei koskaan voida sallia kovin suuria vetojännityksiä. Valmiissa rakenteessa sauma voidaan yleensä helposti sijoittaa sellaiseen suuntaan, ettei siihen kohdistu suuria vetorasituksia.

2.5 Laskentamenetelmät

2.5.1 Murtumismekanismit

Tarkastellaan pehmeälle maapohjalle rakennettua vahvistettua pengertä. Rakenteen murtuminen voi tapahtua kolmella tavalla: sisäisen stabiliteetin, kokonaisstabiliteetin tai maapohjan stabiliteetin pettäessä. Nämä kolme pääasiallista murtumismekanismia on esitetty kuvassa 18.



Kuva 18. Vahvistetun penkereen kolme murtumismekanismia /14/.

Penkereen korkeuden suhde leveyteen riippuu useimmiten maapohjan leikkauslujuudesta, eikä sisäinen stabiliteetti ole tällöin määräävä. Kuitenkin vakavuuslaskelmissa on varmistettava, ettei rakenteen sisäistä liukupintaa pääse kehittymään. Tämä käy parhaiten päinsä käyttämällä stabiliteettilaskelmissa vahvistinmateriaalin tasossa maan leikkauslujuudelle pienennettyä arvoa.

Kokonaisstabiliteetin nostamisessa riittävän vahvalla lujiusmateriaalilla on keskeinen osuus. Maapohjan stabiliteetin pettäminen johtaa lähinnä maan sivusuuntaiseen liikkeeseen, jolloin maata pursuaa ylös rakenteen reunoilta. Maapohjan stabiliteettia voidaan parantaa vähentämällä maapohjaan

kohdistuvaa leikkausjännitystä vahvistinmateriaalin avulla. Rakennettaessa pehmeälle maapohjalle pengertä leikkautuu usein aluksi jonkin verran maapohjaan, jolloin perusmaata pursuaa sivuilta ylös. Leikkautuminen ei ole vaarallista, jos se tapahtuu tasaisesti ja riittävän hitaasti.

2.52 Vakavuuslaskelmien perusteista

Rakenteen stabiliteetin laskemisessa käytetään liukupinta-analyysiä, joka perustuu joko kokonaisjännityksiin ja niitä vastaavaan suljettuun leikkauslujuuteen (s_u) tai tehokkaisiin jännityksiin ja vastaaviin tehokkaisiin lujuusparametreihin (c' , ϕ'). Merkintä c' tarkoittaa tehokasta koheesiota ja ϕ' tehokasta kitkakulmaa.

Suljetuissa olosuhteissa koheesiomaan näennäinen kitkakulma on yleensä $\phi_u = 0$, jonka vuoksi s_u -analyysiä käytettäessä puhutaan $\phi = 0$ -menetelmästä tai c -menetelmästä. Tässä työssä käytetään nimitystä c -menetelmä. Tämä menetelmä soveltuu etenkin koheesiomaakerrosten lyhytaikaisen vakavuuden laskemiseen.

Tehokkaisiin jännityksiin perustuva menetelmä, josta tästä lähtien käytetään nimitystä $c\phi$ -menetelmä, soveltuu hyvin sekä pitkäaikaisen että lyhytaikaisen stabiliteetin laskemiseen. c -menetelmä on kuitenkin yksinkertaisempi, koska sitä käytettäessä ei huokosveden painetta tarvitse tuntea. Koska vakavuusongelmat käytännössä usein koskevat pehmeitä koheesiomaakerroksia, joissa lyhytaikainen leikkauslujuus on määräävä, on c -menetelmä monesti käyttökelpoinen.

Vakavuuslaskelmissa otaksutaan yleensä, että maamassa murtuu tasotapauksessa ympyränmuotoista liukupintaa pitkin ja että maan leikkauslujuus ko. liukupinnasta on täysin kehittynyt. Luiskan varmuutta liukumista vastaan voidaan tällöin homogeenisessa maassa arvioida liukuympyrän keskipisteen suhteen lasketusta momenttiyhtälöstä $\Sigma M = 0$. Epähomogeenisessa ja kerrostuneessa maassa liukupinta jaetaan osiin, joissa leikkauslujuus on vakio ja vastaavasti liukupinnan yläpuolella

oleva maamassa jaetaan ko. osia vastaaviin pystysuoriin lamelleihin. Leikkauslujuus määritetään c-menetelmässä esim. siipikairalla ja c ϕ -menetelmässä kolmiaksiaalikoikkeilla.

Lamellimenetelmää käytettäessä voi liukupinnan muoto poiketa ympyrälieriöstä esim. siten, että liukupinta seuraa ohutta, pehmeää maakerrosta. Lamellien sivupintojen suuntaiset pystyvoimat voidaan tällöin ottaa huomioon laskelmissa, vaikka ne ympyräliukupintoja käytettäessä jätetään normaalisti huomioon ottamatta.

2.53 c-menetelmän tasapainoyhtälöt

c-menetelmässä käytetään tasapainoyhtälönä liukuympyrän keskipisteen suhteen laskettua momenttiyhtälöä $\Sigma M = 0$. Vaarallisin liukupinta ja sitä vastaava varmuuskerroin F saadaan ääriarvoehdon perusteella analyttisesti tai tutkimalla useita eri liukupintoja.

$$F = \frac{\Sigma M_p}{\Sigma M_a} \quad (4)$$

missä: ΣM_p = passiivimomenttien summa
 ΣM_a = aktiivimomenttien summa
 F = varmuuskerroin

Liukupinnassa vaikuttavan leikkauslujuuden s_u vaihdellessa jaetaan liukupinta Δl -pituisiin osiin. Tällöin saadaan passiivimomentiksi (kuva 19):

$$M_p = R \Sigma (s_u \cdot \Delta l) \quad /17/ \quad (5)$$

missä: R = liukuympyrän säde

Aktiivimomentiksi saadaan (kuva 19):

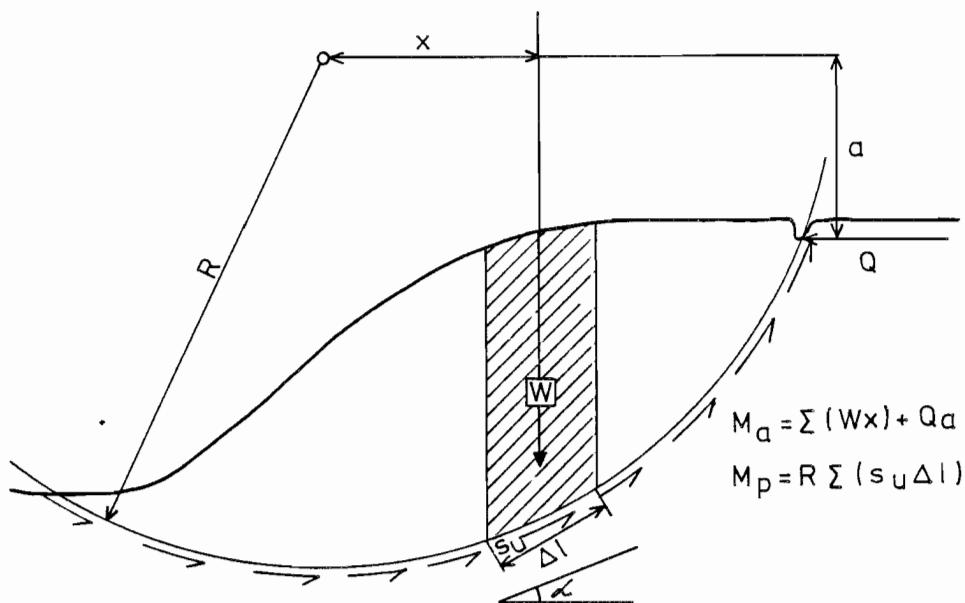
$$M_a = \Sigma (Wx) + Qa \quad /17/ \quad (6)$$

missä: W = lamellin maamassojen paino
 x = liukuympyrän keskipisteen ja W:n painopisteen kautta kulkevan vaikutussuoran etäisyys

Q = mahdollisessa pintahalkeamassa esiintyvä vedenpaine

a = pintahalkeaman ja liukuympyrän keskipisteen välinen pystysuora etäisyys

Käytännön laskelmissa jätetään yleensä vedenpaine Q huomioon ottamatta.



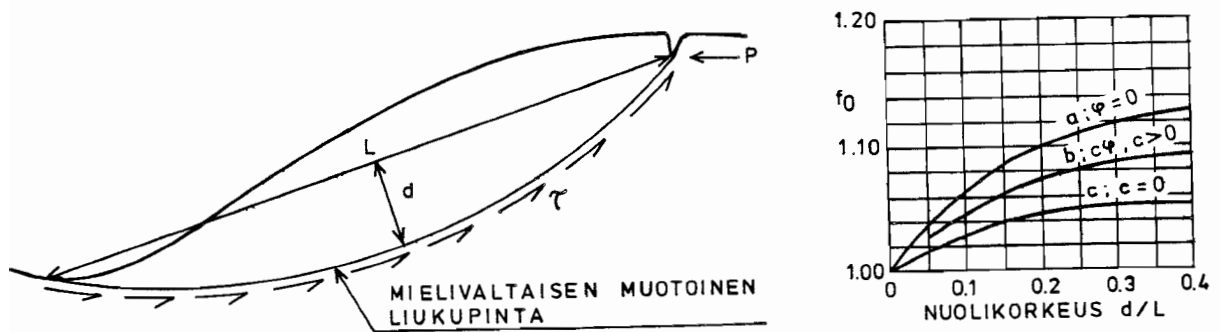
Kuva 19. c-menetelmän voimasuureet ja momenttivarret /17/.

Liukupinnan muoto saattaa poiketa ympyrälieriöstä, jolloin voidaan ottaa projektioyhtälö vaakasuoran suunnan suhteen. Varmuuskertoimeksi saadaan:

$$F = f_0 \frac{\sum \frac{s_u \Delta l}{\cos \alpha}}{\sum (W \tan \alpha) + Q} \quad /17/ \quad (7)$$

missä: α = liukumissuunnan ja horisontaalisuunnan välinen kulma

Kerroin f_0 riippuu liukupinnan "nuolikorkeudesta" d/L kuvan 20 mukaisesti.



Kuva 20. Nuolikorkeuden d/L määrittäminen /17/.

2.54 $c\phi$ -menetelmän tasapainoyhtälöt

Tehokkaisiin jännityksiin perustuvia menetelmiä on useita. Seuraavassa tarkastellaan ns. Bishopin $c\phi$ -menetelmää, jonka perusyhtälö on:

$$\Sigma (Wx) = R \Sigma (\tau \Delta l) \quad /17/ \quad (8)$$

missä: τ = leikkausjännitys

Jos W -painoisen lamellin alapuolella esiintyvä reaktiovoima merkitään $P' = P - u\Delta l$, voidaan τ esittää tehokkaiden lujuusparametrien c' ja ϕ' funktiona (kuva 21).

$$\tau = \frac{c'}{F} + \left(\frac{P}{\Delta l} - u \right) \frac{\tan \phi'}{F} \quad /17/ \quad (9)$$

missä: u = huokosvedenpaine

Kuvan 21 voimamonikulmiosta saadaan projektiyhtälöllä pysty-suoran suunnan suhteen:

$$F = \frac{1}{\Sigma (W \sin \alpha)} \left\{ \Sigma [c' \Delta x + (W - u \Delta x) \tan \phi'] + \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F}} \right\} \quad (10)$$

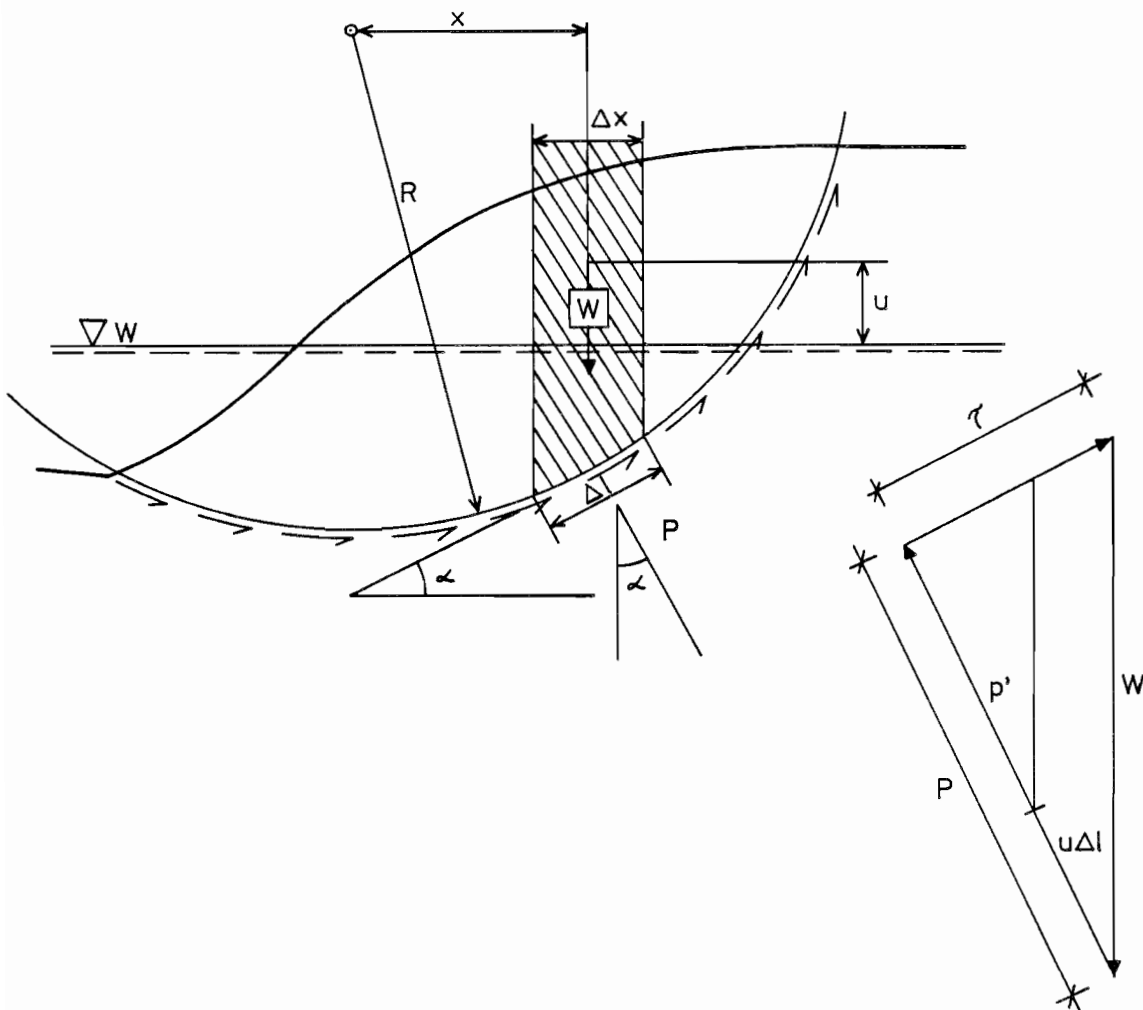
missä: $\sec = \frac{1}{\cos} \quad /17/$

Yhtälössä (10) on lamellien väliset pystysuorat voimat ja pintahalkeamiin kertyvä vedenpaine Q jätetty huomioon ottamatta, mikä vastaa yleistä laskentakäytäntöä /17/. Koska varmuuskerroin F esiintyy yhtälön (10) molemmilla puolilla, sen arvo on laskettava iteroimalla. Ensin voidaan oikealle puolelle sijoittaa $F = 1$, sen jälkeen kaavasta laskettu uusi arvo, kunnes F :n arvo saavutetaan halutulla tarkkuudella. Yhtälö konvergoi yleensä nopeasti.

Käytettäessä ympyrämuodosta poikkeavaa liukupintaa, voidaan soveltaa Janbun menetelmää, joka perustuu lamelleihin vaikuttavien voimien projektioyhtälöön vaakasuoran suunnan suhteen. Tällöin saadaan varmuuskertoimelle yhtälö /17/:

$$F = f_0 \frac{1}{\sum (W \tan \alpha)} \sum \left\{ [c' \Delta x + (W - u \Delta x) \tan \phi'] \frac{1 + \tan^2 \alpha}{1 + \frac{1}{F} \tan \alpha \tan \phi'} \right\} \quad (11)$$

Kerroin f_0 saadaan kuvasta 20.



Kuva 21. $c\phi$ -menetelmän voimasuureet ja momenttivarret /17/.

2.55 Vahvistinmateriaalin vaikutus tasapainoyhtälöihin

Vahvistinmateriaalista syntyy passiivimomenttiin lisäys ΔM_p , jolloin

$$F_v = \frac{\Sigma M_p + \Delta M_p}{\Sigma M_a} \quad (12)$$

missä: F_v = vahvistetun rakenteen varmuuskerroin

Lujitemateriaalin aiheuttaman passiivimomentin lisäyksen ΔM_p laskemiseksi on olemassa ainakin kaksi erilaista tapaa:

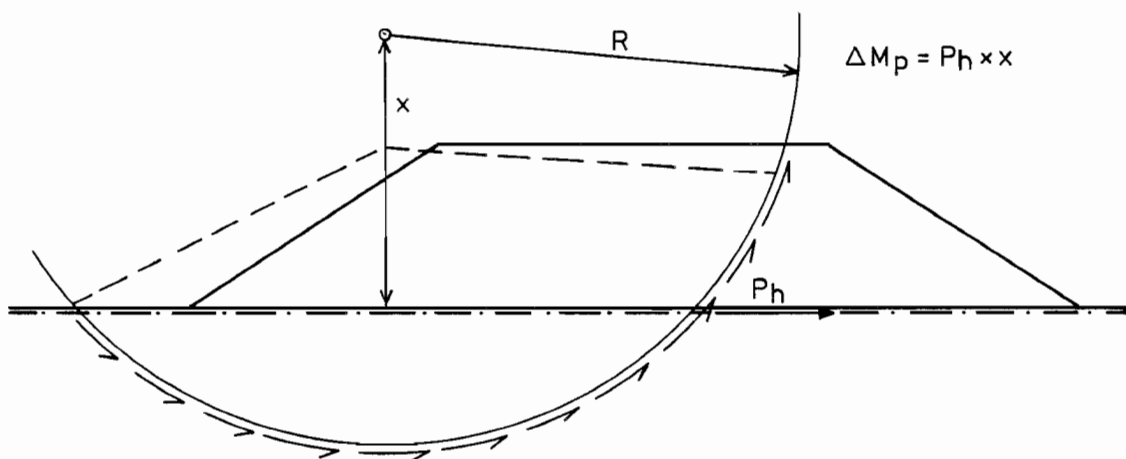
$$\Delta M_p = P_h \cdot x \quad (13)$$

missä: P_h = vahvistinmateriaaliin kohdistuva vaakasuora vetojännitys (kuva 22)

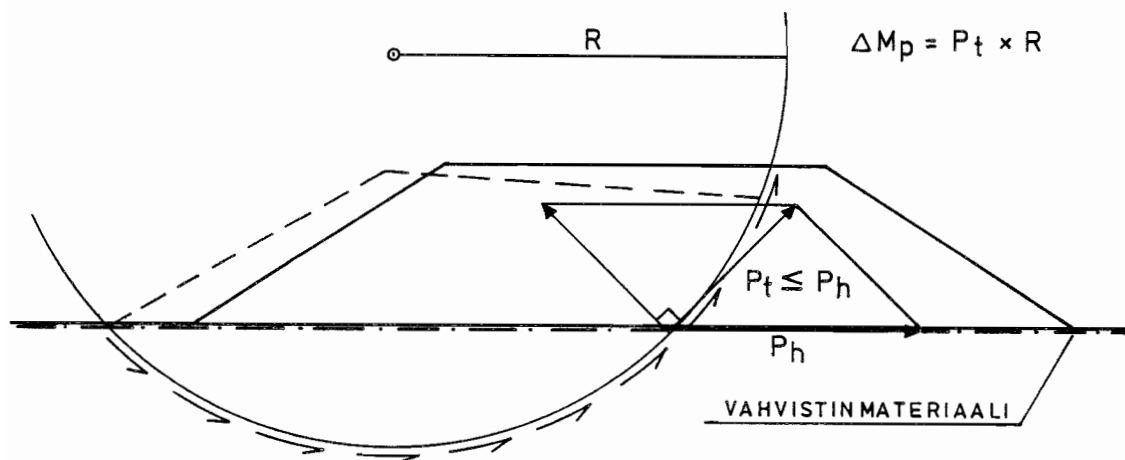
x = liukuypyrän keskipisteen ja vahvistinmateriaalin välinen etäisyys (kuva 22)

$$\Delta M_p = P_t \cdot R \quad (14)$$

missä: P_t = P_h :n liukupinnan tangentin suuntainen komponentti (kuva 23)



Kuva 22. Passiivimomentin lisäys $\Delta M_p = P_h \cdot x$.



