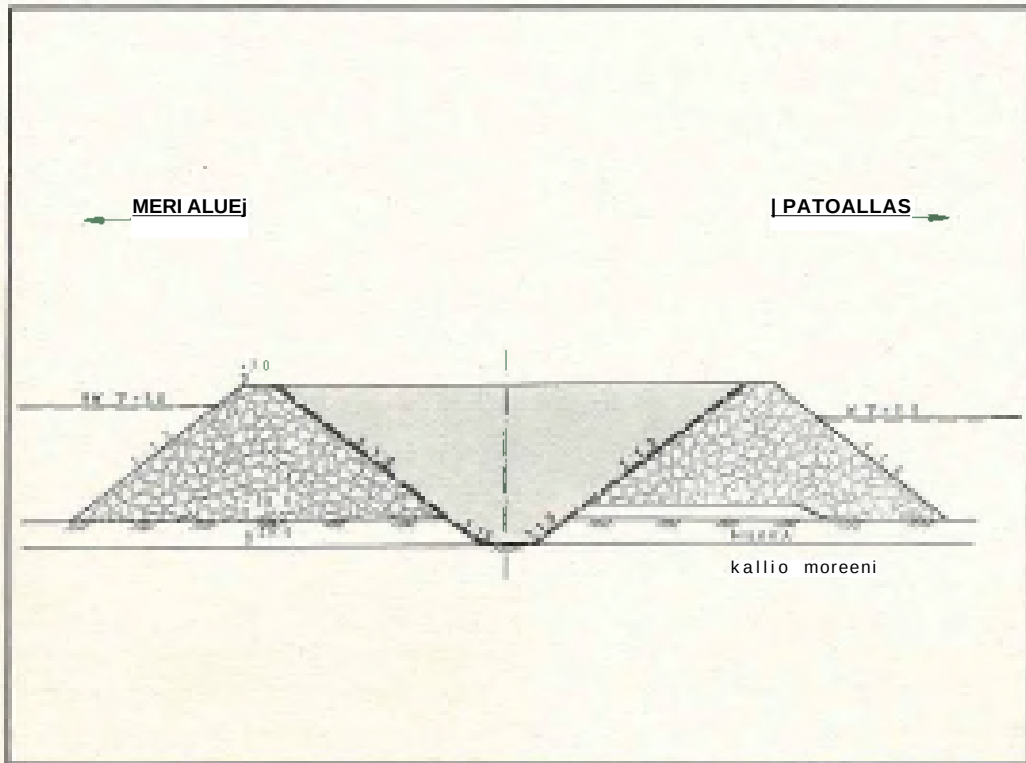




HELSINGIN TULVAPADON RAKENTAMISEN EDELLYTYKSET

Timmo Ravea • Osmo Korhonen



HELSINGIN KAUPUNKI

KIINTEISTÖVIRASTO

G E O T E K N I N E N O S A S T O

ALKULAUSE

Helsingin kaupungin pinta-ala on 591 km^2 , josta 185 km^2 on maa-aluetta ja 407 km^2 vesialuetta. Helsingin ranta-alueet ovat alavia ja osa ydinkeskustan maa-alueista on saatu aikaiseksi täyttämällä merialuetta. Uutta rakennusmaata on saatu lisää merestä täyttämällä noin 5 km^2 .

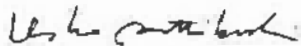
Kasvihuoneilmiön voimistumisen vaikutuksesta maapallon ilmaston ennakoitaan lämpenevän. Ilmaston muutoksen ennustetaan aiheuttavan myös muutoksia merenpinnan korkeuteen. Tästä kehityksestä vallitsee tutkijoiden piirissä hyvin erilaisia käsityksiä. Ennusteet seuraavan sadan vuoden kehityksestä vaihtelevat merenpinnan puolen metrin laskusta muutaman metrin nousuun.

Merenpinnan mahdollisella nousulla on merkittäviä vaikutuksia Helsingin keskusta- ja ranta-alueiden käytölle sekä koko rakennetun ympäristön toiminnalle.

Kasvihuoneilmiön aikaansaama merenpinnan nousu muodostaa selvän uhkan, joka tulee tiedostaa Helsingin keskustan sekä ranta-alueiden suunnittelussa. Tämä selvitys käsittelee mereen rakennettavien tulvasuojelutarpeiden rakentamismahdollisuuksia ja se toimii lähtöaineistona tuleville tulvasuojelutarpeita ja suojarakenteiden rakentamismenetelmiä käsitteleville tutkimuksille. Jatkossa tulee seurata kasvihuoneilmiön kehittymistä ja selvittää sen vaikutusta merenpinnan korkeuksiin Helsingin alueella sekä tutkia konkreettisesti mahdollisesti tarvittavien tulvasuojelurakenteiden rakentamismahdollisuuksia sekä niiden ympäristövaikutuksia.

Tiedote perustuu Timmo Ravean diplomityöhön "Helsingin tulvapadon rakentamisen edellytykset", joka on tehty Helsingin kaupungin kiinteistöviraston geoteknisellä osastolla professori K-H. Korhosen valvonnassa. Työn ohjaajina ovat toimineet toimistopäällikkö Osmo Korhonen geotekniseltä osastolta sekä jaospäällikkö Kyösti Oasmaa Helsingin kaupunkisuunnitteluviraston yleiskaavaosastolta.

Helsingissä, huhtikuun 10. päivänä 1992



Usko Anttikoski
osastopäällikkö

TIIVISTELMÄ

Tämä tutkimus on tehty Helsingin kaupungin kiinteistöviraston geoteknisellä osastolla tavoitteena selvittää tulvapadon rakentamismahdollisuudet Helsingin edustalle. Tulvapato on suunniteltu suojautumiskeinoksi kasvihuoneilmiön voimistumisen synnyttämää meren keskivedenpinnan nousua vastaan. Tutkimus perustuu alan kirjallisuuteen sekä maailmalla rakennetuista padoista saatuihin kokemuksiin.

Tutkimuksessa on esitetty meripadon ja lyhyesti myös rantapadon yleissuunnitelma. Suunnitelma sisältää kaksi vaihtoehtoista patotyyppiä, jotka on jaettu edelleen erilaisten patopaikan pohjasuhteiden perusteella kolmeksi alatyypiksi. Patoalueella tehtyjen alustavien pohjatutkimusten perusteella alueen pohjasuhteet ovat vaihtelevat ja paikoin erittäin vaikeat padon rakentamiselle.

Patorakenne muodostuu toisessa patotyyppissä kahdesta ja toisessa yhdestä louhepenkereestä, joita vasten tiivistyssydän tukeutuu. Tiivistyssydämen eroosio on estetty sen ympärile asennetuilla suodatinkankailla. Tärkein mitoitettava tekijä on ollut rakennuspohjan eroosion estäminen. Eroosion vaara on eliminoitu moreenista rakennettavalla tiivistyspatjalla tai vaihtoehtoisesti vaakasuoralla kiviainessuodattimella. Työmenetelmät on selostettu padon rakenteiden mitoituksen yhteydessä.

Padon yleissuunnitelman lisäksi on tarkasteltu merenpinnan nousua ja sen vaikutuksia Helsingissä, esitetty vaihtoehtoiset patolinjat ja vertailtu niitä, tutkittu laboratoriossa padon rakennuspohjan merihiekkanäytteitä, kerrottu patoon liittyvistä rakenteista sekä esitetty kaksi esimerkkipatoa.

ABSTRACT

This research was conducted at the geotechnical department of the City of Helsinki Real Estate Office. Its aim was to determine the feasibility of constructing a flood protection barrier along the Helsinki sea front. The flood barrier has been planned as a protective measure against a rise in the mean sea-level caused by the greenhouse effect. The investigation is based upon literature dealing with this issue, as well as experience gained to date from constructed dams around the World.

A general plan of both offshore and, briefly, inshore dams is presented. The plan includes alternative dam designs, which are further subdivided into three classes according to the ground conditions prevailing at the dam sites. Based on preliminary soil investigations carried out at the dam sites, the ground conditions have been found to be variable and at some places very difficult with respect to dam construction.

The designs entail, respectively, two and one Stone embankments which support the dam core. Erosion of the core is prevented by surrounding it with a geotextile acting as filter. The primary factor in dimensioning considerations has been the prevention of foundation erosion. This danger can be removed through the use of an impervious blanket made of moraine or, alternatively, an horizontal gravel filter. Construction procedures are explained wherever dimensioning details of dam structures are presented.

In addition to the general plan the following issues are discussed: sea-level rise and its effect on Helsinki, comparison of alternative barrier routes, laboratory analysis of sea sand from the dam foundation sites, descriptions of the dam structures and two example cases of existing dam constructions.

MERKINNÄT

A	poikkipinta-ala, jonka lävitse suotovirtaus tapahtuu, m ²
A	huokospaineparametri
B	huokospaineparametri
$\bar{B}$	kokonaishuokospaineparametri
C_u	raekokosuhde
C_w	suhdeluku
CIDC-koe	isotrooppisesti konsolidoitu, avoin kolmiakselikoe
D_i	suodatin materiaalin läpäisyprosenttia i vastaava raekoko, mm
E_d	avoimen tilan muodonmuutosmoduuli, kN/m ²
F	varmuuskerroin
F_w	kerran 10 vuodessa esiintyvä pakkasmäärä, Kh
H	korkeus, m
H_s	määräävä aallon korkeus, m
AH	vesipintojen korkeusero, m
HW	merenpinnan ylin taso, +m
le	kriittinen hydraulinen gradientti
le	ulostulogradientti
K	painokerroin
K	vakio
K_d	vakio
K_f	sortumätilaa vastaava painokerroin
K_o	lepopainekerroin
L	vapaan syvän vesialueen aallokon suuntainen pituus, km
u	virtausmatka, m
(l-w)eff	tehokas virtausmatka, m
l-wh	vaakasuora virtausmatka, m
L_{wv}	pystysuora virtausmatka, m
LW	merenpinnan alin taso, ±m
M	kokoonpuristuvuusmoduuli, kN/m ²
MW	keskimerenpinnan taso, ±m
O_i	läpäisyprosenttia i vastaava suodatinkankaan huokoskoko, mm
Q	lohkareen paino, tn
R	liukuympyrän säde, m
U	raekokosuhde d_{50}/d_{10}
U	tuulen nopeus, m/s
w	lamellin paino, kN, kN/m
c	koheesio, kN/m ²

d_i	suojattavan materiaalin läpäisyprosenttia i vastaava raekoko, mm
f_o	lamellien väliset voimat huomioiva kerroin
h	veden painekorkeus, m
h_c	tiivistemateriaalin korkeus padon poikkileikkauksen tarkastelupisteessä, m
h_r	louheen korkeus padon poikkileikkauksen tarkastelupisteessä, m
i	hydraulinen gradientti virtauksen suunnassa
k	vedenläpäisevyyskerroin, cm/s
k	keskimääräinen vedenläpäisevyyskerroin, cm/s
k_h	vedenläpäisevyyskerroin vaakasuorassa suunnassa, cm/s
k_v	vedenläpäisevyyskerroin pystysuorassa suunnassa, cm/s
$\bar{n}$	pinnan yksikkönormaali
n_l	virtausviivojen välien lukumäärä, kpl
n_h	ekvipotentiaaliivivojen välien lukumäärä, kpl
q	suotovesimäärä, m ³ /vrk
q	deviatorinen jännitys, kN/m ²
q_c	residuaalijännitys, kN/m ²
q_f	deviatorisen jännityksen maksimiarvo, kN/m ²
S_u	suljettu leikkauslujuus, kN/m ²
u	huokosvedenpaine, kN/m ²
u_a	huokosvedenpaineen muutos, kN/m ²
v	virtausnopeus, cm/s
v_n	virtaamatiheys, m/s
A_x	lamellin leveys, m
A_x	elementin x-akselin suuntaisen sivun pituus, m
A_y	elementin y-akselin suuntaisen sivun pituus, m
z	syvyys, m
α	liukupinnan tangentin ja vaakasuoran välinen kulma, °
α	luiskan kaltevuuskulma, °
γ	maan tilavuuspaino, kN/m ³
γ	maan tehokas tilavuuspaino, kN/m ³
γ_d	maan kuivatilavuuspaino, kN/m ³
γ_c	tiivistemateriaalin märkätilavuuspaino, kN/m ³
γ_r	louheen märkätilavuuspaino, kN/m ³
γ_s	lohkareen tilavuuspaino, kN/m ³
γ_w	veden tilavuuspaino, kN/m ³
E_1	venymä, %
A_{e1}	maan suhteellinen kokoonpuristuma, %/100

ν	Poissonin luku
H_z'	tehokas pystysuora normaalijännitys, kN/m^2
σ_1, σ_3	pääjännitykset, kN/m^2
$\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_3$	pääjännitysten muutokset, kN/m^2
$\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_3$	tehokkaiden pääjännitysten muutokset, kN/m^2
φ	maan kitkakulma, $^\circ$
φ'	maan tehokas kitkakulma, $^\circ$
φ_{res}	jäännöslujuuden perusteella määritetty kitkakulma, $^\circ$
w	vesipitoisuus, %

LIITELUETTELO

- Liite 1. Helsingin tulvapato. Kartta
- Liite 2. Helsingin tulvapato. Tammaluodon ja Eestiuodon välillä sijaitseva merenpohjan tutkimusalue /25/.
- Liite 3. Helsingin tulvapato. Patotyyppi Ia.
- Liite 4. Helsingin tulvapato. Patotyyppi Ib.
- Liite 5. Helsingin tulvapato. Patotyyppi Ic.
- Liite 6. Helsingin tulvapato. Patotyyppi Ha.
- Liite 7. Helsingin tulvapato. Patotyyppi Hb.
- Liite 8. Helsingin tulvapato. Patotyyppi He.
- Liite 9. Helsingin tulvapato. Rantapadon tyypipoikkileikkaus.
- Liite 10. Helsingin tulvapato. Rantapenkereen tyypipoikkileikkaus.
- Liite 11. Määrittävän aallon korkeuden H_s määrittäminen tuulen nopeuden U ja vapaan syvän vesialueen aallokon suuntaisen pituuden L tai tuulen kestoajan t perusteella /30/.

SISÄLLYSLUETTELO

ALKULAUSE

TIIVISTELMÄ

ABSTRACT

MERKINNÄT

LIITELUETTELO

SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO	1
2.	MERENPINNAN NOUSU JA SEN VAIKUTUKSET	2
2.1	Ilmastonmuutos Suomessa	2
2.2	Merenpinnan korkeudet Helsingissä	3
2.3	Merenpinnan nousun vaikutukset Helsingin alueella	5
3.	VAIHTOEHTOISET PATOLINJAT	8
3.1	Patolinjat ja niiden suojaamat alueet	8
3.2	Massalaskelmat	9
3.3	Kustannusvertailu	9
4.	POHJATUTKIMUKSET JA POHJASUHTEET	12
4.1	Patoalueen merenpohjan geotekniset tutkimukset	12
4.11	Kenttätutkimukset	12
4.12	Laboratoriotutkimukset	13
4.2	Maan- ja louheenottoapaikkojen alustavat tutkimukset	18
4.3	Pohjasuhteet	18
4.31	Pohjasuhteet paloalueella	18
4.32	Patolinjojen pohjasuhteiden vertailu	20
5.	HELSINGIN TULVAPADON YLEISSUUNNITELMA	23
5.1	Patotyyppit ja suotovirtauksen hallintamenetelmät	23
5.11	Vaihtoehtoiset patotyyppit	23
5.12	Meripadon poikkileikkaus	24
5.121	Harjan leveys ja korkeus	24
5.122	Tiivistyssydän	26
5.123	Tukipenkereet	29
5.124	Suodattimet	30
5.125	Luiskien verhoukset	39
5.126	Padon liittynät	43
5.13	Rantapadon ja rantapenkereen poikkileikkaus	45
5.14	Suotovirtauksen hallintamenetelmät	47

	5.141 Eri toimintatapoihin perustuvat suotovirtauksen hallintamenetelmät	47
	5.142 Tiivistyspatja	47
	5.143 Tiivistyssydämen upottaminen	48
	5.144 Katkaisuseinä	50
	5.145 Vaakasuora suodatinkerros	53
	5.146 Suotovirtauksen hallintamenetelmät Helsingin meripadossa	54
5.2	Suotovirtaus	54
	5.21 Suotovirtauksen teoriaa	54
	5.211 Kenttäyhtälöt	54
	5.212 Reunaehtoyhtälöt	55
	5.213 Suotovirtauksen ratkaiseminen numeerisella menetelmällä	57
	5.214 Suotovirtauksen ratkaiseminen graafisella menetelmällä	58
	5.215 Ylin virtausviiva	60
	5.216 Suotovesimäärä	61
	5.22 Suotautuminen padon ali	63
	5.23 Suotautuminen padon läpi	64
	5.23 Hydraulinen murtuminen ja sisäinen eroosio	67
5.3	Vakavuuslaskelmat	70
	5.31 Padon vakavuuslaskelmat	70
	5.32 Rakennusaikainen vakavuus	73
	5.33 Vakavuus jatkuvan suototilan vallitessa	79
	5.34 Pohjakaivannon luiskien vakavuus	80
5.4	Painuminen	83
	5.41 Patomateriaalin tiivistyminen	83
	5.42 Maapohjan painuminen	85
6.	PATOON LIITTYVÄT RAKENTEET	87
	6.1 Sulut	87
	6.2 Patoaltaan vedenpumppausjärjestelmä	87
	6.3 Tien rakentaminen padon harjalle	88
7.	ESIMERKKIPATOJA	89
	7.1 Obran pato, Intia	89

	7.11	Palopaikka	89
	7.12	Pohjasuhteet	89
	7.13	Padon poikkileikkaus	91
	7.14	Suotovirtauksen hallintamenetelmät	92
	7.2	Pietarin tulvapato	92
8.		YHTEENVETO	96
9.		KIRJALLISUUSLUETTELO	98
		LIITTEET	

1. JOHDANTO

Ihmiskunnan energiantuotannon, teollisen toiminnan, liikenteen sekä maa- ja metsätalouden päästöjen vaikutuksesta ns. kasvihuoneilmiö on voimistunut. Kasvihuoneilmiön voimistuminen on synnyttänyt globaalin ilmakehän lämpenemisprosessin, joka tulee kohottamaan valtamerien keskivedenpintaa 1271.

Helsingin ranta-alueiden korkeustasoja tarkasteltaessa voidaan havaita, että merenpinnan yliveden HW noustessa tasolle n. +2.0, joka vastaa kasvihuoneilmiön voimistumisen aiheuttamaa 0.6 m keskimerenpinnan nousua ja 1.5 m tulvan aikaista merenpinnan nousua, on sitä vastaan viimeistään suojauduttava. Viemäriverkoston kannalta suojaamistarve on ajankohtainen jo 0.2...0.3 m keskimerenpinnan nousulla. Tässä työssä tarkastelun lähtökohtana on vuosi 2100 ja silloin esiintyvä keskimerenpinnan korkeusarvio sekä nykyistä vastavat tulvanaikaiset meren huippukorkeudet.

Merenpinnan nousua vastaan voidaan suojautua meri- tai rantapatojen avulla sekä alavien ranta-alueiden yleistasausta nostamalla. Rakennetussa kaupunkiympäristössä voidaan yleistasausta nostaa riittävälle tasolle ainoastaan paikallisesti. Lisäksi suojeltava rantaviiva on erittäin pitkä ja paikoin vaikeasti rakennettavissa. Näistä syistä sekä yleistasausten nostaminen että rantapato soveltuvat lähinnä meripatoa täydentäviksi suojautumISRatkaisuiksi.

Tämän tutkimuksen tarkoituksena on ollut selvittää tulvapadon rakentamis mahdollisuudet Helsingin edustalle. Tutkimuksessa esitetään meripadon ja lyhyesti myös rantapadon yleissuunnitelma. Suunnitelma sisältää vaihtoehtoitien patojen mitoituksen perusmaatyypeittäin. Erillistä työselitystä ei ole laadittu, mutta työmenetelmät on selostettu rakenteiden mitoituksen yhteydessä. Yleissuunnitelma on tehty vuonna 1984 säädetyä patoturvallisuuslakia /38/ ja sen nojalla annettua patoturvallisuusasetusta sekä Vesihallituksen patoturvallisuusohjeita /47/ noudattaen. Patoturvallisuusohjeiden luokituksen perusteella Helsingin tulvapato on P-pato, jolle on annettu erityismääräyksiä patoturvallisuuslaissa. Yleissuunnitelma on perustana myöhemmin mahdollisesti tehtävälle yksityiskohtaiselle suunnitelmalle.

Padon yleissuunnitelman lisäksi tässä työssä on tarkasteltu merenpinnan nousua ja sen vaikutuksia Helsingissä, vertailtu vaihtoehtoisia patolinjoja, kerrottu patoon liittyvistä rakenteista sekä esitelty kaksi esimerkkipatoa.

2. MERENPINNAN NOUSU JA SEN VAIKUTUKSET

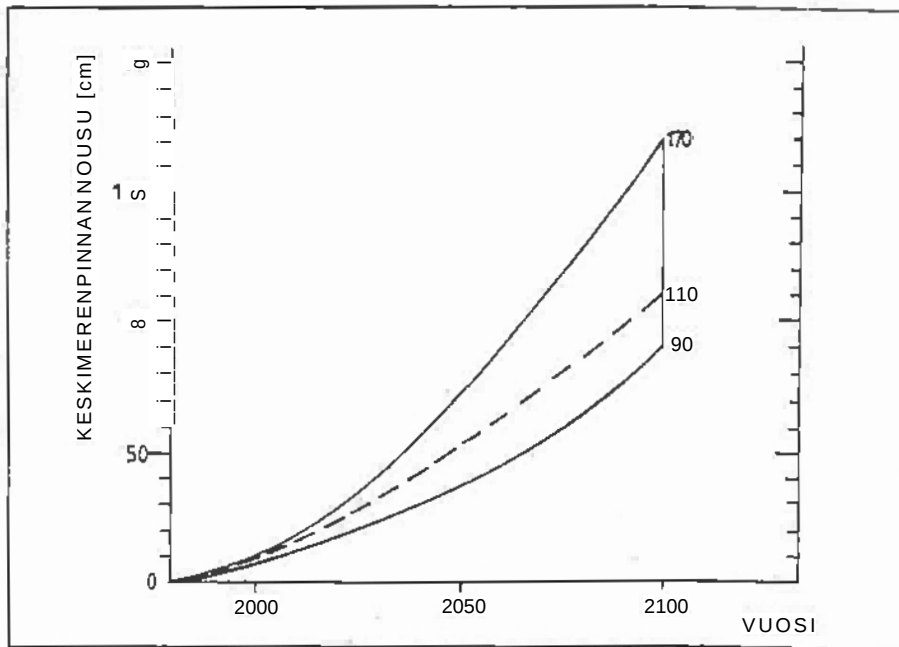
2.1 Ilmastomuutos Suomessa

Kasvihuoneilmiö on fysikaalis-kemiallisten ilmiöiden sarja, joka on synnyttänyt maapallolle sen nykyisen ilmaston. Maapallon ilmakehä toimii lämpövaippana, joka päästää lävitseen auringon lyhytaaltoista säteilyä, mutta absorboi osan maanpinnalta avaruuteen säteilevästä pitkäaaltoisesta säteilystä. Absorboitumista aiheuttavat ns. kasvihuonekaasut, joista merkittävimpiä ovat hiilidioksidi (CO_2), metaani (CH_4), typpioksiduuli (N_2O), kloorifluorihilivety-yhdisteet (CFC-kaasut) sekä otsoni (O_3). Kun kasvihuonekaasuja lisätään ilmakehässä, hakeutuu Maan uuteen lämpötasapainoon korkeammalla lämpötilatasolla 1271. Maan keskimääräinen pintalämpötila on noussut satavuotisjakson 1880 - 1980 aikana n. 0.5 °C. Viime vuosikymmenen aikana Maan pintalämpötila on kohonnut poikkeuksellisen nopeasti, n. 0.1 °C vuodessa 121.

Ilmakehän hiilidioksidipitoisuuden kasvun vaikutuksia Maan ilmastoon on simuloitu ilmastomallien avulla. Hiilidioksidipitoisuuden kaksinkertaistuessa Maan keskilämpötilan on laskettu nousevan 1.5...4.5°C. Tämän arvioidaan tapahtuvan seuraavan vuosisadan puoliväliin mennessä /6/. Lämpötilan nousu jakautuu maapallolla varsin epätasaisesti: ennustettu ilmastomuutos on suurin pohjoisimmilla alueilla ja varsinkin talvisin. Jos hiilidioksidipitoisuus ilmassa kaksinkertaistuu, kohonnee lämpötila Suomessa talvella 8...14 °C ja kesällä 2...4 °C. Suomi kuuluu Atlantin takia kuitenkin alueeseen, jolla ilmastotoennusteet ovat poikkeuksellisen epävarmoja 1271.

Uempien ilmastomallien mukaan sademäärät lisääntyvät koko Fennoskandian alueella. Sateiden ennustetaan lisääntyvän Suomessa 30. ..40 % ilmastomuutoksen seurauksena /6/. Sademäärien on myös tilastollisesti havaittu lisääntyneen tällä vuosisadalla 1271.

Ilmaston lämpeneminen kohottaa merenpintaa, mikä aiheutuu pääasiassa jäätiköiden sulamisesta ja veden lämpölaajenemisesta. Merenpinta on kohonnut Peltierin ja Tushinghamin vuonna 1989 julkaistun tutkimuksen /38/ mukaan viimeisten sadan vuoden aikana 150 mm ja kohoaa nykyisin keskimäärin 2.4 mm vuodessa. Erilaisia keskimerenpinnan nousuennusteita on esitetty kuvassa 1, jonka on julkaissut United Nations Environmental Program 735/ vuonna 1988. Vuoteen 2100 mennessä keskimerenpinnan on arvioitu nousevan 0.9. ..1.7 m. Katkoviivalla on esitetty merenpinnan todennäköisin nousu. Sen mukaan keskimerenpinta olisi vuonna 2100 n. 1.1 m nykyistä korkeammalla.



Kuva 1. Erilaisia keskimerenpinnan nousuennusteita, UNEP. Katkoviiva esittää keskimerenpinnan todennäköisintä nousua /35/.

Keskimerenpinnan nousuennusteet poikkeavat toisistaan suuruudessa ja nousunopeudessa. Keskimerenpinnan nousunopeudet ovat olleet useimmissa ennusteissa 4...12 mm vuodessa, ja suurin osa tutkijoista uskoo merenpinnan nousun kiihtyvän kasvihuoneilmiön voimistuessa /10/.

Tärkein veden virtauksia ja korkeusvaihtelulta säätelevä tekijä on tuuli. Tuulet saavat suuren osan energiastaan veden haihtumisesta ja tiivistymisestä, joiden ennustetaan lisääntyvän Maan lämpötilan kohotessa /27/. Tuulisuuden lisääntyminen aiheuttaisi merenpinnan tulvanaikaisten korkeuksien kasvun.

2.2 Merenpinnan korkeudet Helsingissä

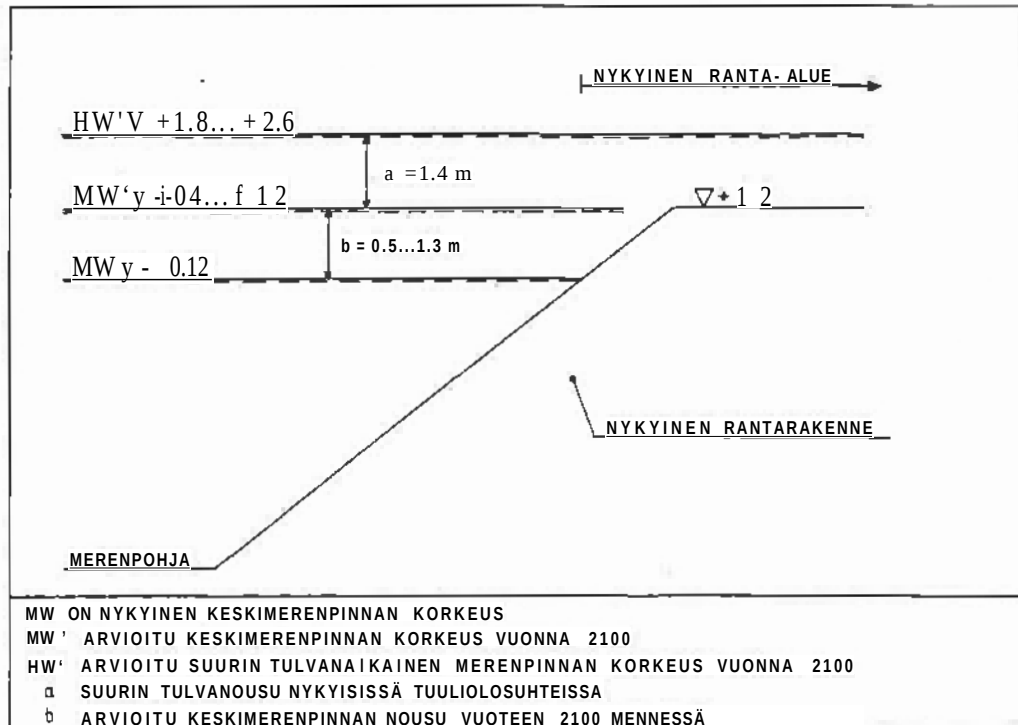
Tarkasteltaessa ilmastonmuutoksen aiheuttaman merenpinnan nousun vaikutuksia Helsingin alueella on maan kohoaminen ja merenpinnan normaalit korkeusvaihtelut otettava huomioon. Maan kohoaminen on suurimmillaan Perämeren kohdalla hidastuen etelään mentäessä. Helsingissä maa kohoaa nykyisin n. 3.5 mm vuodessa /14/.

Helsingin kaupungin korkeusjärjestelmä on N43. vuonna 1990 keskimerenpinta on ollut tasolla n. -0.12. Helsingin edustalla merenpinta on noussut 14 kertaa tasolle +1.0 tai sen yli vuodesta 1904 lähtien. Korkeimmillaan merenpinta on ollut tasolla +1.24 27.1.1990. Merenpinnan korkeuksien vuotuinen jakautuma Helsingissä on esitetty kuvassa 2. Koska ennusteita ilmastonmuutoksen vaikutuksista meren korkeusvaihteluihin ei ole ollut saatavilla, on oletettu, että meren korkeusvaihtelut säilyvät nykyisellään.



Kuva 2. Helsinki. Merenpinnan korkeuksien vuotuinen jakautuma korkeusjärjestelmässä N43 /14/.

Kun keskimerenpinnan nousuarviosta 0.9...1.7 m vähennetään maan kohoaminen, saadaan Helsingissä keskimerenpinnan korkeudeksi vuonna 2100 n. +0.4...+1.2. Näin ollen se olisi 0.5...1.3 m nykyistä keskimerenpintaa korkeammalla. Mikäli tuuliolosuhteet säilyvät nykyisellään, olisi merenpinta tällöin korkeimmillaan tasolla n. +1.8...+2.6. Merenpinta on näin korkealla ainoastaan lyhyen aikaa, enintään muutaman tunnin. Ennusteet Helsingissä vuonna 2100 esiintyvistä merenpinnan korkeuksista on esitetty kuvassa 3.



Kuva 3. Helsingin tulvapato. Ennusteet merenpinnan korkeuksista Helsingissä vuonna 2100.

2.3 Merenpinnan nousun vaikutukset Helsingin alueella

Merenpinnan nousun keskeisimmät vaikutukset rakennetussa kaupunkiympäristössä ovat viemäriverkoston toiminnan vaikeutuminen, ranta-alueiden joutuminen veden valtaan sekä kaukolämpöjohdoille ja kellaritiloille aiheutuvat vahingot.

Merenpinnan nousu ja siitä aiheutuva pohjavesipinnan kohoaminen lisäävät kaikissa viemärijärjestelmissä vuotovesiä. Merenpinnan noustessa yli korkeustason +0.8 alkaa merivettä kertyä viemäristöön, jolloin sadevesien purku sekä viemäristön ja pumppaamoiden ylivuotorakenteiden toiminta vaikeutuu. Ylivuotokynnyksiä voidaan korottaa nykyisestä vielä n. 20 cm, ennenkuin on vaarana veden padottuminen liian korkealle. Viemäriverkoston toimintakykyä voidaan parantaa lisäämällä sen kapasiteettia: rakentamalla uusia linjoja, pumppaamoita sekä viivytys- ja varastoaltaita. Purku- ja ylivuotorakenteiden korkeuksia voidaan nostaa tai sulkea ne padotusventtiileillä. Verkostoa voidaan myös tiivistää.

Kaukolämpöputket kulkevat keskimäärin metrin syvyydellä maan pinnasta. Putkikanaalit on yleensä salaojitettu korroosion ja routimisen estämiseksi.

Nykyisen kaukolämpöverkoston suojaputkia ei ole mitoitettu kestävänsä jatkuvaan vesipainetta, ja ne ovat arkoja elementin sisään tunkeutuvan veden vaikutuksille. Keskimerenpinnan ja pohjavesipinnan noustessa putkikanaaleihin kulkeutuu yhä enemmän vettä, joka johdetaan salaojituksen kautta yleiseen viemäriin, maastoon tai avo-ojaan. Suojaustoimenpiteitä ovat putkikanaalien salaojituksen parantaminen ja kaukolämpöputkien uusiminen tai tiivistäminen.

Helsingin kaupunkirakenne on suunniteltu siten, että hetkellisestä ylivedestä +1.2 ei aiheudu vielä suuria haittoja. Merenpinnan noustessa yli tason +1.2 alkavat matalimmat ranta-alueet peittyä vedellä. Niitä ovat mm. Helsingin ydinkeskustan alavat alueet: Kauppatori, Kluuvi, Hakaniemen tori ja Merihaika. Kauppatorin rannassa kriittinen vedenkorkeuden taso on +1.3...+1.4, Rautatientorilla ja eteläsatamassa +1.6...+1.7. Helsingin ranta-alueiden maanpinnan korkeuskäyrät +3.0 ja +2.0 on esitetty liitteessä 1. Rakennetussa kaupunkiympäristössä yleistasausta voidaan nostaa ainoastaan paikallisesti.

Merenpinnan nousulle alttiita rakenteita ovat kellaritilat, maanalaiset pysäköintitilat, yhteiskäyttö- ja metrotunnelit. Keskimerenpinnan ja pohjavesipinnan nousu synnyttää useisiin kellaritiloihin ulkoisen vedenpaineen ja nosteen, joista syistä kellaritilat on joko tiivistettävä tai rakennettava uudestaan. Metron suuaukot ovat Hakaniemessä tasossa +2.6 ja Ruoholahdessa tasossa +3.6.

Suurin osa Helsingin uusista kaava-alueista sijaitsee alavilla ranta-alueilla: Pikku-Huopalahti, Ruoholahti, Tali, Herttoniemi, Hermannin-Toukolanranta, Munkkisaari ja Jätkäsaari. Korkeustason +3.0 alapuolella sijaitsevia ranta-alueita, jotka ovat suunnittelun alla tai määrätty rakennettaviksi, on laskettu olevan yli 300 ha. Mikäli keskimerenpinnan nousu otetaan näillä alueilla huomioon, tulisi yleistasausta nostaa tason +2.0 yläpuolelle ja alin lattiataso asettaa tasolle +3.0.

2.4 Merenpinnan nousuun varautuminen maailmalla

Koska asiantuntijat eivät ole päässeet yksimielisyyteen merenpinnan nousun suuruudesta, nopeudesta ja vaikutuksista, eivät viranomaiset yleensä ole ryhtyneet toimenpiteisiin, vaan ovat tyytyneet odottamaan tutkimustulosten tarkentumista /10/. Viime vuosina on kuitenkin pidetty useita kansainvälisiä konferensseja, joissa on käsitelty ilmastonmuutoksen todennäköisyyttä, sen vaikutuksia ja näiltä suojautumista. Konferensseissa on usein painotettu viranomaisten ja suunnittelijoiden vastuuta: ensi sijassa tulisi vakiinnuttaa strategia ja aloittaa merenpinnan nousulle alttiiden alueiden kartoittaminen. Lisäksi

toimenpidesuunnitelmien on oltava valmiit, kun kriittiset mitoitusarvot ylittyvät. Viranomaisten konkreettisina toimenpiteinä ranta-alueiden suojelussa tulevat kysymykseen lähinnä suunnittelua koskevien määräyksien laatiminen sekä suojautumisrakenteiden suunnittelun käynnistäminen. Esimerkiksi Australiassa VVarringahShiren kaupungissa on hyväksytty ranta-alueiden suunnittelua koskevat määräykset, joissa on säädetty uusille rakennuksille sallittavat alimmat lattiatasot sekä asetettu alavien ranta-alueiden maankäytölle rajoituksia. Näiden lisäksi on tarkasteltu mm. viemäri- ja kuivatusverkon kehittämisen mahdollisuuksia.

Keskimerenpinnan nousulle erityisen herkkiä alueita ovat alavan maastonsa ja/tai matalien suojarakenteidensa vuoksi lukuisat Karibianmeren, Ison Valtameren ja Intian Valtameren saaret sekä useat rannikko- tai suistoalueelle perustetut kaupungit. Esimerkiksi Lontoossa, Hampurissa, Venetsiassa, Mississippin suistoalueella, Australian rannikkokaupungeissa ja Alankomaissa on keskimerenpinnan nousuun alettu suhtautua vakavasti.

Venetsiassa on käynnistetty laajat tutkimus- ja suunnittelutyöt kaupungin suojaamiseksi pääasiassa tulvia mutta myös ilmastonmuutoksen aiheuttamaa keskimerenpinnan nousua vastaan. Venetsiassa tulvarajaksi on määritetty merenpinnan taso +0.8. Alustavissa suunnitelmissa suojautumiskeinoksi on esitetty kolmen Venetsian laguuniin johtavan suuaukon sulkemista suluilla. Venetsian kuivatusjärjestelmän kehittämistä ja rannoille rakennettavia patoseiniä on tarkasteltu lisäksi vaihtoehtoisina tai täydentävinä ratkaisuin.

Alankomaissa on Itä-Scheldtin suistoalueen poikki valmistunut vuonna 1987 kolmiosainen tulvapato, joka suojaa suistoaluetta Pohjanmeren tulvanousuja ja keskimerenpinnan nousua vastaan. Vaihtoehtoisena suojauskeinona on esitetty suistoalueiden rantapenkereiden nostamista ja lujittamista. Alankomaiden Pohjanmeren ranta-alueiden suojelemiseksi on käynnistetty 1970-luvulla tutkimus- ja suunnittelutyö, jossa on pyritty välttämään pato- ja aallomurtajarakenteita. Suojaussuunnitelma, joka käsittää 21 km matkan Schevengenistä Hoek van Hollandiin, on jo valmis, ja sen mukaiset rakennustyöt on aloitettu. Uusi ranta-alue rakennetaan pinta-alaltaan kiilan muotoiseksi. Sen peittämä vesialue on n. 3000 hehtaaria. Rakennustöiden on laskettu maksavan n. 2000 milj. Suomen markkaa.

3. VAIHTOEHTOISET PATOLINJAT

3.1 Patolinjat ja niiden suojaamat alueet

Patolinjat on suunniteltu siten, että patoon tarvittavien massojen määrät ovat mahdollisimman pienet ja että pato suojaa tärkeimmät merenpinnan nousulle alttiit alueet. Lisäksi on vältetty merialueita, joilla pohjasuhteet ovat poikkeuksellisen vaikeat. Patolinjat on muodostettu yhdistämällä Helsingin edustan saaria erillisten patojen avulla toisiinsa. Patolinjojen mukaiset padot eivät ole yksinään riittävä suojautumISRatkaisu, vaan niitä on täydennettävä paikoin joko rantapatojen avulla tai korottamalla ranta-alueiden yleistasausta. Vaihtoehtoiset patolinjat on esitetty liitteessä 1.

Vaihtoehtoiset patolinjat ovat yhteneviä Helsingin itäisellä merialueella. Patolinjat alkavat Ramsinniemenstä Vuosaarella ja päättyvät joko Nokkalaan tai Karhusaareen Espoossa. Patolinjan I pituus on 2700 m, patolinjan II 5900 m ja patolinjan III 12100 m.

Helsingin tuivapato esitetään tehtäväksi yläveden suuntaan kaarevaksi niillä pato-osuuksilla, jotka ovat lyhyitä ja sijaitsevat saarten välisissä laaksoissa ja padoissa, joissa tiivistyssydän on ohut. Kaarevuuden tarkoituksena on synnyttää padon tiivistyssydämeen sen pituusakselin suuntainen padon painumista aiheutuva puristusjännitys. Tällä pyritään poistamaan tiivistyssydämeen mahdollisesti kehittyvä vetojännitys ja halkeamien syntyminen. Kaarevuussäde on ollut tehdyissä padoissa $R=390\ldots1500\text{ m}$ /42/.

Patolinjan I mukainen pato suojaa suurimman osan Helsingin tärkeimmistä alavista ranta-alueista: Vanhankaupungin- ja Kruunuvuorenselän ranta-alueet, Helsingin ydinkeskustan, Pikku-Huopalahden sekä Seurasaarenselän ja Laajalahden ranta-alueet. Lauttasaari, Salmisaari, Jätkäsaari, Hernesaari ja Ruoholahden uusi kaava-alue jäävät tässä vaihtoehdossa suojaamatta. Patoa on täydennettävä näiden alueiden suojaamiseksi joko rantapatojen avulla tai nostamalla maanpinnan yleistasausta. Patolinjassa II edellä mainitut Helsingin niemen länsipuolella sijaitsevat alavat ranta-alueet on suojattu Harakan ja Lauttasaaren välisellä pitkällä pato-osuudella. Koska patolinja III on patolinjoista selvästi pisin, on sen suojaamien ranta-alueiden kokonaispinta-ala myös suurin. Patolinja III suojaa edellisten lisäksi Lauttasaaren ja laajat Miessaarenselän ranta-alueet Espoossa.

3.2 Massalaskelmat

Liitteissä 3-8 esitettyjen patotyyppien I ja II rakennusmateriaalien kokonaismäärät on laskettu kolmessa liitteen 1 patolinjavaihtoehdossa. Massalaskelmien tulokset on esitetty taulukossa 1.

Padon rakennusmateriaalien kokonaismäärät ovat patolinjalla I huomattavasti muita patolinjoja pienemmät vaihdellen patotyyppien mukaan 2.3...3.9 milj.m³. Patolinjalla II massamäärät ovat 7.1...11.8 milj.m³. Ne ovat n. 50 % pienemmät kuin patolinjalla III, jossa massamäärät ovat erittäin suuret vaihdellen 15.0...24.9 milj.m³.

Verrattaessa padon rakennusmateriaalien kokonaismäärää massamääriin, jotka tarvitaan ranta-alueiden yleistasausten nostamiseen tasolle +3.0, voidaan todeta, että patolinjalla I rakennusmateriaalien kokonaismäärät ovat n. 20 %, patolinjalla II n. 50 % ja patolinjalla III n. 90 % niiden suojaamien ranta-alueiden yleistasausten massamääristä.

3.3 Kustannusvertailu

Patolinjojen kesken kustannuseroja aiheuttavat varsinkin seuraavat tekijät: patolinjan pituus, perustussyvydet, perustamisolosuhteet, tarvittavien sulkujen tai kalliiden suotovirtauksen hallintamenetelmien määrä. Kalliit suotovirtauksen hallintamenetelmät, kuten katkaisuseinät, ovat seurausta huonoista perustamisolosuhteista. Vaikeiden ja ennalta arvaamattomien pohjasuhteiden on arvioitu lisäävän padon maarakennuskustannuksia n. 30 % lasketuista rakentamiskustannuksista.

Saven, moreenin ja suurimmalta osalta myös louheen yksikkökustannus aiheutuu materiaalin ajokustannuksesta rakennuspaikalle. Ajokustannus on ollut laskelmissa 3.5 mk/m³ km. Moreenin saatavuus on pääkaupunkiseudulla verraten huono, joten sen yksikkökustannus on suhteellisen korkea. Padon rakentamisen kustannukset on laskettu vuoden 1991 hintatason mukaan ja esitetty taulukossa 1.

Taulukko 1. Helsingin tulvapato. Padon rakentamiseen tarvittavien materiaalien määrät ja padon maarakennuskustannukset.

Patotyvopi I a/c (Liitteet 3 ja 51)

Kustannus- tekijä	Yksikköhinta	Määrä [milj.m ³] Patolinja			Kustannus [milj.mk] Patolinja		
		I	II	III	I	II	III
Louhe	50 mk/m ³	2.22	7.02	14.95	111.0	351.0	747.5
Savi	40 mk/m ³	1.37	4.19	8.78	54.8	167.6	351.2
Sora	85 mk/m ³	0.30	0.59	1.12	25.5	50.2	95.2
Suodatin- kangas	7 mk/m ²	0.16	0.42	0.90	1.12	2.94	6.30
Kustannuslisä 30 %					58.0	172.0	360.0
Yhteensä					250.0	743.0	1560.0

Patotyvppi I b/c [Liitteet 4 ja 51]

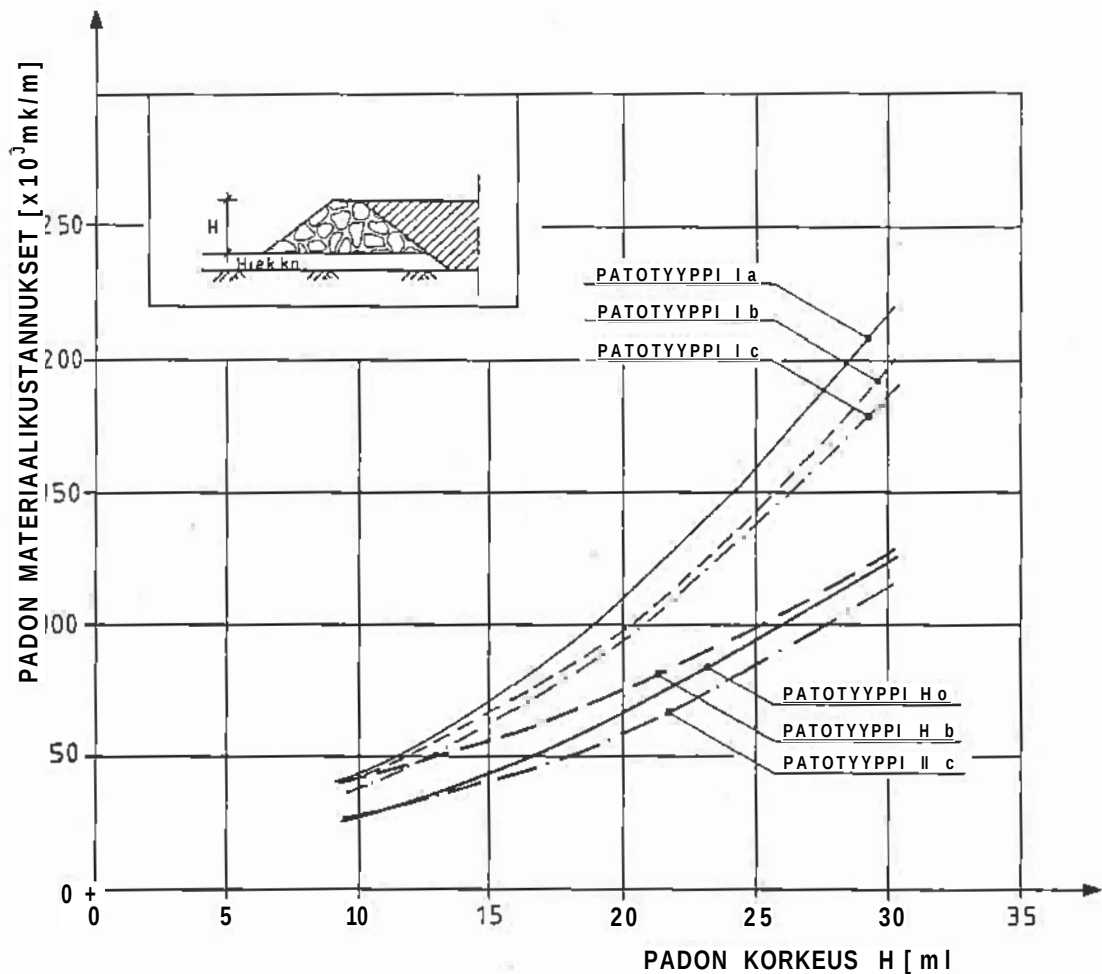
Kustannus- tekijä	Yksikköhinta	Määrä [milj.m ³] Patolinja			Kustannus [milj.mk] Patolinja		
		I	II	III	I	II	III
Louhe	50 mk/m ³	2.03	6.43	13.34	101.5	321.5	667.0
Savi	40 mk/m ³	1.37	4.19	8.78	54.8	167.6	351.2
Moreeni	70 mk/m ³	0.32	1.08	2.71	22.4	75.6	189.7
Sora	85 mk/m ³	0.18	0.18	0.09	15.3	15.3	7.7
Suodatin- kangas	7 mk/m ²	0.29	0.85	1.98	2.03	5.95	13.86
Kustannuslisä 30 %					59.0	176.0	369.0
Yhteensä					255.0	762.0	1598.0

Patotyvppi II b/c (Liitteet 7 ja 81)

Kustannus - tekijä	Yksikköhinta	Määrä [milj.m ³] Patolinja			Kustannus [milj.mk] Patolinja		
		I	II	III	I	II	III
Louhe	50 mk/m ³	1.39	4.47	9.31	69.5	223.5	465.5
Moreeni	70 mk/m ³	0.83	2.51	5.60	58.1	175.7	392.0
Sora	85 mk/m ³	0.12	0.12	0.06	10.2	10.2	5.1
Suodatin- kangas	7 mk/m ²	0.36	0.85	2.29	2.52	5.95	16.03
Kustannuslisä 30 %					42.0	125.0	264.0
Yhteensä					183.0	540.0	1142.0

Padon maarakennuskustannukset vaihtelevat patolinjojen ja patotyyppien mukaan 185...1600 milj.mk. Patolinjalla I patojen maarakennuskustannukset ovat n. 34 % patolinjan II ja vain n. 16 % patolinjan III patojen maarakennuskustannuksista.

Eri patotyyppien materiaalikustannukset on esitetty kuvassa 4. Padon materiaalikustannukset ovat padon juoksumetriä kohden n. 25 000...215 000 mk. Kustannukset vaihtelevat padon korkeuden ja patotyypin mukaan. Patotyyppi I on selvästi kalliimpi vaihtoehto kuin patotyyppi II. Padon korkeuden pienen tyessä materiaalikustannusten välinen ero pienenee.



Kuva 4. Helsingin tuivapato. Liitteissä 3-8 esitettyjen patotyyppien materiaalikustannukset padon korkeuden suhteen.

- 4. POHJATUTKIMUKSET JA POHJASUHTEET
- 4.1 Paloalueen merenpohjan geotekniset tutkimukset
- 4.11 Kenttätutkimukset

Paloalueen merenpohjan alustavat tutkimukset ovat tavallisesti seismisiä luotauksia ja painokairauksia. Tämän työn yhteydessä vesialueella ei tehty kenttätutkimuksia. Helsingin kaupungin Satamalaitos ja jonkin verran myös Kiinteistöviraston geotekninen osasto ovat tehneet aikaisemmin paloalueella, etupäässä patolinjoilla I ja II melko runsaasti pohjatutkimuksia. Patolinjalla III pohjatutkimuksia on tehty hyvin vähän. Patolinjat on esitetty liitteessä 1. Pohjatutkimusten perusteella on saatu käsitys padon rakennuspohjassa esiintyvistä maalajeista, maakerrosten paksuuksista, kallion pinnan sijainnista ja veden syvyydestä. Pohjasuhteista saatua käsitystä ei voida kuitenkaan pitää luotettavana, koska kenttätutkimuspisteet sijaitsevat paloalueella sattumanvaraisesti ja käytetyt pohjatutkimusmenetelmät eivät monesti ole olleet vaatimusten mukaisia. Tässä työssä on tutkittu rakennuspohjan merihiekkanäytteitä Helsingin kaupungin Geoteknisen osaston laboratoriossa.

Kairaukset

Helsingin kaupungin Satamalaitos ja Kiinteistöviraston geotekninen osasto ovat tehneet Helsingin edustan merialueella pääasiassa pisto-, lyönti-, täry- ja painokairauksia sekä myös muutamia sydänkairauksia, joista tässä työssä käytetyt tutkimukset ovat vuosilta 1936-1983 720,22/. Pisto-, lyönti-, täry- ja painokairauksella on määritetty pääasiassa kallion päällä olevien irtomaakerrosten likimääräiset kerrosrajat tai irtomaakerrosten ulottuminen tiettyyn syvyyteen. Kairaustuloksia on täydennetty ääni- ja tuntohavainnoilla. Kairaukset on pyritty ajoittamaan talveen, jolloin kairaukset on voitu tehdä jään päältä. Kevyellä kairauskalustolla saatuihin tuloksiin on suhtauduttava kuitenkin kriittisesti, koska jo verrattain pienet kivet ja irtomaakerrosten suuri paksuus saattavat aiheuttaa virheitä tuloksiin. Viimeistään yksityiskohtaista suunnittelua varten palopaikalla on tehtävä runsaasti puristin-, heijari- ja porakonekairauksia sekä kallion laadun selvittämiseksi myös sydänkairauksia.

Luotaukset

Helsingin kaupungin Satamalaitos on tehnyt Helsingin edustan merialueella 1970- ja 1980-luvuilla peruskarttamittakaavaista maaperäkartoitusta 1231. Kartoitukset ovat liittyneet ns. hiekkatutkimuksiin. Tutkimusmenetelminä on

käytetty kaikuluotausta, seismistä refraktioluotausta ja viistokaikumittausta. Paloalueella on tehty lisäksi paljon kaikuluotauksia ja väylätutkimuksia, joiden tulokset on esitetty Satamalaitoksen julkaisemissa merikorteissa /22/.

Seismisellä luotauksella on pyritty selvittämään irtomaapeitteen paksuudet ja saamaan käsitys alueella vallitsevista maalajeista ja kallion pinnan sijainnista. Seismisten luotausten antamat maalajiennusteet on tarkistettu paikoin näytteitä ottamalla. Merenpohjan hienorakeisista maalajeista, liejusta, savesta ja siltistä, koostuvien maakerrosten paksuuksia, maalajien ohuempaa kerroksellisuutta ja moreenikerrosten esiintymiä ei ole saatu seismisellä menetelmällä selvitettyä¹²³¹.

4.12 Laboratoriotutkimukset

Maalajit

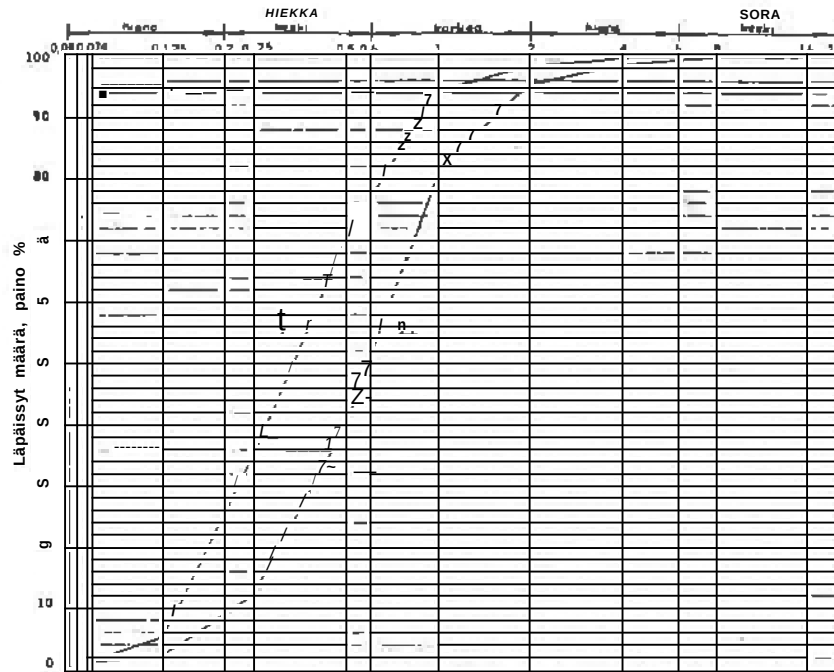
Laboratoriossa on tutkittu häiriintyneitä merihiekkanäytteitä, jotka on otettu imuruoppaajalla alueelta, joka sijaitsee Vuosaaren eteläpuolisella vesialueella Tammaluodon ja Eestiluodon välissä. Tutkimusalue on esitetty liitteessä 2.

Vedenalainen harjumuodostuma on ollut n. 4.6 m paksu ja sijainnut keskimäärin tasolla -15.3¹²³¹. Muodostuman merihiekan on otaksuttu vastaavan riittävällä tarkkuudella padon alla monin paikoin sijaitsevan hiekkakerroksen geoteknisiä ominaisuuksia.

Luokituskokeet

Hiekkanäytteistä on määritetty raekoostumus ja kuivatilavuuspainojen ääriarvot. Rakeisuuskäyrät on esitetty kuvassa 5. Geoteknisen maalajiluokituksen Z31/mukaan maalajit ovat tasarakeisia, keskikarkeita hieikkoja.

Näytteiden kuivatilavuuspainojen ääriarvot, minimi ja maksimi, on määritetty Kolbuszevskin menetelmällä /43/. Se soveltuu kitkamaalajeille, jotka eivät sisällä raekooltaan 0.06 mm pienempää hienoaainesta. Suurin sallittu raekoko kokeissa on 32 mm. Kokeissa näytteiden vesipitoisuudet w ovat olleet 4.2 % ja 6.3 %. Luonnontilassa täysin vedellä kyllästyneenä hiekan vesipitoisuus on huomattavasti edellisiä lukuarvoja suurempi. Luokitusominaisuudet on esitetty taulukossa 2.



Kuva 5. Helsingin tulvapato. Merenpohjan maalajien rakeisuus Tammaluodon ja Eestiluodon välisellä tutkimusalueella (liite 2).

Taulukko 2. Helsingin tulvapato. Merenpohjan maalajien luokitusominaisuudet Tammaluodon ja Eestiluodon välisellä tutkimusalueella (liite 2).

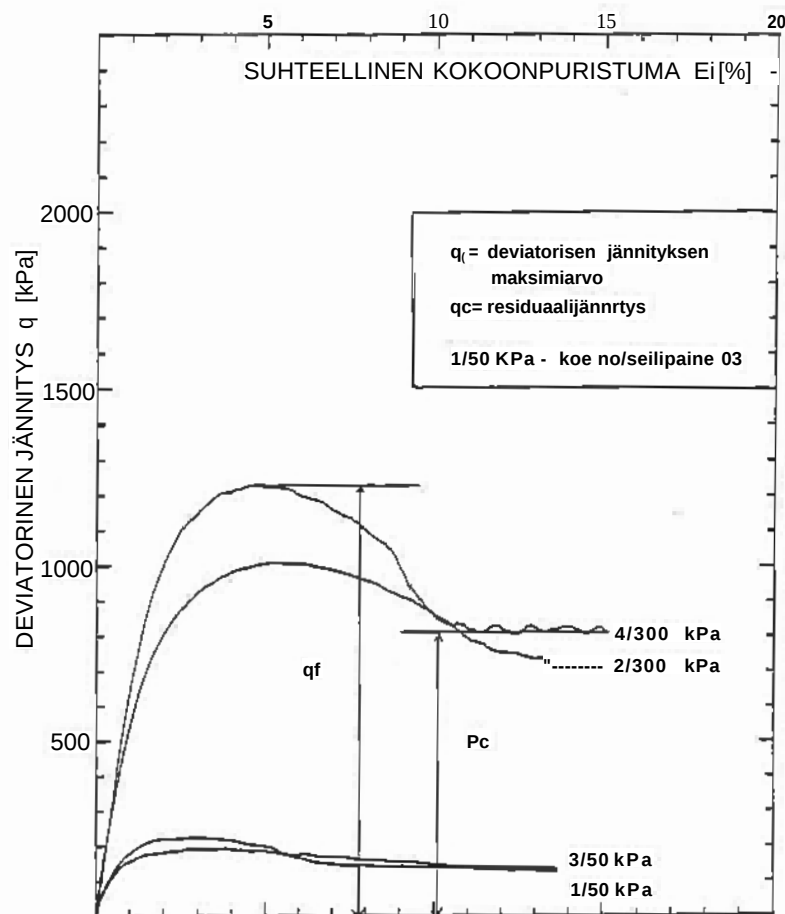
	Näyte	
	1	II
GEO-luokitus	Hk	Hk
raekokosi! hde C_u	3	3.4
Kolbuszevskin tiivistyskoe		
vesipitoisuus w [%]	6.3	4.2
Y_{max} [kN/m^3]	19.37	19.54
Y_d max [kN/m^3]	18.22	18.75
Y_d min [kN/m^3]	15.08	15.29

Kolmiakselikokeet

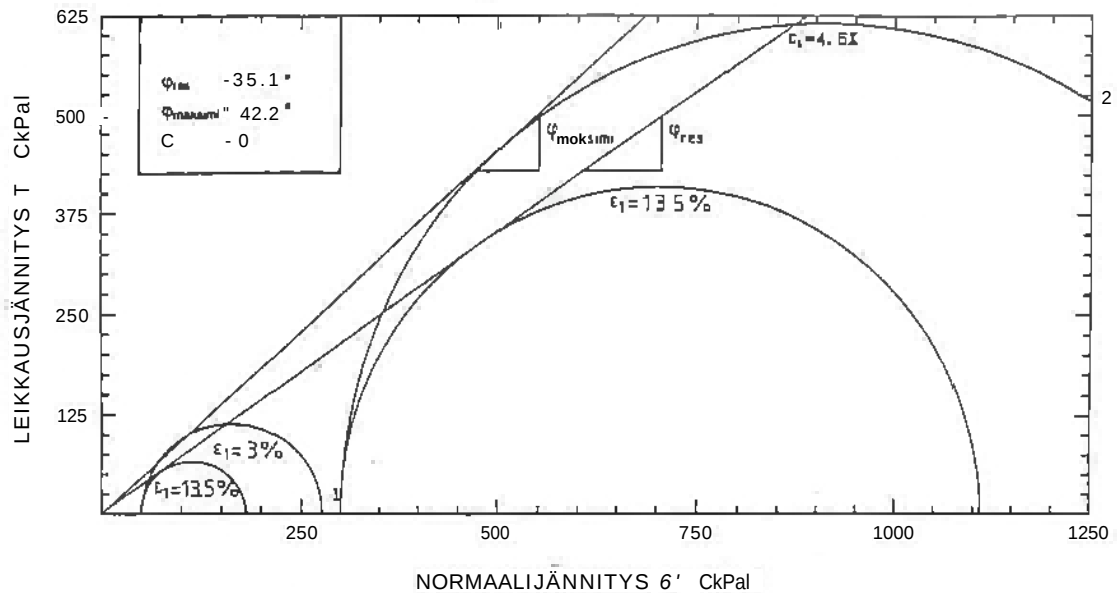
Lujuusparametrit on määritetty Helsingin kaupungin geoteknisen osaston laboratoriossa konsolidoiduilla, avoimilla kolmiakselikokeilla (CIDC-koe). Näytteet on rakennettu vedenläpäisevyyskokeissa esiintyneisiin tiiviyksiin. Ennen konsolidointivaihetta näytteet on kyllästetty alipaineella. Konsolidointi on suoritettu isotrooppisesti leikkausvaihetta vastaavilla sellipaineilla $g_3=50$ kPa

ja $\sigma_3=300$ kPa. Konsolidointivaiheen kesto aika on ollut 10 min, jonka oli todettu olleen riittävän pitkä. Kokeiden leikkausnopeus on ollut 0.1 mm/min eli n. 5.5 % näytteen karkeudesta tunnissa. Näytteitä on puristettu kokoon 15 % niiden korkeudesta sellipaineen arvolla $\sigma_3=50$ kPa ja 20 % sellipaineen arvolla $\sigma_3=300$ kPa.

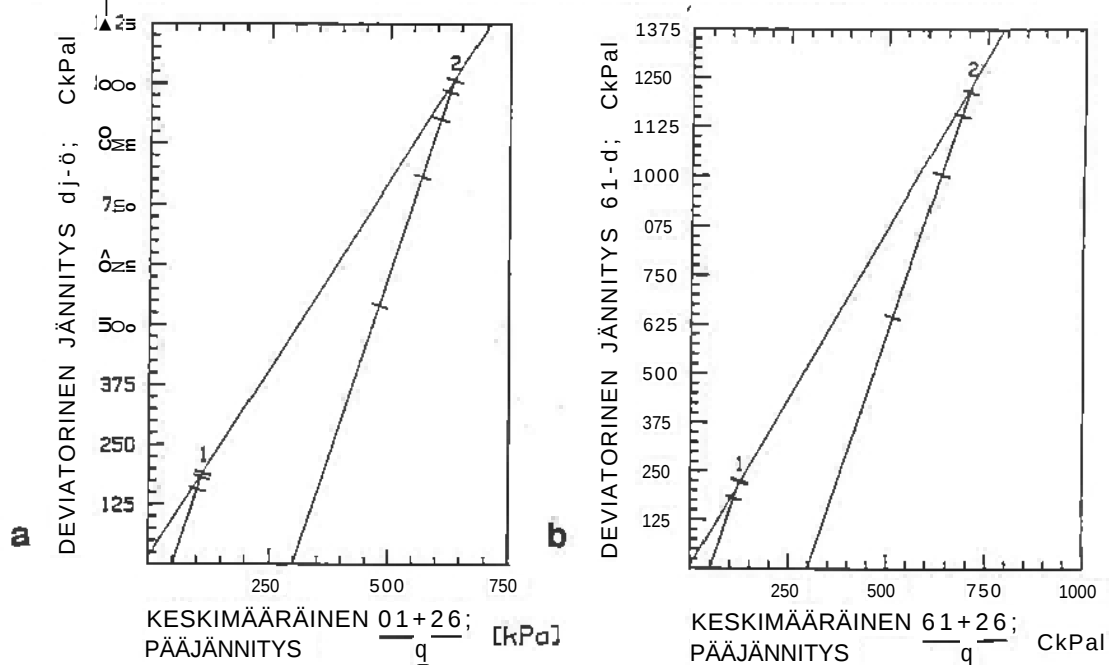
Kitkakulma φ on määritetty sekä deviatorisen jännityksen maksimi arvon että kriittisen tilan järjestelmän mukaisesti residuaalijännityksen perusteella. Kolmiakselikokeiden tulokset on esitetty taulukossa 3 sekä kuvissa 6, 7 ja 8.



Kuva 6. Helsingin tulvapato. Näytteen I merihiekan kolmiakselikoe. q - e_i - kuvaajat ja residuaalijännityksen määrittäminen. Kokeissa 1 ja 2 hiekan kuivatilavuuspaino on ollut $\gamma_d=16.6 \dots 16.9$ kN/m³ sekä kokeissa 3 ja 4 $\gamma_d=17.4$ kN/m³.



Kuva 7. Helsingin tulvapato. Näytteen I merihiekan kolmiakselikoe. Mohrin jännitysympyrät deviatorisen jännityksen maksimiarvon q_f ja residuaalijännityksen q_c perusteella. Hiekan kuivatilavuuspaino on ollut $\gamma_d = 17.4 \text{ kN/m}^3$.



Kuva 8. Helsingin tulvapato. Näytteen I merihiekan kolmiakselikoe. Jännitys - polut, kun hiekka on löyhässä (a) ja tiiviissä (b) tilassa.

Koheesion on tehtyjen kolmiakselikokeiden perusteella todettu olevan $c=0$. Residuaalijännitystä vastaavat kitkakulmien arvot ovat vaihdellen $\phi_{res} = 33.2^\circ \dots 35.5^\circ$ ja maksimijännitystä vastaavat $\phi_{maksimi} = 38.9^\circ \dots 43.5^\circ$. Residuaalijännityksen perusteella määritetyt kitkakulmat ϕ_{res} ovat tyypillisiä keskikarkean

hiekan kitkakulman arvoja. Sen sijaan deviatorisen jännityksen maksimiarvon perusteella määritettyjen kitkakulmien cpmaksimiarvot ovat selvästi liian suuria. Kitkamaalajeilla, jotka ovat löyhässä tilassa, käytetään geoteknisissä laskelmissa yleensä residuaalijännitystä vastaavia kitkakulmia. Varsinkin tässä tapauksessa, kun hiekan tiiviyttä padon rakennuspohjassa ei ole määritetty, on laskelmissa käytettävä residuaalijännitystä vastaavia kitkakulmia.

Vedenläpäisevyyskokeet

Hiekkanäytteiden vedenläpäisevyyttä on tutkittu kahdessa eri tiiviydessä vakioputouskokeen avulla. Tiiviydellä on suuri merkitys koetulokseen, ja sen vuoksi jatkotutkimuksen yhteydessä tiiviys tulisi määrittää eri syvyyksissä in-situ. Rakennuspohjan tiiviyttä voidaan arvioida puristinkairairauksella: kai raustulokset muutetaan suhteelliseksi tiiviyksiksi esim. Gibbsin ja Holtzin kehittämällä laskentamenetelmällä 715/. Vakioputouskokeella saadut tulokset on esitetty taulukossa 3.

Taulukko 3. Helsingin tulvapato. Padon rakennuspohjan hiekan vedenläpäisevyys- ja kolmiakselikokeiden tulokset.

Koe no	Näyte I		II		
	1	2	1	2	
Vedeniäpäisevyyskoe					
vesipitoisuus w [%]	20.3	21.1	18.3	18.8	
γ_d [kN/m^3]	16.64	17.42	16.40	18.05	
v [$\times 10^{-2} \text{ cm/s}$]	1.76	1.71	2.50	1.33	
$k_{20^\circ\text{C}}$ [$\times 10^{-2} \text{ cm/s}$]	1.69	1.47	9.89	2.49	
Koe no	I		II		Sellipaine [kPa]
	1	2	1	2	a=50 ja b=300
Kolmiakselikoe					
vesipitoisuus w [%]	22.8	20.9	19.2	18.0	a
	21.6	19.4	16.7	19.3	b
γ_d [kN/m^3]	16.89	17.42	17.23	17.92	a
	16.64	17.42	17.30	17.83	b
ϕ_{maksimi} [$^\circ$]	38.9	42.2	41.0	43.5	
ϕ_{Pres} [$^\circ$]	33.2	35.1	34.7	35.5	

Merihiekan keskimääräinen vedenläpäisevyyskerroin vaihtelee tiiviiden ja rakeisuuden mukaan $k_{20^{\circ}\text{C}} = 1.47 \cdot 10^{-2} \dots 9.89 \cdot 10^{-2} \text{ cm/s}$. Hiekka on erittäin vetäjäpäisevää ja siten varsinkin sen sisäisen eroosion mahdollisuus on suuri. Vedenläpäisevyyskertoimet $k_{20^{\circ}\text{C}}$ vastaavat kirjallisuudessa [13] esitettyjä keskimääräisten hiekan ohjearvoja.

4.2 Maan- ja louheenottoaikojen alustavat tutkimukset

Maan- ja louheenottoaikojen alustavien tutkimusten tarkoituksena on selvittää padon rakenteisiin tarvittavien materiaalien mahdolliset maanottoaikat, arvioida niistä saatavat massamäärät ja määrittää maalajien padon mitoituksen kannalta määräävät geotekniset ominaisuudet [42].

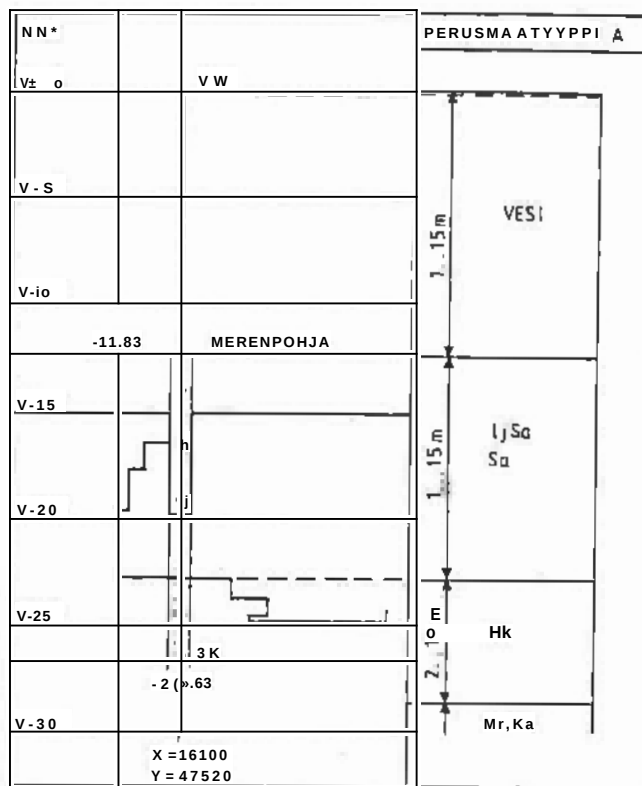
Alustavissa tutkimuksissa padon tiivistyssydämeen mahdollisesti käytettävistä maalajeista määritetään ainakin rakeisuus, vedenläpäisevyyskerroin k padon sa vallitsevassa tiiviydessä sekä arvioidaan ylisuurten kivien osuus ja kaivettavuus maanottoaikalalla. Myöhemmin jatkotutkimuksen yhteydessä määritetään lisäksi maalajien hienojakoinisuus, humuspitoisuus, luonnontilainen vesipitoisuus w , maksimikuivatilavuuspaino γ_{dmax} , painumisominaisuudet ja lujuusparametrit [36].

Patoon tarvittavat materiaalit pyritään suurelta osin saamaan pääkaupunkiseudulla rakennustoiminnasta vapautuvista ylijäämämaista. Koska varsinkin patotyyppissä I tarvittavan louheen määrä on suuri, jouduttaneen kalliota louhimaan Helsingin alueelta patoa varten tai padon rakennusaikaa on pidennettävä usealla vuodella.

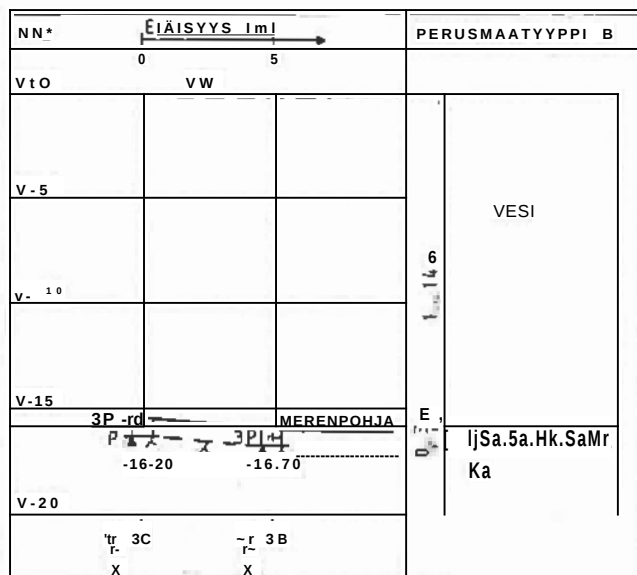
4.3 Pohjasuhteet

4.3.1 Pohjasuhteet paloalueella

Helsingin tulvapadon alueella pohjasuhteet on jaoteltu karkeasti kahdeksi perusmaatyypiksi A ja B, joiden tarkoituksena on antaa käsitys paloalueen tyypillisimmistä pohjasuhteista. Perusmaatyyppien pohjasuhteileikkaukset on esitetty kuvissa 9 ja 10.



Kuva 9. Helsingin tulvapato. Pohjasuhdeleikkaus, perusmaatyyppi A 1221.



Kuva 10. Helsingin tulvapato. Pohjasuhdeleikkaus, perusmaatyyppi B 1221.

Perusmaatyyppissä A pohjasuhteet ovat: ylimpänä ovat pehmeät lieju- ja savikerrokset, joiden alla ovat hiekka-, sora-, soraiset hiekka-, moreeni- tai paikoin ohuet silttikerrokset. Lieju- ja savikerrosten yhteispaksuus on enimmillään n. 15 m. Niiden alla on useimmiten 2...10 m paksu hiekkakerros, joka on tasarakeista ja hyvin vettäläpäisevää. Erittäin paksuja irtomaakerroksia esiin-

tyy ainakin Helsingin niemen edustalla Liuskasaaren ja Itäisen Pihlajasaaren, Itäisen Pihlajasaaren ja Lauttasaaren sekä Salmisaaren ja Lauttasaaren välillä pato-osuuksilla. Patolinjat on esitetty liitteessä 1.

Perusmaatyypissä B kallio on laajalti paljastuneena tai kalliota peittää ohuet liejuiset savi-, savi-, hiekka-, sora-, soraiset hiekka- tai moreenikerrokset. Ylimpänä ovat joko lieju- ja savikerrokset tai hiekkakerrokset. Pohjatutkimusten mukaan tämän kaltaisia pohjasuhteita esiintyy varsinkin Helsingin niemen itäpuolella monin paikoin patoaluetta. Niitä ovat ainakin Harakan ja Länsi-mustan, Länsi-mustan ja Susisaaren väliset alueet sekä Meikkiä ympäröivät alueet sen pohjoista vesialuetta lukuunottamatta.

Liejun ja liejuisen saven siipikairalla Vanhankaupunginlahdella sekä Lauttasaaren ja Salmisaaren välillä mitatut leikkauslujuuksien arvot ovat vaihdellen $s_u = 2...26 \text{ kN/m}^2$. Saven leikkauslujuudet ovat $s_a = 6...31 \text{ kN/m}^2$ /20/. Lukuarvojen on otaksuttu vastaavan riittävän tarkasti paloalueen rakennuspohjan leikkauslujuuksia.

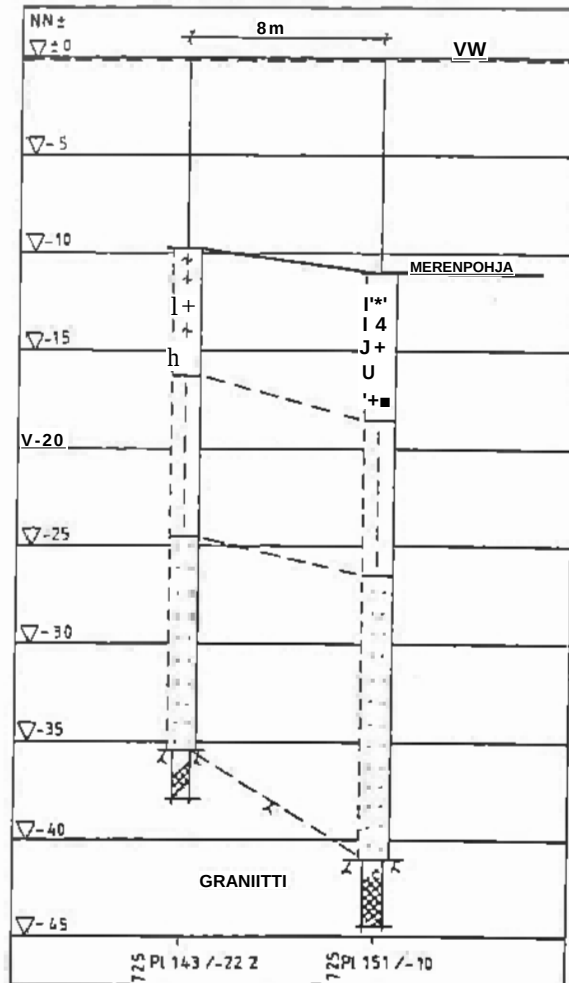
Paloalueen kallioperän kivilaji koostumus on arvioitu kalliopaljastumista tehtyjen havaintojen perusteella /20/. Helsingin niemen länsipuolella kivilajit ovat pääasiassa graniittia ja kiillegneissia sekä Helsingin niemen itäpuolella granodioriittia, kvartsidioriittia, amfiboliittia ja metavulkaniitteja. Kaikki kivilajit ovat migmatiittisia. Heikkous- ja ruhjevyöhykkeitä esiintyy runsaasti kaikilla patolinjoilla. Kallioperän heikkous- ja ruhjevyöhykkeiden likimääräinen sijainti on esitetty liitteessä 1.

Vesisyvytydet ovat paloalueella tasojen -1...-30 välillä.

4.32 Patolinjojen pohjasuhteiden vertailu

Patolinjojen I ja II yhteisillä pato-osuuksilla perustamisolosuhteet ovat toden näköisesti melko hyvät: kallio on paljastuneena tai sitä peittää enimmillään n. 7 m paksut lieju-, savi-, hiekka-, sora-, soraiset hiekka- tai moreenikerrokset. Sen sijaan patolinjalla I Salmisaaren ja Lauttasaaren välisellä 350 m pituisella pato-osuudella perustamisolosuhteet ovat erittäin huonot. Alueen pohjasuhdeleikkaus on esitetty kuvassa 11 ja patolinjat liitteessä 1. Tällä alueella padon rakentaminen saattaa osoittautua liian vaikeaksi ja kalliiksi. Vaikeuksia aiheuttavat ennen kaikkea alueen merenpohjassa esiintyvien lieju- ja savi-

kerroksien sekä hiekkakerrosten suuret paksuudet. Lisäksi pääosin graniitista koostuva kallio on ruhjerakenteista ja sijaitsee paikoin erittäin syvässä. Lieju- ja savikerrosten paksuus on enimmillään n. 15 m. Savikerrosten alla ovat hiekkakorrokset, jotka ovat ruhjeisen syvängteen kohdalla paksuudeltaan jopa 20 m. Kallio sijaitsee hiekkakerrosten alla ja on paikoin jopa 45 m syvyydellä keskimerenpinnasta. Patolinjalla I suurin vesisyvyys on 12 m.