Kuva 23. Passiivimomentin lisäys $\Delta M_p = P_t \times R$.

Yhtälöistä (13-14) 14 vastannee parhaiten todellista tilannetta, koska siinä on vaakasuoran vetojännityksen (P_h) sijasta käytetty liukumisen suuntaista vetojännitystä (P_t). Vahvistinmateriaalin toiminnan tarkka selvittäminen vaatisi kuitenkin mallikokeita.

2.56 Painumalaskelmien perusteista

Maapohjan kokonaispainuma voidaan esittää eri painumalajien summana:

$$S = S_i + S_p + S_s + S_\tau \quad /11/ \quad (15)$$

missä: S = kokonaispainuma

S_i = alkupainuma

S_p = primäärinen konsolidaatiopainuma

S_s = sekundäärinen konsolidaatiopainuma

S_τ = leikkausjännitysten johdosta tapahtuva painuma

Alkupainuma tapahtuu nopeasti, yleensä jo rakennusvaiheessa. Alkupainuman laskeminen käy luotettavammin kolmiakselialikokeiden tulosten perusteella.

Konsolidaatiopainuma jaetaan primäärivaiheeseen ja sekundäärivaiheeseen. Primäärinen konsolidaatio alkaa heti kuorittamisen alkaessa. Maan konsolidoitua sen tilavuus pienenee. Vedellä kyllästetyssä koheesiomaassa aiheuttaa

kuormitus huokosvedenpaineen kasvun. Ajan kuluessa huokosveden ylipaine pienenee. Primäärivaiheen katsotaan päättyvän silloin, kun huokosveden ylipaine on hävinnyt. Sekundäärivaihe alkaa käytännössä jo ennen huokosveden ylipaineen häviämistä, jolloin primäärinen ja sekundäärinen konsolidaatio ajoittuvat jonkin verran päällekkäin. Koheesiomaissa huokosveden ylipaineen häviämiseen saattaa mennä vuosikymmeniä.

Konsolidaatiopainuma lasketaan yleensä ödometrikokeiden tulosten perusteella. Koheesiomaalajeille johdettu laskentakaava, jossa kokoonpuristuvuusindeksi lasketaan Helenelundin likiarvokaavalla, on eräs laskutapa, jossa ei tarvita kuormituskokeita. Tämä menetelmä soveltuu alustavaan suunnitteluun, jolloin maaperätietoja on niukasti käytettävissä. Leikkausjännitysten johdosta tapahtuva painuma tulee merkittäväksi, kun varmuus maapohjan murtumista vastaan on pieni (varmuuskerroin $F < 2,0$) /11/.

Seuraavassa keskitytään pelkästään alkupainuman ja primäärisen konsolidaatiopainuman laskentamenetelmiin, koska nämä painumalajit tulee lähinnä ottaa suunnittelussa huomioon rakennettaessa penkereitä pehmeälle maapohjalle.

2.57 Alkupainuman laskeminen

Maakerroksen alkupainuma voidaan laskea analyyttisellä menetelmällä tai likimääräisellä menetelmällä, jotka kumpikin perustuvat Hooken lakiin. Analyyttisessä menetelmässä käytetään alkupainumaa vastaavan deformaation laskemiseen kolmiaksiaalikokeiden tulosten perusteella saatavia ns. jännityspolkuja. Maakerroksen alkupainumaksi saadaan:

$$S_i = \frac{1}{4} \left(3 + \frac{B}{L} \right) \Delta \epsilon_i \cdot h \quad /11/ \quad (16)$$

missä: B = perustuksen leveys

L = perustuksen pituus

h = maakerroksen paksuus

$\Delta \epsilon_i$ = alkupainumaa vastaava deformaatio

Kaavassa (16) $\frac{1}{4} (3 + \frac{B}{L})$ on ns. korjaustekijä, jolla otetaan huomioon se, että penkereen alla oleva maamassa pääsee laajenemaan vain kahteen suuntaan, kun taas kolmiaksaalikokeessa näyte pääsee kuormitettaessa laajenemaan joka suuntaan.

Suorakulmaisen perustuksen alkupainuma likimääräisellä menetelmällä on:

$$S_i = \mu_o \cdot \mu_1 \cdot \frac{qB}{E_u} \quad /11/ \quad (17)$$

missä: μ_o ja μ_1 ovat perustamissyvyydestä ja peruslaatan muodosta riippuvia kertoimia
 q = tasainen bruttopohjapaine
 E_u = maan kimmomoduuli suljetussa tilassa

Likimääräistä menetelmää käytettäessä korvataan pengerkuorma yhtä suurella tasaisella kuormalla. Kerrostuneessa maassa lasketaan painuvan kerroksen keskimääräinen kimmomoduuli (E_{uk}) seuraavasti:

$$E_{uk} = \frac{S_{i1} \cdot E_{u1} + S_{i2} \cdot E_{u2} \dots + S_{in} \cdot E_{un}}{\sum S_i} \quad /11/ \quad (18)$$

missä: n = maakerrosten lukumäärä

Likimääräisen menetelmän tarkkuus riippuu ratkaisevasti siitä, miten tarkasti E_{uk} pystytään laskemaan. Likimääräinen menetelmä sopii homogeenisen kitkamaan alkupainuman laskemiseen, mutta kerrallisessa koheesiomaassa on syytä käyttää luotettavampaa menetelmää.

2.58 Primäärisen konsolidaatiopainuman laskeminen

Ödometrikokeiden tulosten perusteella voidaan laskea sekä primäärisen että sekundäärisen konsolidaatiopainuman suuruus. Näytettä kuormitetaan portaittain lisääntyvällä jännityksellä. Ödometrikokeella saadaan maan kuormitus-kokoonpuristumakäyrät.

Ns. tangenttimoduulimenetelmässä määritetään kokoonpuristuvuusparametrit (m , β) kuormitus-kokoonpuristumakäyrästä. Maakerroksen suhteellinen kokoonpuristuma ($\Delta \epsilon$) voidaan laskea,

kun jännitystilän muutos ja kokoonpuristuvuusparametrit on selvitetty. Maakerroksen konsolidaatioaste saadaan vertaamalla esikonsolidaatiopainetta (σ_c) tarkasteltavan pisteen yläpuolella olevien maamassojen tehokkaaseen tilavuuspainoon (σ_o). Jos $\sigma_c \approx \sigma_o$, maa on normaalikonsolidoitunut ja jos $\sigma_c > \sigma_o$, maa on ylikonsolidoitunut. Ylikonsolidoituminen voi olla aikaisempien geologisten kausien seurausta tai se voidaan aikaansaada keinotekoisesti ns. ylipengermenetelmällä. Jos $\sigma_c < \sigma_o$, on maakerros alikonsolidoitunut. Esikonsolidaatiopaine σ_c saadaan ödometrikäyristä. Kun maakerrokset ovat normaalisti konsolidoituneita ($\sigma_o \approx \sigma_c$), käytetään yhtälöä (19). Jos maakerrosten ylikonsolidoituneisuus on niin suuri, että jännitys $\sigma_o + \Delta\sigma_z$ maapohjassa ei ylitä konsolidaatiojännitystä σ_c ($\sigma_o + \Delta\sigma_z < \sigma_c$), käytetään yhtälöä (20). Jos ylikonsolidoituneisuus on niin pieni, että jännitys $\sigma_o + \Delta\sigma_z$ ylittää konsolidaatiojännityksen σ_c ($\sigma_o + \Delta\sigma_z > \sigma_c$ ja $\sigma_c > \sigma_o$), lasketaan painuma yhtälöiden (21 a-c) mukaan. Käytännössä tapaukset ovat usein edellä luetellun kolmen tapauksen yhdistelmiä. Kuva 24 havainnollistaa pystysuoran jännityksen jakautumista penkereen alla.

$$\Delta\epsilon = \frac{1}{m\beta} \left[\left(\frac{\sigma_o + \Delta\sigma_z}{\sigma_v} \right)^\beta - \left(\frac{\sigma_o}{\sigma_v} \right)^\beta \right] \quad /18/ \quad (19)$$

$$\Delta\epsilon = \frac{1}{m_2} \ln \left(\frac{\sigma_o + \Delta\sigma_z}{\sigma_o} \right) \quad /18/ \quad (20)$$

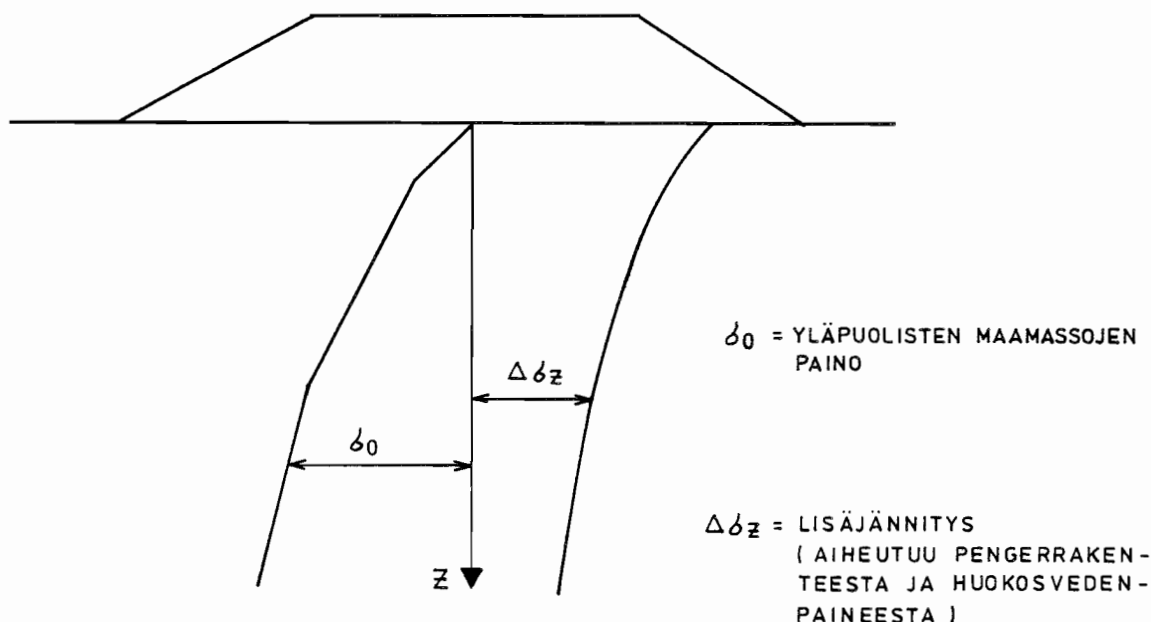
$$\Delta\epsilon = \Delta\epsilon_1 + \Delta\epsilon_2 \quad /18/ \quad (21 \text{ a})$$

$$\Delta\epsilon_1 = \frac{1}{m_2} \ln \frac{\sigma_c}{\sigma_o} \quad /18/ \quad (21 \text{ b})$$

$$\Delta\epsilon_2 = \frac{1}{m\beta} \left[\left(\frac{\sigma_o + \Delta\sigma_z}{\sigma_v} \right)^\beta - \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_v} \right)^\beta \right] \quad /18/ \quad (21 \text{ c})$$

Yhtälöissä (20-22):

- $\Delta\epsilon$ = suhteellinen kokoonpuristuma
- m = normaalikonsolidoituneen osan moduuliluku
- m_2 = ylikonsolidoituneen osan moduuliluku
- σ_o = yläpuolella olevien maamassojen paino
- σ_v = vertailujännitys = 100 kPa
- $\Delta\sigma_z$ = lisäkuorma
- β = jännityseksponentti



Kuva 24. Pystysuoran jännityksen jakautuminen penkereen alla.

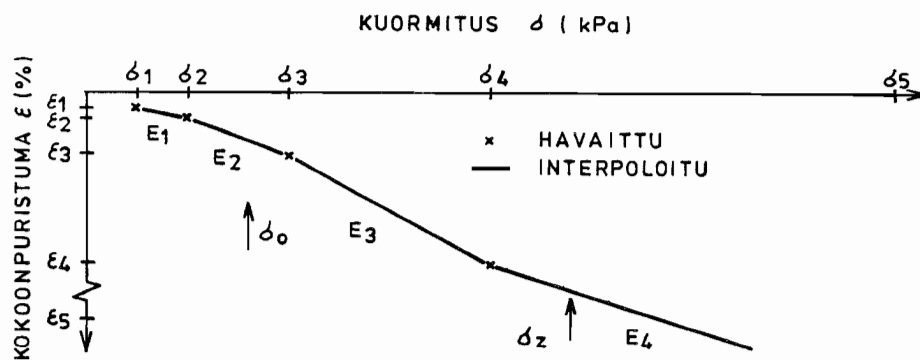
Sekanttimoduulimenetelmässä ödometrikokeiden havaintopisteitä käytetään suoraan painumien laskemisessa. Väliarvot saadaan interpoloimalla logaritmisesti tai suoraviivaisesti. Sekanttimoduulimenetelmässä ei konsolidaatiojännitystä tarvitse määrittellä. Suhteellinen kokoonpuristuma ($\Delta\epsilon$) lasketaan seuraavasti:

$$\Delta\epsilon = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_i}{E_i} \quad /21/ \quad (22)$$

missä: $\Delta\sigma_i$ = kuormitusväli ödometrikokeessa

$$E_i = \frac{\sigma_{i+1} - \sigma_i}{\epsilon_{i+1} - \epsilon_i} = \text{sekanttimoduuli}$$

Menetelmän luotettavuutta heikentää se, että ödometrikäyrän alkuosan pisteitä ei pitäisi käyttää, koska näyte on yleensä tällä alueella häiriintynyt. Toisaalta maapohja häiriintyy myös rakennusvaiheessa, mikä vaikuttaa painumakäyttäytymiseen. Sekanttimoduulimenetelmän periaate näkyy kuvasta 25.



Kuva 25. Sekanttimoduulimenetelmän periaate /21/.

3. KELLUVAN PENKEREEN SUUNNITTELU

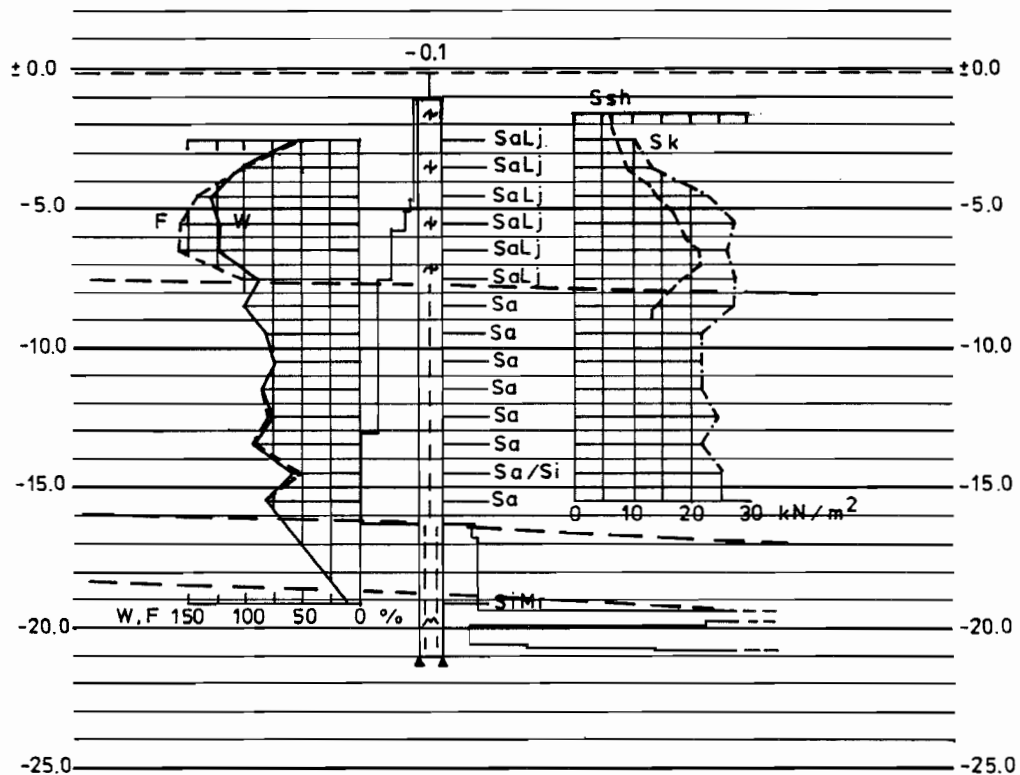
3.1 Pohjatutkimukset ja pohjasuhteet

Vanhankaupunginlahden länsirannan alueella on tehty pohjatutkimuksia vuonna 1976 ja niitä on täydennetty vuonna 1981. Tutkimukset on suorittanut Helsingin kaupungin kiinteistöviraston geotekninen osasto (lyhenne geo, jota käytetään tästä eteenpäin) osin VTT:n geotekniikan laboratorion kanssa yhteistyönä. Tutkimukset koostuvat pääosin paino- ja siipikairauksista. Osa siipikairauksista on tehty siipikokoa ja leikkausnopeutta vaihdellen ns. hitaina kokeina savi- ja liejukerroksen pitkäaikaisen leikkauslujuuden määrittämiseksi. Pitkäaikainen leikkauslujuus on lisäksi määritetty kolmiaksiaalikokeilla. Kolmiaksiaalikokeiden tulosten perusteella leikkauslujuus pitkäaikaisessa kuormituksessa on noin 0,6 kertaa tavanomaisilla standardikokeilla määritetty siipikairan huippulujuus /20/.

Varsinainen koepengerrakenne sijaitsee kokonaan vesialueella ja pengerrakenteen kohdalla oleva täyttöalue osittain maa-alueella ja osittain vesialueella. Maanpinta vaihtelee pengerrakenteen kohdalla rajoissa -1,0...-0,5. Vesialueella ylimpänä on savinen liejukerros, jonka paksuus on suurimmillaan n. 10 m. Liejukerroksen siipikairalla mitattu leikkauslujuus vaihtelee välillä $s_u = 3,0...25,0$ kPa. Liejun vesipitoisuus on 50...125 % laskettuna maanäytteen kuivapainosta. Liejukerroksen alapuolella on savikerros, jonka leikkauslujuus vaihtelee rajoissa $s_u = 9,5...33,0$ kPa ja vesipitoisuus rajoissa 50...100 % kuivapainosta.

Siipikairalla mitattu pitkäaikainen leikkauslujuus on 70...77 % edellä mainituista nopeasti suoritettujen siipikairausten arvoista. Liejukerroksen kolmiaksiaalikokeiden perusteella määritetyt tehokkaat leikkauslujuusparametrit ovat $c' = 1,8...1,9$ kPa ja $\phi' = 27,6^\circ...32,0^\circ$ /20/. Lieju- ja savikerrosten yhteispaksuus on enimmillään n. 20 m koepengeralueen itäreunalla. Koepengeralueen eteläpuolella, myöhemmin toteuttavalla osuudella on paikoitellen jopa 40 m paksuisia koheesio- maakerroksia. Savikerroksen alapuolella ovat siltti- ja

silttimoreenikerrokset. Kuvassa 26 on tyypillisiä tuloksia koepengeralueen pohjasuhteista.



Kuva 26. Tyypillisiä tuloksia koepengeralueen pohjasuhteista /20/.

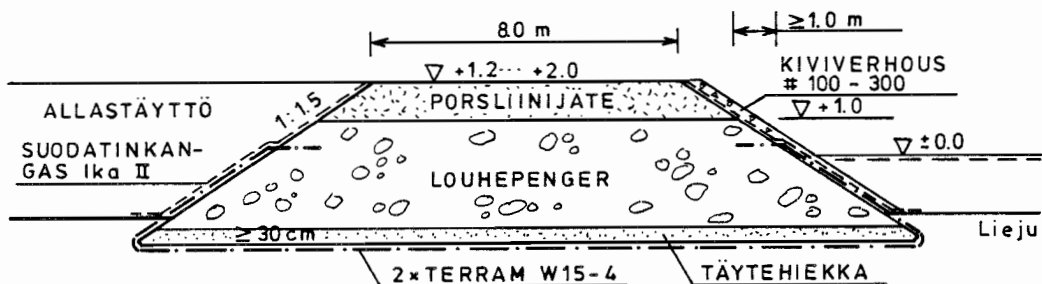
3.2 Pengerrakenne

3.21 Rakennevaihtoehdot

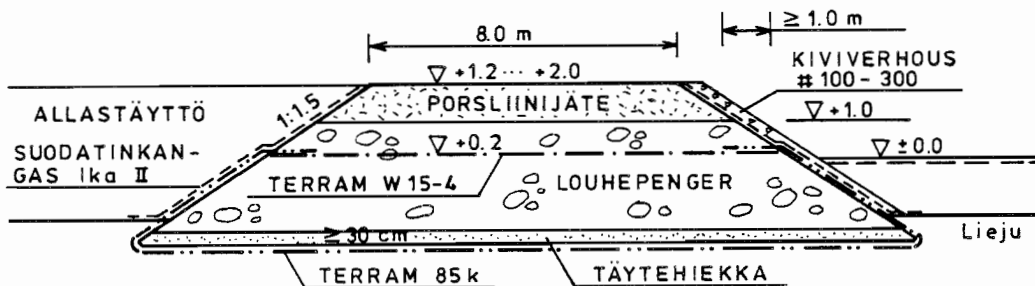
Erilaisia ehdotuksia rantapengerrakenteeksi on tehty jo Vanhankaupunginlahden täytön yleissuunnitelmassa, joka on laadittu geossa vuonna 1977. Yleissuunnitelman mukaan penger olisi toteutettava kelluvana, teräsverkolla vahvistettuna kitkamaapenkereenä. Myöhemmin on havaittu kuitenkin, ettei teräsverkkoa korroosion takia voida käyttää.

Penkereen teko pohjaantäyttönä ei tule kysymykseen stabiliteettiongelmien ja suuren täyttömateriaalimenekin takia; onhan täyttöalueella paikoitellen jopa 40 m koheesiomaakerroksia. Lopullisessa koepengertä koskevassa geon suunnitelmassa /4/ päädyttiin kelluvaan louhepenkereeseen, joka on vahvistettu lujitekankaalla. Suunnitelman mukaan penkereen

rakentamisessa käytetään kahta rakennevaihtoehtoa. Puolet penkereestä rakennetaan siten, että penkereen pohjalle asennetaan kaksi Terram W 15-4 -kangasta ja toinen puoli siten, että pohjalle levitetään Terram 85 k -kangas ja tasoon +0,2 Terram W 15-4 -kangas. Penkereen pohjalle vahvistinmateriaalin päälle asennetaan vähintään 30 cm kerros täytehiekkaa. Koepenkereen rakennepoikkileikkaukset ovat kuvissa 27 ja 28.



Kuva 27. Koepenkereen poikkileikkaus, vaihtoehto 1 1:200 /4/.



Kuva 28. Koepenkereen poikkileikkaus, vaihtoehto 2 1:200 /4/.

3.22 Vahvistinmateriaalit

Vahvistinmateriaalin valinta suoritettiin saatujen tarjousten ja VTT:n geotekniikan laboratoriossa tehtyjen kaistalevetokokeiden perusteella. Kaistalevetokokeilla saadut vetolujuusarvot poikkesivat jonkin verran valmistajien ilmoittamista arvoista, mikä näkyy talukosta 4. Valitut materiaalit olivat hinnaltaan kilpailukykyisiä ja täyttivät vetolujuusvaatimukset sekä penkereen poikki- että pituussuuntaan. Valittujen Terram 85 k ja Terram W 15-4 -kankaiden muodonmuutos jää valmistajan ilmoituksen mukaan alle 7 prosentin, jota pidettiin suunnitteluvaiheessa ylärajana. Sekä Terram W 15-4:n

että Terram 85 k:n raaka-aine on 100 % polypropyleeni, joka on vettä kevyempää. Terram 85 k on tuotekehittelyvaiheessa käytetty nimike, joka on nyttemmin muutettu nimikkeeksi Terram W 15-15.

Taulukko 4. Kaistalevetokoetuloksia.

Testattu materiaali	Valmistajan ilmoittamat vetolujuudet pääsuunnissa kN/m	Kaistalevetokokeiden antamat vetolujuudet kN/m
Terram 85 k	150/150	165,1/120,8
Robusta 20/20	200/200	187,9/124,9
Stabilenka 200/130	200/130	190,0/78,9
Nicolon 66575	200/90	201,7/98,7

3.23 Täyttömateriaalit

Varsinainen pengerrakenne voidaan tehdä kitkamaasta tai louheesta. Pengermateriaalin valinta riippuu ratkaisevasti siitä, miten läheltä sopivaa materiaalia on rakennusaikana saatavissa, sillä kuljetuskustannukset kasvavat nopeasti matkan pidentyessä.

Allastäyttöön voidaan käyttää koheesiomaita ja myös rakennusjätettä. Allastäyttö erotetaan varsinaisesta penkereestä suodatinkankaalla, jotta hienojakoinen täyttömateriaali ei tunkeutuisi pengerrakenteeseen.

Allastäytössä edetään altaan reunoilta keskelle päin. Täytön loppuvaiheessa altaan keskeltä mahdollisesti ylös pursuava savi ja lieju läjitetään muualle kuivumaan. Allastäyttö voidaan tehdä kahdella tavalla. Allas täytetään kitkamailla, moreenilla tai rakennusjätteellä vedenpinnan tasoon, jonka yläpuolella voidaan käyttää koheesiomaita tai allas täytetään koheesiomailla lukuunottamatta vähintään 70 cm:n paksuista pintakerrosta, joka tehdään kitkamaasta vedenpinnan yläpuolelle.

3.3 Vakavuuslaskelmat

Vakavuuslaskelmilla on tutkittu sekä allastäyttöalueen että varsinaisen rantapengerrakenteen stabiliteettia. Vakavuuslaskelmissa on tarkasteltu sekä lyhytaikaista stabiliteettia että pitkäaikaista tilannetta aina 100 vuoteen asti. Painumat on myös laskettu 100 vuoden ajalta.

Painumalaskelmista saadaan penkereen alapinnan taso, jota tarvitaan vakavuuslaskelmissa. Vakavuus on laskettu sekä c-menetelmällä että $c\phi$ -menetelmällä. Mitoituksen kannalta määrääväksi muodostui c-menetelmällä laskettu lyhytaikainen vakavuus.

Penkereen ja taustatäytön vakavuus laskettiin poikkisuuntaan ja lisäksi laskettiin penkereen rakennusaikainen vakavuus pituussuuntaan, jolloin saatiin selville penkereen välitäyttötason suurin mahdollinen korkeus. Pengertäyttö on tehtävä kahdessa osassa stabiliteettiongelmien vuoksi. Vakavuuslaskelmissa oletettiin työkoneiden aiheuttamaksi pintakuormaksi 10 kN/m^2 . Työnaikaisena varmuuskertoimen minimiarvona käytettiin $F \geq 1.3$. Tämän vuoksi ranta-alueelle ei saa rakentaa pysyviä rakenteita. Pysyvien rakenteiden kohdalla varmuuden tulee olla $F \geq 1.8$ ja virkistyskäytössä olevalla puistoalueella-kin varmuuden on oltava $F \geq 1.5$. Allastäytteen tilavuuspainoksi oletettiin $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ja kitkakulmaksi $\phi = 25^\circ$. Pengerrilouheen vastaavat arvot olivat $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ja $\phi = 36^\circ$. Vakavuuslaskelmat tehtiin ympyränmuotoisilla liukupinnoilla tietokoneohjelmaa apuna käyttäen.

Penkereen poikittaissuuntainen stabiliteetti tuli määrääväksi penkereen leveyttä mitoittaessa. Valittu penkereen harjaleveys (8 m) on riittävä työteknisestikin ajatellen. Stabilitteettilaskelmia varten penkereen alapuolinen lieju- ja savikerros jaettiin lamelleihin leikkauslujuuden ja tilavuuspainon vaihtelun mukaan.

Vahvistinmateriaalin aiheuttama passiivimomentin lisäys laskettiin kohdassa 2.55 esitetyn yhtälön (14) mukaan. Laskeminen

suoritettiin käsin ja näin saatu ΔM_p lisättiin vaarallisimman liukupinnan tietokoneella laskettuun M_p :n arvoon. Enimmillään oli vahvistinkankaan vaikutus varmuuskertoimen arvoon 45-50 %.

Penkereen pään vakavuus pitkittäissuuntaan määräsi välitäyttötason korkeuden. Välitäyttötasoksi tuli +0,2. Riittävän stabiliteetin saavuttamiseksi penkereen pää pitää rakennusvaiheessa jättää välitäyttötasolle vähintään 10 m:n matkalta. Työkoneen aktiivimomenttiin aiheuttama lisäys (ΔM_a) laskettiin käsin seuraavasti:

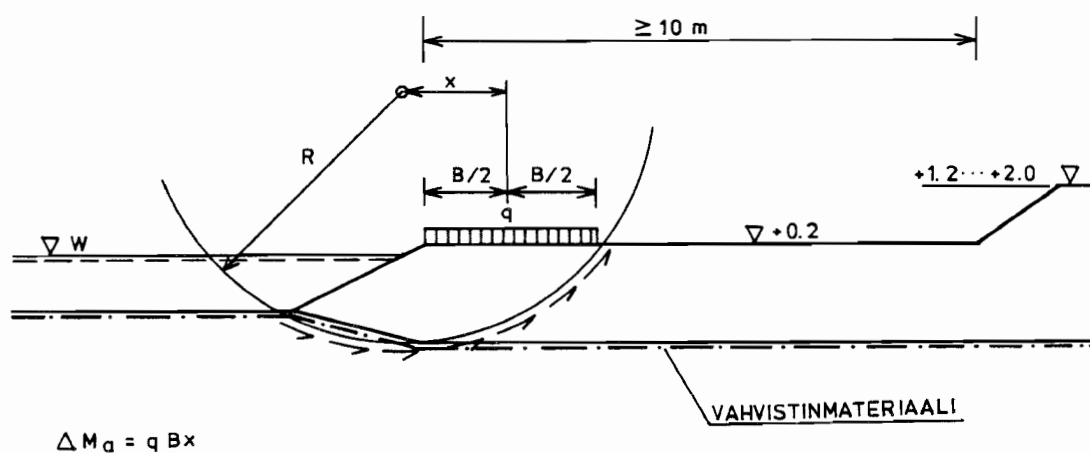
$$\Delta M_a = qBx \quad (23)$$

missä: q = työkoneen aiheuttama pintakuorma (10 kN/m^2)

B = q :n vaikutusalueen leveys

x = momenttivarsi

Penkereen pään pituusleikkaus näkyy kuvasta 29.

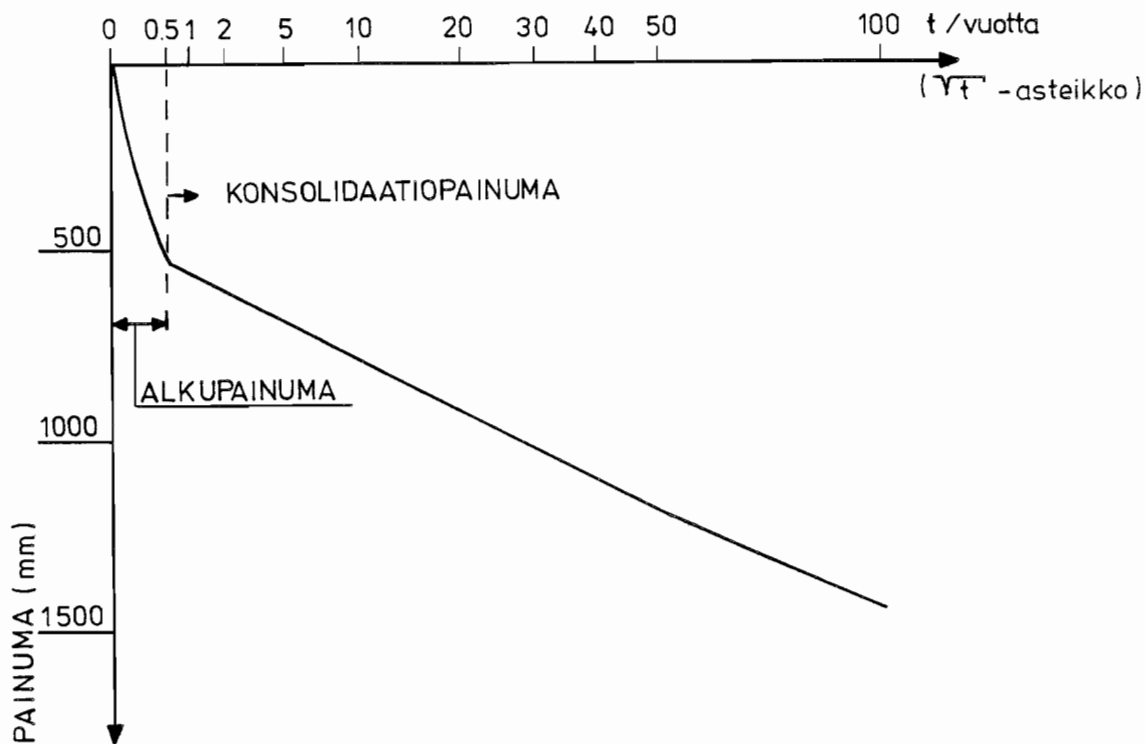


Kuva 29. Penkereen pään pituusleikkaus 1:100.

3.4 Painumalaskelmat

Alkupainuma laskettiin kolmiaksiaalikokeiden tulosten perusteella. Kolmiaksiaalikokeet tehtiin ns. suljettuina kokeina. Kolmiaksiaalikokeessa suljettu tila merkitsee sitä, ettei näytteestä pääse poistumaan huokosvettä leikkauksen aikana.

Alkupainumaksi saatiin n. 0,5 m (kuva 30). Alkupainuma on suurimmaksi osaksi leikkausjännitysten johdosta tapahtuvaa painumaa. Konsolidaatiopainumaa laskettaessa käsiteltiin koko painuvaa kerrosta normaalikonsolidoituneena. Primäärinen konsolidaatiopainuma laskettiin tangenttimoduulimenetelmällä. Kokonaispainumaksi 100 vuodessa saatiin n. 1,5 m (kuva 30).

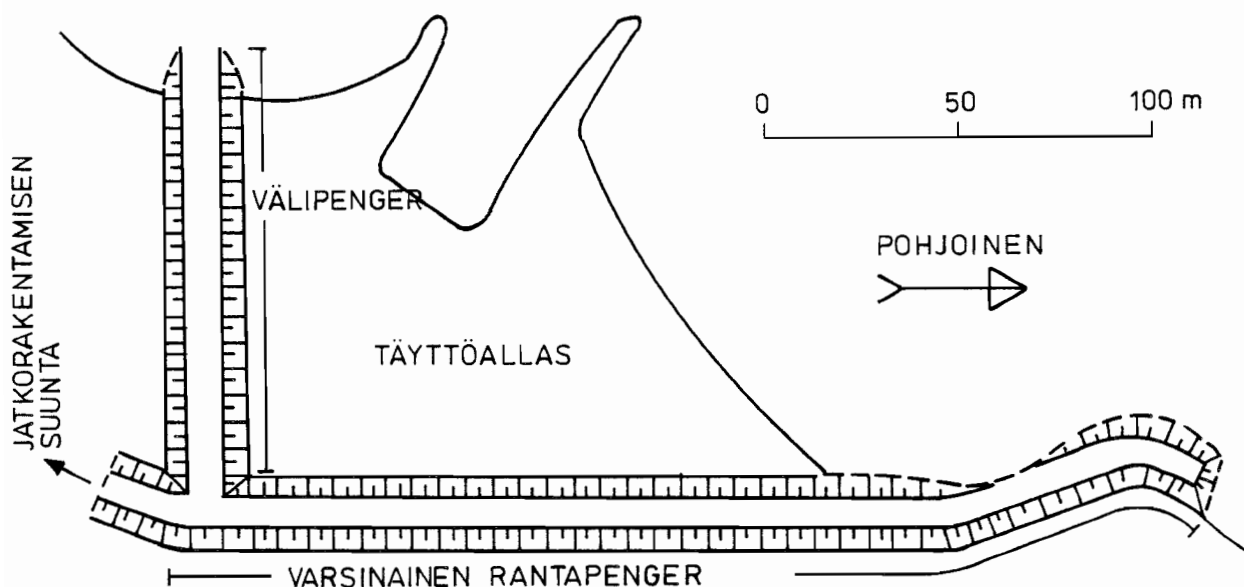


Kuva 30. Koepenkereen aika-painumakäyrä.