Kuva 11. Helsingin tulvapato. Padon rakennuspohjan pohjasuhdeleikkaus Salmisaaren ja Lauttasaaren välissä. Maaputki- ja sydännäytekairausdiagrammi /20/.

Patolinjalla II Harakan ja Itäisen Pihlajasaaren sekä Itäisen Pihlajasaaren ja Lauttasaaren välisillä pato-osuuksilla perustamisolosuhteet ovat vaikeat. Näillä alueilla vesisyvyydet ovat tasojen -2...-15 välillä. Pohjasuhteet muistutavat selvästi patolinjalla I Salmisaaren ja Lauttasaaren välillä esiintyviä pohjasuhteita lieju- ja savikerrosten ollessa kuitenkin jonkin verran ohuempia. Niiden suurin paksuus on vähintään 11 m. Hiekkakerrosten paksuutta ei parnokaiTauksilla voida luotettavasti selvittää, mutta on todennäköistä, että

myös hiekkakerrokset ovat ohuempia kuin Salmisaaren ja Lauttasaaren välillä. Harakan ja Lauttasaaren välisten pato-osuuksien kokonaispituus on 3660 m, joka on 62 % koko patolinjan II pituudesta. Pato-osuuksien pituuden takia vaikeista pohjasuhteista aiheutuvat kustannukset ovat huomattavasti suuremmat kuin patolinjalla I. Yksityiskohtaista suunnittelua varten näiden pato-osuuksien pohjasuhteet on tutkittava erittäin tarkasti, jotta alueen rakennettavuudesta ja kokonaiskustannuksista saataisiin luotettava käsitys.

Patolinjalla III kalliota peittävien irtomaakerrosten, erityisesti lieju- ja savikerrosten on arvioitu olevan huomattavasti ohuempia kuin lähempänä Helsingin rannikkoa. Merenpohja on paikoin erittäin syvällä jopa 30 m syvyydessä keskimerenpinnasta. Keskimääräinen vesisyvyys on alueella tasolla n. -13. Koska patolinja III on erittäin pitkä ja sen pohjasuhteista tiedetään tällä hetkellä hyvin vähän, on alueen pohjasuhteiden selvittämiseksi tehtävä padon jatkosuunnitteluvaiheissa runsaasti erilaisia pohjatutkimuksia.

5. HELSINGIN TULVAPADON YLEISSUUNNITELMA

5.1 Patotyytit ja suotovirtauksen hallintamenetelmät

5.11 Vaihtoehtoiset patotyytit

Patotyyppien valintaan ovat vaikuttaneet pääasiassa saatavilla olevat materiaalit, niiden soveltuvuus padon rakenteisiin, patoalueen pohjasuhteet sekä työmenetelmät.

Pääkaupunkiseudulla rakennustoiminnasta kertyvien ylijäämämassojen käyttöä padon rakenteissa on pidetty suositeltavana, koska niistä erityisesti savien ja silttien sijoittaminen täyttöalueille aiheuttaa ylläpitokustannuksia. Helsingissä savien ja silttien osuus ylijäämämassoista on ollut viime vuosina n. 25 % ja määrä vaihdellut vuosittain 0.2...0.3 milj.m³. Helsingin kaupungin ylläpitämille täyttöalueille sijoitetun louheen kokonaismäärä on ollut kyseisenä ajanjaksona n. 0.4 milj.m³ vuodessa^{137/}.

Yksityiskohtaista suunnittelua varten tässä työssä on esitetty kaksi vaihtoehtoista patotyyppiä, patotyytit I ja II, jotka on jaettu edelleen erilaisten patopaikan pohjasuhteiden perusteella kolmeksi alatyypiksi a, b ja c. Patotyytit on esitetty liitteissä 3-8. Koska patotyyppissä I louheen tarve on melko suuri, on sen vähentämiseksi suunniteltu vielä toinen patotyyppi, patotyyppi II. Alustavien patoalueen pohjatutkimusten perusteella rakennuspohja on jaettu kahteen luvussa 4.31 esitettyyn perusmaatyyppiin A ja B, joiden mukaan patojen alatyypit määräytyvät.

Patotyyppi I on määräytynyt veteentäyttömenetelmän asettamien rajoitusten ja saatavilla olevien patoon soveltuvien ylijäämämassojen mukaan. Patotyyppi I tehdään suurelta osin ylijäämämaista. Padon tiivistyssydän rakennetaan savesta. Saven tarve vaihtelee patolinjan mukaan 1.4...8.8 milj.m³. Jotta tiivistyssydän voitaisiin rakentaa meriolosuhteissa, tehdään tiivistyssydämen molemmin puolin tukipenkereet. Niiden materiaaliksi on valittu louhe. Sitä tarvitaan patolinjan mukaan 2.2...14.6 milj.m³. Liitteissä 3-5 patotyyppistä I on esitetty kolme vaihtoehtoista alatyyppiä Ia, Ib ja Ic, joiden valinnasta suotovirtauksen hallintaan on kerrottu myöhemmin luvussa 5.14.

Patotyyppissä II on ainoastaan yksi louhepenger, jonka luiskaan tiivistyssydän tukeutuu. Tästä syystä tiivistysrakenteet, tiivistyssydän ja tiivistyspatja, tehdään moreenista sen huonosta saatavuudesta huolimatta. Tarvittavan moree-

nin määrä on vaihdellen 0.8...5.6 milj.m³. Louheen tarve on 1.5...9.4 milj.m³. Liitteissä 6-8 patotyyppistä II on esitetty kolme erilaista alatyyppeä IIa, IIb ja IIc.

Patotyyppien I ja II mukaisia patoja on paikoin täydennettävä joko rantapadoilla tai rantapenkereillä. Niiden tyyppipoikkileikkaukset on esitetty liitteissä 9 ja 10. Rantapato on sovellus patotyyppistä I.

Pato perustetaan kantavan pohjamaan kuten hiekan, moreenin tai kallion varaan. Pehmeät savi- ja liejunkerrokset ruopataan patorakenteiden alta, koska ne synnyttävät patoon suuria ja epätasaisia painumia. Ohuet savi- ja liejunkerrokset voidaan jättää ruoppaamatta tukipenkereiden alta siinä tapauksessa, että louhe läpäisee savi- ja liejunkerrokset rakennuspohjaan pudotesaan ja asettuu kantavan pohjamaan tai kallion varaan.

5.12 Meripadon poikkileikkaus

5.121 Harjan leveys ja korkeus

Patoturvallisuusohjeiden /47/ mukaan padon harjan on kunnossapitosyistä oltava vähintään neljä metriä leveä ja koko pituudeltaan kulkukelpoinen. Useimmissa padoissa harjan leveydet ovat olleet vaihdellen 6...12 m. Leveimmät harjat on suunniteltu mm. patoihin, jotka ovat olleet erityisen korkeita. Harjan leveydellä ei ole suurta vaikutusta padon stabiliteettiin tai patoon tarvittavien maalajien määriin /42/.

Helsingin meripadossa tukipenkereiden harjan leveys on määritetty pääasiassa työkoneiden työskentelyolosuhteiden vaatimusten mukaiseksi: työkoneiden liikkuminen tapahtuu rakennusaikana tukipenkereitä pitkin. Tämän lisäksi on otettu huomioon padon harjalle rakennettavan tien leveys. Tukipenkereiden harjan vähimmäisleveydeksi on kaikissa patotyypeissä valittu 5 m. Rakennusaikana harjan leveys on yli 7 m, kun harja pidetään vähintään 1 m lopullista harjan korkeutta alempana.

Patotyyppissä I (liitteet 3-5) padon harjan leveys muodostuu kahden tukipenkereen harjan ja niiden välisen tiivistyssydämen leveydestä. Padon harjan leveys vaihtelee padon korkeuden suhteen 33...110 m. Patotyyppissä II (liitteet 6-8) padon harjan vähimmäisleveys määräytyy tiivistyssydämen yläosan vaahtuudesta paksuudesta sekä tukipenkereen harjan vähimmäisleveydestä. Patotyyppissä II harjan vähimmäisleveys on padon korkeudesta riippumatta 16 m.

Pato on rakennettava niin korkeaksi, että siihen kohdistuvat aallot eivät nouse padon harjan ylitse. Padon kuivavara, ylimmän vedenkorkeuden HW ja padon harjan välinen korkeusero, määräytyy ylimmän vedenkorkeuden aikaisen suurimman aallonkorkeuden H perusteella ja vähintään kerran 10 vuodessa toistuvan pakkasmäärän aiheuttaman roudansyvyyden suuruiseksi /47/.

Suurin aallonkorkeus voidaan laskea kaavasta (1) /36/, kun vesialueen suuruus tunnetaan.

$$H = 0.33VI + 0.75 - 0.3 a/L \quad (1)$$

H on aallon korkeus, m

L vapaan syvän vesialueen aallokon suuntainen pituus, km

Aallon korkeus voidaan arvioida tarkemmin, mikäli tuulen nopeus ja vapaan syvän vesialueen aallokon suuntainen pituus tunnetaan. Merentutkimuslaitos on mitannut avomerellä Suomenlahdella esiintyneitä aallon korkeuksia ja laatinut mittausten perusteella määräävälle aallonkorkeudelle H_s yhtälön (2) ja liitteessä 11 esitetyn nomogrammin /30/. Määräävä aallonkorkeus H_s on mitattujen aallonkorkeuksien keskiarvo, kun mittaustuloksista käytetään 1/3 suurinta aallonkorkeutta.

$$H_s = 0.018 U < \quad (2)$$

H_s on määräävä aallon korkeus, m

U tuulen nopeus, m/s

Koska aallon korkeudelle laaditut yhtälöt ja nomogrammit perustuvat rajatulla alueella mitattuihin aallonkorkeuksiin, vaihtelevat kertoimet yhtälöissä paikallisten tuuliolosuhteiden mukaan. Kun tuulen nopeus on $U=22$ m/s ja vesialueen aallokon suuntainen pituus 30...50 km, saadaan määrääväksi aallon korkeudeksi kaavasta (2) $H_s = 2.2...2.8$ m. Helsingin edustalla aallon korkeudet ovat jonkin verran pienemmät kuin avomerellä. Suurimmaksi aallon korkeudeksi saadaan kaavasta (1) $H=1.9...2.3$ m. Aallon korkeudet muuttuvat paikallisten tuuliolosuhteiden, veden syvyyden, merenpohjan ja rannan topografian mukaan, minkä vuoksi yksityiskohtaisen suunnittelun yhteydessä suurin aallon korkeus tulee mitata in-situ padon eri kohdissa.

Padon luiskassa aalto nousee $1.75 \cdot H$ ylimmän vedenkorkeuden HW yläpuolelle Z36Z. Padon kuivavaraksi saadaan siten 3.7..4.9 m. Kun ylimmäksi vedenkorkeudeksi on arvioitu +3.0, on padon harjan korkeus vaihdellen tasoilla +5.0... +8.0. Suotovirtaus-, vakavuus- ja painumalaskelmissa padon harja on tasolla +7.0.

Roudan syvyys pystytään ennustamaan riittävän tarkasti, kun maalaji ja pakkasmäärä tunnetaan. Pakkasmäärä on arvioitu nykyisissä ilmasto-olosuhteissa. Patotyyppissä I tiivistyssydämen maalaji on savi ja patotyyppissä II moreeni. Savi ja moreeni ovat yleensä routivia. Keskimäärin kerran 10 vuodessa esiintyvä pakkasmäärä Helsingissä on $F_{10} = 25\ 000\ \text{Kh}$ Z36Z. Kun maanpinta on oletettu lumettomaksi, on roudan syvyydeksi saatu savelle 1.3 m ja moreenille 1.6 m. Routa ei vaikuta kuivavaran suuruuteen, koska tiivistyssydämen korkeudet märkäviivan yläpuolella ovat yli 3.0 m. Erityistä huomiota on kiinnitettävä padon ja betoni- tai teräsrakenteiden liitokseen, koska sen kautta pakkanen tunkeutuu syvemmälle padon rakenteisiin.

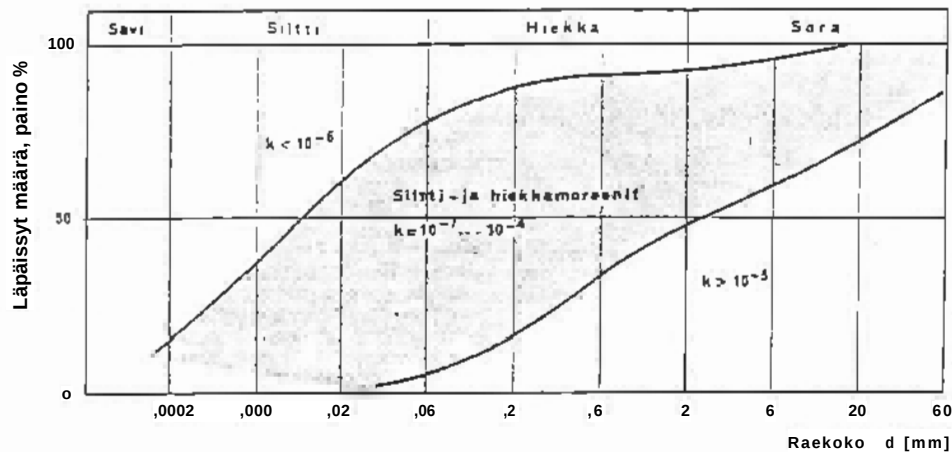
Rakentamisen loppuvaiheessa padon harjaa on korotettava paikoin riittävästi, jotta rakennusajan jälkeen tapahtuvat luvussa 5.4 lasketut rakennuspohjan ja tukipenkereen painumat eivät alenna padon suunniteltua korkeutta.

Tukipenkereiden harjat ja tiivistyssydämen yläpinta tehdään yläveden puolelle kaltevaksi pintavesien poisjohtamiseksi.

5.122 Tiivistyssydän

Patotyyppissä I tiivistyssydän rakennetaan savesta, koska sitä on Helsingissä runsaasti saatavissa ja sen hinta on halpa. Patotyyppissä I tiivistyssydän voidaan tehdä ainakin osittain myös muista huonosti vettäläpäisevistä $k < 10^{-5}$ cm/s ja eroosiota kestävästä materiaaleista, joista parhaita ovat hiekka- ja silttimoreenit sekä siitit. Tiivistyssydämeen käytettävän materiaalin humuspitoisuus ei saa olla yli 3% /33Z. Patotyyppissä II tiivistyssydän tehdään moreenista, jonka vedenläpäisevyyden on yleensä oltava valmiissa rakenteessa $k < 10^{-5}$ cm/s. Veteen täytettäessä moreenin vedenläpäisevyyden on kokemusten perusteella todettu jäävän jonkin verran kyseistä arvoa suuremmaksi Z16/. Tästä syystä laskelmissa on käytetty arvoa $k = 5.0 \times 10^{-5}$ cm/s. Hienoainespitoisuuden, joka läpäisee seulan 0.074 mm, on oltava vähintään 15 % laskettuna 5.6

mm seulan läpäisseen aineksen määrästä, kun pato tehdään kuivissa olosuhteissa /33/. Veteen täytettäessä moreenin hienoainespitoisuuden tulee olla kyseistä arvoa huomattavasti suurempi vähintään 30 %. Yhdysvalloissa Columbia-jokeen rakennetussa The Arrovv-padossa tehtyjen tutkimusten /16/ perusteella on havaittu, että veteen moreenia läjitettäessä 0.1 mm siivilän läpäisevän hienoaineksen pitoisuus pienentyi 30 %:sta 20 %:iin, kun pudotuskorkeus oli ollut 9.0 m. Kun hienoainespitoisuus oli ollut 40 %, vähentyi sen suhteellinen määrä vain 5 %. Moreenista poistetaan läpimitaltaan 0.2 m suuremmat lohkareet ja kivet /39/. Kuvassa 12 on esitetty padon tiivistyssydämeen käytettävän moreenin suositeltava rakeisuusalue ja likimääräiset vedenläpäisevyydet.



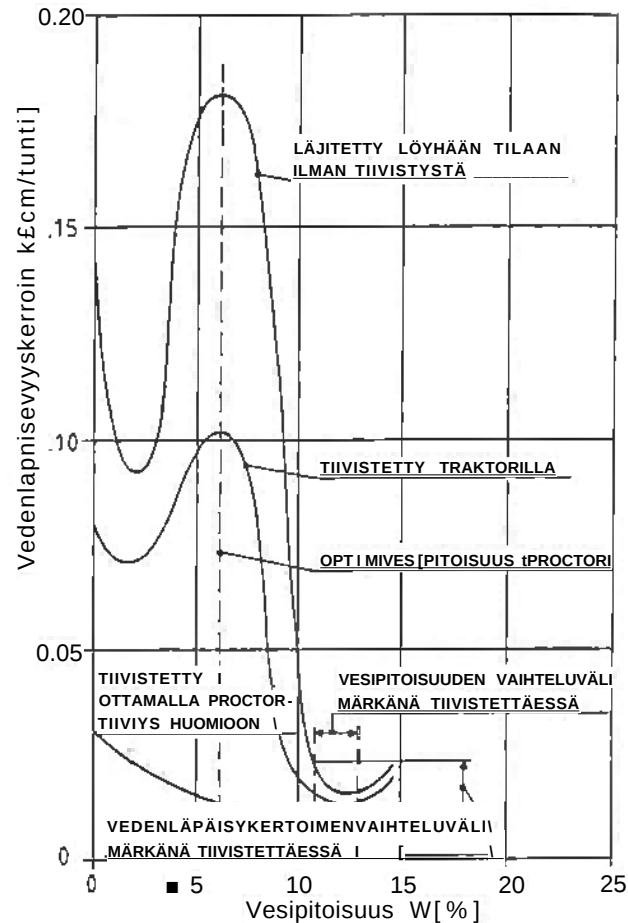
Kuva 12. Padon tiivistyssydämeen käytettävän moreenin suositeltava rakeisuusalue ja likimääräiset vedenläpäisevyydet /33/.

Tiivistyssydämen vähimmäispaksuudesta on padoista saatujen kokemusten perusteella todettu: padot, joissa tiivistyssydämen paksuus on ollut vähintään 30...50 % tiivistyssydämeen kohdistuvasta vedenpaine-erosta AH, ovat täyttäneet useimmiten niille asetetut vaatimukset erilaisissa palopaikan olosuhteissa /42/. Tiivistyssydän on tehtävä veteen täytettäessä huomattavasti paksummaksi kuin kerroksittain optimikosteudessa tiivistettynä. Helsingin meripadossa tiivistyssydämen vähimmäispaksuuden tulee olla patotyyppissä I saves ta tehtäessä n. 5.0 m ja patotyyppissä II moreenista tehtäessä n. 6.5 m. Patotyyppit on esitetty liitteissä 3-8. Vähimmäispaksuudet on määritetty padoista saatujen kokemusten, suotovirtauslaskelmien ja käytettävien työmenetelmien perusteella.

Maapadon turvavaran, tiivisteosan yläpinnan ja ylävedenpinnan HW välisen korkeuseron, on oltava vähintään 0.4 m /47/. Mahdollinen painumavara on lisäksi otettava erikseen huomioon. Helsingin meripadossa turvavara on 3.0...4.0 m.

Patotyyppissä I tiivistyssydän tehdään täyttämällä savi veteen kahden tukipenkereen väliin. Patotyyppissä II moreeninen tiivistyssydän tehdään proomuilla silloin, kun pudotuskorkeus vedessä on pienempi kuin 10 m. Sitä syvemmillä käytetään ruoppaajaa asettamalla moreeni suunniteltuun paikkaan. Kun täyttö on noussut yli korkeustason -3.0, käytetään patotyyppin I mukaisia työmenetelmiä. Veteentäyttö on tehtävä erittäin huolellisesti, jotta esim, moreenin sisältämät kivet eivät vahingoita suodatinkangasta. Moreenin veteen täyttö on pyrittävä tekemään mahdollisimman seisovassa vedessä, jotta hienoainesten huuhtoutumista voidaan vähentää. Tästä syystä moreenin pudotuskorkeus ei saisi myöskään olla vedessä suurempi kuin 12.0 m tai pudotusnopeuden suurempi kuin 0.6 m/s. Hienoainesten huuhtoutumisen ohella moreenissa tapahtuu erottumista veteen täytettäessä /16/.

Moreeni- ja savisydän täytetään n. 1.0 m meren keskivedenpinnan yläpuolelle, jonka jälkeen tiivistyssydän voidaan tehdä kuivissa olosuhteissa vastaavalla tavalla. Kun tiivistyssydän on tiivistynyt oman painonsa vaikutuksesta riittävästi, se tiivistetään kevyellä telaketjutraktorilla. Tämän jälkeen savisydän tiivistetään kerroksittain vähintään 20 tn painoisella telaketjutraktorilla. Tiivistettävän kerroksen paksuudeksi esitetään 25...30 cm. Savi sullotaan plastisessa tilassa. Moreenisydän tiivistetään kevyen esitiivistyksen jälkeen 7...10 tonnin painoisilla sileillä täryjyrillä. Tiivistettävän kerroksen paksuudeksi suositellaan vedenpinnan yläpuolella 60...80 cm. Kuivatyönä tehtävissä padoissa tiiviysvaatimuksena on parannetulla Proctor-menetelmällä määritettynä yleensä ollut yli 90 %. Veteen täytettäessä tiiviysvaatimusta ei kyetä täyttämään, ja sen vuoksi suotovesimäärä on aluksi melko suuri. Ylä-Tuloman padossa 121 veteen täytetyssä moreenissa havaitut sullonta-asteet olivat vaihdellen 85 %...99 %. Padoista saadut kokemukset ovat osoittaneet, että monesti sydämen vedenläpäisevyys on ollut vesipitoisuudesta ja tiivistystavasta huolimatta likimäärin saman suuruinen kuin optimivesipitoisesta maailajista raskailla jyrillä tiivistettynä. Kuvassa 13 on esitetty, miten tiivistysmenetelmä ja maalajin vesipitoisuus vaikuttavat hiekkaisesta moreenista rakennetun tiivistyssydämen vedenläpäisevyyskertoimen suuruuteen.



Kuva 13. Hiekkaisen moreenin vesipitoisuuden vaikutus vedenläpäisevyyskertoimeen padon tiivistyssydämessä, kun tiivistyksessä käytetään erilaisia työmenetelmiä /42/.

5.123 Tukipenkereet

Tukipengermateriaalin tulee olla hyvin vettäläpäisevää $k > 10^{-3}$ cm/s ja sen leikkauslujuuden mahdollisimman suuri. Lisäksi materiaalin tulisi olla halpaa ja helposti käsiteltävää 1331. Tukipenkereiden materiaaliksi kaikissa patotyypeissä on valittu louhe, koska sen saatavuus muihin tukipenkereeseen soveltuviin materiaaleihin verrattuna on hyvä ja lisäksi sen geotekniset ominaisuudet ovat muita paremmat.

Tukipenkereiden kaltevuudet määräytyvät ensisijaisesti tukipengermateriaalin ja rakennuspohjan lujuusominaisuuksien perusteella. Louhepenkereen alaisen perusmaan on tavallisesti oltava joko hyvin kantava tai kalliopohja. Kun pato perustetaan hyvin kantavan rakennuspohjan varaan, on tukipenkereen kaltevuus suunniteltu tavallisesti samaksi kuin tukipengermateriaalin kitkakul-

ma. Kaltevuudet ovat olleet yleensä vaihdellen 1:1.7...1:1.2. Jyrkimpiä kaltevuuksia voidaan käyttää silloin, kun tukipenger rakennetaan raemuodoltaan särmikkäästä louheesta /42/. Mereen täytettäessä louhe asettuu Helsingin kaupungin rantapenkereiden rakentamisessa saatujen kokemusten mukaan kaltevuuteen 1:1.3, kun penger tehdään hyvin kantavien maakerrosten vaaraan. Helsingin meripadossa louheen kitkakulmaksi on arvioitu 42...45°, jota vastaava kaltevuus on 1:1.1...1:1.0. Tukipenkereiden kaltevuudeksi on kaikissa patotyypeissä määritetty 1:1.3. Se täyttää padon stabiliteetille luvussa 5.3 asetetut vaatimukset ja on lisäksi edellisten ohjearvojen mukainen.

Tehtäessä tukipenkereet louheesta on rakentamiseen kuluva aika suhteellisen lyhyt, sillä louhepengertä voidaan rakentaa ympäri vuoden sääolosuhteista riippumatta. Myöskään louhepenkereen painumat eivät muodostu merkittäviksi, vaikka louhepenger rakennetaan veteen täyttämällä ja tiivistetään telaketjutraktorilla tai täryjyrällä vasta penkereen korkeuden noustua yli korkeustason n. +1.0.

Louhepenger voidaan tehdä tässä tapauksessa kahdella menetelmällä. Yleisempi menetelmä on päätypengerrys: louhe kaadetaan kuorma-autoista suoraan valmiin tukipenkereen päätyluiskaan tai louhe läjitetään ensin tukipenkereen harjan reunalle, josta se työnnetään pyöräkuormaajalla tai pusku traktorilla pengerluiskaan. Merenpinnan yläpuolella tukipenger tehdään tiivistämällä louhe kerroksittain. Tiivistettävän kerroksen paksuuden tulee olla pienempi kuin 2.0 m. Toisessa vaihtoehdossa tukipenger tehdään osittain proomuilla täyttämällä louhe suoraan veteen. Koska proomut edellyttävät vähintään 3.0 m vesisyvyyttä, on tukipenger tehtävä tasosta n. -3.0 lähtien edellä esitetyllä tavalla.

5.124 Suodattimet

Suodattimet perustuvat kahteen vastakkaiseen toimintaperiaatteeseen: suodattimen on sekä päästettävä suojattavasta materiaalista kulkeutuva vesi paineettomasti läpi että estettävä suojattavan materiaalin liiallinen huuhtoutuminen suodattimen läpi. Suodattimet mitoitetaan optimoimalla näiden kahden periaatteen välillä ns. suodatinkriteerioiden avulla. Padoissa suodattimien tarkoituksena on suojata padon rakenneosat tai rakennuspohja sisäiseltä ja ulkoiselta eroosiolta sekä toimia padon eri vyöhykkeitä erottavana rakenteena. Padoissa ulkoista eroosiota aiheuttavat sääolosuhteet, vedenpinnan vaihtelut,

jää ja aaltoilu sekä sisäistä eroosiota rakennuspohjan kautta ja padon läpi suotautuva vesi /42/. Suodattimet ovat padoissa sekä kiviainessuodattimia että suodatinkankaita.

Kiviainessuodattimet

Kiviainessuodattimille on laadittu useita suodatinkriteerioita ja ne vaihtelevat mm. maalajin lajittuneisuuden, rajakerroksen pinnan kaltevuuden, veden virtaussuunnan sekä materiaalien absoluuttisten raekokojen mukaan /33/. Terzaghi on kehittänyt suodatinehdot, jotka sopivat lajittuneille maalajeille /42/.

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} \geq 4 \quad (3)$$

D_{15} on suodattimen läpäisyprosenttia 15 vastaava raeläpimitta, mm

d_{15} suojattavan materiaalin läpäisyprosenttia 15 vastaava raeläpimitta, mm

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \quad (4)$$

d_{85} on suojattavan materiaalin läpäisyprosenttia 85 vastaava raeläpimitta, mm

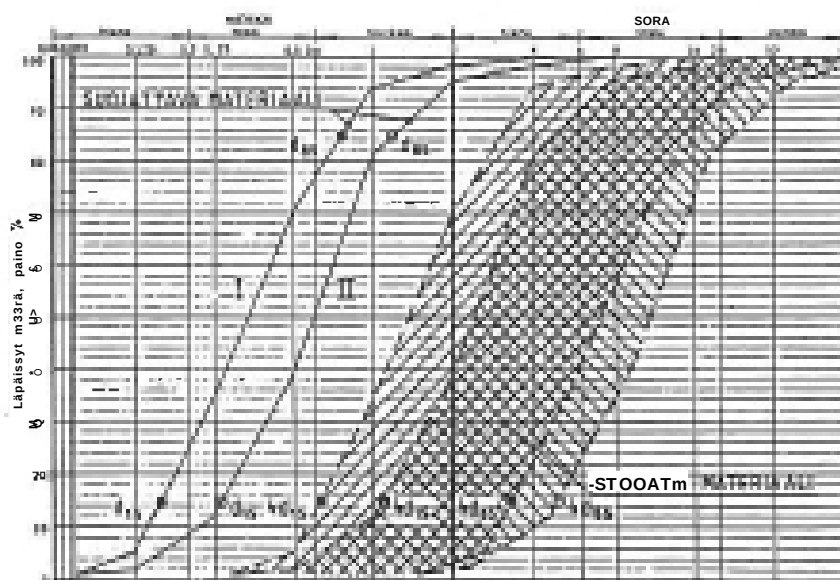
Lisäksi suodatinmateriaalien on täytettävä seuraavat vaatimukset /42/:

- suodatinmateriaalin ja suojattavan materiaalin rakeisuuskäyrien on oltava likipitäen samanmuotoisia,
- jos suojattava materiaali sisältää runsaasti 20...30 % tai enemmän soraa tai sitä karkeampia lajitteita, on suodatin rakennettava suojattavan rakeisuuskäyrän sen osan perusteella, jossa rakeisuus on pienempi kuin 25 mm,
- suodatinmateriaali ei saa sisältää yli 5% hienoainesta $d < 0.074$ mm. Hienoaines ei saa lisäksi olla koheesiomaalajia,
- suodatinmateriaalin humuspitoisuus ei saa olla yli 3%,
- suodatinmateriaalien vedenläpäisevyyden on oltava 10...100 kertaa suurempi kuin suojattavan materiaalin.

Edellä kiviainessuodattimille esitetyt vaatimukset soveltuvat parhaiten kitka-maalajeista rakennettavien suodattimien mitoittamiseen, kun myös suojattava materiaali on pääasiassa kitkamaalajia.

Suodatinkerrosten paksuus on riippuvainen kerrosten suunnasta, työmenetelmistä ja rakentamiseen käytettävästä kalustosta. Vaakasuorat suodatinkerrokset voidaan tehdä ohuemmiksi kuin kaltevat tai pystysuorat suodattimet. Maapadoissa, joiden korkeus $H > 15$ m, on hiekkaisen tai runsaskivisen sora-suodattimen ohjeelliseksi paksuudeksi esitetty 3... 10 m ja tätä matalammissa padoissa 1...2 m [171]. Vaakasuoran sorasta rakennettavan suodattimen paksuuden on oltava vähintään 30 cm. Ohuissa suodatinkerroksissa suodatimateriaalin on täytettävä suodatinkriteeriot erittäin hyvin, suodattimet on rakennettava erittäin huolellisesti ja suojattavan materiaalin on oltava ominaisuuksiltaan sisäistä eroosiota kestävä [42]. Mikäli heikompaa suodatimateriaalia on helposti saatavilla eikä se vaadi erityistä käsittelyä kuten esim. seulontaa, on sen käyttö taloudellisesti edullista. Suodatinkerrokset on tehtävä tällöin huomattavasti paksummiksi kuin vastaavasti suodatinkriteeriot hyvin täyttävästä materiaalista rakennettuna.

Alaveden puoleisen tukipenkereen ja rakennus pohjan väliin on useimmissa patotyypeissä suunniteltu vaakasuora kiviainessuodatin, jonka tarkoituksena on estää rakennuspohjan sisäinen eroosio ja hydraulinen murtuminen (liitteet 3...8, luku 5.24). Ainoastaan siinä tapauksessa, että tiivistyssydämen alapinnan ja tiiviin perusmaakerroksen sauman on todettu olevan tiivis, voidaan suodatin jättää rakentamatta tukipenkereen alle. Suodatinkerros tehdään sorasta, kun rakennuspohja on tasarakeista keskikarkeata hiekkaa. Soran rakeisuuden ohjearvot on määritetty hiekan rakeisuuden avulla kaavoilla (3) ja (4). Ohjearvot on esitetty kuvassa 14.



Kuva 14. Helsingin tulvapato. Vaakasuoran kiviainessuodattimen rakeisuuden ohjearvot, kun suojattava materiaali koostuu kahdesta eri lajitteesta I ja II.

Suodattimen paksuuden tulee olla vähintään n. 3 m. Tätä ohuempien suodatinkerrosten rakentaminen veteen täyttämällä ei ole suositeltavaa työtekniikasta ja näissä olosuhteissa pakostakin puutteellisesta rakenteiden laadun valvonnasta johtuen. Suodattimien pituudet on arvioitu hydraulisen murtumisen ja sisäisen eroosion estämiseksi tehtyjen laskelmien sekä niissä käytetyn kuvan 36 ekvipotentiaaliviivaston perusteella. Kiviainessuodattimien pituudet ovat patotyyppistä riippuen 35...50 m. Pidempää suodatinta on käytettävä, kun tehokas suotovirtausmatka (UOettrakennuspohjan kautta on lyhyt.

Sorasta rakennettava suodatinkerros voidaan tehdä joko proomuilla tai ruopajalla asettamalla sora haluttuun paikkaan. Sorassa ei ole yleensä todettu tapahtuvan erottumista, vaikka sorakerros on tehty veteen täyttämällä jopa 21 m syvyyteen saakka /16/. Suodatinkerros tulee suojata n. 2 m paksulla pienlouhekerroksella, jotta sora ei huuhtoudu veden mukana. Suodatinta suojaava tukipenger tai ainakin pienlouhekerros on tehtävä mahdollisimman nopeasti suodattimen valmistuttua.

Suodatinkankaat

Suodatinkankaita on käytetty suurissa padoissa paljon erottavana ja suodattavana rakenteena. Suomessa suodatinkankaiden käyttö maapadoissa on ollut vielä vähäistä: kankaita on käytetty vain Maarian ja Vajukosken padoissa erottavana ja suodattavana rakenteena. Suodatinkankaita käytetään joko yksinään tai yhdessä kiviainessuodattimien kanssa. Kansainvälisen suurpatojärjestön ICOLD:in julkaisussa Geotextiles /11/ on esitelty yli sata patoa, joissa suodatinkankaita on käytetty. Suodatinkankaille on kehitetty useita suodatinkriteerioita: mm. Calhoun, Ogink, McKeande, Heerten ja Giroud. Kriteerioiden käyttö perustuu suojattavan maalajin, suodatinkankaan tekotavan tai veden virtaustaan mukaiseen jaotteluun. Heertenin ja McKeanden suodatinkriteeriot /11/ on esitetty taulukossa 4. Heertenin vuosina 1981-1982 laatimat suodatinkriteeriot soveltuvat kaikkiin virtaustilanteisiin, maalajista tai suodatinkankaan tekotavasta riippumatta.

Suodatinkankaiden mitoituksessa on otettava huomioon kaksi kankaan vedenläpäisevyyttä huonontavaa ilmiötä: kankaaseen kohdistuvasta suuresta normaali-jännityksestä ja suodatinkankaan tukkeutumisesta ajan myötä mahdollisesti aiheutuva vedenläpäisevyyden huonontuminen. Suodatinkankaan

vedenläpäisevyyskertoimen k on todettu pienentyneen jopa 90 % alkuperäisestä arvostaan, kun kangas on ollut paksujen maakerrosten kuormittamana. Esimerkiksi padon luiskien verhousten alle asennettujen suodatinkankaiden tukkeutumisesta aiheutuva noste saattaa puhkaista verhouksen laajalta alueelta. Tukkeutuminen on jossain määrin otettu huomioon erilaisissa suodatinkriteerioissa, mutta tarvittaessa tukkeutumisen vaikutusta voidaan arvioida Heertenin kehittämällä kankaan vedenläpäisevyyskertoimen reduktiokertoimella /11/.

Taulukko 4. Erilaisia suodatinkriteerioita suodatinkankaille /11/.

Kehittäjä	Suodatin kangas	Maalaji	Virtaustila	Raekokosuhte deo/ d-io	Suodatin-kriteerio
Heerten	Kudottu, kutomaton	Maalajit, jois- sa ei esiinny koheesiota	yksisuuntainen	$U \geq 5$	Ogo < 10 dgo Ogo < dgo
			muuttuva, turbulenttinen	$U < 5$	O90 < 2.5 dso Ogo < dgo Ogo < dso
		Maalajit, jois- sa esiintyy koheesiota	kaikissa vir- tausolosuh - teissa		O90 < 10 dgo Ogo S dgo Ogo < 0.1 mm
McKeande, ICI Fibres	Kutomaton	Maalajit, joissa 0.02 mm < d85 0.25 mm > d85	Yksisuuntainen		Ogo dgs
		Maalajit, joissa das < 0.02 mm	Yksisuuntainen		O50 = 0.02 mm
Oi seulontakokeella saatu läpäisyprosenttia i vastaava kankaan huokoskoko di läpäisyprosenttia i vastaava suojattavan materiaalin raekoko					

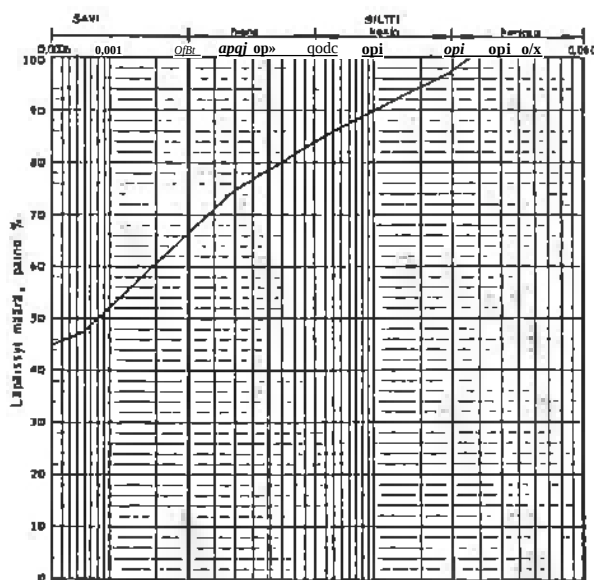
Mikäli suodatinkangas asennetaan suoraan lajittumattomasta louheesta rakennettavan tukipenkereen luiskaan, on vaarana, että suodatinkangas tunkeutuu suurten lohcareiden väliin tai vahingoittuu epätasaisen alustan takia. Tästä syystä suodatinkankaan ja varsinaisen tukipenkereen väliin esitetään rakennettavaksi suojakerros pienlouheesta. Kerroksen paksuuden tulee olla vähintään n. 0.5 m.

Koska Helsingin tulvapato tehdään veteen täyttämällä, on kaltevien kiviainessuodattimien rakentaminen tiivistyssydämen ympärille erittäin vaikea-

ta ja kallista. Koska tukipenkereet rakennetaan louheesta, jouduttaisiin tiivistyssydämen ympärillä käyttämään vähintään kahta päällekkäistä suodatinkerrosta ja niistä jokaisen tulisi täyttää suodatinkriteeriot viereisen kerroksen suhteen. Näistä syistä tiivistysrakenteita suojaavat suodattimet ovat Helsingin tulvapaadossa yksinomaan suodatinkankaita. Ne suojaavat tiivistyssydämen ja mahdollisesti rakennettavan tiivistyspatjan sisäisen ja ulkoisen eroosion vaikutuksilta. Kankaat asennetaan liitteissä 3-8 esitettyjen kuvien mukaisesti. Padon tiivistysrakenteiden ja rakennuspohjan väliin asennettavaan suodatinkankaaseen muodostuu ylimääräinen virtauskanava. Sen haitallinen merkitys on kuitenkin vähäinen seuraavista syistä /11/:

- ajan myötä tiivistyssydäimestä veden mukana kulkeutuvat hienorakeiset maalajit tukkivat suuren osan suodatinkankaan huokosista,
- suodatinkankaaseen kohdistuva maakerroksista syntyvä kuormitus pienentää kankaan vedenläpäisevyyttä jopa 90 %,
- suodatinkankaan paksuus on n. 2 mm 20 kPa kuormituksella.

Suodatinkankaat voidaan mitoittaa, kun suojattavan rakenteen maalajin rakeisuudet tunnetaan. Koska tässä suunnitteluvaiheessa maanottopaikat eivät ole olleet tiedossa, on patotyyppissä I tiivistyssydämen savelle käytetty laskelmissa Pikku-Huopalahden savialueelta areometrimenetelmällä määritettyjä kuvassa 15 esitettyjä rakeisuuskäyriä. Niiden on otaksuttu edustavan tässä suunnitteluvaiheessa riittävällä tarkkuudella Helsingin ranta-alueiden savien rakeisuuksia.