4. TYÖN SUORITUS

4.1 Työjärjestys ja aikataulu

Rakentaminen aloitettiin itä-länsisuuntaisen välipenkereen länsipäästä levittämällä Terram W 15-4 -vahvistinkankaat veteen. Tämän jälkeen levitettiin n. 30 cm:n vahvuinen täytehiekkerros kankaan suojaksi ja toimimaan myös suodattimena. Sitten rakennettiin pengerr louheesta tasoon +0,2, minkä jälkeen vahvistinkankaan reunat vedettiin penkereen päälle siten, että ankkurointipituus oli vähintään 1,0 m. Pohjois-eteläsuuntaisen penkereen rakentaminen aloitettiin vasta sen jälkeen, kun välipenkereen ja varsinaisen penkereen vahvistinkankaat oli levitetty ristiin penkereiden liittymäkohtaan. Koepenger osa-alueineen näkyy kuvassa 31.



Kuva 31. Koepenger osa-alueineen 1:2000.

Varsinaisen rantapenkereen eteläpäästä lähtien rakennettiin n. 230 m:n pituinen osuus pengertä siten, että penkereen pohjalle asennettiin yksi Terram 85 k -vahvistinkangas ja tasoon +0,2 Terram W 15-4 -kangas. Varsinaisen rantapenkereen

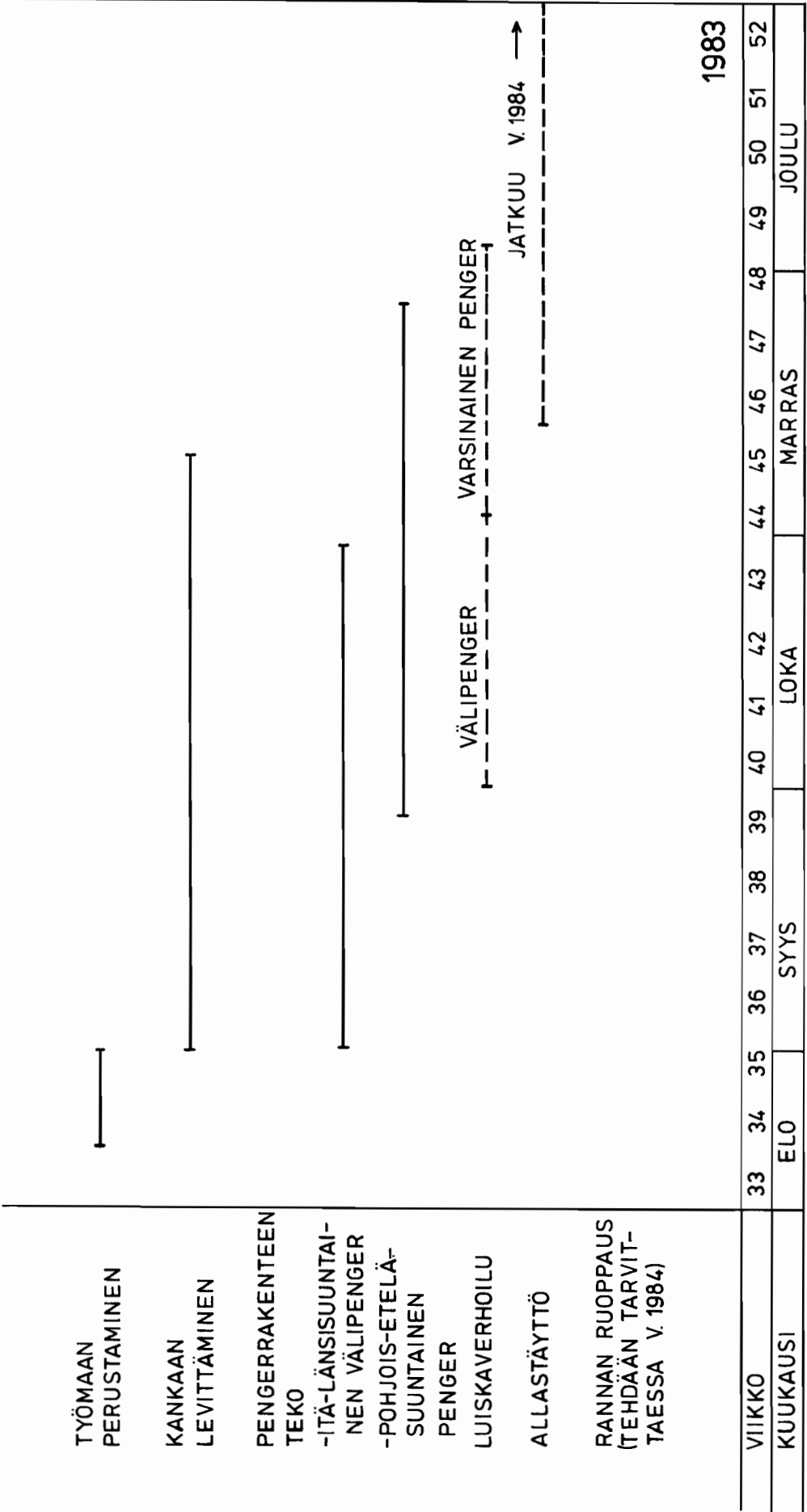
pohjoispää tehtiin samanlaisena rakenteena kuin välipenger. Rantapengertä rakennettiin lokakuun puolesta välistä lähtien joulukuun alkuun yhtä aikaa sekä etelä- että pohjoispäästä.

Penkereen luiskaverhoilua tehtiin sitä mukaa kuin penger saatiin rakennettua lopulliseen korkeuteensa. Allastäyttö aloitettiin pengerrakenteen teon loppuvaiheessa ja siitä oli kesäkuun loppuun 1984 mennessä tehty n. 95 %. Koepenkereen rakentamisaikataulu on kuvassa 32. Ennen kuin penkereen merenpuoleisella reunalla aloitetaan ruoppaustyöt, on selvitettävä luotaamalla ruoppaustarve eli miten paljon perusmaata on pursunut merenpuoleiselta reunalta ylös.

4.2 Kankaan asentaminen

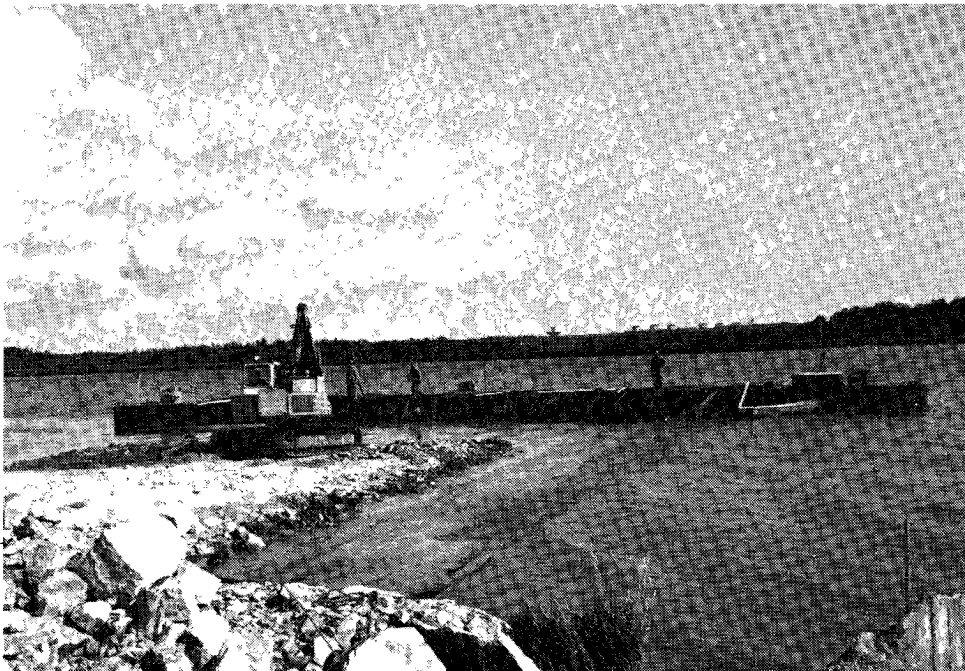
Vahvistinkangas asennettiin siten, että kankaan vahvemman vetolujuuden suunta tuli penkereen poikkisuuntaan. Saumaukset tehtiin ompelemalla kankaan päät vastakkain sähkökäyttöisellä saumauskoneella penkereen poikkisuuntaan. Saumaustapa oli siten sama kuin kuvassa 16 a. Vahvistinkangas levitettiin 10 lohkoponttoonista kootun lautan avulla. Valmiiksi koottu lautta vedettiin hinaajalla paikalle. Ensimmäinen kangaserä ommeltiin tehtaan toimittamista täyslevyisistä (leveys 28 m) paloista yhtenäiseksi matoksi Helsingin länsisatamassa ja laskostettiin ponttoonilautan päälle ennen lautan uittamista rakennuspaikalle. Penkereen pituussuunnassa ei saumoja sallittu. Myöhemmin saumat ommeltiin ponttoonilautan päällä tai rannalla. Varsinaiseen rantapenkereeseen tasoon +0,2 asennetun vahvistinkankaan saumat ommeltiin penkereen päällä. Vahvistinkankaan levittämisestä ja saumojen ompelemisesta huolehti Helsingin kaupungin satamalaitos.

Kankaan levittäminen aloitettiin välipenkereen rannanpuoleisesta päästä. Kangas ankkuroitiin rantaan tekemällä kaivinkoneella penkereen poikkisuuntainen ura, johon kangasmaton pää asetettiin ja peitettiin maalla. Ponttoonilauttaa (kuva 33) vedettiin merelle päin lautan päissä olevilla käsikäyttöisillä vinsseillä penkereen etenemisen mukaan. Vinsien vaijerit ankkuroitiin 20-30 kg:n painoisilla sakara-ankkureilla meren pohjaan ulommas lahdelle. Ankkurointi on

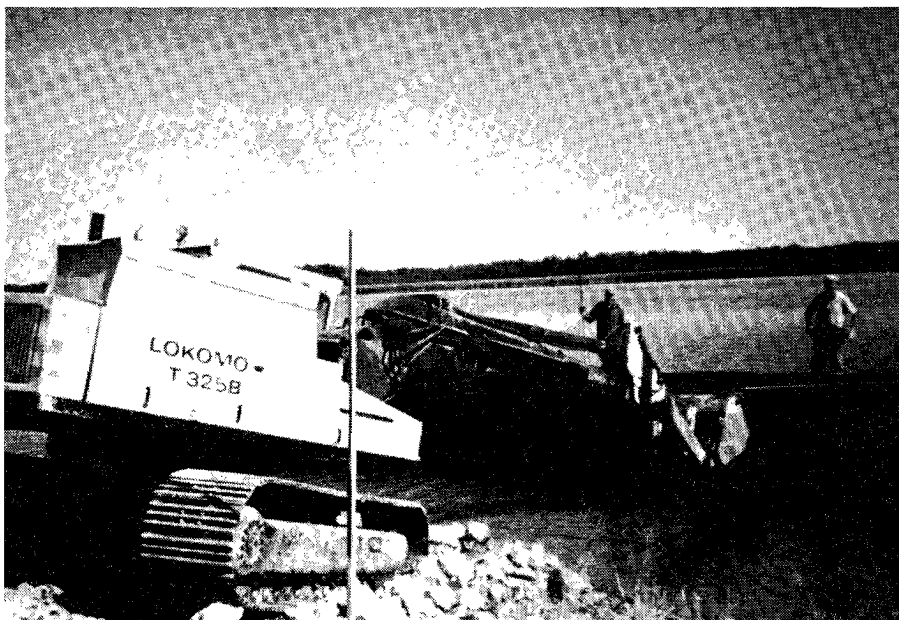


Kuva 32. Koepenkeren toteutunut rakentamisaikataulu.

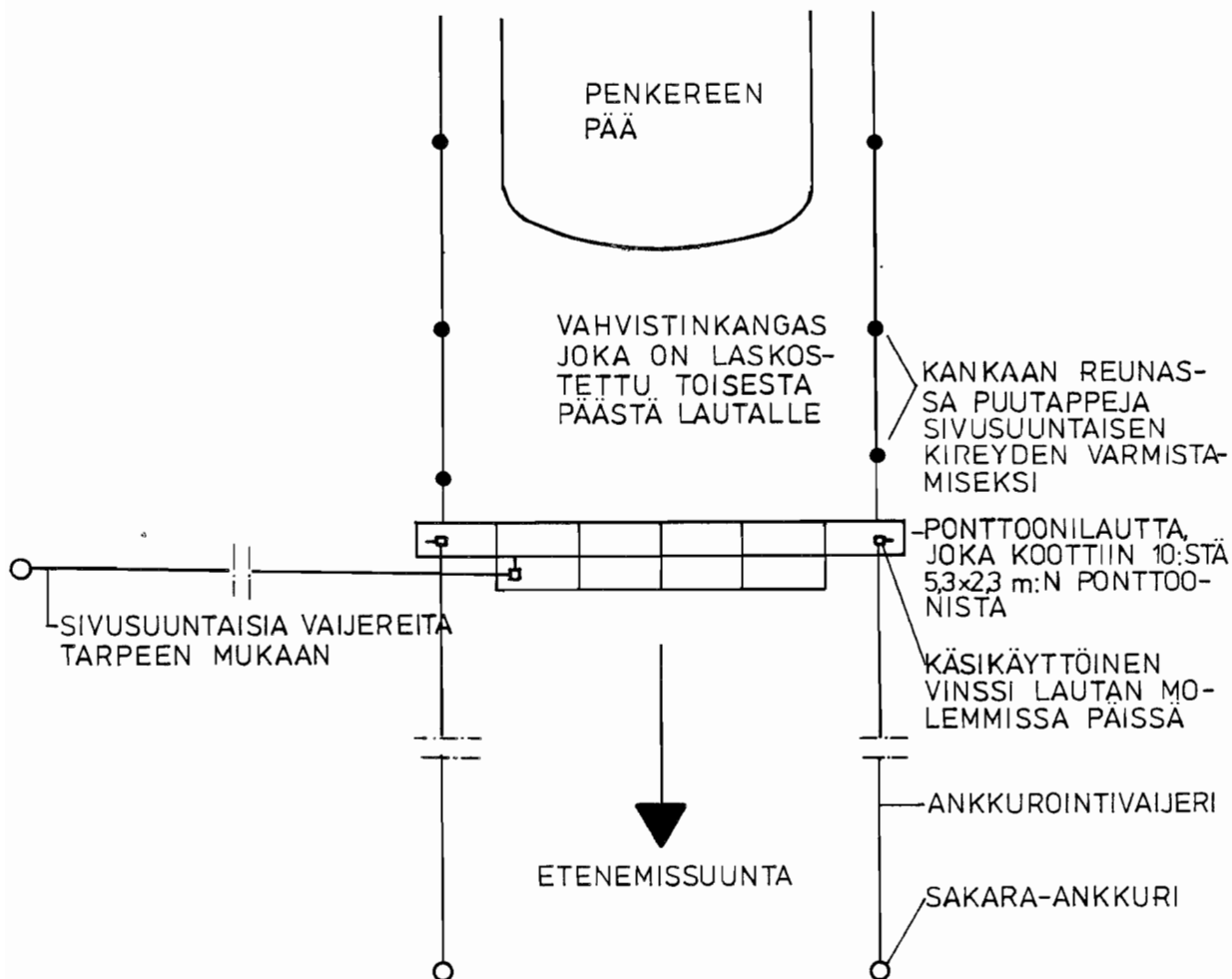
helppoa matalan vesisyvyyden ja liejuisen pohjan ansiosta. Vinssien avulla kangas saatiin pidettyä jatkuvasti sopivan kireällä. Penkereen pään ja lautan välinen etäisyys täytyi pitää tarpeeksi lyhyenä, jotta kangas pysyisi kireänä ja jottei tuuli pääsisi kankaan alle. Ajoittaisen kovan tuulen vuoksi jouduttiin käyttämään myös lautan pituussuuntaisia ankkurointivaijereita ja köysiä. Aluksi lautta tarttui kiinni pohjaan matalan rantaveden vuoksi, mutta se saatiin irrotetuksi työntämällä sitä kaivinkoneen kauhalla (kuva 34). Kankaan levittämisen periaate näkyy kuvasta 35.



Kuva 33. Pontoonilautta välipenkereen alkupäässä.



Kuva 34. Lautan irrotus kaivinkoneen kauhalla.



Kuva 35. Periaatekuva kankaan levittämisestä 1:500.

Kun välipenger saatiin valmiiksi, ponttoonilautta käännettiin moottoriveneitä apuna käyttäen. Kankaan levittäminen varsinaisen rantapenkereen alle sujui samalla periaatteella kuin välipenkereenkin kohdalla. Rantapenkereen pohjoispäässä n. 100 m:n matkalla lauttaa ei kuitenkaan voitu käyttää, koska pengeri eteni rantaviivan suuntaisena jättäen luonnollisen rantaviivan alle. Penkereen pohjoispäässä kankaan levittämisessä käytettiin moottori- ja soutuveneitä. Kangas ankkuroitiin puukepeillä merenpohjaan ja rantaluiskaan.

Suurimmat vaikeudet ilmenivät kankaan reunojen kääntämisessä varsinkin välipenkereen ja varsinaisen rantapenkereen liittymäkohdassa. Kankaan reunojen kääntämisen onnistumisen kannalta on olennaisen tärkeää, että kankaan leveys riittää kunnolliseen ankkurointiin. Pengertäyttö kannattaa tehdä

mieluummin jonkin verran teoreettista pengerveveyttä kapeampana, koska louhetta leviää helposti penkereen sivuille yli teoreettisten mittojen. Kangas kääntyy vain siltä matkalta, miltä se on vapaa louheen tai maa-ainesten painosta.