Kuva 15. Pikku-Huopalahti, Helsinki. Liejusaven rakeisuuskäyrä, syvyystasot 5.0...7.1 m /20/.

Taulukossa 4 esitetyn Heertenin suodatinkriteerion ja kuvan 15 rakeisuus-käyrien mukaan suodatinkankaan läpäisyprosenttia 90 vastaavan huokoskoon on tässä tapauksessa oltava:

$$O_{90} < 0.006 \dots 0.009 \text{ mm.}$$

Suodatinkankaan tulee täyttää taulukossa 5 esitetyn VTT:n geotekniikan laboratorion kuitukangaslukituksen /40/ käyttöluokka IV vaatimukset ja materiaalilla on oltava voimassa oleva luokitustodistus. Suodatinkankaan on oltava lisäksi huopamaista ja sen paksuuden vähintään n. 2 mm 20 kPa kuormituksella /34/. Taulukossa 6 on esitetty maa- ja pohjarakennuksessa käytettävien käyttöluokan IV suodatinkankaiden materiaalitiedot vuonna 1987.

Taulukko 5. Kuitukankaiden käyttöluokitus, VTT/GEO /40/.

Käyttöluokka	I	II	III	IV
Selitys	Nurmetukset kasvi-huonekäyttö yms.	Eristys/ suodatin mineraalimaalajeja ja turvetta vasten	Eristys/ suodatin karkeata kiviainesta vasten (somero karkea murske)	Eristys/ suodatin karkeata lajitumatonta louhetta vasten

Taulukko 6. Maa- ja pohjarakennuksessa käytettävien käyttöluokan IV suodatinkankaiden materiaalitiedot syyskuussa 1987/40/.

Tyyppi	Tuote	Valmistaja	Materiaali	Paino g/m ²	Paksuus mm	Kankaan leveys, m
Bidim	1)44 U49	Rhone-Poulenc	polyesteri	340 380	2.1 2.25	4.2/ 5.3 4.2/ 5.3
Fibertex	F 4 M	A/S Fibertex Tanska	polypropeeni	330	2.2	5.0
Polyfelt	TS800	Chemie Linz Ag. Itävalta	polypropeeni	440	2.3	3.8
Terrafix	351-4	Neue Faser- technik. L. Saksa	polyesteri	325	2.2	5.0
	609St			500	2.8	4.4
Trevira spunbond	11/360	Hoechst AG, L. Saksa	polyesteri	360	3.4	2.2/ 5.3
	11/500			500	4.3	2.2/ 5.3

Suodatinkangankaiden saumaukset voidaan tehdä ompelemalla tai limittämällä. Ommeltavan sauman lujuuden on yleensä oltava vähintään yhtä suuri kuin kankaan vaaditun vetolujuuden. Käytäntö on kuitenkin osoittanut, että ommellun sauman lujuus jää tavallisesti huomattavasti pienemmäksi kuin kankaan vaadittu vetolujuus. Limitetyn sauman heikkoutena on avoin rakenne. Esimerkiksi rakennuspohjan painuessa epätasaisesti limitetty sauma saattaa aueta ja aiheuttaa suojattavan tiivistysmateriaalin eroosioitumisen. Vaativissa rakenteissa kuten tässä tapauksessa suodatinkangaiden saumat tehdään tavallisesti ompelemalla /11/.

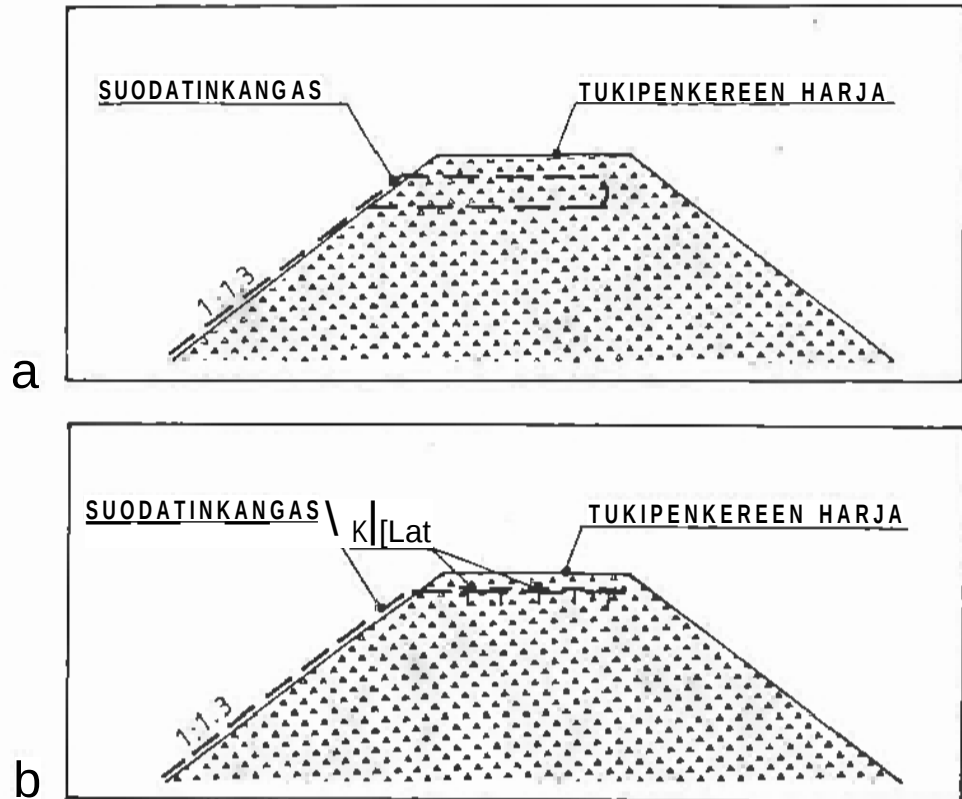
Ommeltujen saumojen suunta voi olla padon poikkisuuntaan tai pituus suuntaan. Käytettäessä pituussuuntaisia ommeltuja saumoja saattavat saumat aueta tiivistyssydämen veteentäytön aikana kangasta pitkin liukuvan maamassan aiheuttamasta kuormituksesta. Pituussuuntaisen ommellun sauman etuna on sen ommeltavuus sekä kesä- että talviolosuhteissa. Kesäolosuhteissa poikittaissuuntaisten saumojen ompeleminen on erittäin vaikeata. Saumat esitetään ommeltaviksi talviolosuhteissa jään päällä padon poikittaissuuntaan. Jos kankaita asennetaan myös kesäolosuhteissa, ommellaan saumat tällöinkin poikittaissuuntaan.

Ennen suodatinkankaan asennusta tiivistyssydämen ja tiivistyspatjan alla oleva rakennuspohja puhdistetaan poistamalla siitä 0.2 m suuremmat kivet sekä huonosti kantavat maakerrokset. Rakennuspohja voidaan puhdistaa esim, vetoruoppaajalla. Tällöin ruoppaus tehdään patolinjan suuntaisesti, jotta padon alle ei muodostuisi suotautumiskanavia /39/.

Suodatinkankaan asennus on tehtävä siten, että siihen ei aiheuteta kankaan sallittua vetolujuutta suurempaa kankaan tason suuntaista vetovoimaa. Suodatinkankaan suuremman vetolujuuden suunnan tulee olla padon poikkisuunnassa. Suodatinkangaiden leveyden on oltava vähintään 7.5 m tehtaalta toimitettaessa /11/.

Patotyypissä I suodatinkankaat asennetaan seuraavasti. Kesäolosuhteissa suodatinkangaskaistat saumataan tukipenkereen harjalla ompelemalla harjan pituussuuntaan edeten. Kankaat ommellaan mahdollisimman suuriksi yksi köiksi, jonka jälkeen ne asetetaan suoraan molempien tukipenkereiden luisien sekä rakennuspohjan päälle painojen tai tiivistysmateriaalin avulla. Limitettyä saumausta käytettäessä tehtaalta toimitetut kangaskaistaleet asetetaan

paikoilleen edellistä vastaavalla tavalla. Limityspituuden tulee olla vähintään 0.6 m /11/. Kankaat ankkuroidaan tarvittaessa tukipenkereiden harjalla kääntämällä kangas sen päälle ajetun louhekerroksen ympäri tai kiilojen avulla. Vaihtoehtoiset ankkurointitavat on esitetty kuvassa 16.'



Kuva 16. Helsingin tulvapato. Suodatinkankaan erilaiset ankkurointitavat tukipenkereiden harjalla. Ankkurointi louheen (a) tai kiilojen (b) avulla.

Kankaat voidaan asentaa esim, ruoppaajan nostolaitteeseen tai ajoneuvonosturiin kiinnitetyn kangasrullien asennuslaitteen sekä vaijereiden ja vinssin avulla. Apuna voidaan käyttää myös ponttooneja. Talviolosuhteissa suodatinkankaat ommellaan palopaikan vieressä jään päällä, jonka jälkeen mahdollisimman suureksi ommeltu kangasyksikkö siirretään palopaikalle. Jääpeite on poistettava Sivistysrakenteiden yläpuoliselta vesialueelta ennen suodatinkankaiden asennusta. Muutoin suodatinkankaat asennetaan soveltuvien osien kuten kesäolosuhteissa. Vahvistinkankaiden asentamisen ja ompelemisen on todettu olevan talvioloissa kesätyöhön verrattuna sekä yksinkertaisempaa että nopeampaa.

Jos suodatinkangas on pitkään alttiina UV-säteilylle, aiheutuu siitä suodatin kankaan lujuuden huomattava aleneminen. Tältä voidaan välttyä, kun työpäi-

vän aikana peitettävän suodatinkankaan määrä pidetään yhtäsuurena kuin saman työpäivän aikana asennetun kankaan 1251.

5.25 Luiskien verhoukset

Verhouksien tehtävänä on suojata luiskat aaltojen, pintavesien virtauksen, suotovesien tai jään aiheuttamaa eroosiota vastaan. Verhousmateriaalien on täytettävä suodatinkriteeriot suojattavan materiaalin suhteen ja lisäksi sen tulee olla hyvin rapautumista kestävä Z33/.

Helsingin meripadossa verhousmateriaaliksi voidaan valita joko louhe tai kiviheitoke. Vaikka tukipenkereet rakennetaan louheesta, on luiskat verhoiltava sekä verhouksen lohkokokoon ja paksuuden on täytettävä verhoukselle asetetut vaatimukset. Louheen käyttö on usein varsinkin vedenalaisissa verhouksissa taloudellisesti edullista, jos louhetta on saatavilla rakennuspaikan läheisyydestä. Louheverhoukset tehdään tavallisesti kaltevuuteen 1:2...1:3. Verhouksen paksuus on normaalisti 2...3 m /42/. Kiviheitokeverhouksen kaltevuuden tulee olla vähintään 1:1.6 ja sen paksuuden vähintään 1.5...2 kertaa teoreettinen kivikoko /41/.

Padon luiskien verhouksen kivikoko ja vastaava kaltevuus määräytyvät suurimman aallonkorkeuden perusteella 1471. Lohkokokoon laskemiseksi voidaan käyttää esim. Iribarrenin yhtälöä (5) tai siitä modifioitua Hudsonin esittämää yhtälöä (6) /18/.

Iribarren (1938):

$$Q = \frac{K H}{(\cos a - \sin a)^3 \left(\frac{7s}{\gamma_w} - 1 \right)^3} \quad (5)$$

Q on lohkokkeen paino, tn

K vakio; K=0.15, kun verhousmateriaali on louhetta

H aallon korkeus, m

γ_s lohkokkeen tilavuuspaino, tn/m³

γ_w veden tilavuuspaino, tn/m³

a luiskan kaltevuus, °

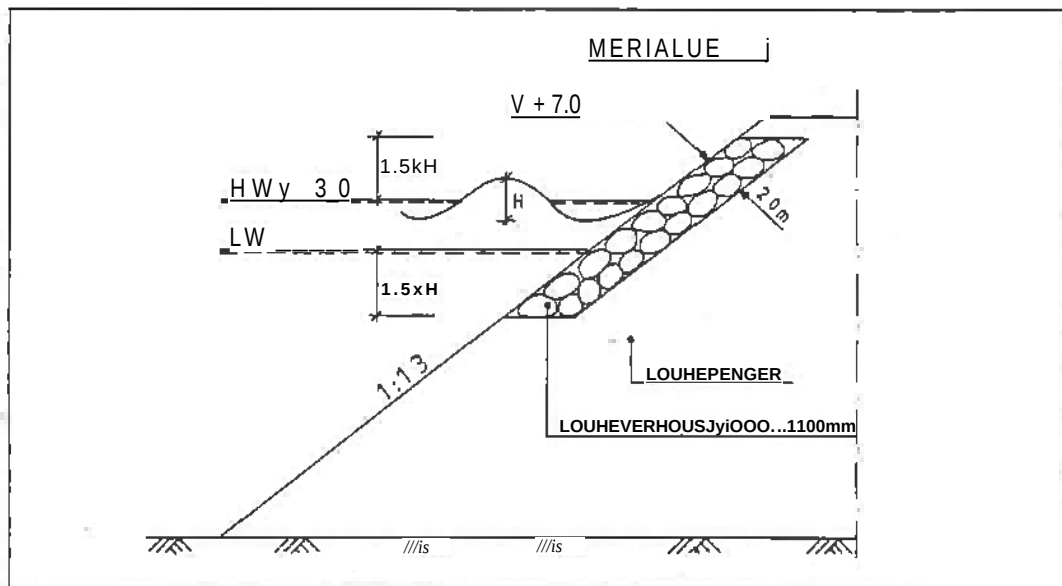
Hudson (1958):

$$Q = \frac{\gamma_s h^3}{K_d (7 \frac{T}{J_W} - 1)^3 \cot \alpha} \quad (6)$$

K_d on vakio; $K_D = 3.2$

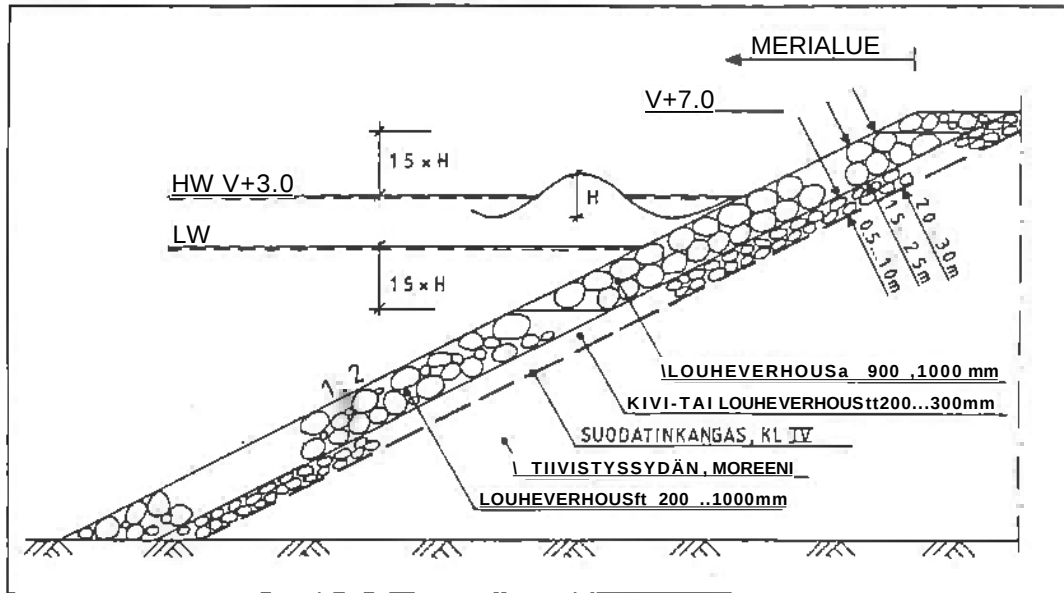
Yhtälöt perustuvat verhouksen lohkekoolle asetettuun vaatimukseen: lohka-
rekoon on oltava niin suuri, etteivät lohkaareet liiku aaltojen vaikutuksesta. Ny-
kyisin käytetään useimmiten Hudsonin yhtälöä (6).

Kaikissa patotyypeissä padon yläveden- ja paikoin myös alavedenpuoleinen
luiska verhoillaan lohkaareilla kuvissa 17 ja 18 esitetysti.



Kuva 17. Helsingin tulvapato. Luiskaverhous yläveden puolella patotyyppissä I.

Patotyyppissä I luiskien kaltevuudet ovat 1:1.3 sekä patotyyppissä II 1:1.3 ja
1:2.0. Yläveden puoleisen verhouksen lohkekooksi on määritetty yhtälöiden
(5) ja (6) perusteella patotyyppille 11.1 m ja patotyyppille II 1.0 m.

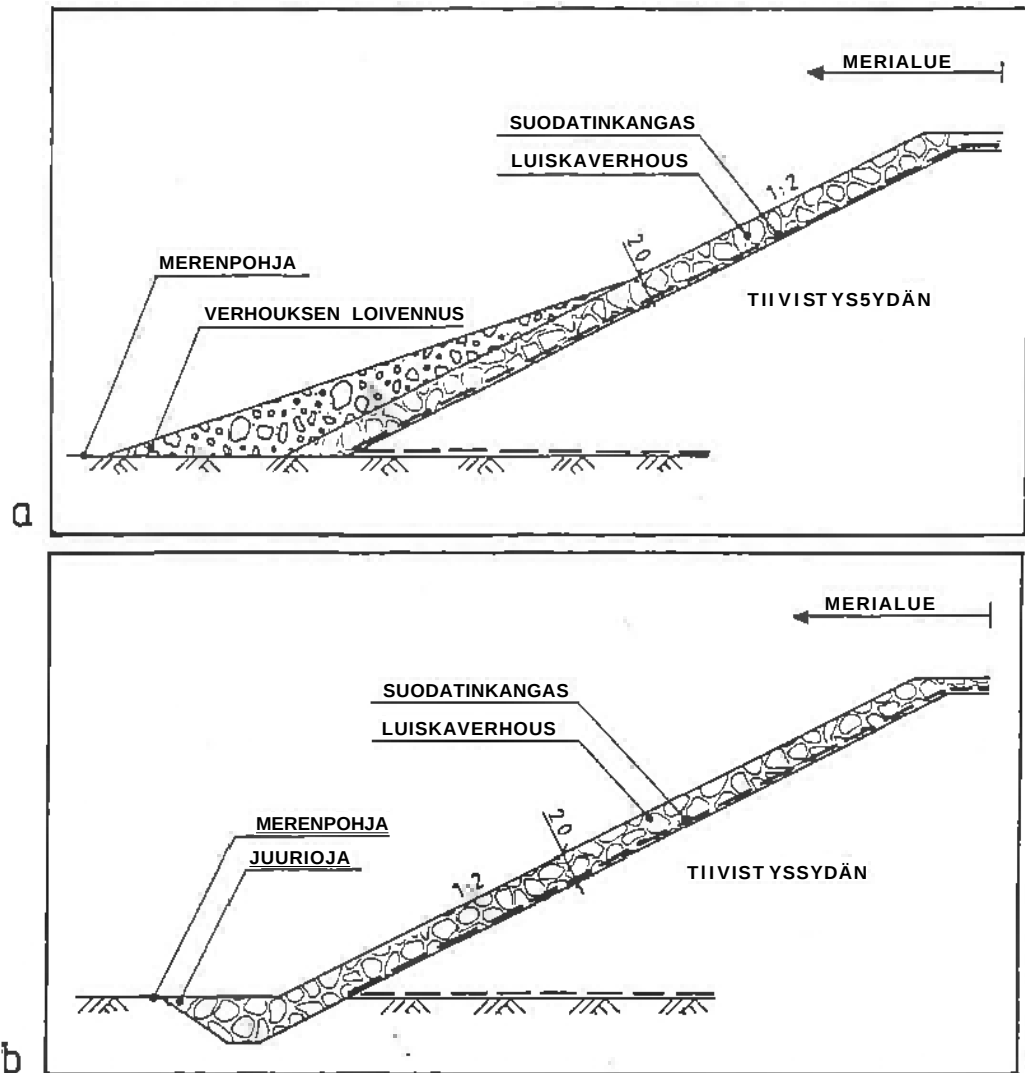


Kuva 18. Helsingin tulvapato. Luiskaverhous yläveden puolella patotyypissä II.

Patotyypissä II luiskaverhous tehdään kahdesta lohkekooltaan erisuuresta kerroksesta. Tällä on pyritty estämään suodatinkankaan vaurioituminen ja tunkeutuminen suurten lohkeiden väliin. Patotyypissä II yläveden puoleinen luiskaverhous voidaan tehdä myös ns. kivikoreista, jotka ladotaan yksitellen luiskaan suodatinkankaan päälle. Menetelmän etuina ovat suojausrakenteen hyvä laadunvalvonta ja asennuksen helpottuminen sekä huonona puolena rakenteen kalleus. Patojen alaveden puoleista luiskaa ei verhoilla, ellei vapaan vesialueen aallokon suuntainen pituus patoaltaan puolella ole yli 10 km. Koska verhous tehdään veteen täyttämällä, on sen paksuuden oltava vähintään 2.0 m, mutta varsinkin patotyypissä II tätä paksummat verhoukset ovat suositeltavia. Verhous on rakennettava edellä esitettyjen vaatimusten mukaisesti yläveden puolella varsinkin aaltojen vaikutusalueella /18/, joka ulottuu 1.5 kertaa suurimman aallonkorkeuden H verran matalimman merenpinnan LVV-tason alapuolelle ja saman verran ylimmän merenpinnan HW-tason yläpuolelle (kuvat 17 ja 18).

Patotyypissä II luiskien verhousten stabiiliteettia voidaan tarvittaessa parantaa kahdella tavalla /42/: rakennuspohjan ja luiskaverhouksen liittymään rakennetaan joko ns. juurioja tai verhouksen kaltevuutta loivennetaan luiskan ala-osaan. Luiskien juurten eri tuentatavat on esitetty kuvassa 19. Helsingin tulvapadossa verhouksen kaltevuuden loiventaminen on suositeltavampi tuenta-

tapa, koska juuriojan rakentaminen meriolosuhteissa on vaikeata ja työku-
tannuksiltaan kallista.



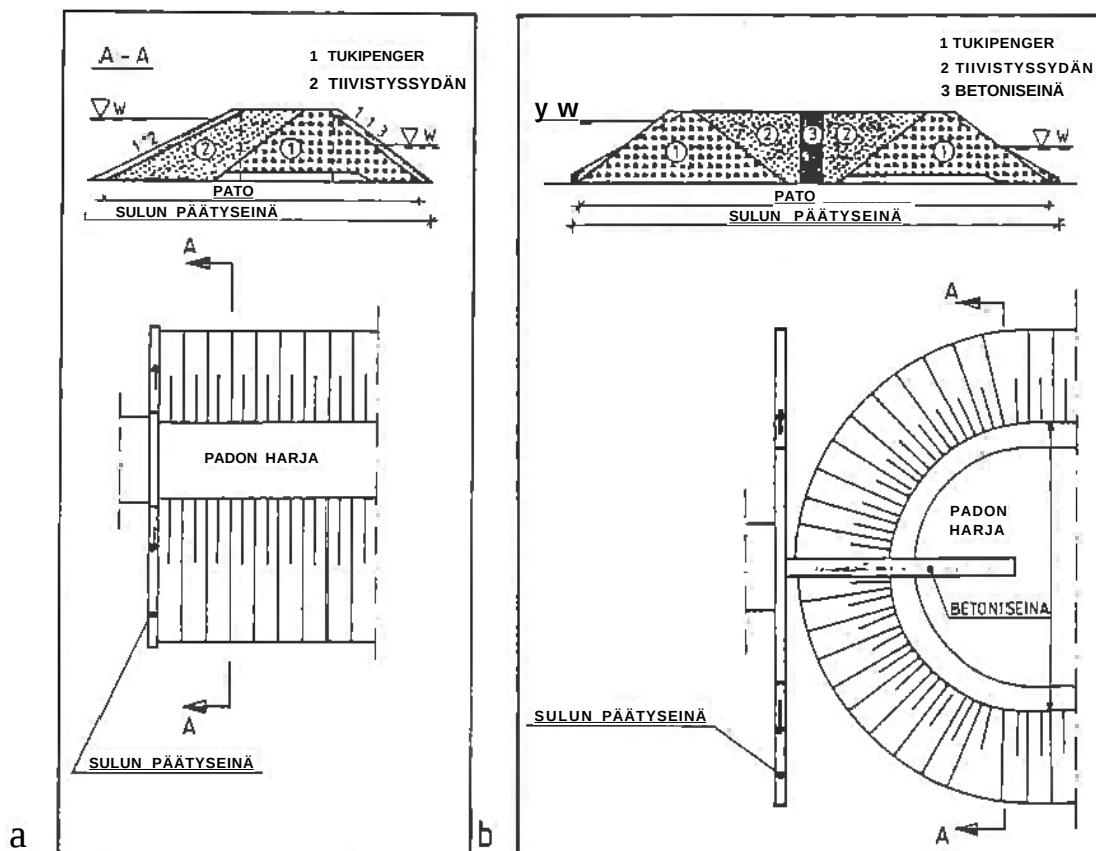
Kuva 19. Helsingin tulvapato. Yläveden puoleisen luiskaverhouksen juuren tuenta patotyypissä II. Juurioja (a) ja verhouksen kaltevuuden loivennus luis-
kan alaosassa (b) /42/.

Patotyypissä I luiskaverhoukset voidaan tehdä joko samanaikaisesti tukipen-
kereiden kanssa tai vasta sitten, kun tukipenkereet ja tiivistyssydän on raken-
nettu. Verhoukset tehdään soveltuvin osin samoilla työmenetelmillä kuin tuki-
penkereet. Talviolosuhteissa louhe läjitetään ensin jään päälle, josta se pai-
nuu jään sulaessa paikalleen. Suoraan veteen täytettäessä on vaarana lou-
heen erottuminen. Verhousrakenteen erottumista tulee pyrkiä välttämään en-
nen kaikkea aaltojen vaikutusvyöhykkeessä /48/.

Patotyyppissä II yläveden puolella verhous voidaan tehdä padon rakenteesta johtuen vasta, kun tukipenger ja tiivistyssydän on rakennettu sekä suodatinkangas on asennettu. Asentamisen jälkeen suodatinkangas tulee suojata luiskaverhouksella mahdollisimman nopeasti. Jotta suodatinkangas ei vahingoittuisi, on luiskaverhous tehtävä tässä tapauksessa erittäin huolellisesti ja valvomalla tarkkaan työn suoritusta. Se esitetään tehtäväksi asentamalla louhe luiskaan ruoppaajalla. Suodatinkangas verhoillaan ensin hienorakeisella halkaisijaltaan 200...300 mm kiviheitokkeella tai louheella, jonka jälkeen 1000...1100 mm lohkareet voidaan asentaa. Hienorakeinen kiviheitoke on vaihtoehtoista suositeltavampi, koska siinä rakeet ovat pyöristyneitä. Louheen pudotuskorkeus ei saa olla suurempi kuin 1.5 m. Kyseisellä menetelmällä myös louheen erottuminen voidaan välttää.

5.126 Padon liittynät

Pato voidaan yhdistää sulkulaitteisiin kahdella kuvassa 20 esitetyllä tavalla, jotka määräytyvät pääasiassa sulkujen rakenteen, patotyypin ja vesisyvyyden mukaan /28/.

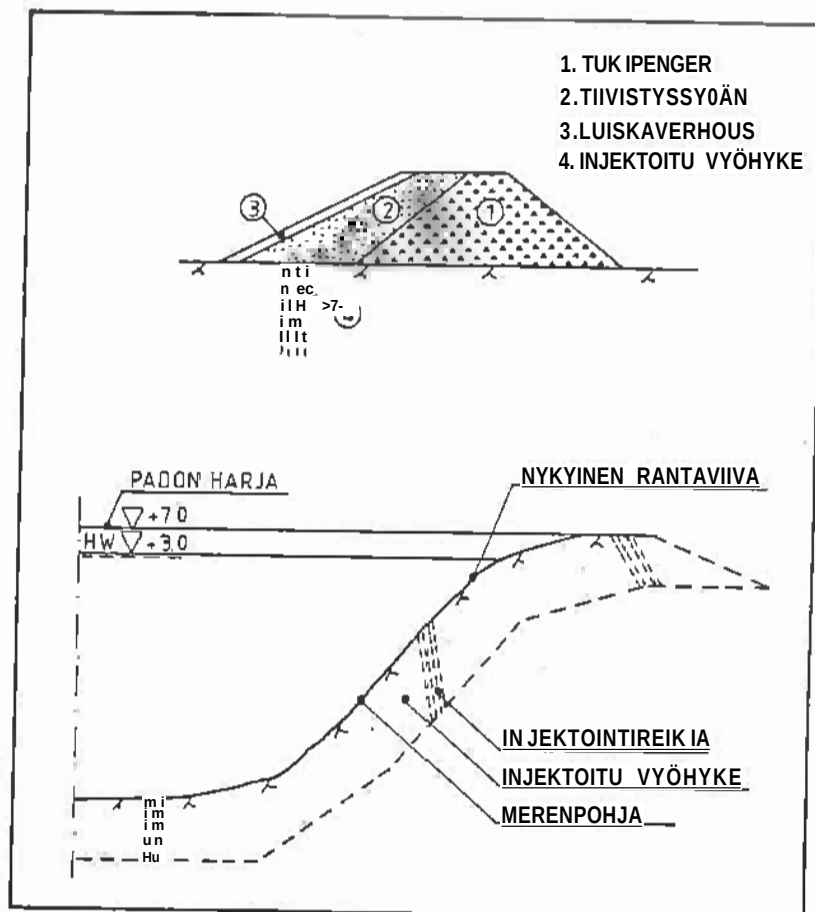


Kuva 20. Helsingin tulvapato. Padon erilaiset liittytävät sulkulaitteisiin. Liittymä sulkujen päätyseinään (a) ja päätyyn rakennettuun patoseinään (b) 1231.

Kuvassa 20a esitetyssä tapauksessa pato liittyy sulkuun sen päätyyn rakennetun betoniseinän välityksellä. Liitynnässä padon poikkileikkaus ei muutu. Sulkurakenteen ja padon liitynnän tiiviyyttä voidaan parantaa, kun sulku liitetään patorakenteeseen kuvassa 20b esitetyllä patoseinällä. Sulun päätyyn tehdään lyhyt betonista rakennettu patoseinä, joka upotetaan padon tiivistyssydämeen. Padon pääty luiskataan patoseinän molemmilta puolilta ja verhoillaan louheella. Tämä liityntätapa ei sovellu kuitenkaan patotyyppille II, koska siinä tiivistyssydän on ohut ja kalteva. Molemmissa liityntätavoissa on kiinnitettävä erityistä huomiota padon suodatinkankaiden ja sulkujen betonirakenteiden liitoksen tiiviyyteen. Kun pato rakennetaan maasta, tehdään sulkulaitteet yleensä aina ennen patoa.

Padon liitynnässä saariin ja mantereeseen pato pyritään rakentamaan liitteissä 5 ja 8 esitettyjen peruspoikkileikkauksien, patotyyppien le tai lle mukaisesti. Poikkeuksen muodostavat suotovirtauksen hallintamenetelmät, joko niitä ei tarvita lainkaan tai ne saattavat olla erilaisia kuin padon syvillä vesialueilla. Tämä johtuu seuraavista syistä: näissä kohdissa padon rakennuspohja voidaan tutkia tarkemmin, rakennustyöt voidaan tehdä joko kuivatyönä tai matalassa vedessä. On todennäköistä, että tällaisissa olosuhteissa vaakasuoria kiviainessuodattimia ei tarvita. Myös kaivantoseinä ja injektoitu katkaisuseinä on suhteellisen helposti rakennettavissa. Lisäksi padon luiskat voidaan tehdä näissä kohdissa patoa jonkin verran tässä työssä esitettyjä lukuarvoja jyrkemmiksi, koska padon korkeudet pienenevät liitoskohtaa lähestyttäessä.

Padon sekä saarten ja mantereiden liityntärakenne määräytyy ensi sijaisesti rakennuspohjan pohjasuhteiden mukaan. Erityisen suuri merkitys on sillä, esiintyykö rakennuspohjassa hyvin vettäläpäiseviä maakerroksia tai kalliossa rakoja ja ruhjerakenteita. Helsingin tulvapadossa liityntärakenteet tehdään useimmissa kohdissa patoa kallion varaan. Ennen kuin pato rakennetaan, on kalliolle tehtävä seuraavia toimenpiteitä /42/. Kallion päällä olevat eroosiolle alttiit tai hyvin vettäläpäisevät irtomaakerrokset on poistettava, kallion pinta on tasattava louhimalla tai käsiporalla, kallio on puhdistettava vedellä, kalliossa olevat halkeamat tai ruhje rakenteet on tukittava injektoimalla. Kuvassa 21 on esitetty padon tyypillinen liityntä saareen tai mantereeseen.

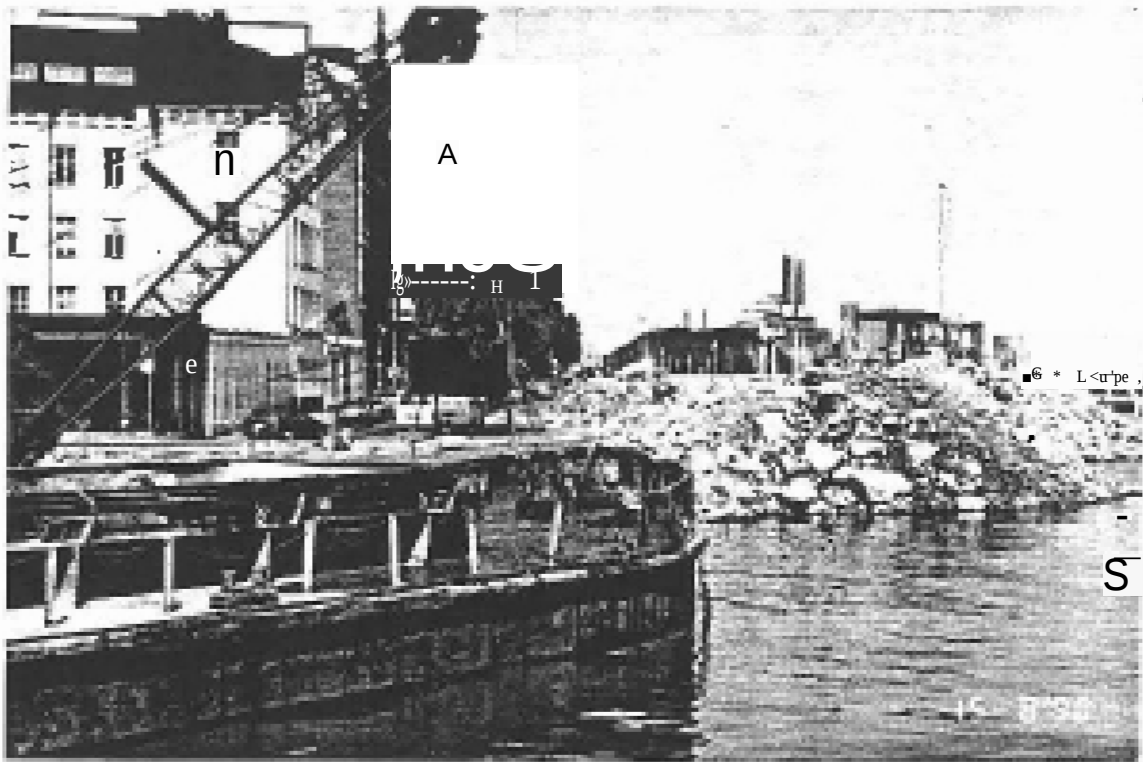


Kuva 21. Helsingin tuJvapato. Padon sekä saaren tai mantereen tyypillinen liityntärakenne, periaatekuva.

5.13 Rantapadon ja rantapenkereen poikkileikkaus

Rantapato ja osittain myös rantapenger ovat sovelluksia patotyyppistä I. Rantapenger eroaa rantapadosta pääasiassa vain siinä, että rantapenger on vettäläpäisevä. Rantapadon tai rantapenkereen yleissuunnitelmaa ei ole tässä työssä erikseen esitetty, koska ne voidaan rakentaa soveltuvien osien meripadon yleissuunnitelman perusteella.

Rantapato tai rantapenger rakennetaan mereen täyttämällä nykyisen rannan viereen kuvan 22 mukaisesti. Suurimmalla osalla Helsingin ranta-alueella merenpohjaa peittää paksut lieju- ja savikerrokset. Pehmeät lieju- ja savikerrokset ruopataan patorakenteiden alta, jonka jälkeen pato perustetaan kantavien maakerrosten kuten hiekan, moreenin tai kallion varaan. Rantapadossa myös hyvin vettäläpäisevät hiekkakerrokset poistetaan tiivistyssydämen alta veden suotautumisen estämiseksi hiekkakerroksen kautta.



Kuva 22. Pohjoisranta, Helsinki. Rantapenkereen rakentaminen.

Rantapadon ja rantapenkereen tukipenger rakennetaan louheesta päätypengertämällä. Rantapadon tukipenkereen sisäluiskaan asennetaan suodatinkangas. Tiivistyssydän täytetään tukipenkereen ja nykyisen rautarakenteen väliseen uomaan. Jos nykyinen rautarakenne, joka on tavallisesti joko louhepenger tai hirsiaurakkeen, on hyvin vettäläpäisevä, on suodatinkangas asennettava myös nykyisen rautarakenteen puoleiseen luiskaan. Rantapadossa tiivistysmateriaalina voidaan käyttää savea tai moreenia. Koska rantapenger ei ole tiivis patorakenne, voidaan siinä täytteenä käyttää useita eri materiaaleja mm. savea, silttiä, hiekkaa, moreenia, louhetta tai lentotuhkaa. Kun täytemateriaali on hienorakeista, savea, silttiä, hiekkaa tai lentotuhkaa, asennetaan täytteen ja tukipenkereen väliin suodatinkangas. Sekä rantapadossa että rantapenkereessä meren puoleiset luiskat verhoillaan lohkarilla. Rantapadon poikkileikkaus on esitetty liitteessä 9 ja rantapenkereen liitteessä 10.

Padon läpi suotautuva vesi kulkeutuu padon taakse asennettuihin salaojiin. Niistä vesi johdetaan kuivatusjärjestelmän kokoojakaivoihin ja lopulta pumpaamalla padon yli takaisin mereen.

Rantapenger on ranta-alueiden yleistasausten nostamista vastaava suojautumismenetelmä, joka edellyttää mm. viemäriverkoston ja kaukolämpöputkien uusimista ja tiivistämistä sekä rakennusten pohjavedenpinnan alaisten rakenteiden eristämistä vedenpainetta vastaan.

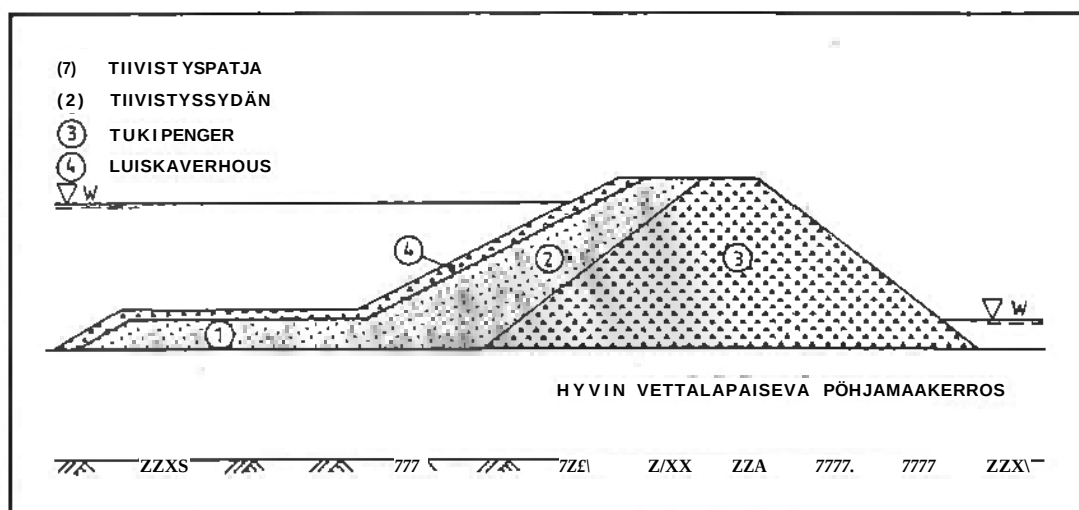
5.14 Suotovirtauksen hallintamenetelmät

5.141 Eri toimintatapoihin perustuvat suotovirtauksen hallintamenetelmät

Suotovirtauksen hallitsemiseksi padoissa on käytettävissä kahteen toimintatapaan perustuvia menetelmiä: ne, jotka vähentävät padon alla suotautuvia vesimääriä ja ne, joissa kuivatus- tai suodatinrakentein säädellään veden suotautumista padon ali tai läpi /9/. Menetelmät, joita voidaan käyttää Helsingin tulvapadossa, ovat: tiivistyssydämen upottaminen, katkaisuseinä, vaaka suora tiivistyspatja ja vaakasuora suodatinkerros. Seuraavassa tarkastellaan eri menetelmien hyviä ja huonoja puolia sekä niiden soveltuvuutta Helsingin meripadon suotovirtauksen hallintaan.