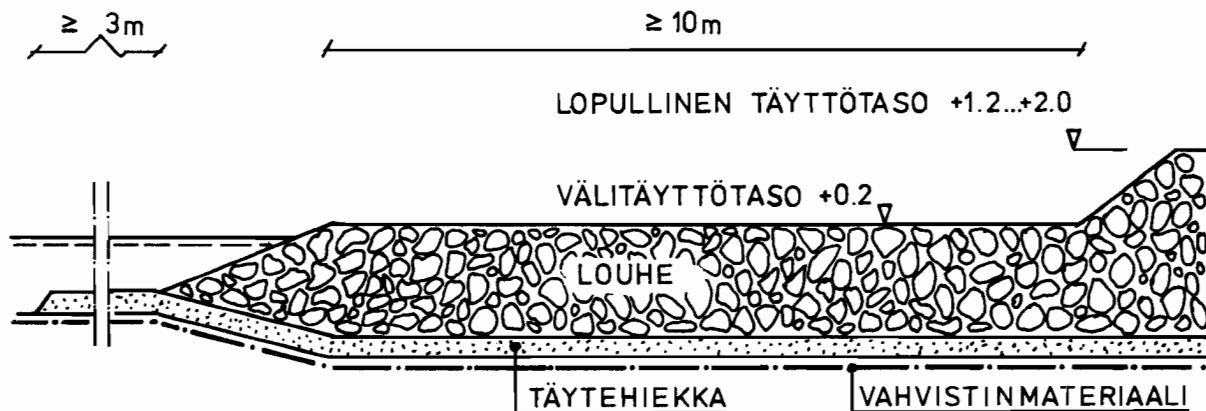
Vahvistinkankaan päitten käännössä käytettiin kaivinkonetta apuna vetämällä koneen kauhalla kangasta sen reunoihin kiinnitetyistä köysistä. Köysien päät sidottiin kankaan reunaan ommeltuihin turvavyölenkkeihin. Kankaan kääntäminen pelkällä miesvoimalla osoittautui erittäin vaikeaksi. Paikoitellen kääntäminen ei onnistunut riittävän hyvin, koska penger oli levinnyt pohjalta liikaa. Tällaisiin kohtiin asennettiin penkereeseen lisäkangas.

Välipenkereen ja varsinaisen rantapenkereen liittymäkohdassa kankaat asennettiin ristikkäin suunnitelman mukaan. Tämä aiheutti kuitenkin ylimääräisiä hankaluuksia kankaan käännössä. Hankaluuksia lisäsi vielä se, että risteysalueella penger painui heti aluksi enemmän kuin muualla. Normaalista suurempi painuma johtuneekin ainakin osittain siitä, että maapohjan leikkauslujuus penkereiden liittymäkohdassa on pienin koko alueen tutkituista pisteistä.

4.3 Pengertäytteen teko

Ennen louhetäytön tekoa vahvistinkankaan päälle levitettiin kaivinkoneella täytehiekkakerros. Täytehiekkakerroksen samoin kuin louheen levittämisessä edettiin ohuina kerroksina penkereen keskeltä reunoihin päin, jotta kangas ei jäisi keskeltä pussille. Isojen lohcareiden käyttöä täytehiekkakerrosta vasten varottiin. Louheen levittämisessä käytettiin kääntyvärunkoista pyöräkuormaajaa. Rakentamisessa edettiin siten, että täytehiekkakerroksen etureuna oli aina vähintään 3 m edempänä kuin louhetäytön etureuna. Penkereen pään etenemistapa on esitetty kuvassa 36.

Suunnitelman mukaan penkereen yläosa tasolta +1,0 lähtien voitaisiin tehdä kipsi- ja porsliinijätteestä, jota on saatavissa Arabian tehtaiden jättekasasta välipenkereen rannanpuoleisesta päästä. Jätettä, josta suurin osa osoittautui



Kuva 36. Penkereen päään eteneminen 1:100.

kipsiksi, kokeiltiin pengertäytteenä, mutta se liettyi joutuessaan veden kanssa kosketuksiin ja sitä liukeni jonkin verran meriveteen. Kipsi- ja porsliinijätettä voidaan siten käyttää vain allastäyttöön. Pengerrakenteen teosta huolehti Helsingin kaupungin rakennusviraston katuosasto.

Vedenpinnan korkeusvaihtelut haittasivat penkereen rakentamista melko paljon, koska suunnitelmien mukainen penkereen välitäyttötaso +0,2 jäi useaan otteeseen vedenpinnan alapuolelle. Lokakuun puolenvälin ja marraskuun alun välillä oli 2 viikon jakso, jonka aikana ei voitu edetä varsinaisen rantapenkereen rakentamisessa pohjalta välitäyttötasolle lainkaan. Tänä aikana korotettiin välipengertä lopulliseen korkeuteensa ja tehtiin välipenkereen luiskaverhoilua. Vedenpinta oli tuolloin jatkuvasti useita kymmeniä senttimetrejä tason +0,2 yläpuolella. Välitäyttötasoa korotettiin marraskuun alussa 0,1...0,2 m paikasta riippuen, kun oli ensin tarkistettu penkereen päään stabiliteetti pituussuuntaan. Välitäyttöä ei voitu korottaa enempää, koska työnaikaisen varmuuskertoimen penkereen päään liukumisen suhteen tuli olla vähintään $F = 1.3$. Penger valmistui kuitenkin aikataulun mukaan joulukuun alussa, koska heti katkoksen jälkeen lisättiin konekapasiteettia. Vahvistinkangas ei lisää merkittävästi penkereen päään pituussuuntaista vakavuutta, koska pituussuuntaiset liukupinnat kuormittavat vetolujuudeltaan heikkoja saumoja.

4.4 Työkoneet ja niiden käyttö

Suurin osa louheesta ja täytehiekasta kuljetettiin rannalla olevasta välivarastointipaikasta penkereelle kuorma-autolla. Rakentamisen alkuvaiheessa materiaalit siirrettiin pyöräkuormaajalla välivarastosta penkereeseen. Kuljetusmatkan pidentyessä oli kuitenkin taloudellisempaa käyttää kuorma-autoa. Osa kuormista ajettiin ilman välivarastointia suoraan penkereelle. Käytettyjä työkoneita näkyy kuvassa 37 ja työkoneiden ominaisuuksia on koottu taulukkoon 5.



Kuva 37. Penkereen rakentamisessa käytettyjä työkoneita.

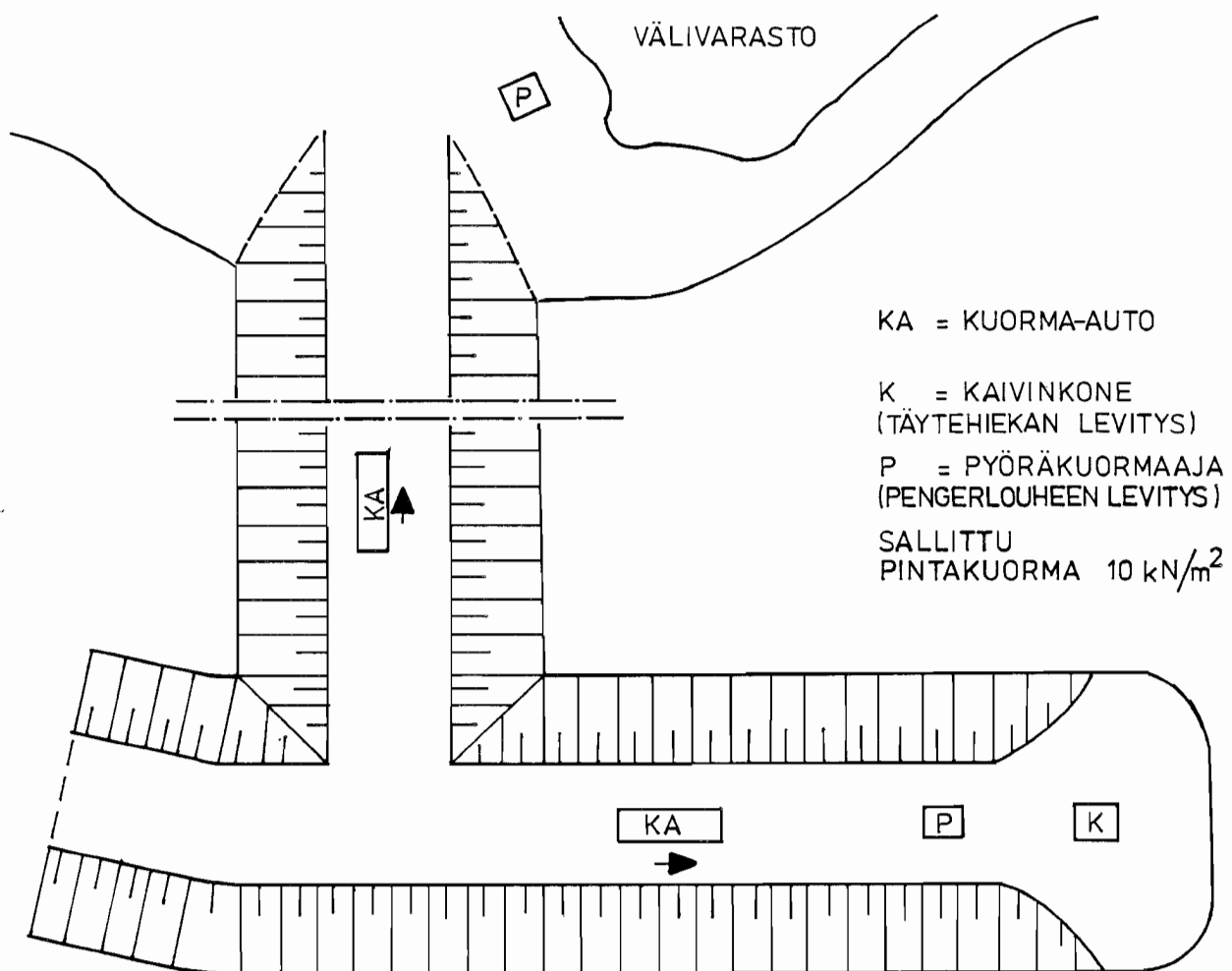
Taulukko 5. Työkoneiden ominaisuuksia /23/.

Merkki	Kone- tyyppi	Kokonais- paino	Kauha- koko	Ulottuma
Volvo	Pyörä- kuormaaja	116 kN	2.3 m ³	1,6 m
Valmet	"	90 kN	1.5 m ³	1,5 m
Lokomo	Kaivin- kone	210 kN	0.9 m ³	7-9 m ^{x)}

x) Ulottuma riippuu työkohteesta, tehokas ulottuma täytehiekan levityksessä 7 m.

Aluksi penkereen rakentamisessa käytettiin vain yhtä pyöräkuormaaajaa ja yhtä kaivinkonetta. Suurimmillaan konekanta oli marraskuussa kohdassa 4.3 mainitun katkoksen jälkeen, jolloin käytössä oli 2 kaivinkonetta, 2 pyöräkuormaaajaa ja 4 kuorma-autoa.

Koneiden sijoittelu varsinkin penkereen päässä oli ongelmallista, koska penkereen pään pituussuuntaisen vakavuuden säilyttämiseksi pintakuorma ei saanut ylittää 10 kPa. Tällöin harvennettiin täytehiekkaa levittävän kaivinkoneen, pengerlouhetta levittävän pyöräkuormaaajan ja louhetta penkereen päähän tuovan kuorma-auton välejä. Joskus penkereen päähän syntyi useamman kuorma-auton jono, jolloin pidettiin huolta siitä, että autot eivät olleet liian lähellä toisiaan. Koneiden käytön ja sijoittelun periaate on esitetty kuvassa 38.



Kuva 38. Koneiden käyttö ja sijoittelu pengertyömaalla 1:500.

4.5 Luiskaverhoilu ja allastäyttö

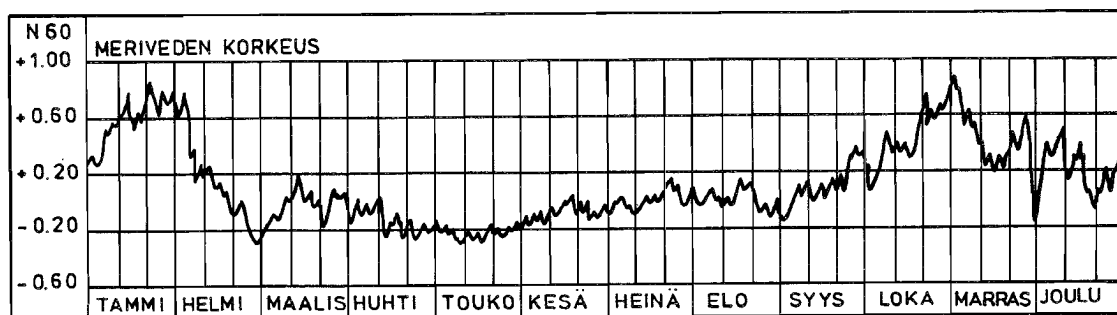
Penkereen merenpuoleinen luiska verhoiltiin alkuperäisestä suunnitelmasta poiketen pengerlouheella. Verhouksen paksuus on n. 0,5 m. Verhous tehtiin kippaamalla kiviaines kuorma-autosta luiskaan. Luiskaverhouksen alle ja myös altaanpuoleiseen luiskaan asennettiin suodatinkangas, jonka käyttöluokka oli II muualla paitsi varsinaisen rantapenkereen merenpuoleisessa luiskassa, johon asennettiin III luokan suodatinkangas.

Pelkkien koheesiomaiden läjittäminen allastäytöksi on ollut mahdollista vain kovilla pakkasilla. Täyttö kannattaa tehdä kitka- ja koheesiomaiden sekatäyttönä. Allastäyttö aiheuttaa jonkin verran perusmaan pursuamista ylös penkereen merenpuoleiselta sivulta, mikä selvitetään merenpuoleisen pohjan luotauksella. Jos allastäyttöalueen keskeltä pursuaa perusmaata ylös täytön loppuvaiheessa, läjitetään se rannalle kuivumaan.

4.6 Työmenetelmien ja pengerrakenteen kehittäminen

4.61 Työajankohdan valinta

Vanhankaupunginlahden penkereen jatkorakentamisessa kannattaa kunkin pengerosuuden rakennustyöt aloittaa joko sulan veden aikaan vedenpinnan ollessa alimmillaan tai talvella jään päältä. Penkereen välitäyttötasoa ei voida jatkossakaan stabiliteettiongelmien vuoksi merkittävästi korottaa, joten pengertäytteen rakentamisessa voi tulla katkoksia etenkin syksyllä. Vuoden 1983 vedenkorkeuskäyrä on kuvassa 39.



Kuva 39. Meriveden korkeus Helsingissä v. 1983.

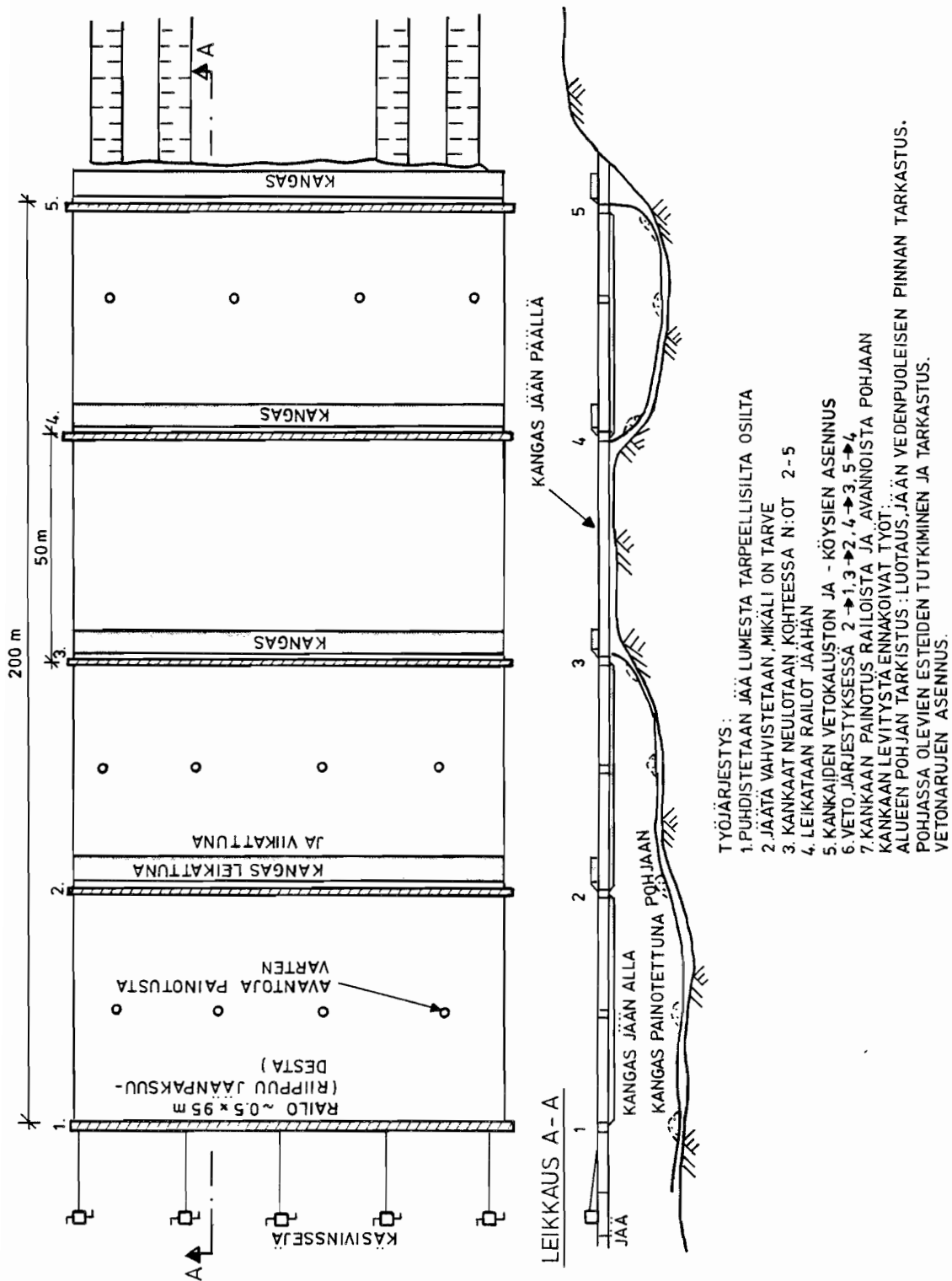
4.62 Vahvistinmateriaalin levitys ja kääntö

Vahvistinkankaan levittäminen ponttoonilautan avulla onnistui yllättävän hyvin, mutta kankaan kääntämisessä oli suuria vaikeuksia. Ponttoonilauttaa käytettäessä suurin riskitekijä oli kova tuuli. Se pystyttiin kuitenkin hallitsemaan kiinnittämällä lautta ja kangas huolellisesti.