5.142 Tiivistyspatja

Vaakasuora vettäläpäisemätön tiivistyspatja rakennetaan yläveden puolelle silloin, kun padon alla olevat maakerrokset ovat paksuja ja vettä hyvin läpäiseviä. Tiivistyspatja tehdään yleensä samasta materiaalista kuin siihen yhdistettävä tiivistyssydän /33/. Vaakasuoran tiivistyspatjan periaatekuva on esitetty kuvassa 23.



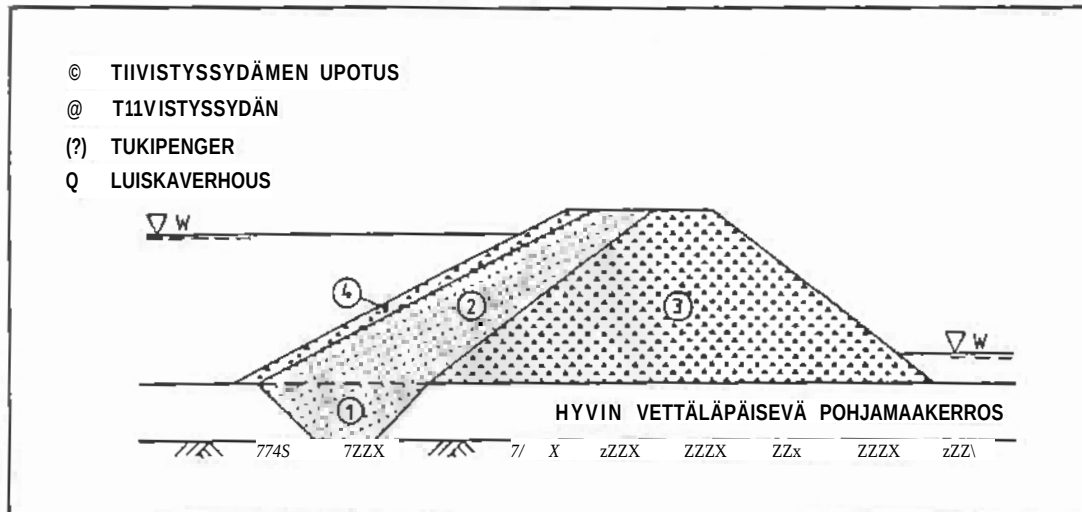
Kuva 23. Vaakasuora tiivistyspatja yläveden puolella, periaatekuva /48/.

Tiivistyspatjan tehokkuus perustuu sen pituuteen: veden vaakasuoran virtausmatkan pidentyessä padon ali suotautuvan veden virtausnopeus pienenee. Tiivistyspatjan vaikutus suotovirtauksen hallinnassa on kaksitahoinen: padon vettäläpäisevän rakennuspohjan kautta suotautuvan veden määrä pienentyy ja rakennuspohjan eroosio estyy /15/. Tiivistyspatjan tehokkuuden edellytyksenä on, että patjaan käytettävän materiaalin vedenläpäisevyys on pieni ja että patja peittää vettä hyvin läpäisevän rakennuspohjan koko suunnitellulla alueella. Veteen täytettäessä tiivistyspatjan vedenläpäisevyys pienenee ajan myötä patjan tiivistyessä /9/.

Koska Helsingin tulvapadon rakennuspohjassa esiintyy paikoin erittäin paksu ja vettä hyvin läpäiseviä kitkamaakerroksia, on vaakasuora tiivistyspatja tässä tapauksessa suositeltavin ratkaisu. Tiivistyspatjan materiaaliksi on valittu moreeni. Tiivistyssydämen materiaali on patotyyppissä I savi ja patotyyppissä II moreeni. Kyseiset patotyypit on esitetty liitteissä 4 ja 7. Tiivistyspatjan vähimmäispituus määräytyy rakennuspohjan sisäisen eroosion perusteella. Vähimmäispituus on määritetty luvussa 5.24. Se vaihtelee tiivistyssydämen leveyden mukaan 30...50 m. Koska tiivistyspatjapatja tehdään veteen täyttämällä, on sen oltava huomattavasti optimikosteudessa kerroksittain tiivistettyä patjaa paksumpi. Tiivistyspatjan paksuuden tulee olla vähintään 5 m. Helsingin tulvapadon ali suotautuvan vesimäärän riippuvuus vaakasuorasta virtausmatkasta on esitetty kuvassa 37. Kuvan esimerkkitapauksessa suotovesimäärä on pienentynyt n. 70 % minimipituisten tiivistyspatjan ansiosta. Tiivistyspatjan valintaa Helsingin meripadon suovirtauksen hallintamenetelmäksi rajoittaa moreenin huono saatavuus pääkaupunkiseudulla. Tämän lisäksi moreenin asettaminen ruoppaajalla suodatinkankaan päälle on hidas ja kustannuksiltaan kallis työmenetelmä.

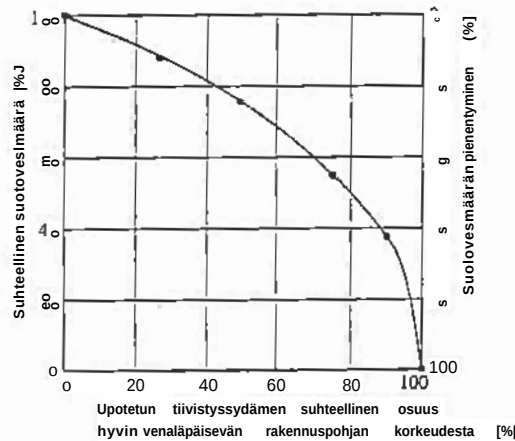
5.143 Tiivistyssydämen upottaminen

Tiivistyssydämen upottamista on käytetty padon ali suotautuvan veden täydelliseen hallintaan yleensä silloin, kun rakennuspohjan hyvin vettäläpäisevien maakerrosten paksuus on ollut suhteellisen ohut. Kuvassa 24 on esitetty periaatekuva tiivistyssydämen upottamisesta.



Kuva 24. Tiivistyssydämen upottaminen hyvin vetäläpäisevän pohjamaakerroksen läpi, periaatekuva /48/.

Jotta padon ali suotautuvan veden määrän pienentyminen olisi tehokasta, on tiivistyssydän upotettava tiiviiseen maakerrokseen tai kallioon saakka. Jos upotetun tiivistyssydämen osuus vettä hyvin läpäisevästä maakerroksesta on esim. 90 %, pienenee suotovesimäärä ainoastaan 61 % (kuva 25) /9/.



Kuva 25. Upotetun tiivistyssydämen syvyyden ja suotovesimäärän välinen riippuvuussuhde hyvin vetäläpäisevässä rakennuspohjassa /9/.

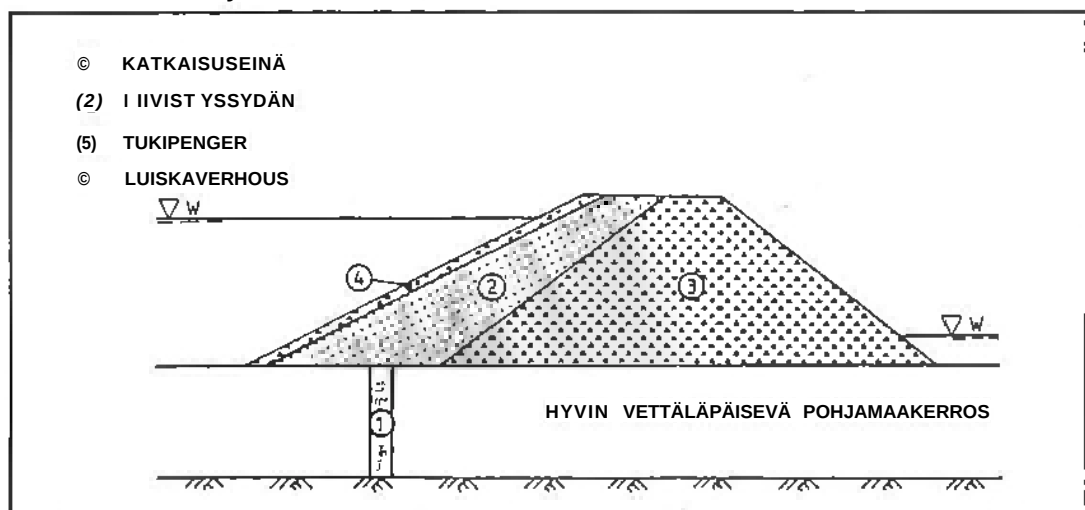
Kun upotettu tiivistyssydän ulotetaan kallioon saakka, on sauman tiiviiden takaamiseksi tehtävä seuraavia toimenpiteitä /42/. Kallion pinnalta on poistettava rapautunut pintakerros. Suodatinkankaan repeytymisen estämiseksi kallionpinta on tasattava riittävästi. Lisäksi on tutkittava kallion mahdollinen injektointitarve. Upotettu tiivistyssydän on paras vaihtoehtoisista suotovirtauksen hallintamenetelmistä silloin, kun pohjakaivanto ja upotettu tiivistyssydän

voidaan tehdä kuivissa olosuhteissa ja rakennuspohjan vettä hyvin läpäisevä maakerros on suhteellisen ohut. Tällöin työn laatua voidaan valvoa jokaisessa rakennusvaiheessa /15/. Sen lisäksi menetelmän hyviä puolia ovat: padon ali suotautuva vesimäärä on pieni, se on taloudellisesti edullinen ja teknisesti luotettava rakenne.

Helsingin tulvapato rakennetaan veteen täyttämällä, ja sen vuoksi rakenteiden laatua ei kyetä tarkastamaan riittävän huolellisesti. Erityisesti upotetun tiivistyssydämen ja kallion sauman tulee olla tiivis ja tarkistettavissa. Tästä huolimatta tiivistyssydämen upottaminen vettäläpäisevien maakerrosten läpi tiiviiseen maakerrokseen tai kallioon saakka on suositeltavin ratkaisu. Helsingin meripadon alueella rakennuspohjan hyvin vettäläpäisevien maakerrosten paksuudet ovat tehtyjen tutkimusten mukaan olleet 2.0...10.0 m. Vettäläpäisevät maakerrokset ovat olleet pääasiassa hiekkaa. Menetelmän rajoi tuksena ovat tässä tapauksessa kuitenkin pohjakaivannon alhainen stabiili teetti (luku 5.34) ja hiekan nesteytyminen. Ne ovat seurausta maalajin pie nestä kitkakulmasta, suuresta vedenläpäisevyydestä ja alhaisesta tiiviyydestä. Menetelmän soveltuvuudesta Helsingin meripadossa voidaan varmistua vas ta rakennustyön aikana pohjakaivantoa ruopattaessa.

5.144 Katkaisuseinä

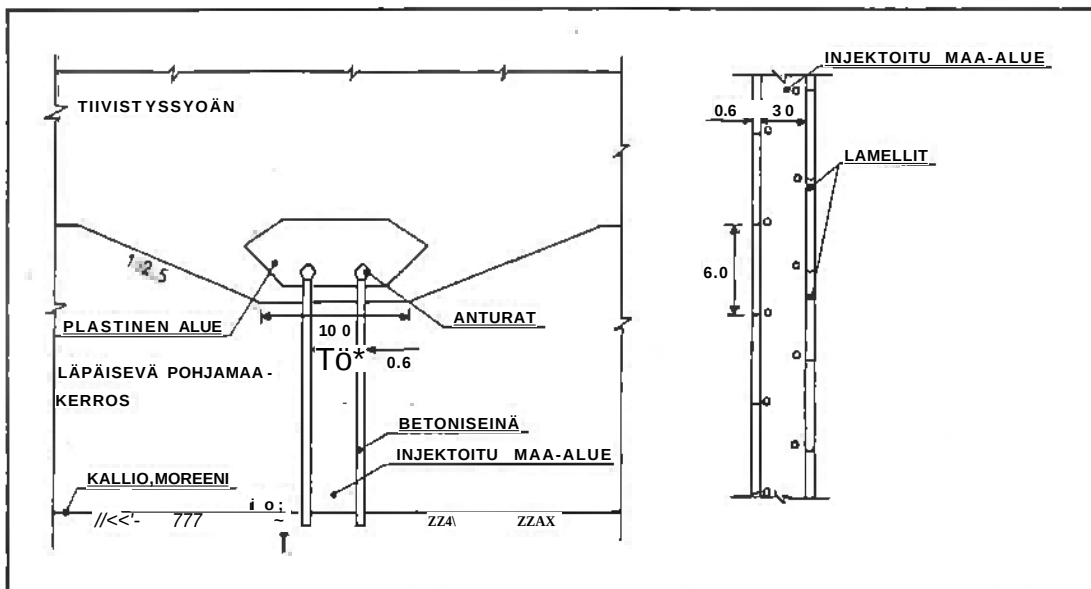
Katkaisuseinä voidaan tehdä usealla eri menetelmällä: injektoimalla, rakentamalla kaivantoseinä tai asentamalla ponttiseinä. Katkaisuseinällä vähennetään ensisijaisesti padon ali suotautuvia vesimääriä. Katkaisuseinän periaatekuva on esitetty kuvassa 26.



Kuva 26. Katkaisuseinä hyvin vettäläpäisevän rakennuspohjan läpi, periaatekuva /48/.

Helsingin meripadossa injektoitua katkaisuseinää ei suositella käytettäväksi pääasiallisena suotovirtauksen hallintamenetelmänä. Sen sijaan se soveltuu hyvin muiden menetelmien lisäksi siinä tapauksessa, että padon tiiviys osoitetaan huokospainemittausten perusteella käyttötilassa huomattavasti suunniteltua huonommaksi.

Kaivantoseinä on selvästi tehokkain katkaisuseinätyyppi padon ali suotautuvien vesimäärien vähentämiseksi. Se tehdään yleensä seuraavasti /29/: kaivanto ruopataan auki, jonka jälkeen kaivanto täytetään vettäläpäisemättömällä materiaalilla. Kaivannon seinämien sortuminen estetään kaivantoon pumpatulla bentoniittilietteellä. Sen tason tulee olla yleensä vähintään 0.9 m kaivantoa ympäröivän vedenpinnan yläpuolella. Vettäläpäisemätön materiaali voi olla mm. siltin, hiekan, soran ja bentoniittilietteen seos. Kun kaivantoseinä tehdään suolaisessa merivedessä, ei bentoniittilietteen käyttö ole suositeltavaa. Suolaisessa merivedessä bentoniitin sijasta on monesti käytetty kuiturakenteista savimineraalia nimeltään attapulgitte. Rodio Marconi-menetelmässä /15/ kaivantoseinät ovat rakenteeltaan kahdenlaisia: 1.2 m paksuja katkaisuseiniä tai kuvassa 28 esitettyjä kahdesta 0.6 m paksusta seinästä ja niiden välisestä 3.0 m leveästä injektoidusta maavyöhykkeestä muodostuvia katkaisuseiniä. Mikäli seinän saumojen tiiviyydestä ei ole varmuutta, tulee käyttää jälkimmäistä kaivantoseinätyyppiä. Kaivantoseinä rakennetaan in-situ valetuista 5...10 m leveistä lamelleista. Kaivannon valmistuttua seinien raudotuselementit asennetaan paikoilleen, jonka jälkeen kaivantoseinä valetaan betonista.

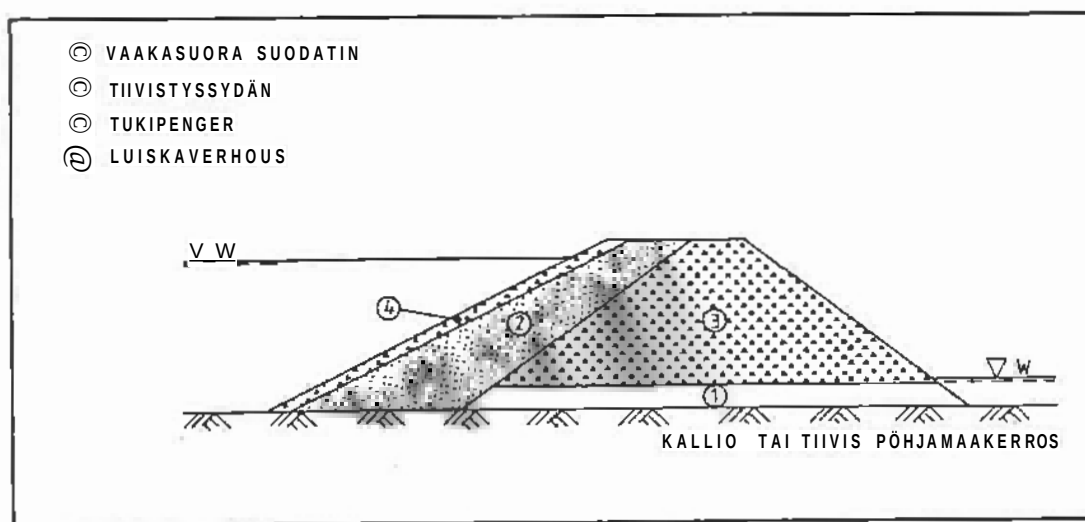


Kuva 28. Kaivantoseinän poikkileikkaus Rodio Marconi-menetelmässä /15/.

Etodio Marconi- menetelmän mukaisesti tehty kaivantoseinä soveltuu erittäin hyvin pohjasuhteisiin, joissa hyvin vettäläpäisevä maakerros on paksu ja muodostunut pääasiassa hiekasta. Kaivantoseinä voidaan tehdä myös kaivinpaalumenetelmällä esim. ICOS-menetelmällä /15/. Sen soveltuvuusalueena ovat ennen kaikkea kiviset tai lohkaraiset hyvin vettäläpäisevät maakerrokset. Helsingin tulvapadossa kumpaakaan menetelmää ei suositella, sillä niiden rakentaminen on meriolosuhteissa vaikeata ja rakenteina ne ovat erittäin kallia.

5.145 Vaakasuora suodatinkerros

Jos upotetun tiivistyssydämen tiiviyydestä ei ole täyttä varmuutta, on rakennuspohjan eroosion estämiseksi rakennettava kuvassa 29 esitetty vaakasuora suodatinkerros. Injektoitua katkaisuseinää käytettäessä vaakasuora suodatin rakennetaan yleensä aina. Se tehdään alavedenpuoleisen tukipenkereen ja rakennuspohjan väliin. Hyvin suunniteltu vaakasuora suodatin on yksi parhaista padon ali tapahtuvan suovirtauksen hallintamenetelmistä silloin, kun suotovirtausolosuhteet ovat tuntemattomat tai epäsäännölliset. Tällainen suototila voi syntyä, kun tiivistyssydän ulottuu kallioon saakka ja siinä esiintyy halkeamia tai rakoja /9/. Vaakasuoran kiviainessuodattimen valintaan vaikuttavista tekijöistä on kerrottu luvussa 5.24.



Kuva 29. Vaakasuora suodatin alavedenpuoleisen tukipenkereen ja rakennuspohjan välissä, periaatekuva /48/.

5.146 Suotovirtauksen hallintamenetelmät Helsingin meripadossa

Helsingin meripadon pääasiallisena suotovirtauksen hallintamenetelmänä on esitetty käytettäväksi upotettua tiivistyssydäntä. Kun sen rakentamiselle ei ole edellytyksiä, esitetään käytettäväksi vaakasuoraa tiivistyspatjaa. Mikäli upotetun tiivistyssydämen tiiviydestä ei ole täyttä varmuutta, on sen lisäksi rakennettava vaakasuora kiviainessuodatin alavedenpuoleisen tukipenkereen ja rakennuspohjan väliin. Kun pato tehdään veteen täyttämällä, on tiivistyssydämen tiiviys yleensä aina epävarma. Injektoidun katkaisuseinän käyttö tulee kysymykseen jälkitiivistysmenetelmänä silloin, kun tarkkailumittausten perusteella on todettu varsinaisen suotovirtauksen hallintamenetelmän riittämättömyys. Suotovirtauksen hallintamenetelmien mukaan määräytyvien eri patotyyppien materiaalikustannukset padon korkeuden suhteen on esitetty kuvassa 4. Tiivistyspatjan ja vaakasuoralla kiviainessuodattimella varustetun upotetun tiivistyssydämen rakentamiskustannukset ovat likimäärin saman suuruiset. Rakennustyön osuus rakentamiskustannuksista saattaa osoittautua eri patotyypeissä kuitenkin huomattavasti ennakoitua suuremmaksi.

5.2 Suotovirtaus

5.21 Suotovirtauksen teoriaa

5.211 Kenttäyhtälöt

Virtaamanopeuden v komponenteille pätee massan säilymislakiin perustuva ns. jatkuvuusyhtälö (7) /9/.

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (7)$$

v_x, v_y ja v_z ovat virtaamanopeuden x -, y - ja z -akselien suuntaiset komponentit, m/s

Darcy'n yleistetyn lain, yhtälön (8) mukaan virtausnopeuden ja hydraulisen gradientin välillä on lineaarinen riippuvuus /9/.

$$\begin{aligned}
 v_x &= -k_x \frac{\partial h}{\partial x} \\
 v_y &= -k_y \frac{\partial h}{\partial y} \\
 v_z &= -k_z \frac{\partial h}{\partial z}
 \end{aligned}
 \tag{8}$$

h on veden painekorkeus, m

k_x, k_y ja k_z vedenläpäisevyysskertoimet x-, y- ja z-akselien suunnissa, m/s

Sijoittamalla Darcy'n lain yhtälöt (8) jatkuvuusyhtälöön (7) saadaan yleinen hydrodynamiikan kaava, Laplacen toisen kertaluvun differentiaaliyhtälö (9) /9/. Yhtälö pätee homogeenisessa, anisotrooppisessa maassa tapahtuvalle stationääriselle virtaukselle.

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0
 \tag{9}$$

Maapadon läpi ja alitse tapahtuvaa virtausta käsitellään yleensä kaksiulotteisena, jossa vedenläpäisevyyden pääsuunnat yhtyvät koordinaattiakselien suuntiin. Kaksiulotteiselle virtaukselle on johdettu yhtälö (10).

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0
 \tag{10}$$

Isotrooppisessa maassa vedenläpäisevyys k on yhtälöissä (9) ja (10) kaikissa suunnissa sama $k_x = k_y = k_z = k$.

Suotovirtauksen kenttäyhtälö (10) ja sen reunaehtoyhtälöt muodostavat reuna-arvoprobleeman, jonka primäärisenä ratkaisuna on potentiaalifunktio $h = h(x, y)$ /1/.

5.212 Reunaehtoyhtälöt

Pinnan, jonka yksikkö normaalin n komponentit ovat n_x ja n_y , pintayksikön läpi aikayksikössä vihaavalle vesimäärälle eli virtaamatiheydelle on esitetty tasotapauksessa yhtälö (11) (kuva 30) /1/.

$$v_n = \vec{n} \cdot \vec{v} = n_x v_x + n_y v_y \quad (11)$$

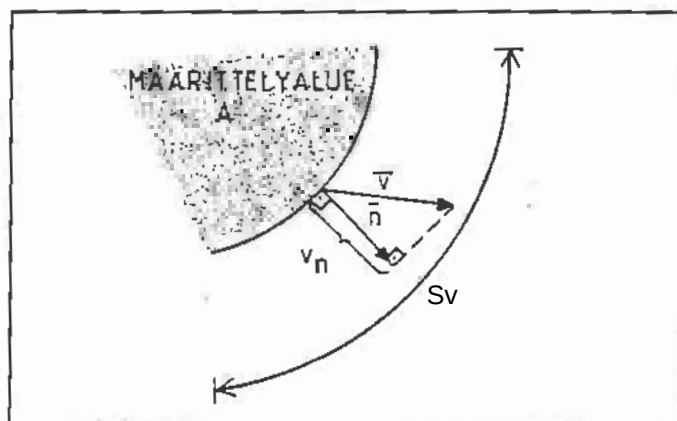
v_n on virtaamatiheys, m/s

$\vec{v}$ virtaamanopeus, m/s

$\vec{n}$ yksikkönormaali

n_x yksikkönormaalien x-akselin suuntainen komponentti

n_y yksikkönormaalien y-akselin suuntainen komponentti



Kuva 30. Virtaamatiheys määrittelyalueen A reunalla.

Helsingin tulvapadon suotovirtauslaskelmissa käytetyt reunaehtoyhtälöt on esitetty kuvassa 31. Niitä ovat /12:

Määrittelyalueen A läpäisemättömän reunan läpi ei tapahdu virtausta, joten virtaamatiheydelle v_n saadaan reunalla S_v yhtälö (12).

$$v_n = 0 \quad \text{reunalla } S_v \quad (12)$$

Kun otetaan lisäksi huomioon yhtälöt (8) ja (11), saadaan reunaehdoksi reunalla S_v yhtälö (13).

$$n_x \frac{\partial h}{\partial x} + n_y \frac{\partial h}{\partial y} = 0 \quad \text{reunalla } S_v \quad (13)$$

Määrittelyalueen A reunalla S_h , joka on välittömästi yhteydessä veteen, on voimassa ns. tunnetun hydraulisen korkeuden reunaehto. Reunalla S_h valitsee hydrostaattinen vedenpaine. Reunaehtoyhtälö on kaavan (14) mukainen.

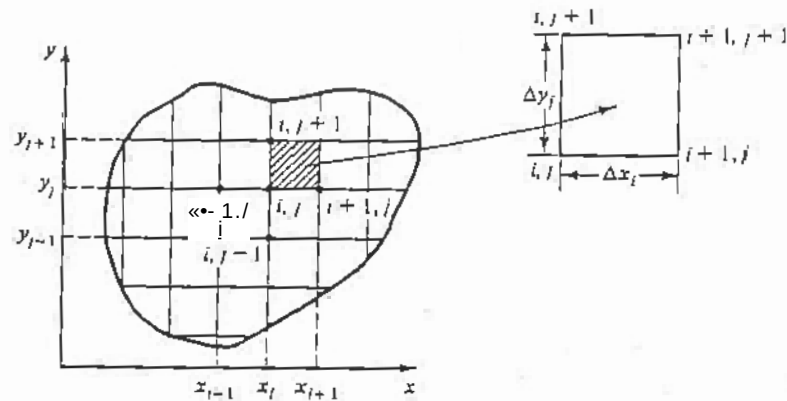
muutetaan ensin algebrallisiksi differenssiyhtälöiksi (16) /4/. Kuvassa 32 on esitetty esimerkki menetelmän elementtiverkosta.

$$\frac{h_{i+1,j} - 2h_{i,j} + h_{i-1,j}}{(Ax)^2} + \frac{h_{i,j+1} - 2h_{i,j} + h_{i,j-1}}{(Ay)^2} = 0 \quad (16)$$

$h_{i,j}$ on veden painekorkeus elementin nurkkapisteessä (i,j) , m

Ax elementin x-akselin suuntaisen sivun pituus, m

Ay elementin y-akselin suuntaisen sivun pituus, m



Kuva 32. Esimerkki differenssimenetelmän elementtiverkosta /4/.

Kun mallin elementit ovat neliöitä, $Ax = Ay$, saadaan differenssiyhtälöksi (16b) /4/.

$$h_{i,j} = \frac{1}{4} (h_{i+1,j} + h_{i-1,j} + h_{i,j+1} + h_{i,j-1}) \quad (16b)$$

Tämän jälkeen reunaehdot sijoitetaan differenssiyhtälöihin, yhtälöt kootaan matriisi muotoon ja ratkaistaan tuntemattomat suureet.

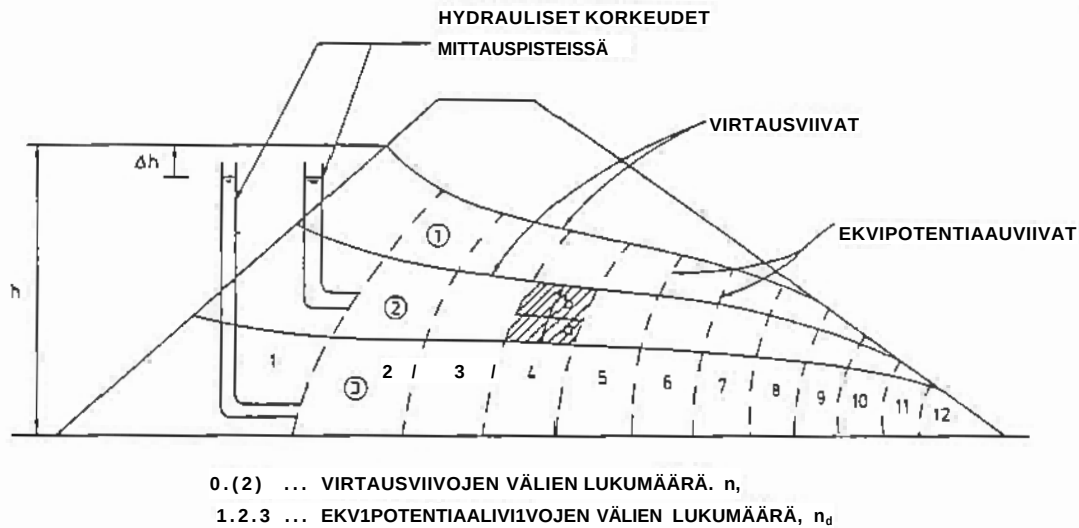
FLAC-ohjelmiston F-ohjelmalla /26/ on määritetty suotoveden virtausvektorit ja huokosvedenpaineen jakautumat eli ekvipotentiaaliviivat. Virtausvektoreiden avulla voidaan laskea suotovesimäärät ja ekvipotentiaaliviivojen avulla huokosvedenpaine padon tai rakennuspohjan eri kohdissa.

5.214 Suotovirtauksen ratkaiseminen graafisella menetelmällä

Virtausverkoston graafinen konstruointi /8/, /9/ on ollut käytännön suunnittelutyössä eräs yleisimmistä suotovirtauksen yhtälöiden likimääräisistä ratkai-

sumenetelmistä. Graafinen menetelmä soveltuu pääasiassa pysyvään tasovirtaukseen homogeenisessa ja isotrooppisessa maassa.

Kaksiulotteisessa virtaustilassa Laplace-yhtälön (10) ratkaisun graafinen esitys on kuvan 33 virtausverkosto.



Kuva 33. Padon virtausverkosto suotovesimäärän laskemista varten /46/.

Virtausverkostolla tarkoitetaan tasavälisillä virtafunktion arvoilla piirrettyjen virtaviivojen ja tasavälisillä hydraulisen korkeuden arvoilla piirrettyjen ekvipotentiaaliviivojen muodostamaa verkostoa. Homogeenisessa, isotrooppisessa tapauksessa virtausverkolla on seuraavia ominaisuuksia /9/:

- ekvipotentiaaliviivat ovat kohtisuorassa virtaviivoja vastaan
- kaikkien virtausverkon "suorakaiteiden" sivusuhte a/b on sama.

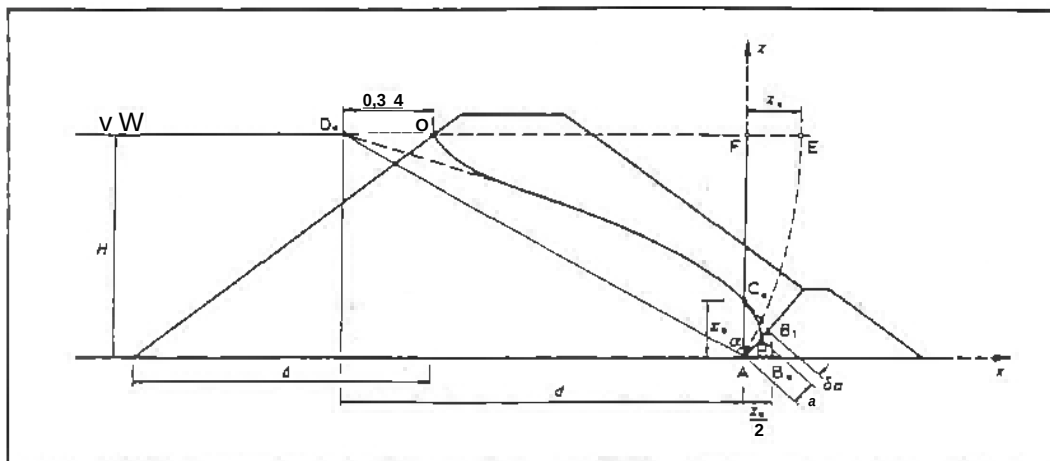
Virtausverkosto konstruoidaan graafisesti siten, että kokeilemalla saatu virtausverkosto täyttää mahdollisimman hyvin kyseisen tapauksen hydrauliset reunaehdot. Suotautumisen tapahtuessa padon läpi hydrauliset reunaehdot ovat /9/:

- kallion tai huonosti vettä läpäisevän perusmaan rajapinta on virtausviiva
- vapaan veden ja tiivistyssydämen väliset rajapinnat ovat ekvipotentiaaliviivoja
- tiivistyssydämen läpi virtaavan veden ns. märkäviiva on ylin virtausviiva, jonka lämpöpuolella paine on vakio 1 atm.

Helsingin tulvapadossa tietokonelaskeimista saadut tulokset on tarkistettu graafisella menetelmällä.

5.215 Ylin virtausviiva

Ylimmän virtausviivan, ns. märkäviivan, määrittämiseksi pysyvässä virtauksessa, homogeenisessa, isotrooppisessa maapadossa on kehitetty useita liki menetelmiä. Niistä tunnetuimmat ovat Casagranden, Depuifn, Schaffernakin ja Van Itersonin menetelmät. Tässä esitetään lyhyesti Casagranden menetelmä /8/, joka on pääosin graafinen. Menetelmää on havainnollistettu kuvassa 34.



Kuva 34. Ylimmän virtausviivan likimääräinen määrittäminen Casagranden menetelmällä, homogeeninen maapato läpäisemättömällä rakennuspohjalla /8/.

Menetelmässä määritetään ensin piste D_0 , joka on etäisyydellä 0.3 A pisteestä D. Kun pistettä D_0 pidetään ympyrän keskipisteenä ja janaa AD_0 säteenä, saadaan ympyrän kaaren ja ylädenpinnan jatkeen leikkauspisteeksi E. Piste F on pisteestä A piirretyn pystysuoran ja ylävedenpinnan jatkeen leikkauspiste. Tämän jälkeen määritetään piste C_0 etäisyydeltä z_0 pisteestä A ylöspäin sekä piste B_0 etäisyydeltä $z_0/2$ oikealle. Määritettyjen pisteiden B_0 , C_0 ja D_0 kautta piirretään vasemmalle avautuva paraabeli, joka voidaan esittää myös yhtälöllä (17).

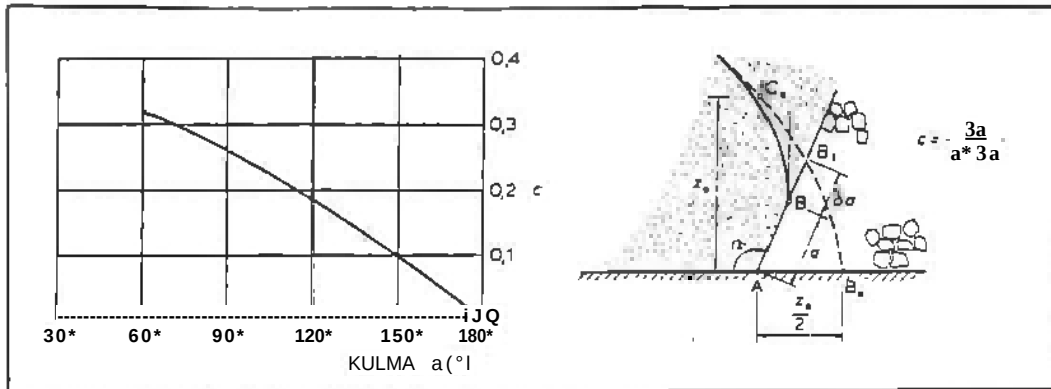
$$x = \frac{z_0}{2} \left[1 - \left(\frac{z}{z_0} \right)^2 \right] \quad (17)$$

x on x -akselin suuntainen koordinaatti, m

z z -akselin suuntainen koordinaatti, m

z_0 pituus, m

Piste B määritetään kuvasta 35, minkä jälkeen ylin virtausviiva voidaan piirtää. Ylin virtausviiva on käyrä, joka lähtee pisteestä D leikaten kohtisuorasi padon yläveden puoleisen reunan ja yhtyy jouhevasti määritettyyn paraboliin. Käyrä päättyy pystysuorasti pisteeseen B.



Kuva 35. Ulostulopisteen B määrittäminen Casagranden menetelmässä /8/.

FLAC-ohjelmistolla ylintä virtausviivaa ei voida määrittää. Kuvan 38 patotyyppissä I vedenkorkeuksien ero tiivistyssydämen ympärillä on melko pieni ja tiivistyssydän on erittäin leveä ylimmän virtausviivan tasolla. Näistä syistä ylimmän virtausviivan voidaan otaksua kulkevan likimäärin lineaarisesti sen päätepisteiden välillä. Patotyyppissä II märkäviiva on määritetty Casagranden menetelmällä ja esitetty katkoviivalla kuvassa 39.

5.216 Suotovesimäärä

Suotoveden määrän laskemiseksi virtaaman poikkipinta-alaa kohti on Darcy esittänyt yhtälön (18) 79/. Yhtälö on voimassa ainoastaan laminaarisessa virtaustilanteessa. Laminaarisessa virtauksessa nestepartikkelit liikkuvat hitaasti suoria tai loivasti kaareutuvia ratoja pitkin, jotka eivät leikkaa toisiaan 747.

$$q = v A = k i A \quad (18)$$

q on suotovesimäärä aikayksikössä, m^3/vrk

v veden keskimääräinen virtausnopeus, m/s

A poikkipinta-ala, jonka lävitse virtaus tapahtuu, m^2

k vedenläpäisevyyskerroin, m/s

i hydraulinen gradientti virtauksen suunnassa

Suotoveden määrä q voidaan laskea edellistä vastaavasti kuvan 33 virtausverkoston avulla yhtälöstä (19) /9/.

$$q = \frac{n_f}{n_d} kh \quad (19)$$

- n_f virtausviivojen välien lukumäärä, kpl
 n_d ekvipotentiaaliviivojen välien lukumäärä, kpl
 h ylä- ja alavedenpintojen välinen korkeusero, m

Suotovirtauslaskelmissa on oletettu, että vedenläpäisevyydet ovat vertikaali- ja horisontaalisuunnissa yhtäsuuret. Kun vedenläpäisevyydet poikkeavat eri suunnissa toisistaan, käytetään keskimääräistä vedenläpäisevyyskerrointa k /9/. Vedenläpäisevyydet rakennuspohjassa eri suunnissa määritetään normaalisti mittaamalla in-situ.