Turun satamalaitos kokeili kevään 1984 aikana menetelmää, jossa kelluvan penkereen alle asennettava vahvistinkangas levitettiin valmiiksi jäälle, ja sen reunat merkittiin meren pohjaan lyödyillä puutolpilla. Vahvistinkankaan päälle levitettiin n. 0,5 m:n murskesorakerros. Jään sulaessa keväällä vahvistinkankaan ja murskesoran annettiin painua meren pohjaan. Menetelmä on käyttökelpoinen pienissä vesisyvyyksissä, kun lisäksi voidaan varmistua, etteivät jäät lähde liikkeelle /22/. Toinen talvirakentamistapa on ns. kalastajan menetelmä /24/, jossa vahvistinmateriaali uitetaan jään alle jähän leikatuista railoista. Kalastajan menetelmän periaate selviää kuvasta 40.

Vahvistinmateriaalin käännessä ilmenneitä vaikeuksia voidaan välttää monin tavoin. Vahvistinmaton leveys kannattaa valita riittäväksi ja penkereen luiskat suunnitella tarpeeksi loiviksi, koska pengertäyte pyrkii aina leviämään sivuille. Vanhankaupunginlahden penkereen jatkosuunnittelussa on luis-kankaltevuus 1:1,5 loivennettu kaltevuuteen 1:2. Vahvistinmateriaali on syytä kääntää melko lyhyinä osuuksina vaikean kääntötyön helpottamiseksi.

Välipenkereen ja varsinaisen rantapenkereen risteyskohdassa esiintyneet vaikeudet kankaan käännessä voidaan välttää huolellisella suunnittelulla. Risteysalueella voidaan menetellä esimerkiksi näin: vahvistinkankaat levitetään penkereen pohjalle valmiiksi ristiin, välipenger rakennetaan välitäyttötasolle varsinaisen penkereen rantaviivan tasalle asti, minkä jälkeen välipenkereen vahvistinmateriaali käännetään ja vasta kääntämisen tapahduttua aletaan rakentaa varsinaista rantapengertä. Koopenkereen risteysalueella koko alue rakennettiin välitäyttötasolle +0,2 valmiiksi, ja vasta tämän jälkeen ryhdyttiin kääntämään vahvistinkangasta.



Kuva 40. Kalastajan menetelmän periaate /24/.

4.63 Pengermateriaalin levitys

Koska rakennusalueella vesisyvyys on korkeintaan 1 m lasketuna keskivedenkorkeudesta, pengermateriaalin levittämiseen ei voitu käyttää uivaa kalustoa. Esimerkiksi Helsingin satalaitos käyttää vedenalaisiin täyttötöihin pohjasta aukeavia palkoproomuja sellaisissa paikoissa, joissa vesisyvyys on riittävä. Proomujakin käytettäessä on yläpuolinen osa rakenteesta tehtävä maansiirtokoneilla. Toisaalta uivaa kalustoa käytettäessä pystytään vedenpinnan korkeusvaihtelut hyödyntämään, jos ajoitus on tarkka ja vedenpinnan korkeus ei vaihtelee liian nopeasti.

Vanhankaupunginlahden koepenkereeseen sovellettu työtekniikka osoittautui melko onnistuneeksi. Pyöräkuormaajan käyttöä täytehiekkan levittämiseen ja louheen ajoa suoraan penkereelle ilman välivarastointia harkittiin, mutta molemmista ajatuksesta luovuttiin. Pyöräkuormaajalla ei pystytä levittämään täytehiekkaa yhtä tasaisesti ja luotettavasti joka paikkaan kuin kaivinkoneella. Louheen ajosta suoraan penkereelle luovuttiin kolmesta syystä. Louhintakohteessa tehtiin 2-vuorotyötä ja pengertä rakennettiin yhdessä vuorossa, joten louheen vastaanoton järjestäminen penkereellä olisi ollut hankalaa. Louheauton ajaessa suoraan penkereelle tulisi pengerrakentamisen työvaihe olla sellainen, että louheen levittäminen pystytään aloittamaan melkein heti, koska penkereen päälle ei voida stabiliteetti- ja tilaongelmien vuoksi varastoida juuri lainkaan louhetta. Louheen kuljetukseen pääasiassa käytetyt 10-pyöräiset kuorma-autot ovat täydellä kuormalla niin raskaita, että penkereen riittävän stabiliteetin säilyttämiseksi sallittu suurin pintakuorma 10 kPa ylittyy.

4.64 Luiskaverhoilurakenne

Koepenkereessä käytetty louheverhous on taloudellinen ja Vanhankaupunginlahden olosuhteisiin riittävän kestävä vaihtoehto. Muunlaiset verhoukset tulisivat huomattavasti kalliimmiksi rakentaa ja pitää kunnossa. Merenpuoleiseen pengerruiskaan asennettavaksi suunniteltu II luokan suodatinkangas

vaihdettiin III luokan kankaaseen, koska terävasärmäinen louhe rikkoi heikomman II luokan kankaan. Koepenkereen välipengerosuuden luiskiin tehtiin samanlainen luiskaverhoilurakenne kuin varsinaisen rantapenkereen luiskiin. Jatkorakentamisen yhteydessä välipenkereiden luiskaverhoilusta ja suodatinkankaasta kuitenkin luovutaan, koska välipenger ei ole lopullista rantaviivarakennetta.

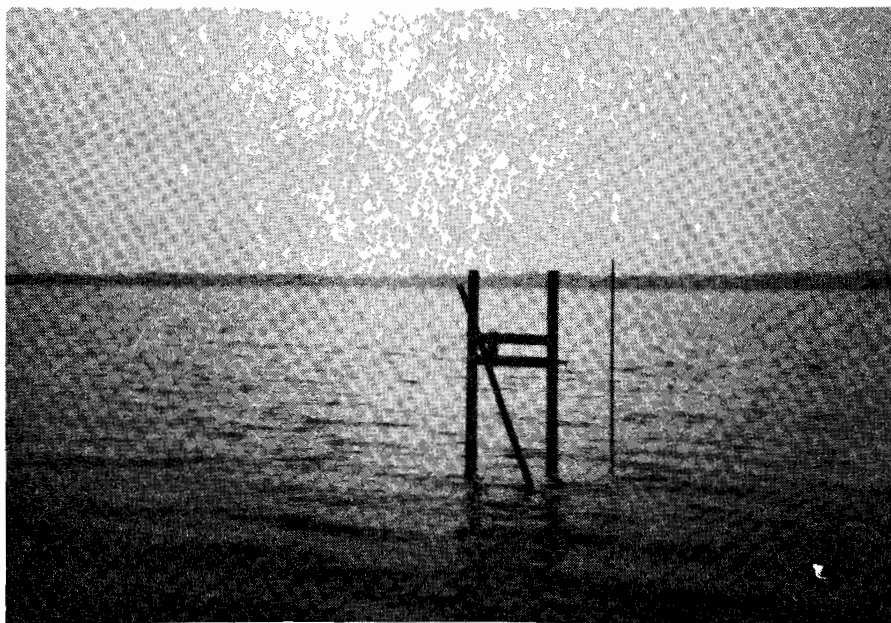
5. TARKKAILUMITTAUKSET

5.1 Mittalaitteiden asennus

Geo asensi kaikki tarkkailumittauksia varten tarvittavat mittalaitteet. Painumatarkkailua varten rantapengeralueelle asennettiin 4 kpl painumaletkuja ja 4 kpl painumalevyjä. Painumaletku No 1, joka asennettiin välipenkereen alle, tuli käyttökelvottomaksi melko pian asentamisen jälkeen. Tämä johtui luultavasti siitä, että terävasärmäinen louhe painoi letkun litteäksi, koska mittausanturi ei mennyt letkun läpi.

Painumaletkuina käytettiin 40 m:n pituisia, Ø 63 mm polyetyleenimuoviputkia, jotka taivutettiin oikeaan muotoon nestekaasukuumennuksen avulla. Ensimmäinen painumaletku ommeltiin vahvistinkankaan yläpintaan kiinni. Tästä aiheutui kuitenkin hankaluuksia kankaan päiden käännoille. Jotta kangasta ei tarvinnut rikkoa letkun päitä käännettäessä, muut letkut asennettiin kohojen varaan valmiiksi veteen ennen vahvistinkankaan levittämistä letkujen päälle. Täyttömateriaali levitettiin tasaisesti letkujen päälle koko penkereen leveydeltä, ettei pengertäyte työntäisi letkua mutkalle penkereen keskikohdalta. Täyttötason yhtäkkistä korottamista välittömästi letkun takana vältettiin, jotta letku pysyisi poikkisuuntaan mahdollisimman suorana. Täyttötasoa nostettiin yhtäaikaaisesti molemmilta puolin letkua. Painumaletkujen päät nostettiin ylös ja kiinnitettiin puusta tehtyihin kannattimiin (kuva 41).

Painumalevyt asennettiin vasta sitten, kun penger oli täydessä korkeudessaan levyn kohdalta. Näin välttyttiin levyjen työnaikaisilta rikkoutumisilta. Levyt suojattiin pystysuoraan asennetuilla betoniputkillla. Levyt asennettiin kaivamalla valmista louhepengertä pois levyjen kohdalta. Painumalevyjen suojaustapa näkyy kuvassa 42.



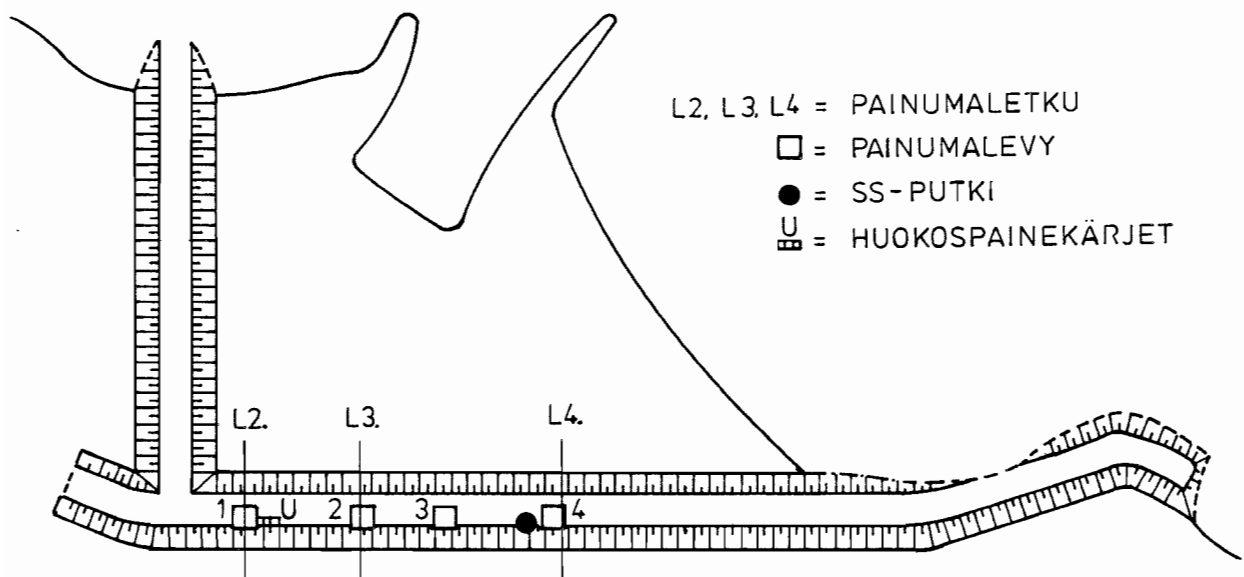
Kuva 41. Painumaletkun pään kannatin.



Kuva 42. Painumalevyn tangon pään suojaaminen betoniputkella.

Sivusiirtymäputkina käytettiin neliöprofiilisia ∇ 50 mm RHS-putkia, jotka asennettiin pystysuoraan merenpuolelle pengertä. Jäät tuhosivat kaikki 3 inklinometriputkea joulukuussa 1983. Tämä tapahtui siten, että jäät nostivat putkia ylös ja taivuttivat ne mutkalle. Koska penkereen sivusiirtymien seuraaminen on tärkeää varsinkin siinä vaiheessa, kun allastäyttö on tehty, asennettiin rikkoutuneiden inklinometriputkien tilalle pengerluiskaan yksi uusi putki, jonka pituus on 24 m.

Savessa ja savisessa liejussa tapahtuvan huokosvedenpaineen muuttumisen seuraamiseksi asennettiin valmiin penkereen päältä 3 kpl huokoskärkiä eri tasoihin. Ehjinä säilyneet tarkkailumittauslaitteet näkyvät kuvassa 43.



Kuva 43. Penkereeseen asennetut ehjinä säilyneet tarkkailumittauslaitteet.

5.2 Mittausten suoritus

Tarkkailumittaukset suoritti geo lukuunottamatta painumaletkumittauksia, joita suorittivat VTT ja geo yhdessä. Mittauskertojen lukumäärät ja ajankohdat toukokuun alkuun 1984 asti selviävät kuvasta 44. Lisäksi tähän raporttiin on otettu mukaan elokuussa 1984 tehdyt tarkkailumittaukset.

Painumaletkumittauksissa esiintyi melko paljon vaikeuksia. Letkusta No 1 saatiin 5 mittaustulosta, joita ei kuitenkaan voi pitää luotettavina. Letkussa oli tukos alusta alkaen.

		1983										1984									
		4 X X HYLÄTTIIN																			
		2X																			
		X																			

joten mittausanturia ei saatu kertaakaan menemään läpi, vaan mittaus jouduttiin suorittamaan kahdessa osassa letkun molemmista päistä. Mittauslaite toimi epäluotettavasti ja sen kalibroinnissa oli hankaluuksia. Mittaukset suoritettiin aluksi lautalta, joka oli kiikkerä etenkin kovassa aallokossa, minkä vuoksi mittaustarkkuus heikkeni. Tämän vuoksi penkereen altaanpuoleiselle reunalle painumaletkujen päiden kohdalle ajettiin louheesta pistopenkereet, jotta mittaukset voitiin suorittaa kuivalta maalta. Painumaletkut jäätyivät ensimmäisen kerran marraskuun loppupuolella 1983, mikä keskeytti mittaukset. Letkut täytettiin tämän jälkeen pakkasnesteen ja veden seoksella jäätyamisen ehkäisemiseksi. Letkut jäätyivät kuitenkin uudestaan, mikä johtuneesi siitä, että letkuihin oli syntynyt halkeamia, joista pakkasnestettä pääsi purkautumaan ulos. Painumaletkumittaukset olivat pysähdyksissä joulukuun puolivälistä 1983 tammikuun viimeiselle viikolle 1984 letkujen jäätyamisen vuoksi. Vielä maaliskuun puolivälissä 1984 kevätpakkaset jäädyttivät letkut.

Painumalevymittauksia on tehty joulukuusta 1983 lähtien ja ne ovat onnistuneet hyvin. Ensimmäisten kolmen kuukauden aikana mittauskertoja kertyi 8, minkä jälkeen mittausitiheys päätettiin harventaa noin kerran kuukaudessa tapahtuvaksi, koska painumisnopeus oli hidastunut.

Mereen asennetuista kolmesta sivusiirtymäputkesta ehdittiin mitata vain putken No 1 siirtymä 3 kertaa ennen kaikkien putkien tuhoutumista. Neljännestä, penkereen luiskaan kuivalle maalle asennetusta inklinometrillä on saatu tuloksia joulukuun lopusta 1983 lähtien.

Huokosveden ylipainetta on mitattu kolmesta eri tasolle asennetusta huokoskärjestä. Kaikki huokoskärjet sijaitsevat savi- ja liejukerroksessa ja huokosvesiputkien etäisyys vaakasuunnassa on n. 2 m. Mittausten tarkoitus on tarkkailla huokosveden ylipaineen kehittymistä savi- ja liejukerroksessa ja niitä on tehty joulukuun lopusta 1983 lähtien.

Koska painumaletkut ovat toimineet epäluotettavasti, tehtiin penkereen pohjan muodon varmistamiseksi helmikuussa 1984 porakonekairauksia kolmelta varsinaisen rantapenkereen poikkisuuntaiselta linjalta. Reikiä porattiin yhteensä 11.

5.3 Mittaustulokset

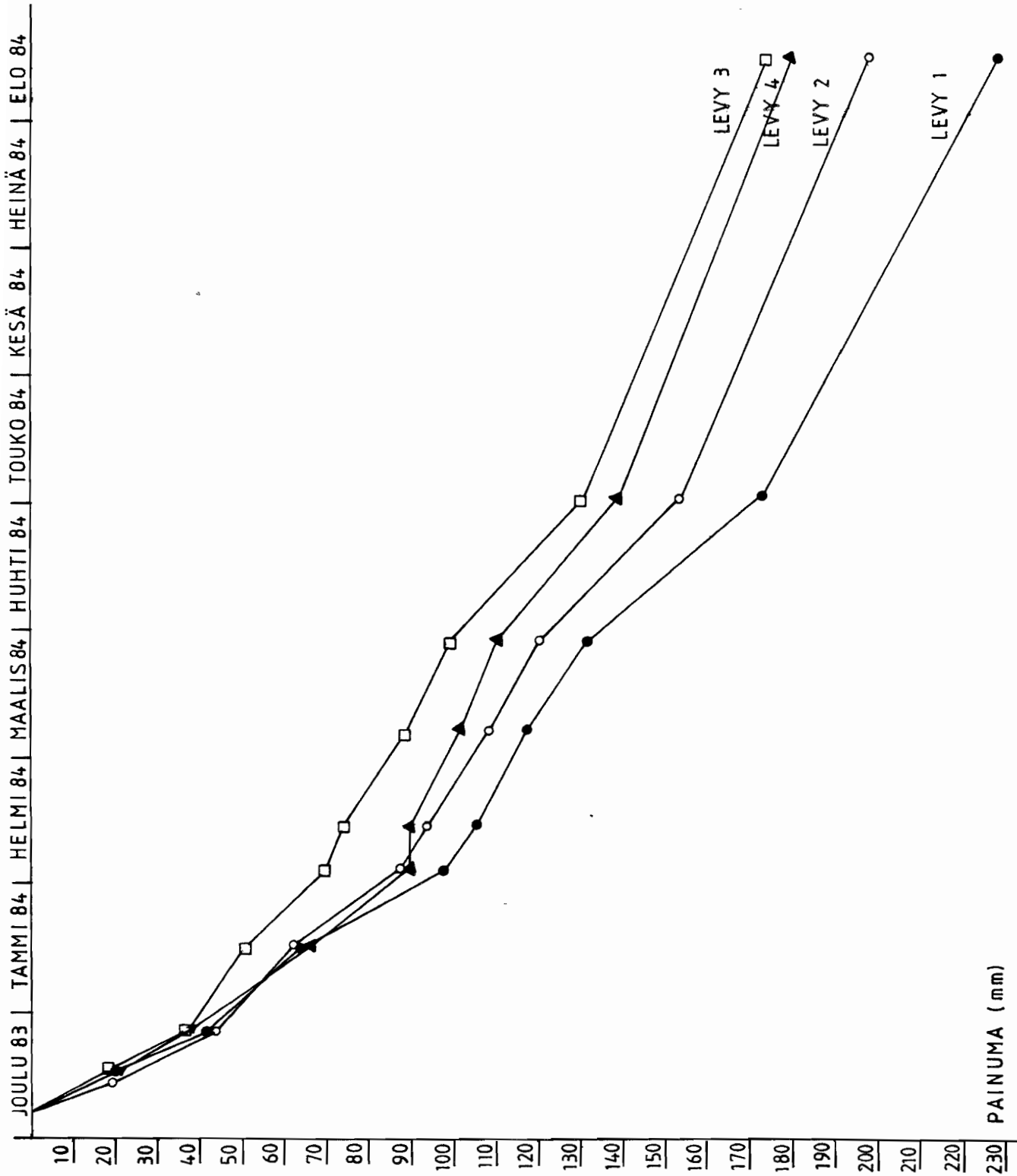
Letkuilla mitattiin säännöllisesti suurempia painumia samalla aikavälillä kuin levyillä. Kyseinen ilmiö on havaittu aikaisemmissakin geo:n mittauksissa. Tulosten erilaisuus johtunee siitä, että painumaletku pääsee vajoamaan pehmeään perusmaahan penkereen alareunaa syvemmälle. Taulukossa 6 on vertailtu letkujen ja levyjen antamia tuloksia. Vertailussa on otettu letkun painuma siltä pystysuoralta linjalta, millä lähin vastaava levy sijaitsee.