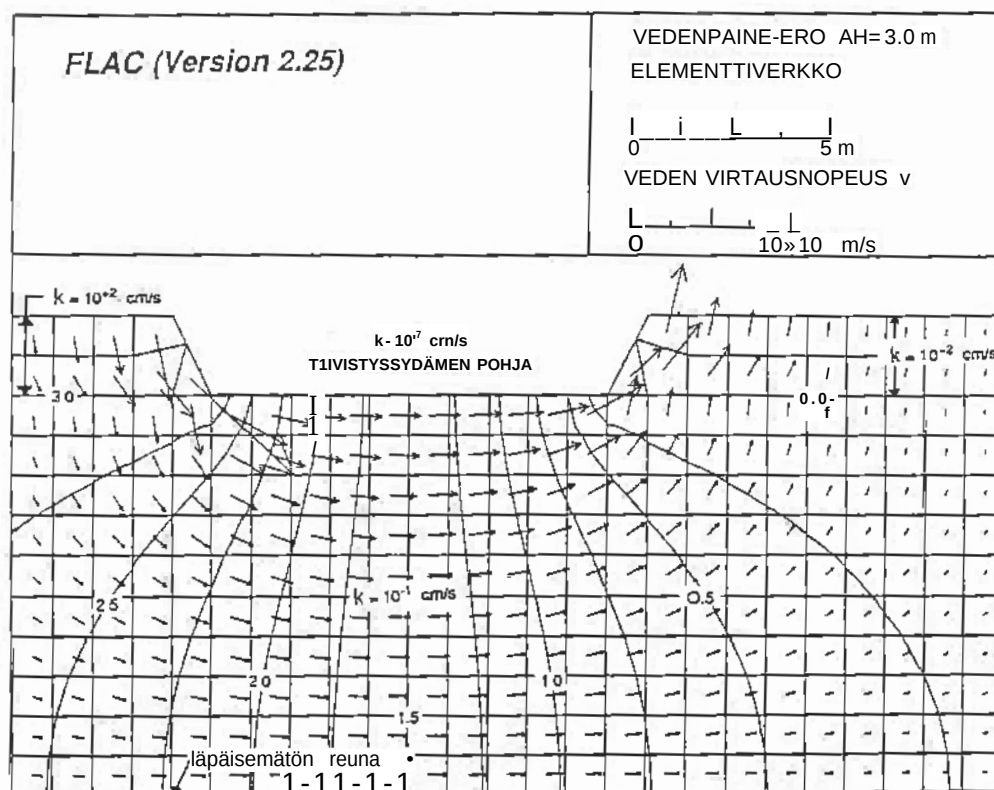
Maa- ja louhetäytepadoissa veden suotautumista tapahtuu sekä padon rakennuspohjan maakerrosten kautta että padon tiivistyssydämen läpi. Vettä läpäisevälle maapohjalle perustetun padon suotovirtaus voidaan määrittää riittävällä tarkkuudella käsittelemällä erikseen padon ja rakennuspohjan läpi tapahtuvaa virtausta. Padon rakennuspohjan hiekkakerroksen vedenläpäisevyyskerroin on ollut laskelmissa $k=10^{-1}$ cm/s, joka on saatu luvussa 4.12 selostetuista vedenläpäisevyyskokeista. Padon rakenteiden vedenläpäisevyyskerroin on käytetty kirjallisuudesta /13/ saatuja arvoja: savelle $k=10^{-7}$ cm/s, moreenille $k=5.0 \times 10^{-5}$ cm/s ja louheelle $k=10^{-2}$ cm/s. Vedenläpäisevyyskerroimen ohjearvoja eri maalajeille on esitetty taulukossa 7. Yksi tyiskohtaista suunnittelua varten moreenin ja saven vedenläpäisevyyskerroimet on määritettävä tarkoin.

Taulukko 7. Vedenläpäisevyyden ohjearvoja eri maalajeille Z13/.

Maalaji	Vedenläpäisevyyskerroin k [m/s]
Moreenit (lajittumattomat maat):	
Soramoreeni	$10^{-5} - 10^{-7}$
Hiekkamoreeni	$10^{-5} - 10^{-8}$
Siltimoreeni	$10^{-7} - 10^{-9}$
Sedimentit (lajittuneet maat):	
Sora	$10^{-1} - 10^{-3}$
Hiekka	$10^{-2} - 10^{-6}$
Siltti	$10^{-5} - 10^{-9}$
Savi	$< 10^{-9}$

5.22 Suotautuminen padon ali

Rakennuspohjan hiekkakerroksen kautta suotautuva vesimäärä on laskettu seitsemässä eri tapauksessa FLAC-ohjelmistolla laskettujen virtausvektoreiden avulla yhtälöstä (18). Muuttujina on ollut hiekkakerroksen paksuus ja vaakasuoran virtausmatkan pituus. Lisäksi laskelmat on tarkistettu graafisella menetelmällä osassa eri tapauksista. Tulokset on esitetty kuvassa 36 ja taulukossa 8.

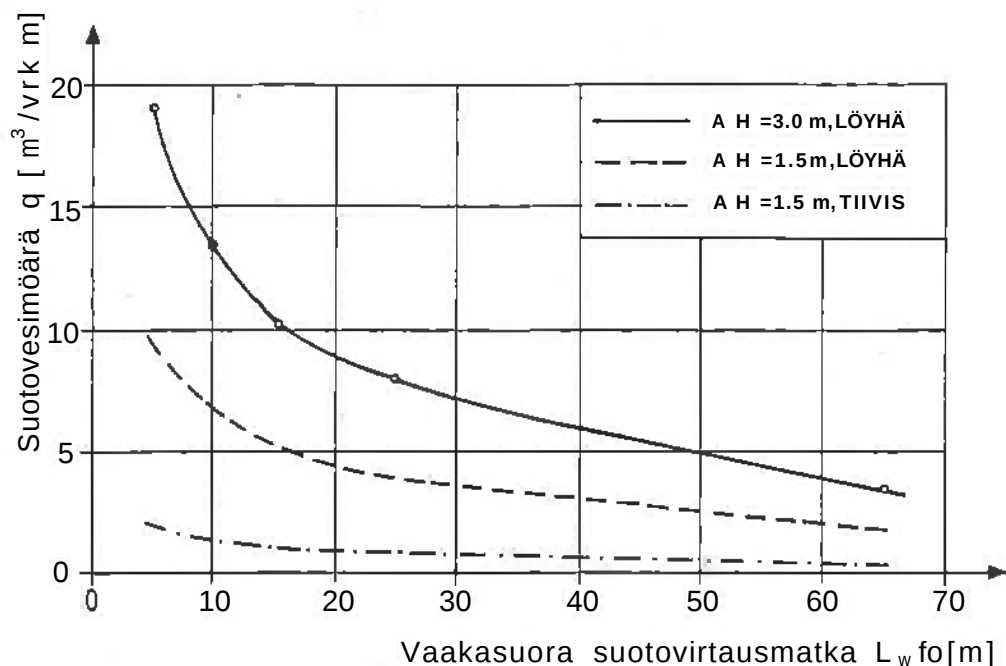


Kuva 36. Helsingin tulvapato. Suotautuminen padon ali. Ekvipotentialiivit ja virtausvektorit.

Taulukko 8. Helsingin tulvapato. Rakennuspohjan hiekkakerroksen kautta suotautuvat vesimäärät, kun vedenpaine-ero on AH=3 m (kuva 36).

Vaakasuora virtausmatka [m]	Hiekkakerroksen paksuus [m]	Virtausnopeus ka. $F10^{-4} \text{ m/s}$	Suotovesimäärä	
			FLAC [m ³ /vrk m]	Graafinen [m ³ /vrk m]
5	3	3.25	84	
5	10	2.19	189	
10	3	2.17	56	
10	6	1.76	91	
10	10	1.56	134	130
15	10	1.18	102	108
25	10	0.94	81	86
65	10	0.38	33	43

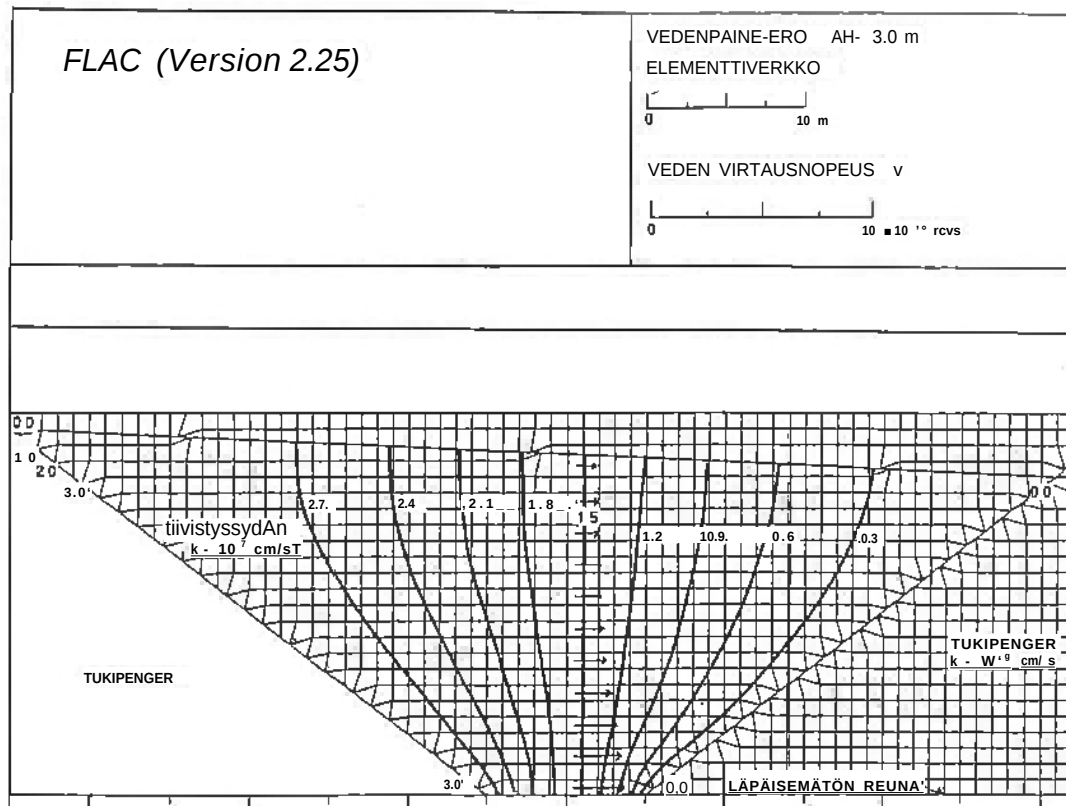
Taulukossa 8 esitetyt rakennuspohjan hiekkakerroksen kautta suotautuvat vesimäärät q ovat erittäin suuret vaihdellen $q=33\ldots189 \text{ m}^3/\text{vrk m}$. Lukuarvot vastaavat tulvanaikaista suototilannetta, kun hiekkakerros on lisäksi löyhässä tilassa. Padon kuormittamana hiekan vedenläpäisevyyden on arvioitu olevan n. 80 % ja vedenpaine-eron AH pitkäaikaisessa suototilanteessa n. 50 % pienempi kuin edellä esitettyissä laskelmissa on käytetty. Pitkäaikaisessa suotovirtauksessa padon ali suotautuvan veden määrät ovat n. 90 % taulukon 8 lukuarvoja pienemmät vaihdellen $q=3\ldots19 \text{ m}^3/\text{vrk m}$. Suotovesimäärät ovat myös tässä tapauksessa melko suuret. Eri tapaukset on esitetty kuvassa 37. Rakennuspohjan hiekkakerroksen kautta suotautuva vesimäärä on riittävän pieni vasta, kun vaakasuoran virtausmatkan pituus on yli 65 m. Pidentämällä suotovirtausmatkaa liitteissä 4 tai 7 esitetyllä vaakasuoralla tiivistyspatjalla voidaan suotovesimäärää vähentää tässä tapauksessa jopa 80 %.



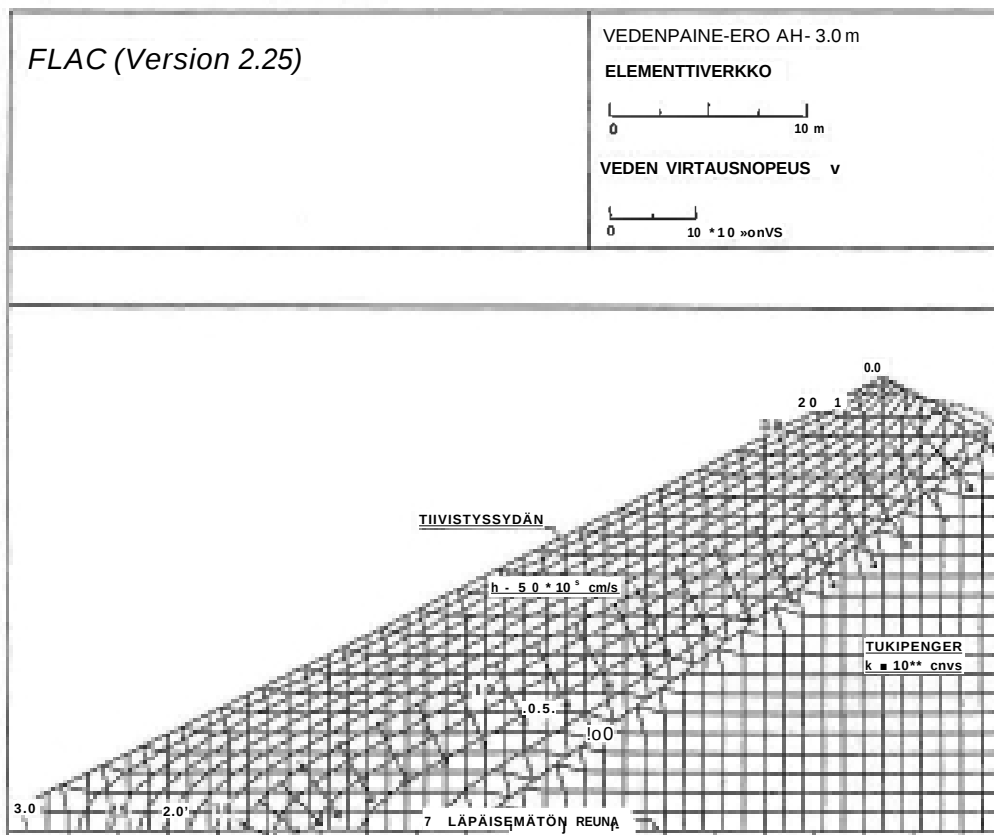
Kuva 37. Helsingin tulvapato. Rakennuspohjan hiekkakerroksen kautta suotautuva vesimäärä vaakasuoran suotovirtausmatkan suhteen. Kolme tapaus, joissa muuttujina on vedenpaine-ero AH ja hiekkakerroksen tiiviys.

5.23 Suotautuminen padon läpi

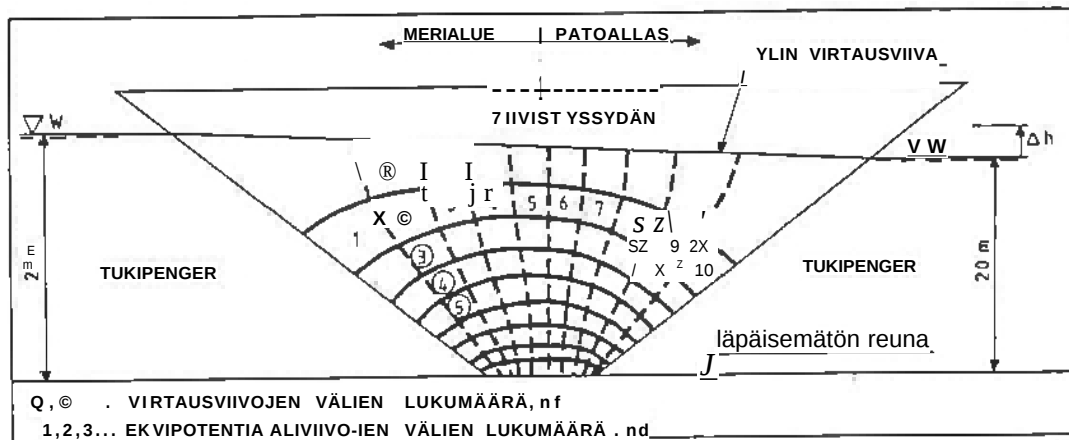
Patotyypeissä I ja II padon tiivistyssydämen läpi suotautuvan veden määrä on laskettu kuvissa 38 ja 39 esitettyjen virtausvektoreiden avulla yhtälöstä (18). Patotyytit on esitetty liitteissä 3-8 ja laskelmien tulokset kuvassa 41. Suotovesimäärät on tarkistettu graafisella menetelmällä patotyyppissä I kuvan 40 virtausverkoston avulla.



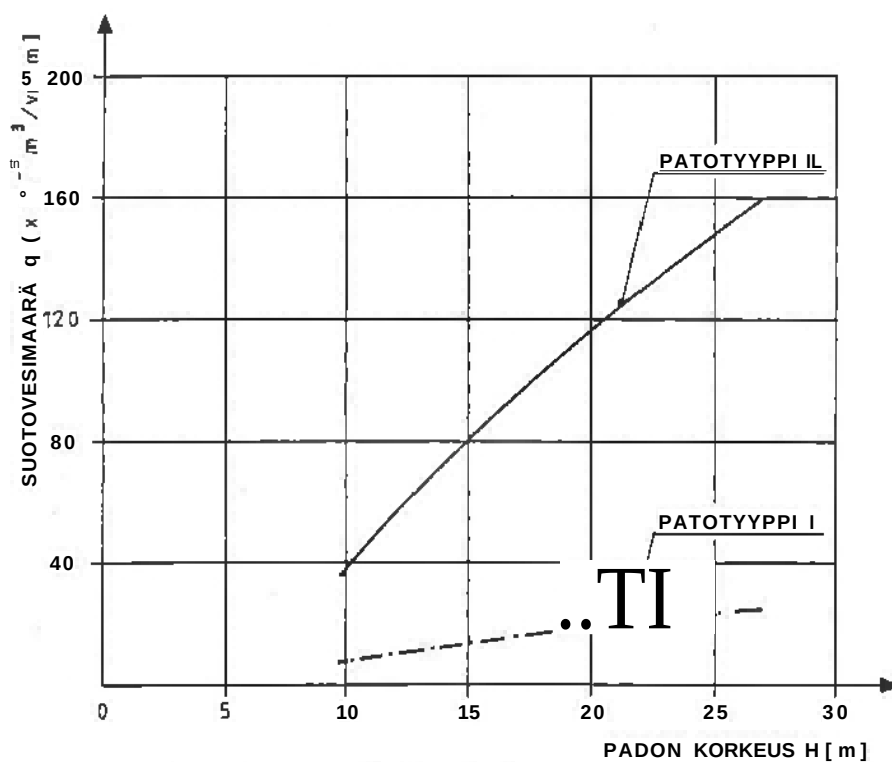
Kuva 38. Helsingin tulvapato. Suotautuminen padon läpi. Virtausvektorit ja ekvipotentiaaliiviivat patotyypissä I.



Kuva 39. Helsingin tulvapato. Suotautuminen padon läpi. Virtausvektorit ja ekvipotentiaaliiviivat patotyypissä II.



Kuva 40. Helsingin tulvapato. Suotautuminen padon läpi. Virtausverkosto graafisella menetelmällä patotyyppiä I.



Kuva 41. Helsingin tulvapato. Padon läpi suotautuva vesimäärä padon korkeuden suhteen, patotyyppit I ja II.

Padon läpi suotautuvat vesimäärät ovat melko pienet vaihdellen patotyyppin ja padon korkeuden suhteen $q=74\ldots 1600 \text{ cm}^3/\text{vrk m}$. Veden virtausnopeudet

tiivistyssydämessä ovat $v=0.94 \times 10^{10} \dots 2.31 \times 10^{10}$ m/s patotyyppissä I ja $v=5.17 \times 10^{10} \dots 11.66 \times 10^{10}$ m/s patotyyppissä II. Lukuarvot vastaavat tulvan aikaista suotovirtausta. Pitkäaikaisessa suototilanteessa patoon kohdistuva vedenpaine-ero ΔH , suotovesimäärä q ja virtausnopeudet v ovat n. 50 % pienemmät kuin tulvanaikaisessa suototilanteessa. Patotyyppissä II suotovesimäärät ovat huomattavasti suuremmat kuin patotyyppissä I. Tämä johtuu siitä, että patotyyppissä II tiivistyssydän on ohuempi ja sen vedenläpäisevyys suurempi kuin patotyyppissä I. Padon läpi suotautuvat vesimäärät ovat merkityksellisen pienet, kun niitä verrataan luvussa 5.22 esitetyn hyvin vettä-läpäisevän rakennuspohjan varaan perustetun padon ali suotautuviin vesimääriin.

5.24 Hydraulinen murtuminen ja sisäinen eroosio

Hydraulisen murtumisen ja sisäisen eroosion kannalta kriittisimmät kohdat maa- ja louhetäytepadossa ovat rakennuspohjan kautta ja tiivistyssydämen läpi suotautuvan veden ulostulokohdat alaveden puolella /42/.

Jos virtaus muuttaa maan jännitystilaa siten, että tehokas pystysuora normaalijännitys σ'_z häviää, tapahtuu hydraulinen murtuminen: maa menettää lujuutensa ja alkaa kuohua. Jotta riittävä varmuus hydraulista murtumista vastaan saavutetaan, tulee suurimman rajapinnassa esiintyvän ulospäin suuntautuvan hydraulisen gradientin suuruuden, ns. ulostulogradientin i_e , toteuttaa hiekassa ehtoyhtälö (20) /1/:

$$i_e < 0.33 i_c \quad (20)$$

i_e on ulostulogradientti
 i_c kriittinen hydraulinen gradientti

Kriittinen hydraulinen gradientti lasketaan kaavasta (21) /1/.

$$i_c = \frac{J}{\gamma_w} \quad (21)$$

J on perusmaan tehokas tilavuuspaino, kN/m^3
 γ_w veden tilavuuspaino, kN/m^3

Helsingin meripadossa rakennuspohjan kautta virtaavan veden suurin hydraulinen gradientti muodostuu tiivistyssydämen alaveden puoleiseen alakulmaan. Tämä on nähtävissä kuvasta 36. Koska ulostulogradientti l_e ei toteuta ehtoyhtälöä (20) ja koska rakennuspohjan maarakeet pääsevät kulkeutumaan vapaasti louhepenkereen huokostilaan, on hydraulinen murtuminen estettävä. Se voidaan tehdä käänteisellä kiviainessuodattimella tai pidentämällä suovirtausmatkaa rakennuspohjassa. Käänteissuodatin on tässä tapauksessa vaihtoehtoisista parempi ratkaisu.

Helsingin meripato rakennetaan monin paikoin hiekkakerroksen varaan. Koska keskikarkean hiekan vedenläpäisevyyden on todettu olevan erittäin suuri ja koska suotoveden virtausmatka rakennuspohjassa on tiivistyssydämen leveydestä johtuen lyhyt, on rakennuspohjan sisäisen eroosion mahdollisuus olemassa. Rakennuspohjan sisäinen eroosio voidaan estää samoilla menetelmillä kuin hydraulinen murtuminen joko vaakasuoralla suodattimena tai pidentämällä suotovirtausmatkaa.

Rakennuspohjan sisäisen eroosion mahdollisuutta voidaan arvioida suhdeluvun C_w avulla [7].

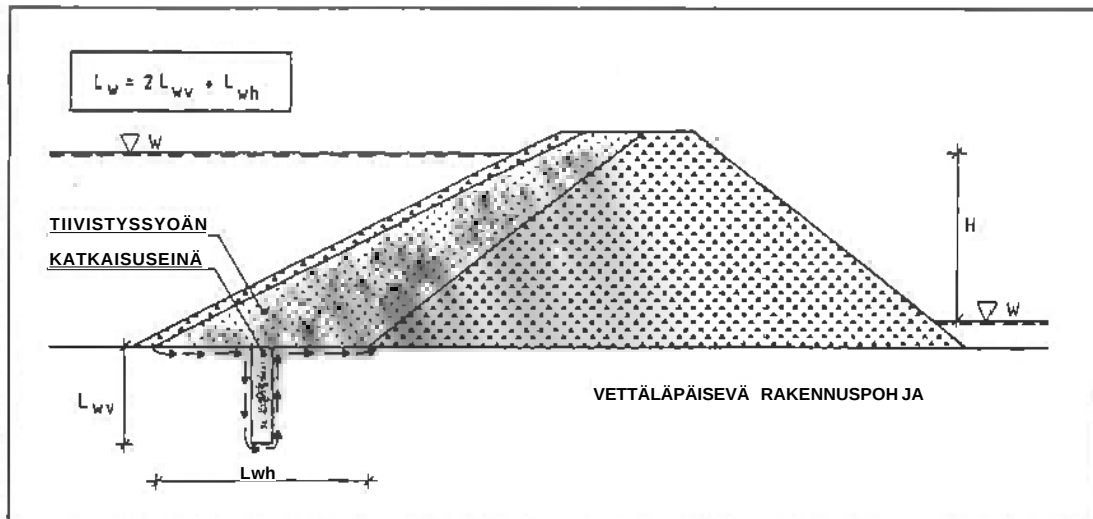
$$C_w = \frac{(L_w)_{\text{eff}}}{AH} \quad (22)$$

C_w on suhdeluku
 $(L_w)_{\text{eff}}$ tehokas virtausmatka, m
 AH vedenpaine-ero, m

Tehokas virtausmatka $(L_w)_{\text{eff}}$ lasketaan kuvan 42 avulla kaavasta (23) [17].

$$(L_w)_{\text{eff}} = \sqrt{3^t + Uv} \quad (23)$$

L_{vvh} on vaakasuora virtausmatka, m
 L_w pystysuora virtausmatka, m



Kuva 42. Virtausmatkan L_w laskeminen m .

Suhdeluvun C_w tulee olla rakennuspohjan eri maalajeille vähintään taulukon 9 mukainen 171.

Taulukko 9. Suhdeluvun C_w ohjearvoja eri maalajeille 171.

Maalaji	C_w
Siltti	8.5
Hienohiekka	7.0
Keskihiekka	6.0
Karkea hiekka	5.0
Sora ja kivi	4.0...2.5

Helsingin tulvapadon alueella pohjasuhteet ovat erittäin vaihtelevat. Näin ollen rakennuspohjan hydraulinen murtuminen ja sisäinen eroosio esitetään estettäväksi paikoin pidentämällä suotovirtausmatkaa rakennuspohjassa ja paikoin rakentamalla alaveden puoleisen louhepenkereen ja rakennuspohjan väliin liitekuissa 3,5,6 ja 8 esitetty vaakasuora kiviainessuodatin. Vaakasuo-
rasta kiviainessuodatti mesta ja tiivistyspatjasta sekä niiden valintaan vaikuttavista tekijöistä on kerrottu luvussa 5.14.

Jotta pato täyttäisi kaavassa (22) ja taulukossa 9 suhdeluvulle C_w asetetun vaatimuksen, on vaakasuoran virtausmatkan oltava rakennuspohjassa vähintään 55 m. Patoon kohdistuva vedenpaine-ero on ollut laskelmissa $AH=3$ m. Padon tiivistyssydämen leventäminen määritetyn virtausmatkan suuruiseksi

on varsinkin patotyyppissä I erittäin kallista. Helsingin tulvapadossa virtausmatkaa esitetään pidennettäväksi vaakasuoralla tiivistyspatjalla, joka tehdään moreenista ylaveden puolelle hiekkakerroksen varaan. Padon tiivistyssydämen alapinnan leveyden ja tiivistyspatjan pituuden perustamistasossa on oltava yhteensä vähintään 60 m kuten liitteissä 4 ja 7 on esitetty.

Patosydämen hydraulinen murtuminen ja sisäinen eroosio on estetty patosydämen ympärille asennettavilla suodatinkankailla. Suodattimet on mitoitettu luvussa 5.124.

5.3 Vakavuuslaskelmat

5.31 Padon vakavuuslaskelmat

Maapatojen vakavuuden laskemisessa käytetään yleensä liukupinta-analyysiä. Se voidaan suorittaa kahdella vaihtoehtoisella menetelmällä: kokonaijännityksiin ja niitä vastaavaan suljettuun leikkauslujuuteen (s_u) tai tehokkaisiin jännityksiin ja niitä vastaaviin tehokkaisiin lujuusparametreihin (c' , $0'$) perustuvilla menetelmillä /19/.

$0=0$ -menetelmää voidaan käyttää kyllästettyjen koheesiomaiden yhteydessä, kun maakerroksissa ei tapahdu tilavuuden ja vesipitoisuuden muutoksia. Menetelmä soveltuu lähinnä rakennusaikaisen vakavuuden määrittämiseen tapauksessa, jossa pato ja sen perusta ovat vedellä kyllästettyjä ja niiden vedenläpäisevyydet ovat pieniä /36/.

Tehokkaisiin jännityksiin perustuva $c'-0'$ -menetelmä soveltuu sekä pitkäaikaisen että lyhytaikaisen vakavuuden määrittämiseen. $c'-0'$ -menetelmällä paikalliset vesipainesuhteet voidaan ottaa huomioon, kun taas $0=0$ -menetelmällä se ei ole mahdollista. $c'-0'$ -menetelmää voidaan käyttää myös kyllästymättömille maakerroksille ja vesipitoisuuden muuttuessa /36/.

Padon rakenteissa ja rakennuspohjassa, joissa vedenläpäisevyys on suuri, houkosvedenpaine aiheutuu pääasiassa suotovirtauksesta. Vettä hyvin läpäiseviä maalajeja ovat hiekka, sora ja louhe. Koska patopenkereen painon vaikutus huokosvedenpaineisiin on lyhytaikainen, voidaan se jättää huomioon ottamatta vakavuuslaskelmissa. Tässä tapauksessa padon vakavuus lasketaan useimmiten tehokkaisiin jännityksiin perustuvalla $c'-0'$ -menetelmällä /42/.

Vakavuuslaskelmissa otaksutaan tavallisesti, että maamassa murtuu ympyränmuotoista liukupintaa pitkin. Ympyränmuotoinen liukupinta soveltuu hyvin varsinkin homogeenisten maapatojen vakavuuden määrittämiseen. Vyöhykepadoissa ja sellaisissa louhetäytepadoissa, joissa tiivistyssydän on rakennettu maasta, on tutkittava yleensä myös mahdollisuudet sortuman tapahtumiseen maalajikerrosten välistä rajapintaa pitkin /33/.

Tehokkaisiin jännityksiin perustuvista menetelmistä käytetyin ja tarkin on Bishopin kehittämä kuvassa 43 esitetty lamellimenetelmä. Menetelmää käytetään tarkasteltaessa ympyränmuotoisia liukupintoja. c'-0'-menetelmän varmuuskerroin määritetään iteroimalla yhtälöstä (24) /19/.

$$F = \frac{1}{E(W \sin \alpha)} \sum \left[c' Ax + (W - u Ax) \tan p' \right] \frac{\sec \alpha}{1 + \tan \alpha \tan p' / F} \quad (24)$$

F on varmuuskerroin

c' tehokas koheesio, kN/m²

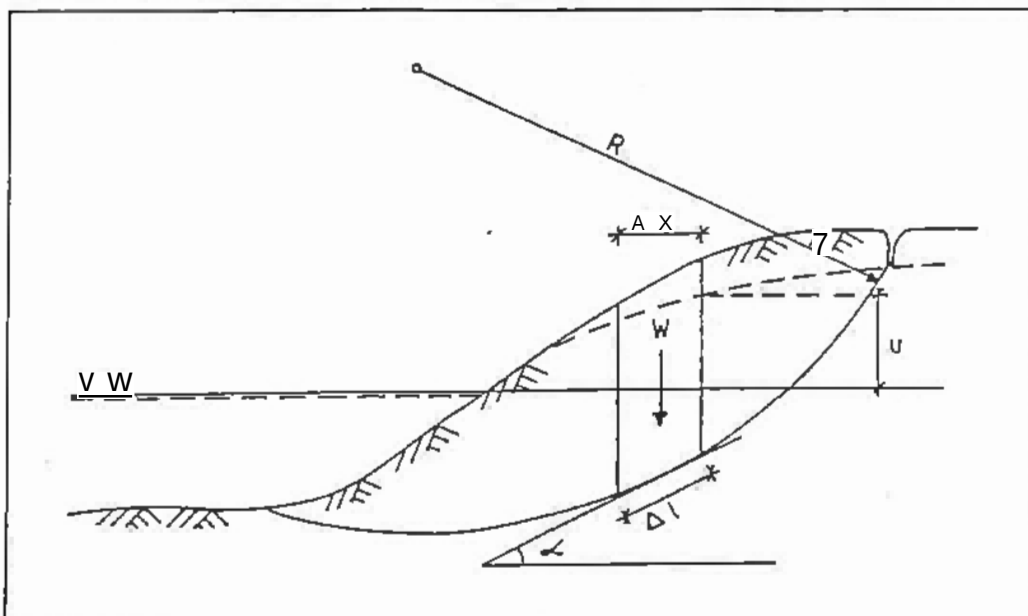
cp' tehokas kitkakulma, °

u huokosvedenpaine, kN/m²

W lamellin paino, kN/m

a liukupinnan tangentin ja vaakasuoran välinen kulma, °

Ax lamellin leveys, m



Kuva 43. Vakavuusanalyysi c'-0'-menetelmällä ympyränmuotoista liukupintaa käyttäen /19/.

Maapatojen ylävedenpuoleisen luiskan vakavuus määräytyy yleensä nopean vedenpinnan laskun jälkeisen tilanteen mukaan. Helsingin edustalla tuulen aiheuttama suurin merenpinnan nousu on n. 1.4 m ja sen muutosnopeus saattaa olla jopa 20 cm/h. Savesta tai moreenista rakennetussa padon tiivistyssydämessä huokosvedenpaineen muuttuminen tapahtuu kuitenkin suhteellisen hitaasti. Merenpinnan nopea kohoaminen ja sen jälkeinen nopea aleneminen keskimerenpinnan tasolle ei ole Helsingin tulvapadon vakavuustarkastelun kannalta merkittävä. Näistä syistä nopean vedenpinnan laskun jälkeistä vakavuutta ei ole tässä työssä määritetty.

Helsingin tulvapadon vakavuuslaskelmat on tehty yksinomaan oliomenetelmällä, koska sekä rakennuspohja että suurelta osin myös pato ovat hyvin vetäläpäiseviä. c'-<J>-menetelmänkäytön edellytyksenä on, että huokosvedenpaine u sekä tehokkaat lujuusparametrit e ja i' ovat tunnettuja. Huokosvedenpaine u joko arvioidaan tai mitataan maastossa in-situ. Vakavuudet laskettiin ympyränmuotoisilla liukupinnoilla tietokonetta apuna käyttäen. Laskelmat on tehty kaikissa kuormitustapauksissa padon poikkileikkauksessa, jossa padon korkeus ja lujuusominaisuuksiltaan heikoimmaksi arvioidun perusmaan paksuus on suurin. Tässä tapauksessa padon sortumisvaara on todennäköisin. Padon suurin korkeus on ollut laskelmissa 27 m. Perusmaa on keskikarkeata hiekkaa, jonka paksuus on ollut laskelmissa 10 m. Merenpinta on ollut laskelmissa yläveden puolella ylimmän merenpinnan HW korkeudella +3.0 ja patoaltaassa tasolla ± 0.0 . Hiekan avoimen tilan lujuusparametrit c ja ϕ on määritetty kolmiakselikokeella. Kokeet on tehty konsolidoituina, avoimina kokeina (CD). Työkoneiden ja ajoneuvoliikenteen aiheuttama pintakuorma 10 kN/m^2 on otettu laskelmissa huomioon aktiivimomenttia lisäävänä tekijänä.

5.32 Rakennusaikainen vakavuus

Padon rakennusaikaista stabiiliteettia laskettaessa on huokosvedenpaine u otettava huomioon vakavuutta alentavana tekijänä. Rakennusaikaisen huokosvedenpaineen kehittymiseen vaikuttavat materiaalin sullontavesipitoisuus, sullonnan määrä, jännityksen jakautuminen ja huokosvedenpaineen purkautuminen työn aikana. Rakennusaikainen huokosvedenpaine voidaan laskea kaavalla (26), jossa käytetyt suureet on esitetty kuvassa 46 /5/.

$$u = B [y_c h_c + y_r h_r] \quad (26)$$

u on rakennusaikainen huokosvedenpaine, kN/m^2

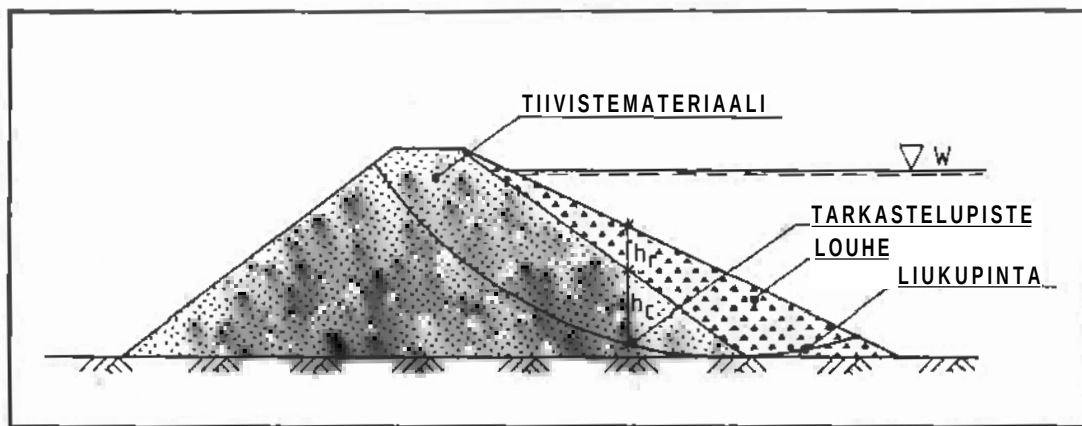
B kokonaishuokospaineparametri

γ_c tiivistemateriaalin märkätilavuuspaino, kN/m^3

h_c tiivistemateriaalin korkeus padon poikkileikkauksen tarkastelupisteessä, m

γ_r louheen märkätilavuuspaino, kN/m^3

h_r louheen korkeus padon poikkileikkauksen tarkastelupisteessä, m



Kuva 46. Huokosvedenpaineen määrittäminen rakennusaikaista stabiiliteettia laskettaessa /5/.

Vedellä täysin kyllästyneen maan suljetussa tilassa tapahtuva huokosveden paineen muutos voidaan esittää Skemptonin huokospaineparametrien A ja B avulla yhtälöllä (27) /44/.

$$\Delta u = B [\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad (27)$$

Δu on huokosveden paineen muutos, kN/m^2

$\Delta \sigma_1, \Delta \sigma_3$ pääjännitysten muutokset, kN/m^2

A, B huokospaineparametreja

Erityisesti maapatojen yhteydessä on tarkoituksenmukaista esittää yhtälö (27) muodossa (28) ja (28b) /44/.

$$A_u = B \left[1 - (1 - A) \left(1 - \frac{A_{g3}}{A_0} \right) \right] A_0, \quad (28)$$

$$= \bar{B} A_{c1} \quad (28b)$$

A_u on huokosveden paineen muutos, kN/m^2

A, B huokospaineparametreja

A_0, A_{g3} pääjännitysten muutokset, kN/m^2

$\bar{B}$ kokonaishuokospaineparametri

Jos penkereessä ei esiinny vaakasiirtymiä, ovat tehokkaiden pääjännitysten muutosten suhde ja lepopainekerroin K_0 samansuuruisia [5].

$$\frac{A_{\sigma_1'}}{A_{\sigma_3'}} = K_0 \quad (29)$$

$A_{\sigma_1'}, A_{\sigma_3'}$ ovat tehokkaiden pääjännitysten muutokset, kN/m^2
 K_c lepopainekerroin

Sortumattomaa vastaa kertoimen arvo $K = K_f$. Mikäli sivusiirtymistä tapahtuu, K :n arvo asettuu arvojen K_0 ja K_f välille varmuuskertoimesta F riippuen. Kertoimella K voidaan johtaa yhtälö (30) [5].

$$K = \frac{A_{\sigma_1'}}{\Delta \sigma_1'} = \frac{A_{g3} - A_u}{\Delta \sigma_1 - \Delta u} = \frac{A_{g3} - \bar{B} A_{c1}}{\Delta \sigma_1 - \bar{B} \Delta \sigma_1} \quad (30)$$

K on painokerroin

$A_{\sigma_1'}, A_{\sigma_3'}$ tehokkaiden pääjännitysten muutokset, kN/m^2

A_0, A_{g3} pääjännitysten muutokset, kN/m^2

A_u huokosveden paineen muutos, kN/m^2

$\bar{B}$ kokonaishuokospaineparametri

Kokonaishuokospaineparametriille $\bar{B}$ voidaan johtaa yhtälö (31) yhtälöiden (28) ja (30) sekä parametrien A, B ja K avulla [5].