Taulukko 6. Painumatulosten vertailu.

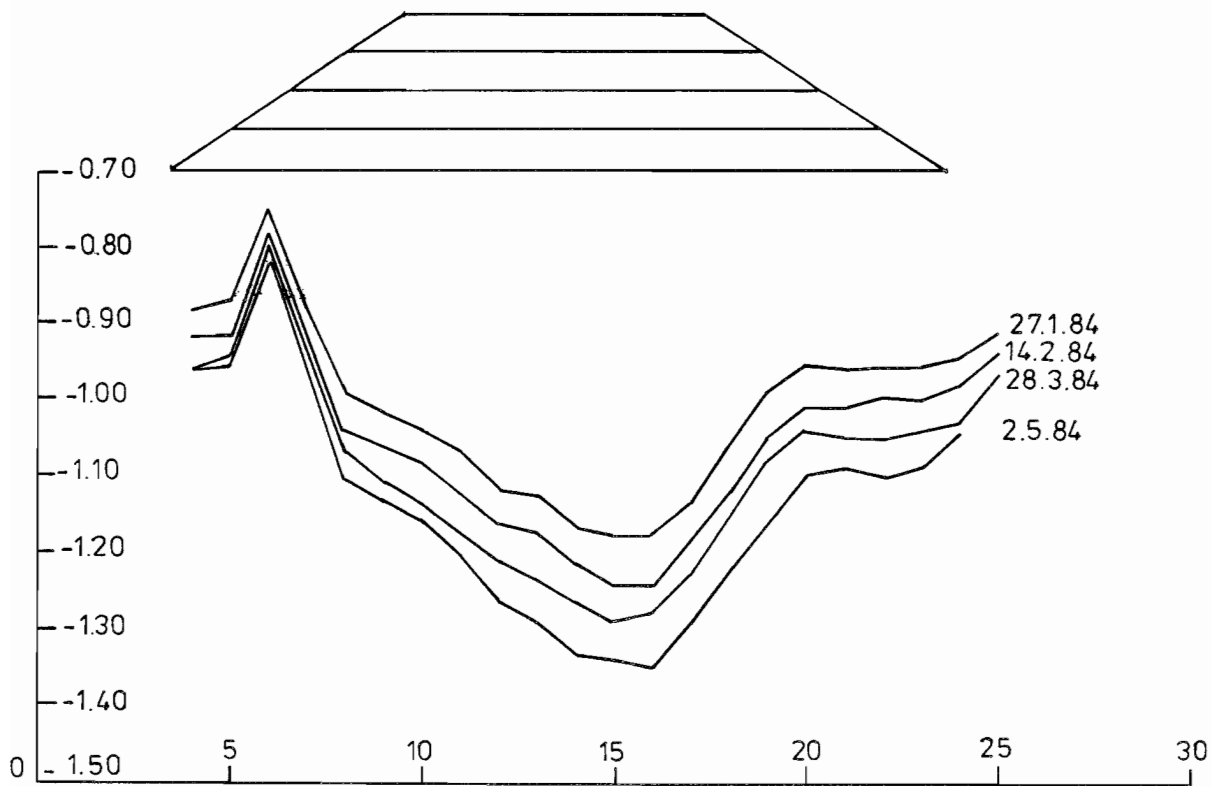
Letkun no	Levyn no	Vertailun aikaväli	Letkun painuma	Levyn painuma
2	1	12.12.83-2.5.84	30 cm	17 cm
3	2	27.01.84-2.5.84	21 cm	14 cm
4	4	27.01.84-2.5.84	16 cm	13 cm

Mittausten antamaa kokonaispainumaa arvioitaessa on vaikeutena se, että penkereen teon alkuvaiheesta ei ole luotettavia painumamittaustuloksia. Tämän vuoksi on jouduttu turvautumaan aikaisemmin tehtyihin merenpohjan luotauksiin määrittäessä penkereen alapinnan tasoa alkutilanteessa. Painuma-levymittausten tulokset on esitetty kuvassa 45 ja painumaletkumittaustulokset kuvissa 46, 47 ja 48.

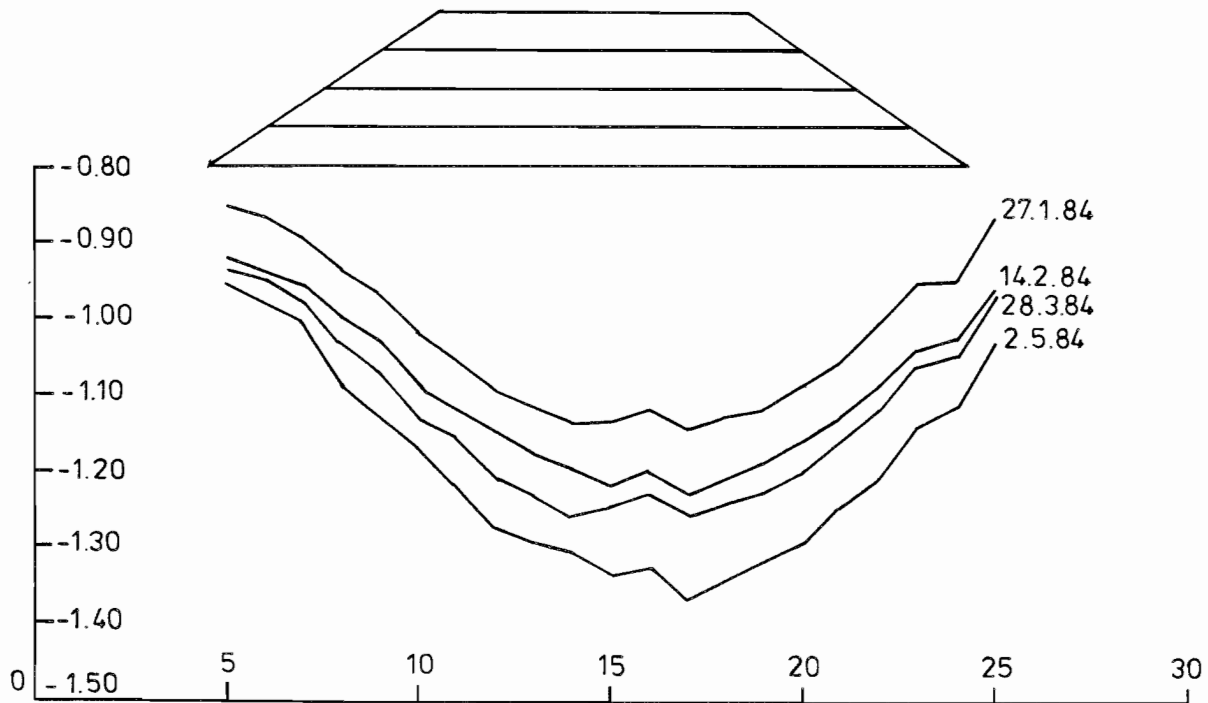
Penkereen alkupainumaksi ensimmäisen puolen vuoden aikana saatiin laskemalla 520 mm. Laskentaparametrit otettiin rantapenkereen ja välipenkereen risteyskohdasta, jossa saven ja liejun leikkauslujuus on pienin. Painumaletkuilla samalta aikaväliltä mitattu suurin painuma vaihteli rajoissa 340-520 mm. Painumaletkun No 2, joka oli lähinnä penkereiden risteysaluetta, suurin painuma oli 520 mm. Letkujen painumat on laskettu käyttäen merenpohjan luotauksien mukaista tasoa ns. nollamittaustasona.



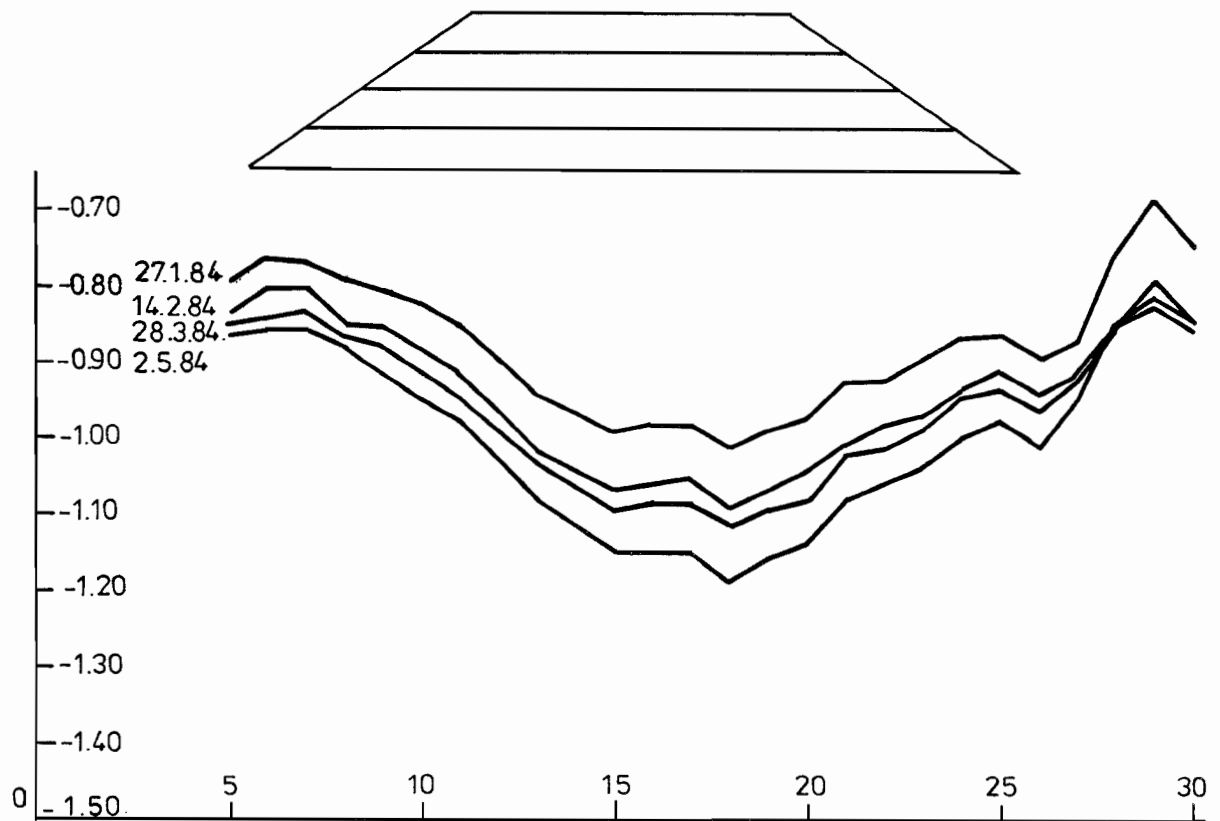
Kuva 45. Painumalevymittausten tulokset.



Kuva 46. Painumaletkun No 2 mittaustulokset.

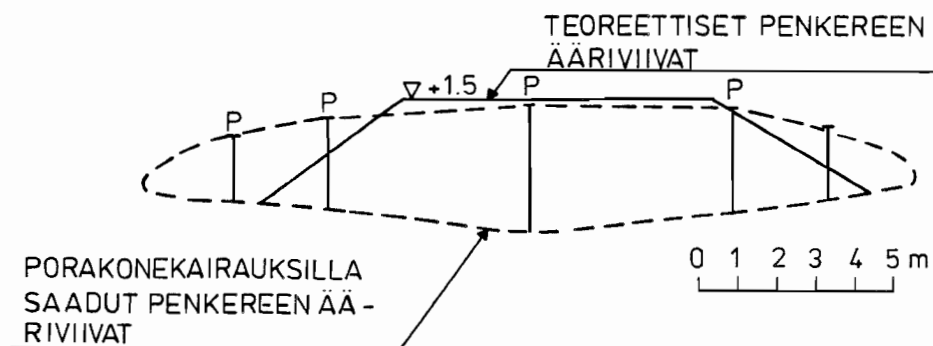


Kuva 47. Painumaletkun No 3 mittaustulokset.



Kuva 48. Painumaletkun No 4 mittaustulokset.

Porakonekairausten tuloksista päätelty painumat olivat paikoitellen jopa suurempia kuin painumaletkuilla mitatut painumat. Kuvassa 49 on leikkaus porakonekairauksista, jotka tehtiin 3,2 m:n päässä painumaletkun No 2 sijaintilinjasta. Kuvasta käy ilmi, että penger on levinnyt huomattavasti yli teoreettisten mittojen ja painunut paikallisesti normaalia enemmän.



Kuva 49. Porakonekairausten tulokset, 1:200.

- 64 -

Sivusiirtymäputkesta No 1 saatiin 3 havaintoa aikavälillä 20.10.-2.12.83 ennen putken tuhoutumista (kuva 50). Suurin sivusiirtymä oli 50 mm. Viimeisen, 2.12.1983 tehdyn mittauksen tuloksissa on todennäköisesti mukana jäänpaineen vääntävää vaikutusta, koska siirtymä kasvoi voimakkaasti nimenomaan vedenpinnan tason läheisyydessä kahden viimeisen mittauksen välillä.

Pengerluiskaan asennetun inklinometriputken sivusiirtymä mitattiin 7 kertaa aikavälillä 28.12.83-3.8.84. Suurin sivusiirtymä oli 60 mm itään, merelle päin (kuva 51). Siirtymät ovat pieniä varsinkin, kun otetaan huomioon se, että toukuun alkuun 1984 mennessä penkereen taustatäytöstä oli tehty n. 90 %. Taustatäytön arvioitiin lisäävän sivusiirtymiä huomattavasti.

Huokosveden ylipainetta mitattiin 6 kertaa aikavälillä 27.12.83-15.8.84. Mittaustulokset ja huokoskärkien tasot näkyvät kuvasta 52. Kolmen viimeisen mittauksen perusteella vaikuttaa siltä, että ylipaineen maksimiarvo on saavutettu ja paine on laskemassa. Mittausten jatkuessa seurataan ylipaineen häviämisenopeutta hienojakoisesta koheesio-
maasta.

5.4 Tarkkailumittausten kehittäminen

Jatkorakentamisen painumamittauksissa on syytä lisätä painuma-levyjen suhteellista määrää painumaletkujen kustannuksella, koska letkujen aukipitäminen talvella on hankalaa. Painumaletkut kannattaa kiinnittää vahvistinkankaaseen useammasta kohdasta. Kiinnitys on syytä suorittaa ennen kankaan levittämistä joko kuivalla maalla tai lautan päällä.

Kaikki sivusiirtymäputket on parasta asentaa kuivalle maalle, koska mereen asennettujen putkien kunnollinen suojaaminen jäitä vastaan on kallista. Eräs luotettava suojaustapa on pitää putken ympärys sulana läpi talven esimerkiksi pintavirrankehittimillä.

PISTE: 1 (+) MERKKI POHJOISEEN

	-60.0	-45.0	-30.0	-15.0	+0.0	+15.0	+30.0	+45.0	+60.
+--NN	.	.	.	.	.	.	.	.	.
+1.40	.	2	.	.	1	0	.	.	.
+0.40	.	.	2.	.	1	0	.	.	.
-0.60	.	.	.	.	2	0 1	.	.	.
-1.60	.	.	.	.	2	0 1	.	.	.
-2.60	.	.	.	.	2	0 1	.	.	.
-3.60	.	.	.	.	2	0 1	.	.	.
-4.60	.	.	.	.	2	0 1	.	.	.
-5.60	.	.	.	.	2	0 1	.	.	.
-6.60	.	.	.	.	2	0 1	.	.	.
-7.60	.	.	.	.	2	0 1	.	.	.
-8.60	.	.	.	.	2	01	.	.	.
-9.60	.	.	.	.	2	01	.	.	.
-10.60	.	.	.	.	2	01	.	.	.
-11.60	.	.	.	.	2	01	.	.	.
-12.60	.	.	.	.	2	1	.	.	.
-13.60	.	.	.	.	2	1	.	.	.
-14.60	.	.	.	.	2	1	.	.	.
-15.60	.	.	.	.	2	1	.	.	.
-16.60	.	.	.	.	20	.	.	.	.
-17.60	.	.	.	.	20	.	.	.	.
-18.60	.	.	.	.	2	.	.	.	.

PISTE: 1 (+) MERKKI ITÄÄN

	-60.0	-45.0	-30.0	-15.0	+0.0	+15.0	+30.0	+45.0	+60.
+--NN	.	.	.	.	.	.	.	.	.
+1.40	.	.	.	.	0	-1	.	2.	.
+0.40	.	.	.	.	0	1	.	2	.
-0.60	.	.	.	.	0	1	2	.	.
-1.60	.	.	.	.	0	1	-2	.	.
-2.60	.	.	.	.	01	2	.	.	.
-3.60	.	.	.	.	1	2	.	.	.
-4.60	.	.	.	.	1 0	2	.	.	.
-5.60	.	.	.	.	1	2	.	.	.
-6.60	.	.	.	.	1	20	.	.	.
-7.60	.	.	.	.	1	2	.	.	.
-8.60	.	.	.	.	1	2	.	.	.
-9.60	.	.	.	.	120	.	.	.	.
-10.60	.	.	.	.	120	.	.	.	.
-11.60	.	.	.	.	12 0	.	.	.	.
-12.60	.	.	.	.	2 0	.	.	.	.
-13.60	.	.	.	.	2 0	.	.	.	.
-14.60	.	.	.	.	120	.	.	.	.
-15.60	.	.	.	.	120	.	.	.	.
-16.60	.	.	.	.	20	.	.	.	.
-17.60	.	.	.	.	20	.	.	.	.
-18.60	.	.	.	.	2	.	.	.	.

0 = 201033

1 = 211183

2 = 021283

Kuva 50. Sivusiirtymäputken No 1 mittautulokset.