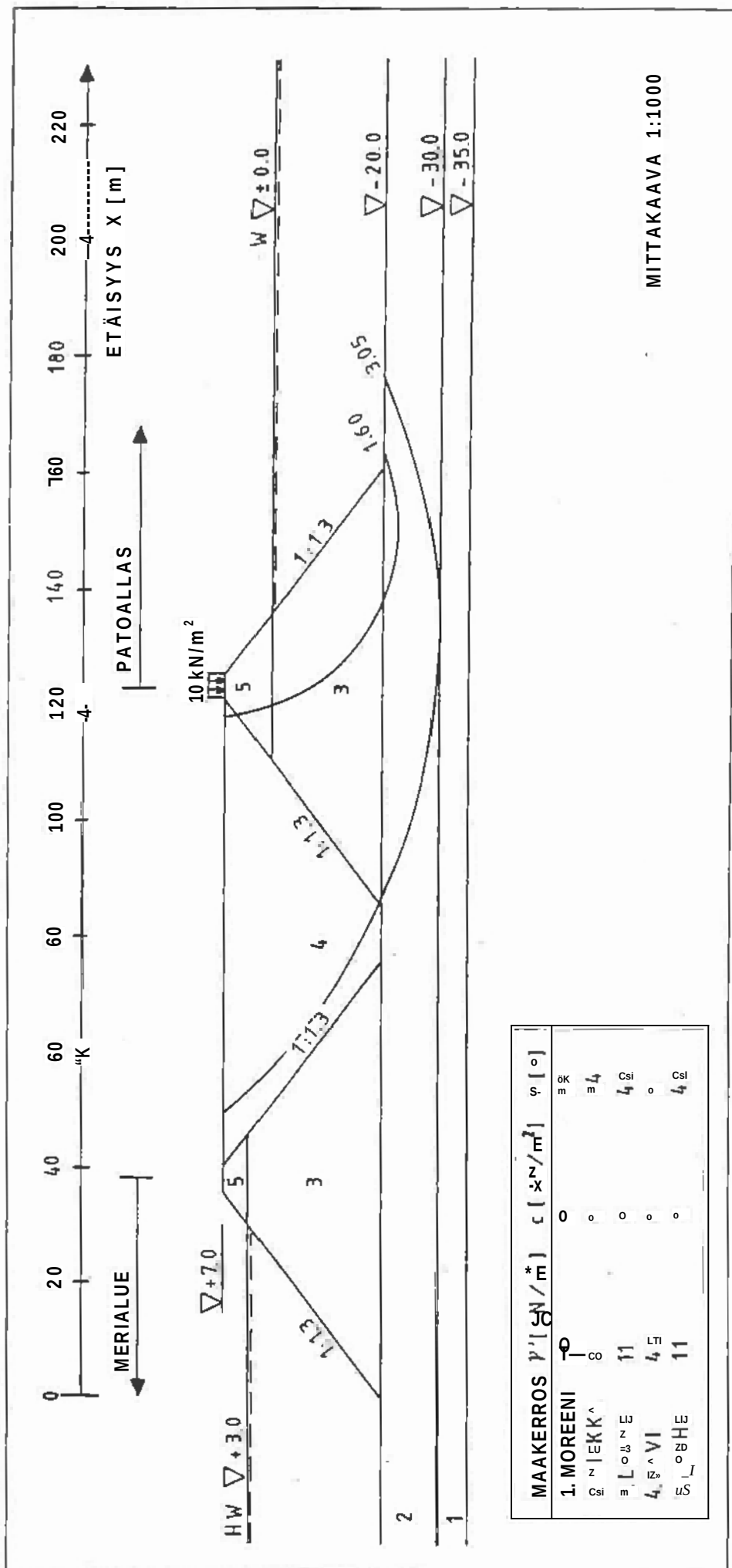
$$\begin{aligned}
 \bar{B} &= B[1-(1-A)(1-\frac{A_0}{A_0_1})] \\
 &= B[1-(1-A)(1-K)(1-\bar{B})] \\
 \bar{B} &= \frac{1-A-A(1-K)}{1-B(1-A)(1-K)} \quad (31)
 \end{aligned}$$

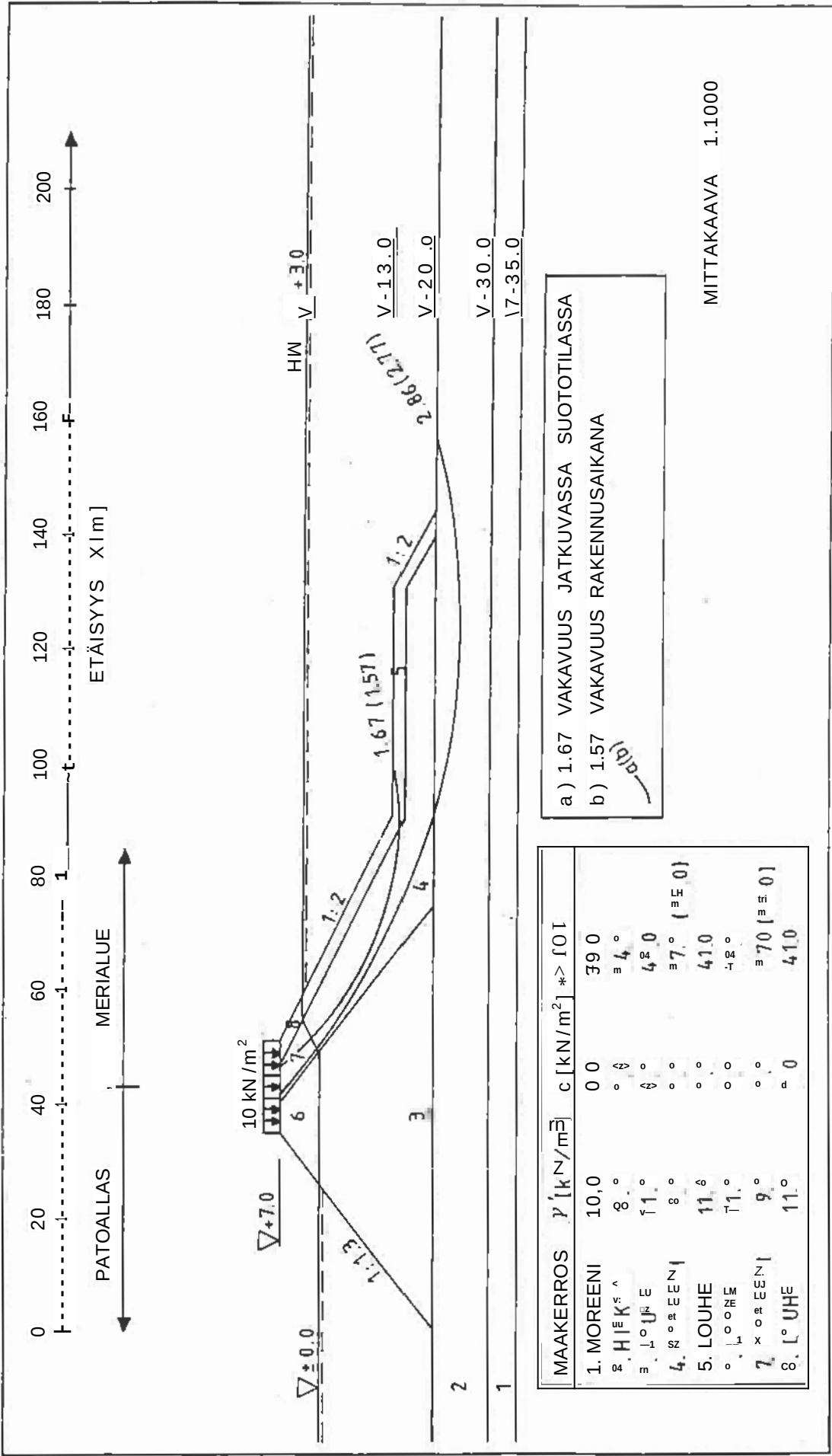
$\bar{B}$ on kokonaishuokospaineparametri
 A, B huokospaineparametrejä
 A_{01}, A_{03} pääjännitysten muutokset, kN/m^2
 K painokerroin

Kokonaishuokospaineparametri $\bar{B}$ voidaan määrittää myös suoraan suljetussa tilassa kolmiakselikokeella /5/.

Helsingin tulvapatoon kehittyviä rakennusaikaisia huokosvedenpaineita ei ole määritetty, koska patoon käytettävien maalajien ottopaikat eivät ole olleet tiedossa. Savi- ja moreenirakenteiden tiivistyminen tapahtuu veteen täytetäessä huomattavasti optimia korkeammassa vesipitoisuudessa. Koska lisäksi molempien maalajien vedenläpäisevyys on pieni ja tiivistysrakenteiden rakennusaika melko lyhyt, kehittyy huokosvedenpaine varsinkin savesta rakennetussa leveässä tiivistyssydämessä erittäin suureksi. Näistä syistä patotyyppissä I savisydämen lujuutta ei ole otettu rakennusajan vakavuuslaskelmissa lainkaan huomioon. Patotyyppissä II moreenisydämessä arvioidut huokosveden ylipaineet A_u on vähennetty moreenin kitkakulman φ parvosta. Huokosvedenpaineen tarkistusmittauksia on tehtävä lisäksi rakennusaikana varsinkin patotyyppin II moreenirakenteissa ja rakennusajan jälkeen niihin asennetuilla huokospainekärjillä.

Varmuuskertoimen työnaikaisena minimiarvona on maapadoissa normaalisti käytetty $F > 1.3$ /48/. Helsingin tulvapadon eri patotyypeissä rakennusaikainen vakavuus määräytyy tukipenkereiden, tiivistyssydämen ja rakennuspohjan lujuusominaisuuksien sekä luiskien kaltevuuksien perusteella. Rakennusajan pienimmäksi varmuusluvuksi on saatu $c'-\phi'$ -menetelmällä patotyypeissä I ja II n. $F=1.6$. Se on selvästi yli vaaditun varmuuden $F=1.3$. Laskelmat on esitetty kuvassa 47 ja 48.





Kuva 48. Helsingin tulvapat. Patotyyppin II rakennusaikainen ja jatkuvan suototilan aikainen vakavuus c'- γ-menetelmällä.

5.33 Vakavuus jatkuvan suototilan vallitessa

Vakavuus jatkuvassa suototilassa on laskettu tehokkaita jännityksiä käyttäen. Maapadossa ja vyöhykepadon tiivistyssydämessä kehittyvät huokospaineet arvioidaan jatkuvan suototilan virtausverkoston avulla. Patotyyppin II jatkuvan suototilan virtausverkosto on esitetty kuvassa 40. Huokospaineita arvioitaessa on huomioitava sekä padon alta että lävitse tapahtuvasta virtauksesta aiheutuvat huokospaineen muutokset. Huokospaineet u lasketaan yhtälöstä (32) /42/. Siinä esiintyvät korkeudet h ja h' määritetään kuvassa 49 esitetyllä tavalla.

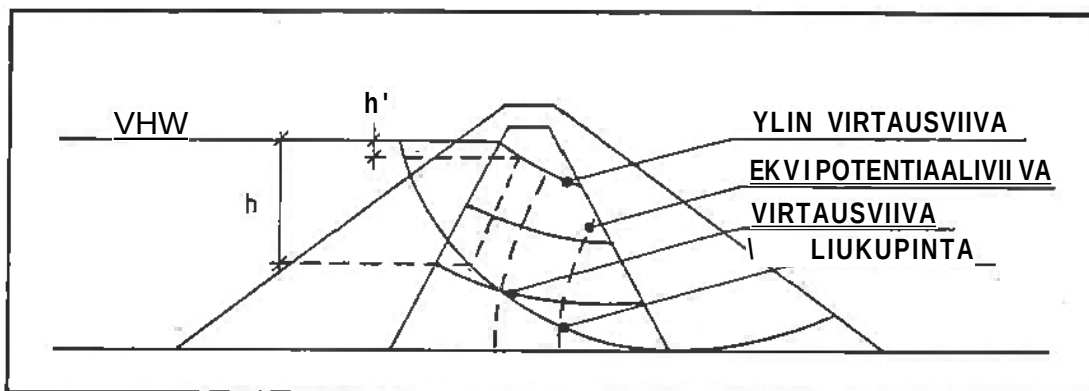
$$u = \gamma_w (h - h') \quad (32)$$

u on huokosvedenpaine, kN/m^2

γ_w veden tilavuuspaino, kN/m^3

h korkeimman yläveden pinnan sekä liukupinnan ja tarkasteltavan ekvipotentiaaliviivan leikkauspisteen välinen korkeusero, m

h' korkeimman yläveden pinnan ja märkäviivan välinen korkeusero tarkasteltavalla ekvipotentiaaliviivalla, m



Kuva 49. Huokospaineen määrittäminen virtausverkoston avulla jatkuvassa suototilassa /42/.

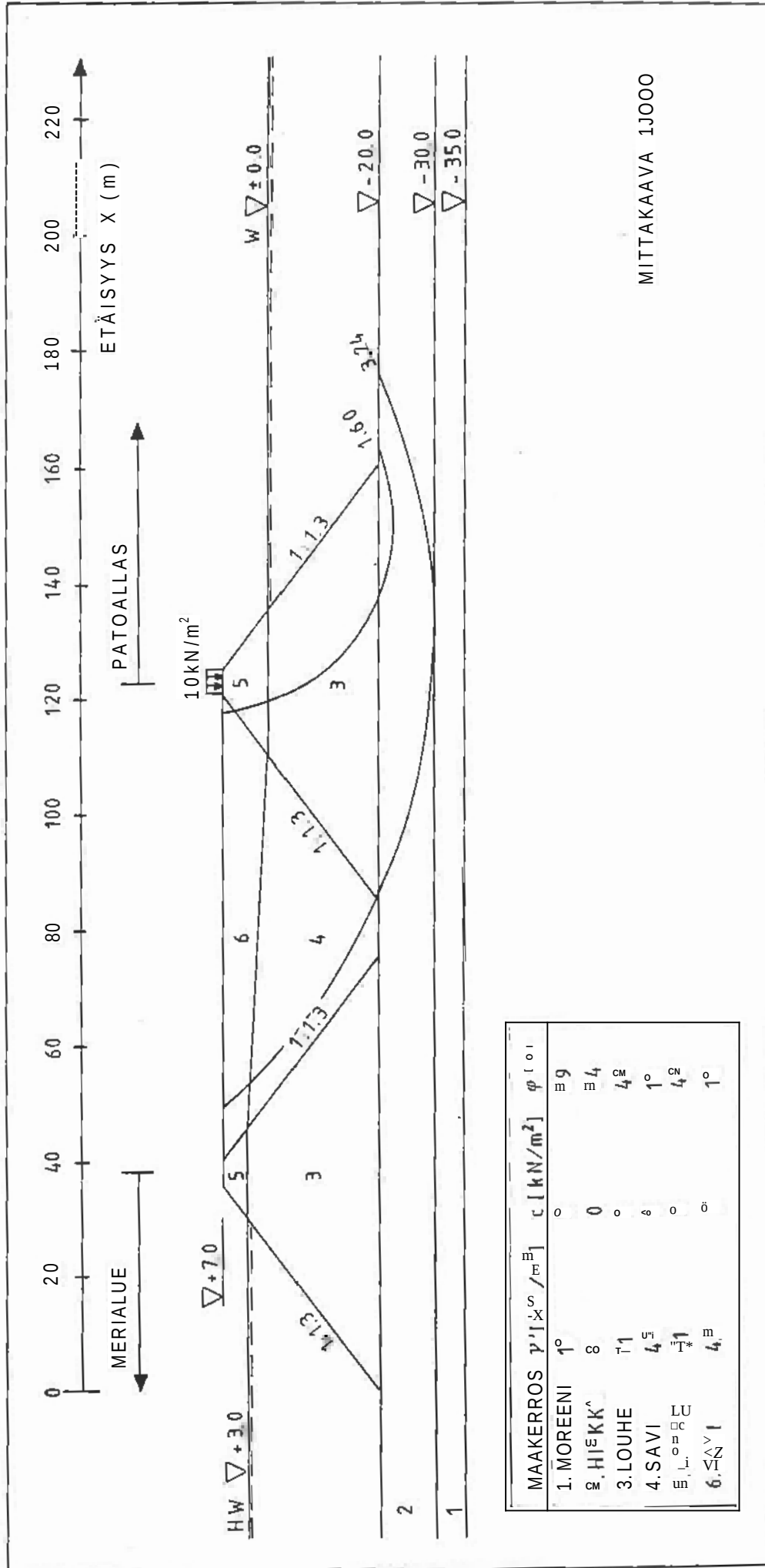
Tässä työssä käytetty tietokoneohjelma laskee huokospaineen hydrostaattisena vedenpaineena ja poikkeamat siitä otetaan huomioon huokosveden yli paineena u . Koska hydrostaattinen vedenpaine on likimäärin yhtä suuri tai suurempi kuin jatkuvan suototilan virtausverkoston avulla laskettu todellinen huokospaine, ei todellisia huokosvedenpaineita ole käytetty laskelmissa. Lisäksi moreenin ja saven lujuusparametrit ovat olleet laskelmissa jonkin verran normaalia pienempiä.

Vesihallituksen patoturvalliisuushjeiden /47/ mukaan P-padon kokonaisvarmuuden on pysyvässä suotovirtaustilassa oltava vähintään $F = 1.5$. Jatkuvan suototilan aikainen vakavuus määräytyy Helsingin tulvapadossa pääosin samoista tekijöistä kuin rakennusaikana: tukipenkereiden, tiivistyssydämen ja rakennuspohjan lujuusominaisuuksien sekä luiskien kaltevuuksien perusteella. Huokosveden ylipaineen purkautuminen parantaa kuitenkin jonkin verran padon jatkuvan suototilan aikaista vakavuutta rakennusaikaiseen vakavuuteen verrattuna. Pienimmäksi varmuusluvuksi on saatu $c'-0'$ -menetelmällä $F=1.60$ patotyyppille I ja $F=1.67$ patotyyppille II. Ne täyttävät asetetun vaatimuksen $F>1.5$. Jatkuvan suototilan aikainen vakavuus määrää molemmissa patotyypeissä luiskien kaltevuudet. Helsingin tulvapadossa suunnitellut luiskien kaltevuudet ovat veteen täytettäessä melko jyrkät. Jos padon vakavuutta halutaan parantaa, voidaan luiskia loiventaa. Vakavuuslaskelmat on esitetty kuvissa 48 ja 50.

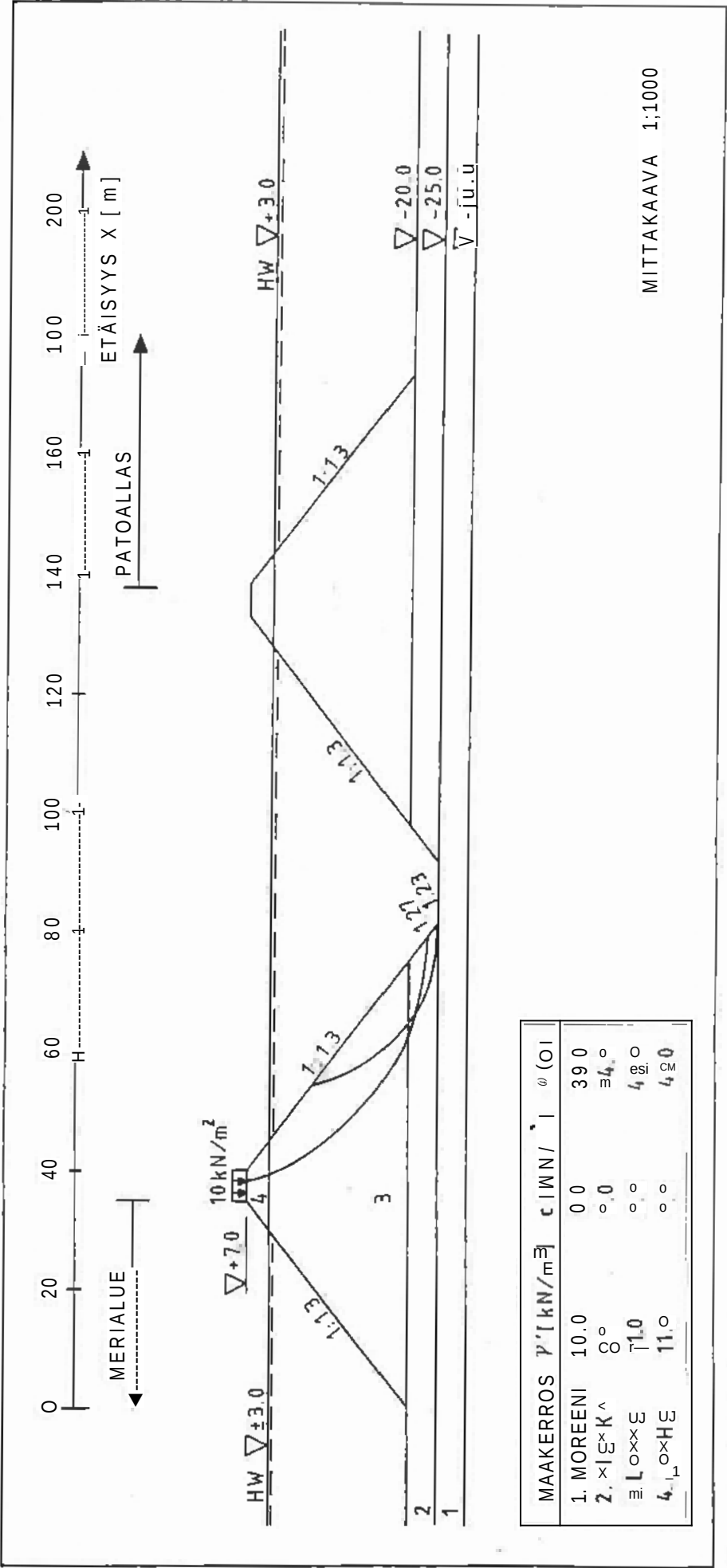
5.34 Pohjakaivannon luiskien vakavuus

Kun padon tiivistyssydän upotetaan suotovirtauksen hallitsemiseksi hyvin vetäläpäisevän pohjamaakerroksen läpi, tehdään padon rakennuspohjaan kaivanto. Se tehdään vasta tukipenkereiden rakentamisen jälkeen. Tukipenkeret ja niiden päällä liikkuvat työkonet synnyttävät rakennuspohjaan jännityksiä, jotka saattavat aiheuttaa kaivannon luiskien sortumisen. Tässä tapauksessa varmuuskertoimen työnaikaisen minimiarvon tulee olla $F = 1.3$ /48/.

Pohjakaivannon luiskien rakennusaikainen vakavuus on määritetty $c'-0'$ -menetelmällä kahdessa tapauksessa, kaivannon syvyyden ollessa padon perustamistasosta 3.0 m ja 5.0 m. Merenpinta on ollut laskelmissa tasolla +3.0. Pohjakaivannon luiskien rakennusajan varmuusluvuksi saadaan $F=1.27$ kaivannon ollessa 3.0 m syvä ja $F=1.23$ kaivannon ollessa 5.0 m syvä. Molemmissa tapauksissa varmuus sortumista vastaan on hieman alle vaaditun varmuuden $F = 1.3$. Pohjakaivannon vakavuutta voidaan parantaa jonkin verran loiventamalla kaivannon luiskia. Tällöin tiivistyssydäntä on myös levennetävä. Pohjakaivannon rakentamismahdollisuudesta voidaan varmistua vasta kaivannon rakennustyöstä saatujen kokemusten perusteella. Vakavuuslaskelmat on esitetty kuvassa 51.



Kuva 50. Helsingin tulvapato. Patotyypin I jatkuvan suototilan aikainen vakavuus c' - ϕ' -menetelmällä.



Kuva 51. Helsingin tulvapato. Padon pohjakaivannon luiskien vakavuus c' - menetelmällä.

5.4 Painuminen

5.41 Patomateriaalin tiivistyminen

Painumalaskelmien tarkoituksena on selvittää painumien vaihtelut padon eri kohdissa. Patoa joudutaan korottamaan eri kohdissa eri tavalla painumaerojen tasaamiseksi. Tällöin rakennusaikainen painuma on vähennettävä laske-
tuista kokonaispainumista Z33/.

Padon painumisen suuruus on riippuvainen pääasiassa tiivistysmenetelmästä, patomateriaalin kokoonpuristuvuusominaisuuksista ja padon korkeudesta /42/.

Tiivistyssydämen kokonaispainuma koostuu pääasiassa alkupainumasta ja primäärisestä konsolidaatiopainumasta. Alkupainuma on seurausta kuormituksen aiheuttamista leikkausmuodonmuutoksista, joiden yhteydessä maa-alkion kokonaistilavuus ei kuitenkaan muutu. Konsolidaatiopainumalla tarkoitetaan puolestaan maa-alkion tiivistymisestä eli sen tilavuuden pienenemisestä johtuvaa painumaa /321/.

Savesta rakennettavan tiivistyssydämen on otaksuttu painuvan tässä tapauksessa yksisuuntaisessa muodonmuutostilassa. Lisäksi saven on otaksuttu olevan normaalisti konsolidoitunutta. Painumat on laskettu lineaarisen muodonmuutoksen periaatteeseen perustuvalla kaavalla (33).

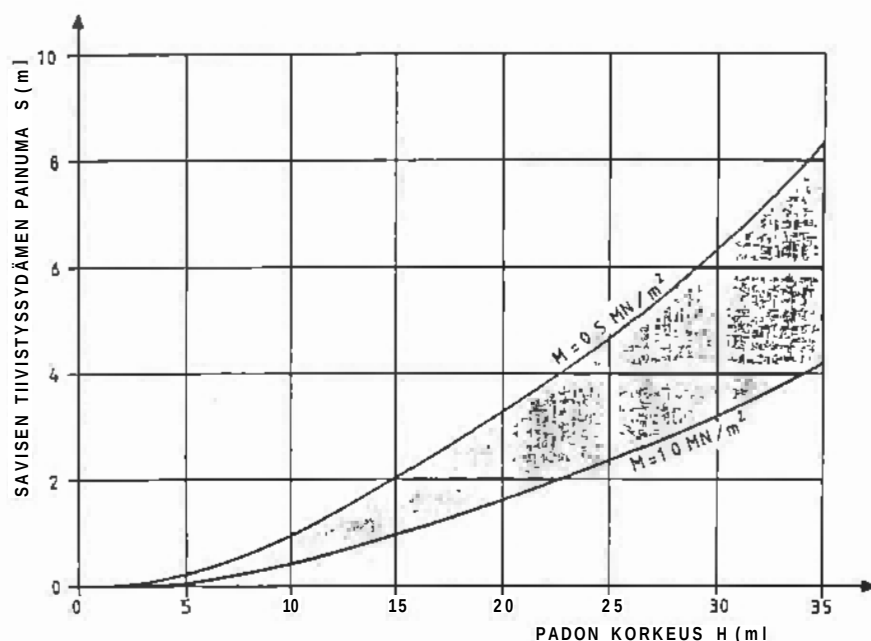
$$\Delta \varepsilon_1 = \frac{A_{ed}}{M} \quad (33)$$

A_{ed}	on	suhteellinen kokoonpuristuma avoimessa tilassa, %/100
A_{o1}		pystyjännityksen lisäys syvyydellä z, kN/m ²
M		kokoonpuristuvuusmoduuli, kN/ m ²

Saven kokoonpuristuvuusmoduuli M määritetään tavallisesti ödometrikokeella. Koska ödometrikokeiden tuloksia ei ole ollut paloalueelta saatavissa, on saven kokoonpuristuvuusmoduulina käytetty tässä tapauksessa Pikku-Huopalahden ranta-alueelta /20/ määritettyjä lukuarvoja. Kokoonpuristuvuusmoduuli on ollut laskelmissa vaihdellen $M = 0.5 \dots 1.0 \text{ MN/m}^2$.

Tiivistyssydän painuu sen omasta painosta syntyvän kuormituksen vaikutuksesta. Saven tilavuuspainoksi on arvioitu $\gamma = 14.5 \text{ kN/m}^3$ ja vastaavasti tehok-

kaaksi tilavuuspainoksi $\gamma = 4.5 \text{ kN/m}^3$. Painumat on laskettu kerroksittain padon keskilinjalta, jossa painumat ovat suurimmat. Savesta rakennetun tiivistyssydämen painumat on esitetty padon korkeuden suhteen kuvassa 52.



Kuva 52. Helsingin tulvapato. Savisen tiivistyssydämen painumat padon keskilinjalla patotyyppissä I.

Painumat ovat vaihdellen 0.5...8.5 m. Ne ovat 5...25 % tiivistyssydämen korkeudesta. Vaikka painumat ovat veteen täytettäessä erittäin suuret, on niillä merkitystä ainoastaan padon korotustarpeeseen ja tarvittavien massojen määrään.

Louhepenkereiden painumista suurin osa tapahtuu jo rakentamisen aikana. Niitä ei ole yleensä otettu huomioon padon suunnittelussa. Painuman suuruuteen vaikuttavat eniten louheen laatu sekä penkereen rakentamisessa käytetty työtekniikka. Vesihuuhtelun avulla päätypengertämällä rakennettujen korkeiden kivi- tai louhetäytepatojen rakennusajan jälkeiset painumat ovat kokemusten perusteella olleet n. 1...2 % louhepenkereen korkeudesta. Painumisen on havaittu jatkuvan tässä tapauksessa useita vuosia /42/.

Helsingin tulvapadossa tukipenkereet tehdään veteen päätypengertämällä, joten louhepenkereen painuman arvioimiseksi voidaan käyttää edellä esitettyjä empiriisiä painuma-arvoja. Helsingin tulvapadon korkeudet ovat n. 5...35 m. Louhepenkereen rakennusajan jälkeiset painumat vaihtelevat padon korkeuden suhteen n. 0.05...0.70 m.

5.42 Maapohjan painuminen

Epätasaiset maapohjan painumat aiheuttavat vyöhykepadon tiivistyssydämen tiiviyyden kannalta haitallisia halkeamia. Tästä syystä pehmeät lieju- ja savikerrokset on poistettava patorakenteiden alta. Pato perustetaan kantavien kitka-maalajien, moreenin tai kallion varaan. Alustavien pohjatutkimusten perusteella on todettu, että lieju- ja savikerrosten alapuolella sijaitsee yleensä 2... 15 m paksu hiekkakerros, jonka varaan pato perustetaan.

Hyvin vettä läpäisevän hiekan painuma on pääasiassa lyhyen ajan välitöntä painumaa, joka tapahtuu rakennusaikana avoimessa kolmiulotteisessa tilassa. Rakennusajan jälkeiset painumat ovat merkityksettömät 1321. Laskelmien yksinkertaistamiseksi hiekkakerroksen on otaksuttu painuvan leveän padon alla avoimessa yksisuuntaisessa muodonmuutostilassa. Tässä tapauksessa laskentatulokset ovat luotettavia rakennuspohjan alueella, jolla varmuustaso on $F > 1.8$. Suhteellinen kokoonpuristuma lasketaan yhtälöstä (33 bis).

$$Ae_{1d} = \frac{Aa_1}{z} \quad (33 \text{ bis})$$

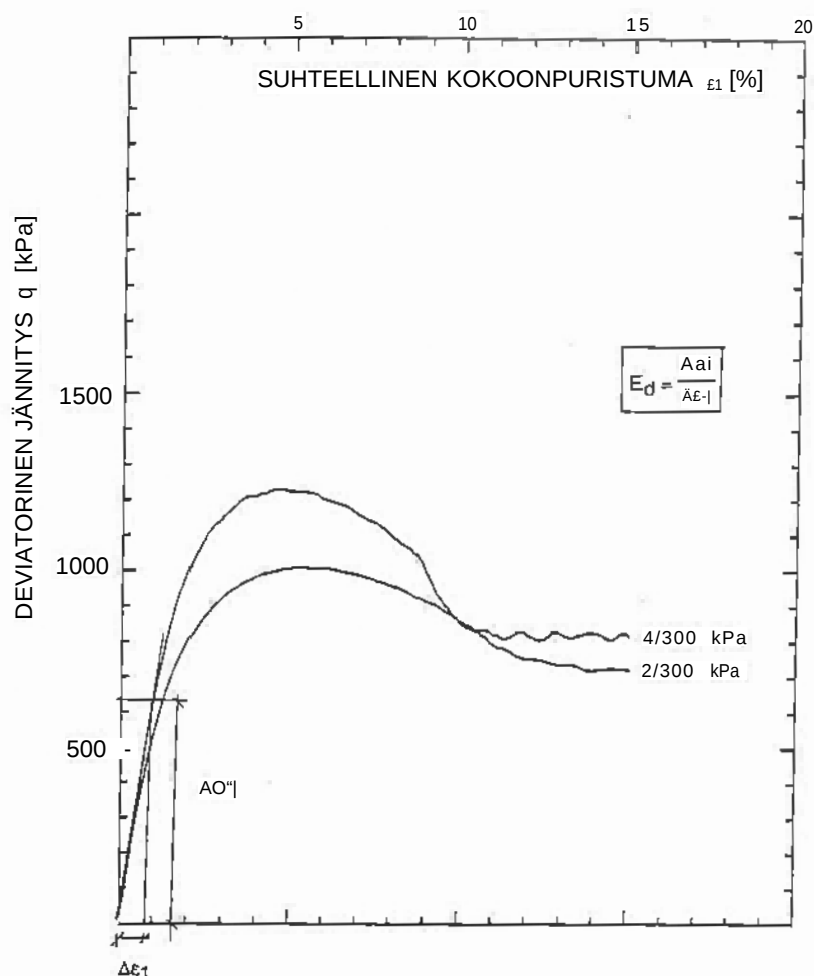
Ae_{1d} on suhteellinen kokoonpuristuma avoimessa tilassa, %/1 00
 Aa_1 pystyjännityksen lisäys syvyydellä z , kN/m^2
 M_s kokoonpuristuvuusmoduuli, kN/m^2

Kokoonpuristuvuusmoduuli M_s saadaan muodonmuutosmoduulin E_d ja Poissonin luvun ν_d funktiona yhtälöstä (39) 1321.

$$M_s = \frac{E_d (1 - \nu_d)}{(1 + \nu_d) (1 - 2\nu_d)} \quad (39)$$

M_s on kokoonpuristuvuusmoduuli, kN/m^2
 E_d avoimen tilan muodonmuutosmoduuli, kN/m^2
 ν_d Poissonin luku

Muodonmuutosmoduuli E_d on määritetty graafisesti kolmiakselikokeiden q - e - kuvaajien perusteella kuvassa 53 esitetyllä tavalla.



Kuva 53. Muodonmuutosmoduulin E_d määrittäminen avoimessa tilassa kolmiakselikokeen q -kuvaajan perusteella.

Muodonmuutosmoduulit ovat vaihdellen $E_d=30\ldots50 \text{ MN/m}^2$. Keskimääräiseksi Poissonin luvuksi on kolmiakselikokeista saatu $\nu_d=0.33$. Kokoonpuristuvuusmoduulit M_s on laskettu yhtälöstä (39) ja ne ovat vaihdellen $M_s=45\ldots95 \text{ MN/m}^2$. Lukuarvot vaihtelevat koesellissä vallitsevan jännitystilän ja jossain määrin myös näytteen tiiviyyden mukaan.

Painumat on laskettu louhepenkereiden keskilinjalta. Jännityksen on oletettu laskelmissa jakaantuvan hiekkakerroksen syvyys suunnassa tasaisesti. 15 m paksun hiekkakerroksen suurimmaksi kokonaispainumaksi on laskettu kaavasta (33 bis) n. 15 cm. Tämän suuruksilla rakennus pohjan rakennusaikaisilla painumilla ei ole käytännössä suurta merkitystä.

6. PATOON LIITTYVÄT RAKENTEET

6.1 Sulut

Pääasiassa vesiliikennettä varten rakennettavat laivasulut ja veden juoksutus ta palvelevat sulut perustetaan hyvin kantavalle kalliopohjalle. Koska tavara liikenteen satama on esitetty sijoitettavaksi patolinjojen ulkopuolelle joko Vuosaareen tai Kantvikiin 7217, rakennetaan laivasulut pääasiassa matkustajalaita- ja pienveneliikennettä varten. Laivasulkuja voidaan käyttää myös veden juoksutukseen.

Laivasulkujen sijoittaminen patolinjalle perustuu paloalueella tehtyihin pohjatutkimuksiin, nykyisten laivaväylien sijaintiin ja syvyyteen. Suositeltavimmaksi laivasulkujen rakennuspaikaksi on arvioitu Kustaanmiekan ja Vallisaaren välinen pato-osuus, jonka kautta kulkee 9.6 m syväykselle suunniteltu nykyinen matkustajalaitaliikenteen väylä. Toiseksi sulkujen rakennuspaikaksi esitetään Särkän ja Länsi-mustan välistä pato-osuutta, josta kulkee 7.9 m syvyinen laivaväylä. Pato-osuudet on esitetty liitteessä 1. Alustavien pohjatutkimusten mukaan kallion pinta on molemmilla alueilla ohuiden savesta, hiekasta, sorasta tai moreenista koostuvien irtomaakerrosten peittämä.

Laivasulkujen mitat määräytyvät liikennöivien matkustaja-alusten leveyden, pituuden ja syväyksen mukaan. Matkustaja-alusten likimääräisinä mittoina voidaan esittää: pituudet ovat vaihdellen 230...315 m, leveydet 28...35.5 m ja syväykset 10.0...11.5 m 712/. Sulkuihin kohdistuva vedenpaine on n. 2...3 m.

Veden juoksutusta varten rakennettavat sulkulaitteet ovat kuvassa 60 esitetyjä ylöspäin aukeavia segmenttiluukkuja, jotka varustetaan hydraulisella nostokoneistolla.

6.2 Patoaltaan vedenpumppausjärjestelmä

Patoaltaan vedenpumppausjärjestelmä muodostuu pumppaamoista, imu- ja poistoputkistoista. Pumppaamot varustetaan kaukovalvonnalla ja hälytysjärjestelmillä. Vedenpumppausjärjestelmä käynnistyy, kun vedenpinta nousee patoaltaassa kriittisen vedenkorkeustason yli. Patoaltaaseen kertyvä ylimääräinen vesi pumpataan patoaltaaseen asennettujen imuputkistojen ja edelleen pumppaamojen ja poistoputkien kautta patorakenteen yli. Pumppaamot perustetaan erilliset pato-osuudet yhdistäville saarille ja mantereelle. Putkistoja ei tule sijoittaa siten, että ne kulkevat tiivistyssydämen läpi tai siinä aina kaan 0.4 m ylimmän merenpinnan tason HW alapuolella 7477.

Kun pato on tulvan aikana suljettuna, kulkeutuu patoaltaaseen vettä padon ali ja läpi suotautumalla, satamalla, padon taakse jäävän manneralueen sadevesivaluntana ja Vantaanjoen virtaamavetenä. Selvästi suurin osa, n. 90 %, altaaseen kertyvistä vesistä on Vantaanjoen virtaamasta. Vanhankaupungin lahteen laskevan Vantaanjoen valuma-alue on n. 1700 krrP ja joen keskivirtaama n. 14 rrP/s. Jos Vantaanjoen virtaamavedet ohjataan patolinjan ulkopuolelle esim, kalliotunnelissa, poistuu suurin osa altaasta pumpattavista vesimääristä. Padon ali ja läpi suotautuvien vesien suurimmaksi määräksi on arvioitu n. 8 000...35 000 rrP/vrk. Määrät vaihtelevat patolinjan pituuden mukaan.

6.3 Tien rakentaminen padon harjalle

Itä-Heisingin ja valittavasta patolinjasta riippuen joko keskustan tai Espoon välisiä liikenneyhteyksiä voidaan parantaa rakentamalla kaksiajoratainen liikenneväylä padon harjalle. Patolinjat on esitetty liitteessä 1. Itä-Helsinkiin on yleiskaavaluonnoksessa 1992 721/ esitetty rakennettavaksi suuria asuinalueita ja tavaraliikenteen satama. Vuosaareen on valmistumassa vuosituhanen vaihteeseen mennessä Helsingin suurin yli 50 000 asukkaan asuinalue. Näin ollen liikenneinvestointikustannuksia voidaan alentaa huomattavasti rakentamalla liikenneväylä padon harjalle.

Padon tukipenkereiden harjan leveydeksi on määritetty 5 m, jotta tien rakentaminen on mahdollista. Tie esitetään tehtäväksi patotyyppissä I siten, että molempien tukipenkereiden harjalle rakennetaan yksiajoratainen tie.

Tien rakennekerrokset tehdään seuraavasti: louheesta rakennetun tukipenkereen yläpinta kiilataan ja tasataan kantavan kerroksen alapintaan asti pienikokoisella louheella, karkealla sepelillä, jakavan kerroksen murskeella tai soralla. Tällöin jakavaa kerrosta ei tarvita, vaan kantava kerros tehdään tasatun ja tiivistetyn tukipenkereen yläpinnalle. Yli 600 mm lohkaraita ei saa sijoittaa 1.5 m lähemmäs tien tasausviivaa. Päälylystyukseen käytetään yleensä tienrakennuksessa käytettyjä päälylysrakennetyyppejä /247.

Tukipenkereiden välisellä tiivistyssydämen alueella ei sallita raskasta ajoneuvoliikennettä. Sen sijaan välialueelle voidaan sijoittaa jalankulkuväyliä ja muita kevytliikenteen väyliä sekä viher- tai puistoalueita. Puustoa ei kuitenkaan sallita padon harjalla, mutta tästä vaatimuksesta voidaan poiketa patokohtaisen selvityksen perusteella 7477.