PISTE: 2 (+) MERKKI PONTTIINEN

	-80.0	-60.0	-40.0	-20.0	+0.0	+20.0	+40.0	+60.0	+80.0
+-NN	.	.	.	.	.	.	.	.	.
+1.00	.	.	.	.	05 4 36	.	.	.	.
+0.90	.	.	.	.	2 5143 6	.	.	.	.
-0.09	.	.	.	.	2 543 6	.	.	.	.
-1.09	.	.	.	.	2053 6	.	.	.	.
-2.09	.	.	.	.	24 53 6	.	.	.	.
-3.09	.	.	.	.	24 53 6	.	.	.	.
-4.09	.	.	.	.	24 5 6	.	.	.	.
-5.09	.	.	.	.	41 5 6	.	.	.	.
-6.09	.	.	.	.	4153 6	.	.	.	.
-7.09	.	.	.	.	4153 6	.	.	.	.
-8.09	.	.	.	.	4253 6	.	.	.	.
-9.09	.	.	.	.	415 6	.	.	.	.
-10.09	.	.	.	.	415 6	.	.	.	.
-11.09	.	.	.	.	456	.	.	.	.
-12.09	.	.	.	.	456	.	.	.	.
-13.09	.	.	.	.	456	.	.	.	.
-14.09	.	.	.	.	456	.	.	.	.
-15.09	.	.	.	.	256	.	.	.	.
-16.09	.	.	.	.	461	.	.	.	.
-17.09	.	.	.	.	461	.	.	.	.
-18.09	.	.	.	.	46	.	.	.	.
-19.09	.	.	.	.	46	.	.	.	.
-20.09	.	.	.	.	6	.	.	.	.
-21.09	.	.	.	.	6	.	.	.	.

PISTE: 2 (+) MERKKI ITÄÄN

	-80.0	-60.0	-40.0	-20.0	+0.0	+20.0	+40.0	+60.0	+80.0
+-NN	.	.	.	.	.	.	.	.	.
+1.90	.	.	.	.	0	6 2	.53	.	.
+0.90	.	.	.	.	0	.1 6	43 5	.	.
-0.09	.	.	.	.	0	1 2	6 43 5	.	.
-1.09	.	.	.	.	0	.1 2	. 46 5	.	.
-2.09	.	.	.	.	0	. 1 2	. 4 6 5	.	.
-3.09	.	.	.	.	0	.12	4 56	.	.
-4.09	.	.	.	.	0	12 43	65	.	.
-5.09	.	.	.	.	0	2 . 46 5	.	.	.
-6.09	.	.	.	.	0	2 .46 5	.	.	.
-7.09	.	.	.	.	0	2 63 5	.	.	.
-8.09	.	.	.	.	0	2 635	.	.	.
-9.09	.	.	.	.	0	26 5	.	.	.
-10.09	.	.	.	.	0 24635	.	.	.	.
-11.09	.	.	.	.	0 4635	.	.	.	.
-12.09	.	.	.	.	04165	.	.	.	.
-13.09	.	.	.	.	0465	.	.	.	.
-14.09	.	.	.	.	4265	.	.	.	.
-15.09	.	.	.	.	426	.	.	.	.
-16.09	.	.	.	.	065	.	.	.	.
-17.09	.	.	.	.	065	.	.	.	.
-18.09	.	.	.	.	65	.	.	.	.
-19.09	.	.	.	.	65	.	.	.	.
-20.09	.	.	.	.	6	.	.	.	.
-21.09	.	.	.	.	6	.	.	.	.

0 = 281033

1 = 310104

2 = 060004

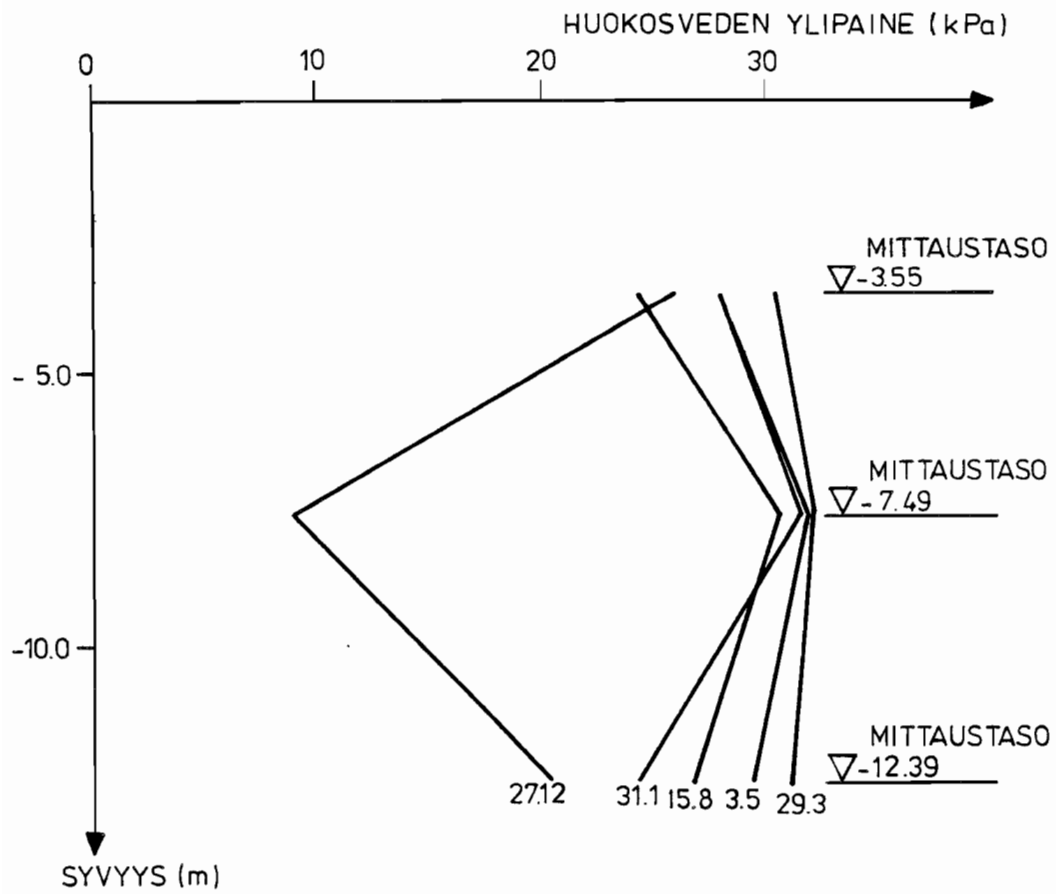
3 = 080304

4 = 290304

5 = 030304

6 = 030804

Kuva 51. Sivusiirtymäputken No 2 mittau tulokset.



Kuva 52. Huokosvedenpainemittausten tulokset.

6. KUSTANNUKSET

6.1 Suunnittelukustannukset

Suunnittelukustannukset on tässä esityksessä rajattu pohja-
rakennussuunnittelu- ja pohjatutkimuskustannuksiin, koska
alueen yleis- ja esisuunnittelukustannuksia on mahdotonta
arvioida tarkasti. Taulukossa 7 ovat syntyneet kustannukset
eriteltyinä.

Taulukko 7. Koepenkereen suunnittelukustannukset.

Kustannuslaji	Kustannus/mk
Geotekninen suunnittelu ja valvonta	37 053
Pohjatutkimukset ja laboratoriotyöt	93 070
Ulkopuoliset asiantuntijapalvelut	40 283
Kustannukset yhteensä	170 406

Taulukossa 7 ulkopuolisiin asiantuntijapalveluihin sisälty-
vät VTT:n suorittamat pohjatutkimukset ja laboratoriokokeet
sekä konsulttipiirtäjän kustannukset. Suunnittelukustannus-
ten osuus kokonaiskustannuksista on 11,3 %, kun kokonais-
kustannuksiin lasketaan rakentamiskustannukset, suunnittelu-
kustannukset ja tarkkailumittauskustannukset. Suhteellisen
korkea prosenttiosuus johtuu kohteen erikoisluonteesta.

6.2 Rakentamiskustannukset

Rakentamiskustannukset koostuvat katuosaston kustannuksista
ja satamalaitoksen kustannuksista. Taulukossa 8 ovat raken-
tamiskustannukset eriteltyinä. Satamalaitoksen kaikki kus-
tannukset ovat kohdassa vahvistinkankaan asennus. Allas-
täytön kustannuksista on taulukossa mukana n. 95 %. Koe-
pengeralueesta saadaan 1,9 ha uutta maapohjaa, joten raken-
tamiskustannukset ovat 69 mk/m².

Taulukko 8. Rakentamiskustannukset.

Kustannuslaji	Kustannus/mk
Työmaatiet	22 319
Mittaustyöt	11 455
Hanketta ylläpitävät työt	29 763
Maan leikkaus penkereen pohjoispäässä	12 550
Louheen kuormaus välivarastopaikalla	72 387
Louheen kuljetus välivarastosta penkereelle	107 657
Vahvistinkangas ja suodatinkangas	342 942
Täytehiekkan levitys kaivinkoneella	100 763
Allastäyttö	37 993
Vahvistinkankaan asennus	495 829
Louheen varastointi	4 724
Yleiskustannukset 6 %	74 198
Kustannukset yhteensä	1 312 580

6.3 Tarkkailumittauskustannukset

Seuraavassa tarkastellaan tarkkailumittauskustannuksia hankkeen alusta huhtikuun loppuun 1984 asti. Kustannukset on koottu taulukkoon 9.

Taulukko 9. Tarkkailumittauskustannukset

Kustannuslaji	Kustannus/mk
Suunnittelu ja tulostus	41 787
Mittalaitteiden asennus	32 038
Mittaustyöt	31 595
Asennus- ja mittaustöiden valvonta	22 440
Muut kenttätöökustannukset	20 095
Kustannukset yhteensä	147 955

Taulukossa 9 kohta muut kenttätöökustannukset sisältää kenttätöökuljetukset ja kenttätööhuollon. Koepenkeren kokonaiskustannukset ovat 86 mk/m².

6.4 Kustannusten analysointi

Pohjarakennussuunnittelu- ja pohjatutkimuskustannusten suhteellinen osuus tulee jatkorakentamisen yhteydessä alenemaan, koska suunnittelutyö rutinoituu ja tutkimuspisteverkkoa voidaan harventaa. Koko pengerrakentaminen on kuitenkin vaativa pohjarakennuskohde, mikä edellyttää normaalia tarkempaa pohjatutkimusta ja pohjarakennussuunnittelua.

Koepenkereen suurehkot tarkkailumittauskustannukset johtuivat mittausten runsaasta määrästä ja vaikeista erikoisolosuhteista, jotka hankaloittivat sekä asennusta että mittausta. Jatkorakentamisen tarkkailumittauskustannusten suhteellinen osuus pienenee, koska mittalaitteita asennetaan harvempaan. Suunnittelu-, tutkimus- ja tarkkailumittauskustannusten voidaan arvioida jatkossa olevan n. 6-10 % kokonaiskustannuksista.

Rakentamiskustannukset neliömetriä kohden olivat varsin kohtuulliset, kun otetaan huomioon se, että sovelletusta työtekniikasta ei ollut aikaisempaa kokemusta. Jatkorakentamisessa kannattaa kiinnittää huomiota kunkin työvaiheen alun ajoittamiseen, jotta vaikeat sääolosuhteet eivät pääsisi aiheuttamaan lisäkustannuksia. Allastäyttömassoista tultaneen jatkossa perimään vastaanottomaksua, jolla allastäyttö voidaan rahoittaa. Koepengeraltaaseen on läjitetty vain Helsingin kaupungin rakennusviraston ylijäämämassoja, koska altaan pienen koon vuoksi ulkopuolisia massoja ei ole voitu ottaa vastaan.

Arvioitaessa Vanhankaupunginlahden länsirannan täytön kokonaistaloudellisuutta on hyötypuolelle laskettava ylijäämämassojen kuljetuskustannussäästön lisäksi käyttöön tulevan lisämaan arvo. Taulukossa 10 on suoritettu hankkeen hyöty-kustannus-analyysi. Pengerperiaalin keskimääräiseksi ajomatkaksi on valittu 5 km, koska pengerlouhetta on runsaasti lähivuosina saatavissa täyttöalueen läheltä. Ylijäämämassojen kuljetusmatkan lyhenemistä on hankala määrittää tarkasti, minkä vuoksi matkan lyhenemiselle on arvioitu ylä- ja alaraja. Taulukon 10 laskelmien perusteella rakennushankkeen hyödyn ja kustannusten erotus on n. 50-60 miljoonaa markkaa.

Taulukko 10. Vanhankaupunginlahden länsirannan täytön
hyöty-kustannusanalyysi.

<u>HYÖTY</u>	
- Kuljetuskustannussäästö ylijäämämassojen ajomatkan lyhentyessä	
- jos ajomatka lyhenee 5 km, säästö on 1 055 000 m ³ rtr x 10 mk/m ³ rtr	10 550 000 mk
- jos ajomatka lyhenee 10 km, säästö on 1055 000 m ³ rtr x 20 mk/m ³ rtr	21 100 000 mk
- Käyttöön tulevan lisämaan arvo	
- virkistysalue 44 ha x 70 mk/m ²	30 800 000 mk
- sataman tukialue 10 ha x 350 mk/m ²	35 000 000 mk
- teollisuusalue 3 ha x 650 mk/m ²	19 500 000 mk
- Hyöty yhteensä	
- ajomatkan lyhennys 5 km	95 850 000 mk
- ajomatkan lyhennys 10 km	106 400 000 mk
<u>KUSTANNUKSET</u>	
- Suunnittelu- ja rakentamiskustannukset, rakentaminen välivarastoimalla	34 452 000 mk
- Penger materiaalin ajokustannus	
- ajomatka 5 km: 572 000 m ³ rtr x 14 mk/m ³ rtr	8 008 000 mk
- Kustannukset yhteensä	42 460 000 mk
<u>HYÖDYN JA KUSTANNUSTEN EROTUS</u>	
- Ylijäämämassojen ajomatka lyhenee 5 km	53 390 000 mk
- Ylijäämämassojen ajomatka lyhenee 10 km	63 940 000 mk

KIRJALLISUUSLUETTELO

- /1/ Calhoun, C.C., Development of design criteria and acceptance specifications for plastic filter cloths, US Army, Mississippi, USA, 1972.
- /2/ Gicot, O., Perfetti, J., Geotextiles, conceiving and designing engineering structures, Rhône-Poulenc-Fibres, France, 1982.
- /3/ Helsingin kaupunki, geo, Hermannin-Arabianrannan osayleiskaava, Täytön yleissuunnitelma, TNo 1643.0/II, Helsinki, 1979.
- /4/ Helsingin kaupunki, geo, Vanhankaupunginlahden länsirannan täyttö osa-alue I, Pohjatutkimus- ja pohjarakennussuunnitelma, TNo 2390.2/III, Helsinki, 1983.
- /5/ Helsingin kaupunki, geo, Vanhankaupunginlahden länsirannan täyttö, Tarkkailumittausuunnitelma, TNo 2913, Helsinki, 1983.
- /6/ Helsingin kaupunki, johtajistotoimikunta, Hermannin-Arabianrannan yhteistyöryhmän muistio, Helsinki, 1983.
- /7/ ICI Fibres, A guide to test procedures used in the evaluation of Civil Engineering Fabrics, England, 1981.
- /8/ ICI Fibres, Improvement of Ground through Terram technology, Terram Techniques, England, 1983.
- /9/ Juvonen, J., Suodatinkankaiden käyttö vesirakennuksessa sovellutuksena suodatinkankaiden käyttö imuruoppausmassojen läjitysaltaissa. Diplomityö TKK, Otaniemi, 1980.
- /10/ Koerner, R.M., Welsh, J.P., Construction and Geotechnical Engineering Using Synthetic Fabrics, J. Wiley & Sons, New York, USA, 1980.

- /11/ Latvala, A., Pehmeikölle rakennetun penkereen painumisesta, Vesihallituksen tiedotus 194, Helsinki, 1980.
- /12/ McGown, A., Geotekstiilejä käsittelevä luento, HTKK, Espoo, 1984.
- /13/ McGown, A., The properties and uses of permeable fabric membranes, University of Stratchclyde, Glasgow, Scotland, 1976.
- /14/ Second International Conference on Geotextiles, Proceedings, volume III, Las Vegas, USA, 1982.
- /15/ Second International Conference on Geotextiles, Proceedings, volume IV, Las Vegas, USA, 1983.
- /16/ Sherard, J.L., Woodward, R.J., Gizienksi, S.F., Clevenger, W.A., Earth and Earth-Rock Dams, J. Wiley and Sons Inc, USA, 1963.
- /17/ Suomen Rakennusinsinöörien liitto, Pohjarakennus, RIL 95, Helsinki, 1974.
- /18/ Tammirinne, M., Rakennusten perustaminen maanvaraan. Painuman laskeminen. VTT:n geotekniikan laboratorion tiedonanto 21, Otaniemi, 1975.
- /19/ VTT/geo, Vanhankaupunginlahden länsirannan kaksoispenkereen suunnitteluun liittyvien suunnitteluparametrien tarkistus, Espoo, 1982.
- /20/ VTT/geo, Vanhankaupunginlahden länsirannan penkereiden suunnitteluun liittyvien lujuusparametrien määrittäminen, Espoo, 1983.
- /21/ Vähäaho, I., Pehmeikölle perustettavan pientalon painumien laskeminen. Helsingin kaupungin geoteknillisen toimiston tiedote 14, Helsinki, 1979.

MUUT LÄHTEET

- /22/ Vierailu Turun satamalaitokselle 12.3.1984.
- /23/ Rkm Kojon haastattelu, Helsinki 4.4.1984.
- /24/ Rkm Ståhlbergin haastattelu, Helsinki 21.6.1984.

GEOTEKNISEN OSASTON TIEDOTTEET

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. Saarelma, M., Melusuojarakenteiden perustamistapaselvitys. 1974. 30,-
6. Saarelma, M., Kitkapaalujen kantavuus. 1976. 30,-
7. Petäjä, J., Putkijohtojen pohjarakenteiden mitoittaminen. 1977. 50,-
8. Raudasmaa, P., Metrotunneleiden injektointi. 1977. 120,-
9. Anttikoski, U., Kalliotunnelien käyttö varastointiin. 1977. 50,-
10. Tikkanen, H., Rakentamisen vaikutus pohjaveteen Helsingin keskustassa. 1978. 70,-
11. Arkima, O., Kluuvin ruhjeen jäädytys. 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 yhteiskäyttötunneleihin. 1981. 50,-
18. Havukainen, J., Kivihiilivoimalan tuhkan käyttö maarakenteissa. 1981. 50,-
19. Roinisto, J., Yhteiskäyttötunneleiden 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 Torpparinmäessä. 1982.
27. Paavola, P., Kunnallisteknisten tunneleiden 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 kivihiilituhkien 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,-