7. ESIMERKKIPATOJA

7.1 Obran pato, Intia

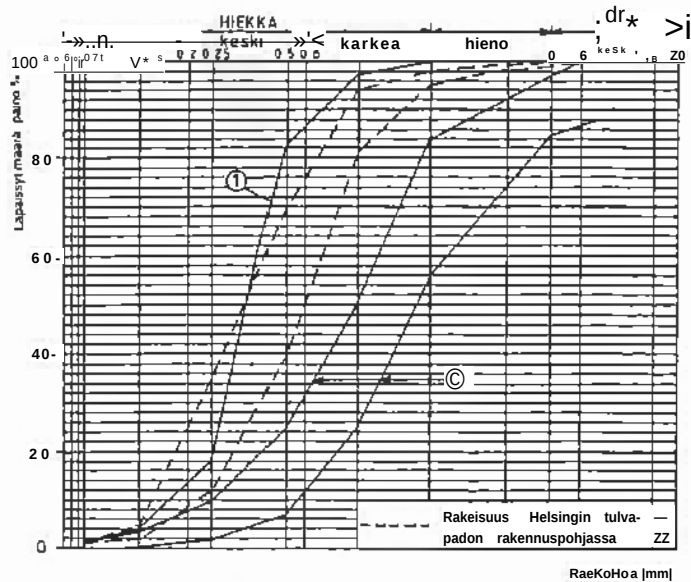
7.11 Palopaikka

Intiassa Uttar Pradeshin kaakkoisosassa sijaitseva Obran pato /15/ on rakennettu Rihand-joen poikki 1960-luvun lopussa. Padon avulla säännöstellään veden virtaamia 100 MW vesivoimalaitoksen tarpeisiin. Obran pato on maanjärjestyksille alttiilla aktiivisella alueella.

Pato on valittu esimerkkipadoksi sen rakennuspohjan pohjasuhteiden vuoksi: rakennuspohjassa esiintyy paksu hyvin vettäläpäisevä hiekkakerros, jonka geotekniset ominaisuudet ovat samaa suuruusluokkaa kuin Helsingin tulvapadon rakennuspohjassa esiintyvän hiekkakerroksen. Patojen rakennuspohjan hiekkakerrokset on yleensä poistettu ruoppaamalla ja ulottamalla tiivistysydän kallioon. Tämä on johtunut pääasiassa seuraavista syistä /42/: perustettaessa pato paksun ja melko löyhän hiekkakerroksen varaan on vaarana, että padon stabiliteetti jää liian pieneksi tai että hiekkakerroksen kautta suotautuvat vesimäärät muodostuvat liian suuriksi ja synnyttävät hiekkakerroksen sisäisen eroosion. Maanjärjestyksille alttiilla alueella on lisäksi vaarana hiekan nesteytyminen ja sen seurauksena padon sortuminen sekä hiekkakerrosten suuret painumat. Obrassa on arvioitu, että paksun hiekkakerroksen poistaminen on sekä liian kallista että erittäin vaikeata. Tämän vuoksi pato on perustettu suoraan hiekkakerrosten varaan.

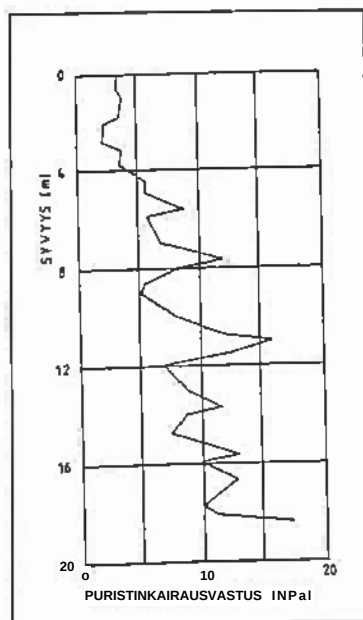
7.12 Pohjasuhteet

Obran padon rakennuspohjassa ovat ylimpänä paksut hiekkakerrokset ja niiden alapuolella paksut savi- ja kalkkikivimuodostumat. Savikivikerrokset ovat melko tiiviitä. Hiekkakerrokset ovat 18...25 m paksuja ja erittäin vettäläpäiseviä. Hiekan rakeisuuskäyrät on esitetty kuvassa 54. Geoteknisen maajäluokituksen mukaan maalajit ovat vaihdellen keskikarkeasta karkeaan hiekkään. Ylin 3 m paksu hiekkakerros on raekoostumukseltaan hienompi kuin alemmat hiekkakerrokset /15/.



Kuva 54. Obran pato, Intia. Padon rakennuspohjan maalajien rakeisuus.
1. syvyystasot 1...3 m ja 2. syvyystasot 3... 21 m /15/.

Hiekkakerrosten vedenläpäisevyydet on määritetty eri syvyyksillä vakiovedenpainemenetelmän avulla in-situ. Vedenläpäisevyykö rtoimet vaihtelevat hiekkakerroksen syvyyden suhteen arvojen $k=1.3 \cdot 10^{-2} \dots 8.6 \cdot 10^{-2}$ cm/s välillä. Hiekan nesteytymisherkkyttä on tutkittu laboratoriossa tärypöydän avulla. Kokeiden perusteella on todettu, että Obran padon rakennuspohjan hiekka ei ole erityisen nesteytymisherkkää. Hiekkakerrosten tiiviys on määritetty puristinkairausmenetelmällä. Rakennuspohjan tyypillinen puristinkairausvastus on esitetty kuvassa 55 /15/.

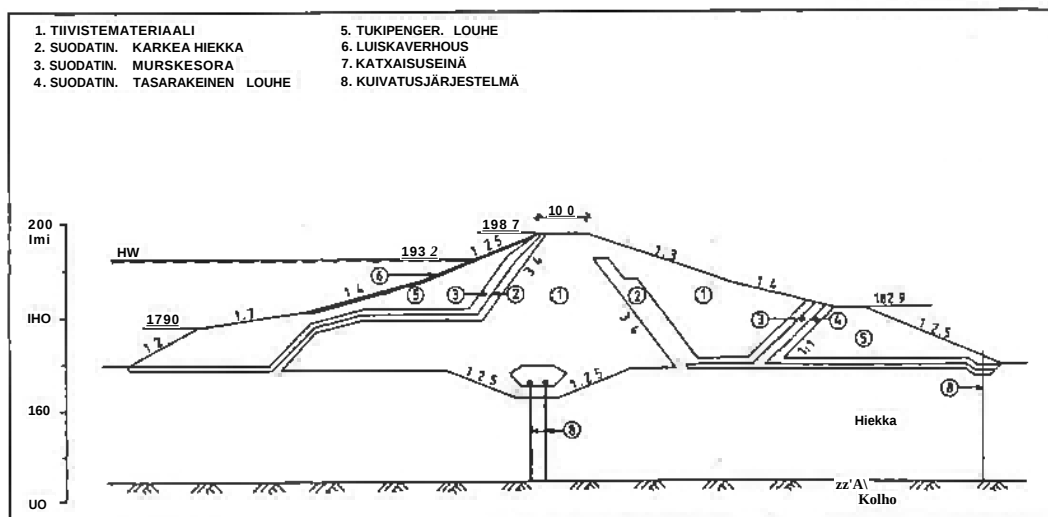


Kuva 55. Obran pato, Intia. Rakennuspohjan hiekkakerroksen puristinkairausvastus /15/.

Kairaustulokset on muutettu suhteelliseksi tiiviyksiksi Gibbsin ja Holzin kehittämällä menetelmällä. Ylin 4...6 m paksu hiekkakerros on löyhää, 6..16 m kerros keskitiivistä ja 16 m syvemmällä tiivistä. Kun hiekkakerros on padon kuorittama ja sen suhteellinen tiiviyys on 50 %, painuu hiekkakerros laskelmien mukaan vain 1 % hiekkakerroksen paksuudesta. Painumat ovat näin ollen 0.18...0.25 m. Sen sijaan mahdollisen maanjäristyksen on laskettu aiheuttavan jopa 2.10 m suuruisen painuman /15/.

7.13 Padon poikkileikkaus

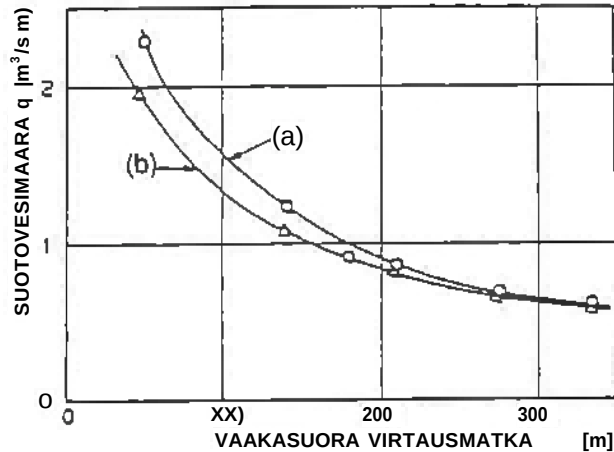
Padon rakenteisiin on käytetty pääasiassa padon läheisyydestä saatuja materiaaleja. Obran maa- ja kivitäytepadon korkeus on 30 m ja harjan leveys 10 m. Ylimmän vedenpinnan korkeus patoaltaassa on 26.5 m joen pohjan tasosta mitattuna. Padon kuivavara on 3.5 m. Luiskien kaltevuudet ovat vaihdellen 1:7...1:2. Rakennuspohjan haitallisten ominaisuuksien vuoksi pato on rakennettu seuraavasti. Rakennuspohjassa esiintyviä leikkausjännityksiä on pienennetty loiventamalla luiskien kaltevuutta. Suodatinkerrokset on rakennettu paksuiksi, jotta pato säilyy ehjänä mahdollisten epätasaisten painumien aiheuttaessa halkeamia. Padon ja rakennuspohjan välissä on suodattimet yläveden ja alaveden puolella, joiden tehtävänä on rakennuspohjan eroosion estäminen ja maanjäristyksen aikaisen vedenpurkautuman kulun helpottaminen /15/. Padon tyypillinen poikkileikkaus on esitetty kuvassa 56.



Kuva 56. Obran pato, Intia. Padon tyypillinen poikkileikkaus /15/.

7.14 Suotovirtauksen hallintamenetelmät

Padon suunnitteluvaiheessa on tarkasteltu useiden suotovirtauksen hallintamenetelmien soveltuvuutta Obran patoalueen vaikeisiin pohjasuhteisiin. Kuvassa 57 on esitetty vaakasuoran suotovirtausmatkan vaikutus suotovesimääriin. Ne ovat tässä tapauksessa kuitenkin liian suuret /15/.



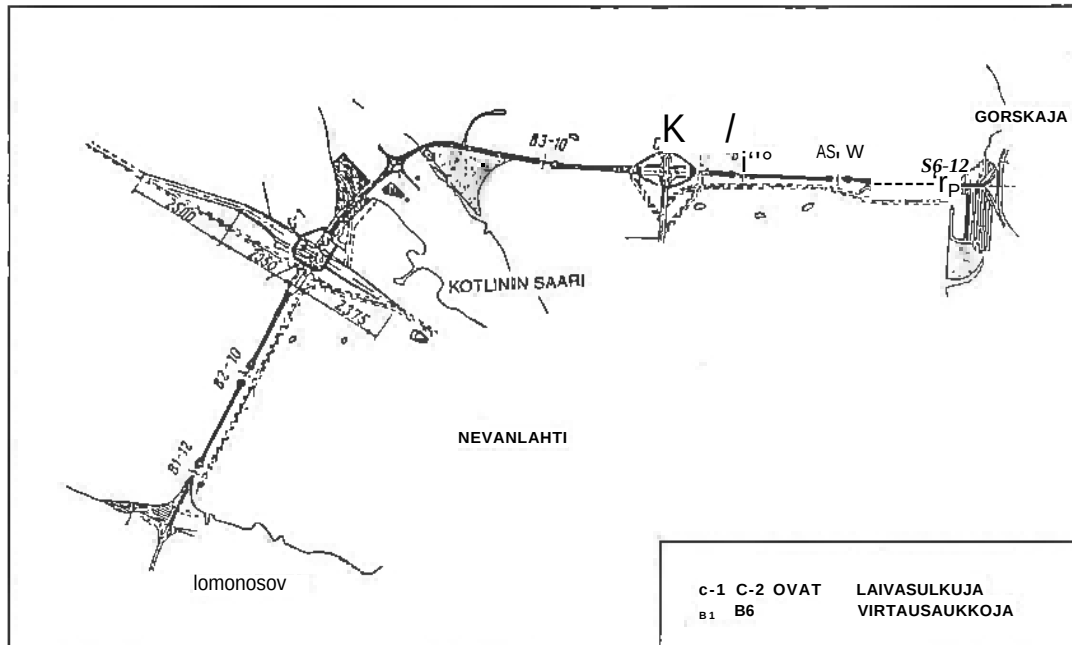
Kuva 57. Obran pato, Intia. Rakennuspohjan hiekkakerroksen kautta suotautuvat vesimäärät vaakasuoran suotovirtausmatkan suhteen, kun vedenpaine-ero on $AH = 26.5$ m. (a) $k / k_v = 9$ ja (b) $k / k_v = 4$ /15/.

Suotovirtauksen hallintamenetelmäksi on valittu kallioon ulottuva kaivantoseinä, joka on tehty Rodio Marconi-menetelmällä in-situ. Kaivantoseinä on rakennettu kahdesta 0.6 m paksusta raudoitetusta betoniseinästä, joiden välinen 3 m leveä hiekasta koostuva vyöhyke on injektoitu. Kaivantoseinä on upotettu 1 m savikivikerrokseen ja sen lisäksi kaivantoseinän alapuolinen kalkkikivikerros on osittain injektoitu. Kaivantoseinien yläpäähän on tehty an turat, jotka on suojattu plastisesta materiaalista tehdyllä vyöhykkeellä /15/. Kaivantoseinän poikkileikkaus on esitetty kuvassa 28.

7.2 Pietarin tulvapato

Pietarin pato /17/ on suunniteltu Kotlinin saaren kautta Nevanlahden poikki. Padon sijaintikartta on esitetty kuvassa 58. Padon kokonaispituus on 25.4 km ja sen on määrä valmistua vuonna 1993. Padon on laskettu maksavan n. 600 milj. ruplaa ja sen käyttökustannukset ovat n. 2.5 milj. ruplaa vuodessa. Padon tarkoituksena on suojata Pietarin kaupunki länsituulten synnyttämiltä tulvilta. Vuonna 1824 merenpinta on ollut Nevanlahden pohjukassa korkeimmillaan, jolloin merenpinta nousi 4.21 m keskimerenpintaa korkeammalle. Yli 3 m keskimerenpinnan nousuja on ollut useita. Tulvien kestoajat

ovat olleet 2...3 tuntia. Suurimmaksi mahdolliseksi tulvanaikaiseksi keskimerenpinnan nousuksi on arvioitu 5.4 m. Ilmastomuutoksen synnyttämää merenpinnan nousuvarausta ei Pietarin tulvapadossa ole otettu huomioon. Nevanlahti on erittäin matala, jossa vesisyvyys on keskimäärin n. 2.9 m /17/.

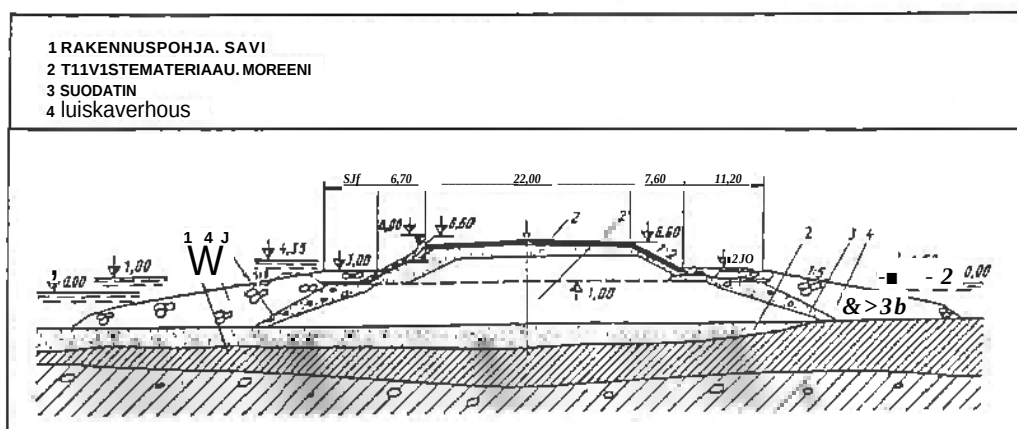


Kuva 58. Pietarin tulvapato, Neuvostoliitto. Padon sijaintikartta /17/.

Pato on perustettu savikerrosten varaan, joiden paksuus on enimmillään n. 20...30 m. Savikerrokset on vahvistettu liuskapystyöjen avulla. Savikerrosten vesipitoisuus on ollut vaihdellen $w=80...100\%$ /17/.

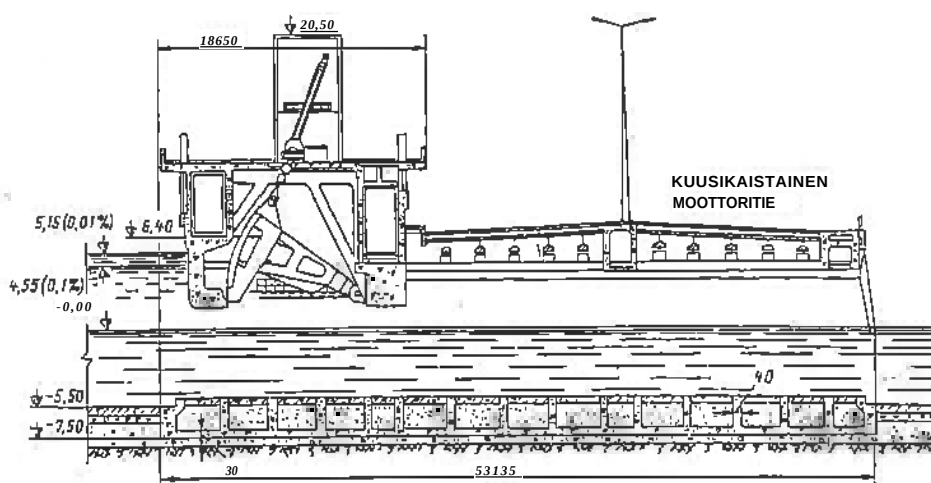
Pietarin pato on rakenteeltaan homogeeninen maapato, jonka pääasiallinen materiaali on moreeni. Patotyypin valinta on perustunut moreenin hyvään saatavuuteen padon lähistöltä. Luiskat verhoillaan louheella tai kiviheitokkeella. Luiskaverhouksen ja moreenirakenteen väliin rakennetaan suodatinkerros karkearakeisesta hiekasta tai hienorakeisesta sorasta. Padon harjan korkeus on keskimerenpinnasta mitattuna tasolla +6.6 ja yläveden puolelle tehtävän tulvakynnyksen tasolla +8.0. Harjan leveys on 29 m. Luiskien kaltevuudet ovat vaihdellen 1:6...1:2 /17/. Padon tyypillinen poikkileikkaus on esitetty kuvassa 59.

Pato rakennetaan tasolle n. +1.0 veteen päätypengertämällä. Tämän jälkeen pato tehdään kuivissa olosuhteissa vastaavalla tavalla kerroksittain tiivistä mällä /17/.



Kuva 59. Pietarin tulvapato, Neuvostoliitto. Padon tyypillinen poikkileikkaus /17Z.

Patolinjan läpi kulkee nykyisin kaksi laivaväylää; näihin kohtiin patoa on suunniteltu laivasulut. Eteläinen laivasulku on 200 m ja pohjoinen 110 m leveä. Eteläinen laivasulku on tarkoitettu uppoumaltaan alle 100 000 tonnin ja pohjoinen alle 4000 tonnin merialuksille. Veden juoksutusta varten patoon rakennetaan lisäksi kuusi kuvassa 60 esitettyä betonirakenteista sulkulaitteilla varustettua virtausaukkoa. Niiden pituus on yhteensä 1540 m ja vesisyvyys 5 m keskimerenpinnasta mitattuna. Kussakin virtausaukossa on 10...12 sulkulaitetta, joista jokainen on 24 m pitkä. Sulkulaitteet ovat hydraulisella nostokoneistolla varustettuja teräksisiä segmenttiluukkuja. Laivasulut ja virtausaukot on sijoitettu patolinjalle siten, että ne eivät estä veden normaalia virtausta Nevanlahdella. Kaikkien sulkujen läpi tapahtuvan virtaaman on laskettu olevan 1.5 kertaa suurempi kuin patoaltaaseen laskevan Neva-joen virtaaman /17/.



Kuva 60. Pietarin tulvapato, Neuvostoliitto. Padon virtausaukon ja sulkulaitteen poikkileikkaus 717/.

Padon valvontakeskus rakennetaan Kotiloin saarelle. Valvontakeskukseen asennetaan automaattisesti toimivat padon valvonta-, säätö- ja ohjausjärjestelmät Z17/.

Padon harjalle on suunniteltu kuusikaistainen moottoritie, jonka tehtävänä on vähentää Pietarin kaupungin läpi tapahtuvaa ajoneuvoliikennettä /17/.

8. YHTEENVETO

Patoja, jotka on rakennettu mereen ja jotka suojaavat alavia ranta-alueita tulvia vastaan, on maailmassa useita. Ilmastonmuutoksen aiheuttaman keskimerenpinnan nousun edellyttämää varausta ei niihin kuitenkaan ole suunniteltu. Näin ollen tätä selvitystä ja sen sisältämää Helsingin tulvapadon yleis-suunnitelmaa voitaneen pitää yhtenä ensimmäisistä alustavista padon rakennussuunnitelmista, joissa ilmastonmuutoksen synnyttämä merenpinnan nousuvaraus on otettu huomioon.

Yleissuunnitelmaa laadittaessa on selvästi tullut esille riittävän laajojen ja luotettavien pohjatutkimusten tarpeellisuus. Alustavia pohjatutkimuksia on tehtävä vielä runsaasti, jotta patoalueen pohjasuhteista voitaisiin muodostaa tarpeeksi selkeä kuva yksityiskohtaista suunnittelua varten. Lisäksi saatavissa olevien materiaalien määrät on arvioitava tehtyä tarkemmin ja niiden laatu selvitettävä. Kairaukset on pyrittävä tekemään talvella, jotta ne voidaan tehdä jään päältä. Kairaukset tehdään pääasiassa puristin-heijarikairauksina. Niiden lisäksi on määritettävä rakennuspohjan maalajikerrosten vedenläpäisevyydet in-situ ja otettava rakennuspohjasta maalajinäytteitä. Paloalueella tehtyjen alustavien pohjatutkimusten perusteella alueen pohjasuhteet ovat vaihtelevat ja paikoin erittäin vaikeat padon rakentamiselle.

Padon suunnittelussa kokemukset rakenteiltaan ja työmenetelmiltään vastaa vanlaisista padoista ovat olleet ensiarvoisen tärkeitä. Pato esitetään toteutettavaksi ensin koepalona siihen soveltuvilla suhteellisen lyhyillä pato-osuuksilla, joista saatujen kokemusten jälkeen voidaan valita lopulliset patotyyppit ja työmenetelmät. Erityisesti suodatinkankaiden asentaminen, upotetun tiivistyssydämen pohjakaivannon, tiivistyssydämen, tiivistyspatjan ja kiviainessuodatimien rakentaminen veteen saattaa olla käytännössä erittäin vaikeata.

Keskeisimmäksi tehtäväksi tässä suunnittelutyössä on osoittautunut padon alla monin paikoin sijaitsevan tasarakeisen hiekkakerroksen sisäisen eroosion ja hydraulisen murtumisen estäminen sekä hiekkakerroksen kautta suotautuvan vesimäärän rajoittaminen hyväksyttävälle tasolle. Yksityiskohtaista suunnittelua varten valittujen patotyyppien I ja II on laskelmien perusteella todettu täyttävän asetetut vaatimukset patoalueen pohjasuhteita kuvaavien perusmaatyyppien mukaisissa perustamisolosuhteissa. Mikäli pohjasuhteet poikkeavat huomattavasti perusmaatyypeistä, on todennäköistä, että tässä

työssä esitetyt patotyytit eivät sovellu kyseiseen tapaukseen. Padon luiskien kaltevuudet määräytyivät vakavuuslaskelmien mukaan. Padon ja varsinkin rakennuspohjan painumilla ei ole ollut suurta merkitystä padon suunnittelussa. Vaikka tiivistyssydämen painumat ovat erittäin suuret, vaikuttavat ne ainoastaan padon tiivistyssydämen korotustarpeeseen ja tarvittaviin massamääriin.

Padon rakentamiseen liittyy oleellisena osana valvonta, joka sisältää työmaavalvonnan, materiaalien laadunvalvonnan ja tarkkailumittaukset. Koska pato tehdään veteen täyttämällä, on varsinkin padon rakentamista valvottava erittäin huolellisesti. Materiaalien laadunvalvonta tapahtuu pääasiassa maanotopaikoilla, mutta myös valmiista patorakenteesta otetuista näytteistä. Padon rakentamisen aikana ja sen jälkeen tehtävät tarkkailumittaukset ovat etupäässä painumien ja huokosvedenpaineiden mittauksia.

Padosta aiheutuvan vahingonvaaran vähentämiseksi on myöhemmin yksi tyiskohtaisen suunnitelman yhteydessä Helsingin tulvapadolle laadittava turvallisuustarkkailuohjelma. Sen hyväksymisestä päättää vesihallitus. Turvallisuustarkkailu käsittää määräjain toistuvia tarkastuksia ja säännöllistä tarkkailutoimintaa. Padon turvallisuustarkkailun tarkoitus on puutteiden, vikojen ja vaurioiden löytäminen ja korjaaminen ennenkuin niistä aiheutuu vaaraa padon turvallisuudelle /47/.

Padon maarakennuskustannukset ovat n. 185...1600 milj.mk. Ne vaihtelevat patolinjojen, mutta myös patotyyppien mukaan. Materiaalien kuljetuskustannukset muodostavat suurimman osan maarakennuskustannuksista, joista louheen osuus on n. 40 %, saven n. 21 % patotyyppissä I ja vastaavasti moreenin n. 32 % patotyyppissä II. Padon materiaalikustannukset ovat padon juoksumetriä kohden n. 25 000... 215 000 mk. Ne vaihtelevat padon korkeuden ja patotyyppien mukaan. Patotyyppi I on selvästi kalliimpi vaihtoehto.

Pääkaupunkiseudulla kertyvien ylijäämämassojen käyttöä padossa on pidetty suositeltavana niistä aiheutuvien huomattavien kustannusten vuoksi. Näin ollen padon rakentamisella on suuri taloudellinen merkitys, sillä ylijäämämassojen ylläpitokustannukset täyttöalueilla ja kuljetusmatkojen lyhentyessä kuljetuskustannukset pienenevät. Lisäksi padolla on merkitystä liikenneinvestointikustannuksien alentajana: tulevaisuudessa voimakkaasti kasvavien Itä-Helsingin asuinalueiden liikenneyhteyksiä voidaan parantaa rakentamalla liikenneväylä padon harjalle.

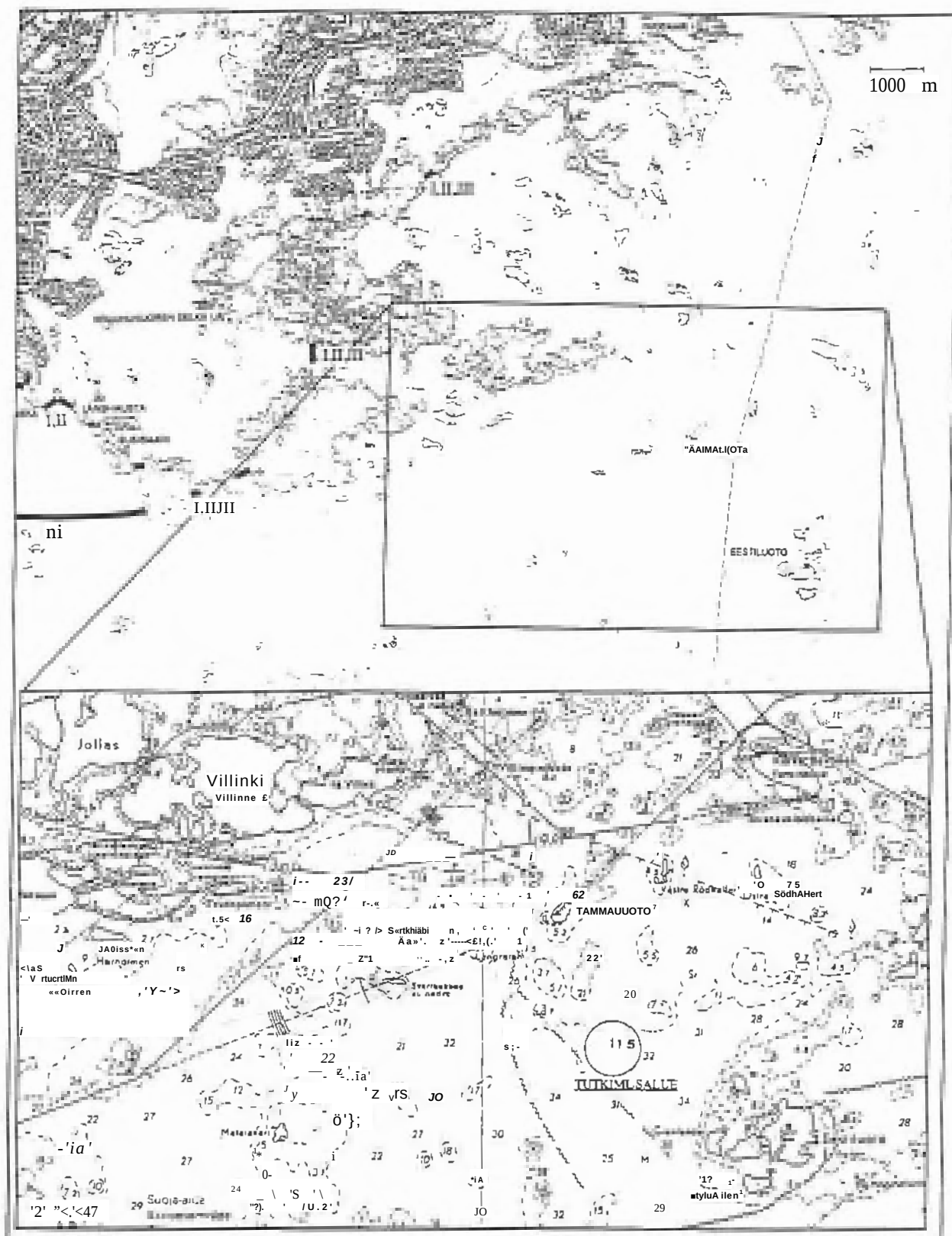
KIRJALLISUUSLUETTELO

- / 1 / Aalto, J., Geomekaniikka I, RIL 157-1, Veden virtaus maassa. Suomen rakennusinsinöörien liitto. Helsinki 1985. s. 411-479.
- 72/ Arhippainen, E., Maapadonrakennusta yli kahden vuosikymmenen ajan valtion voimayhtiössä II. Imatran Voima Osakeyhtiö. Helsinki 1969.
- / 3 / Bach, W., Projected climatic changes and impacts in Europe due to increased CO₂. Conference on climate and water, volume 2. Helsinki 1989. s. 31-50.
- / 4 / Bear, J., Hydraulics of groundwater. Mc Graw-Hill Inc. U.S.A. 1979. 569 s.
- / 5 / Bishop, A.W., The use of pore-pressure coefficients in practice. Geotechnique 5:4. London 1954. s.148-152.
- / 6 / Boer, M.M., Koster, E.A., Lundberg, H., Greenhouse impact in Fennoscandia. Ambio, volume 19, nr 1 1990. Stockholm, s. 1-10.
- / 7 / Broms, B., Geoteknik del I. Inst. för jord- och bergmekanik. Kungl. tekniska högskolan. Stockholm 1976.
- / 8 / Casagrande, A., Seepage through dams, Contributions to soil mechanics 1925-1940. Boston Society of Civil engineers. Boston 1940.
- 79/ Cedergren, H.R., Seepage, drainage and flow nets. John Wiley & Sons, Inc. New York 1977. 534 s.
- 710/ Coker, A.M., Thopson, P.M., Smith, D.I., The impact of climate change on Coastal zone management in Britain: a preliminary analysis. Conference on climate and water, volume 2. Helsinki 1989. s. 148-160.
- 7117 Commission Internationale des Grands Barrages, Geotextiles as filters and transitions in tili dams, bulletin 55. Pariisi 1986. 129 s.

- /12/ Committee for VWaterfront Structures, Recommendations of the committee for vwaterfront structures. Ernst & Sohn. Berlin 1986. 521 s.
- /13/ Fagerström, H., VViesel, C-E., Permeabilitet ooh kapillaritet. Byggforskningens informationsblad. U.S.A. 1977.
- /14/ Finnish Marine Research, Land uplift and sea level variability Spectrum using fully measured monthly means of tide gauga readings, no. 257. Helsinki 1988. s. 3-75.
- /15/ Garg, S.P., Agravval,R.K., Cutoff and stability measures for a dam on sand foundation. 9th International Congress on Large Dams. Istanbul 1967. s. 1069-1088.
- 716/ Golder, H.Q., Bazett, D.J., An earth dam built by dumping through water. 9th International Congress on Large Dams. Istanbul 1967. s. 369-387.
- /177 Grigorjev, J.A., Kuraev, S.N.; Leningradin tulvapadon suunnitelma-selostus. Leningrad 1990. 43 s.
- 718/ Hedar, P.A., VViström, M., Fundamentals of rubble mound breakvwaters. Baltic conference on design, construction and maintenance of harbour structures. Sweden 1987.
- 719/ Helenelund, K.V., Maamekaaniset perusteet, Pohjarakennus, RIL 95. Suomen rakennusinsinöörien liitto. Helsinki 1974. s. 61-76.
- 7207 Helsingin kaupunki, geotekninen osasto. Pohjatutkimusselostus, Helsingin kaupunkiin vesi- ja ranta-alue. Helsinki 1962-1982.
- 7217 Helsingin kaupunki, Kaupunkisuunnitteluvirasto, Helsingin yleiskaava-luonnos 1992. Helsinki 1990.
- 1221 Helsingin kaupunki, Satamalaitos. Pohjatutkimusselostus, Helsingin kaupungin vesialue. Helsinki 1936-1983.
- 723/ Helsingin kaupunki, Satamalaitos. Pohjatutkimusselostus, Eestiluodon merihiekka- ja sora- alue. Helsinki 1987.

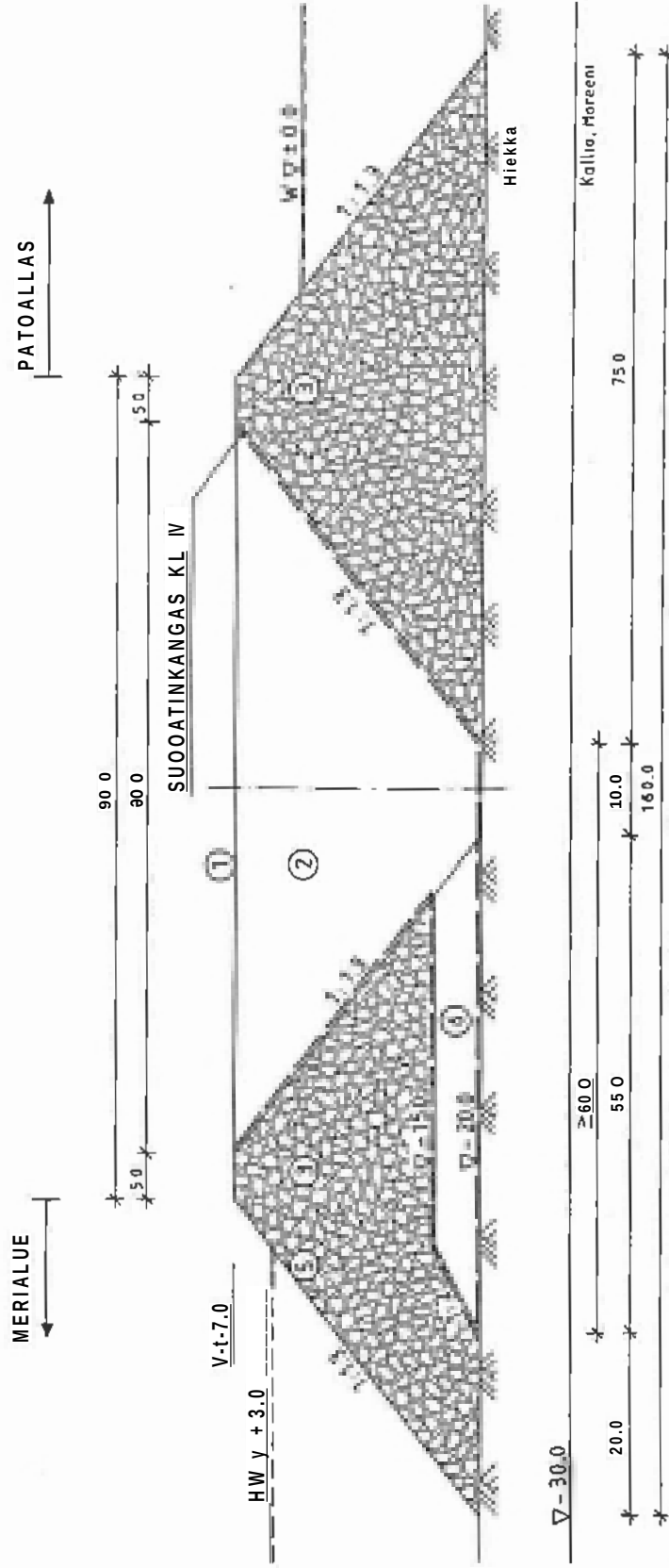
- 724/ Hyytiäinen, E., Penkereiden ja leikkausten maarakennustekninen suunnittelu, Maarakenteet ja niiden suunnittelu. Insinöörijärjestöjen koulutuskeskus. Helsinki 1977. 37 s.
- 725/ Ingold, T.S., Miller, K.S., Geotextiles handbook. Thomas Telford Limited. London 1988. 152 s.
- 726/ Itasca Consulting Group Inc., Saanio & Riekkola, FLAC seminar. Helsinki 1990.
- 727/ Jantunen, M., Nevanlinna, L., Kasvihuoneilmiö, ilmastonmuutos ja Suomi. Teknillisten tieteiden akatemia. Helsinki 1990. 166 s.
- 728/ Japan Dam Foundation, World dams today 77. Japan 1977. 576 s.
- /297 Jones, J., Deep cut-offs in pervious alluvium, combining slurry trenches and grouting. 9th International Congress on Large Dams. Istanbul 1967. s. 509-524.
- /307 Kahma, K.K., On prediction of the fetch-limited wave Spectrum in a steady wind. Finnish Marine Research, no 253. Helsinki 1986. s. 52-78.
- 731/ Korhonen, K.H., Gardemeister, R., Tammirinne, M., Geotekninen maaluokitus. VTT, tiedonanto 14. Espoo 1974.
- 7327 Korhonen, K.-H., Rakenteiden painuminen, Geomekaniikka I, RIL 157-1. Suomen rakennusinsinöörien liitto. Helsinki 1985. s. 363-408.
- 733/ Leskelä, A., Maa- ja kivitäytepadot, Vesirakennus, RIL 92. Suomen rakennusinsinöörien liitto. Helsinki 1973. s.268-302.
- /347 Leskelä, A., Geotekstiilien käyttö maapadoissa, Geotekstiilipäivä. Insinöörijärjestöjen koulutuskeskus. Helsinki 1986.
- 735/ Lindh, G., Hanson, E.H., Larson, M., Impact of sea level rise on Coastal zone management in Southern Sweden. Conference on climate and water, volume 2. Helsinki 1989. s. 128-147.
- 736/ Loukola, E., Maapadot ja tulvasuojelurakenteet. Insinöörijärjestöjen koulutuskeskus. Helsinki 1985. 64 s.

- 737/ Mäntylä, J., Ylijäämämaat ja niiden yhdyskuntavaikutukset. Vantaan kaupunki, rakennusvirasto, julkaisu KSO/ K/ A17 89. Vantaa 1989. 121 s.
- 738/ Patoturvallisuuslaki, no 413 ja patoturvallisuusasetus, no 574. Helsinki 1984.
- /39/ Pira, G., Bernell, L, Järkvissle dam, an earthfill dam founded under vwater. 9th International Congress on Large Dams. Istanbul 1967. s. 213-221.
- /40/ Rathmayer, H., Geotekstiilit ja niitä koskevat materiaalitekniset soveltuvuustiedot, Geotekstiilipäivä. Insinöörijärjestöjen koulutuskeskus. Helsinki 1986.
- 741/ Reinius, E., The stability of the upstream slope of earth dams. Statens kommite för byggnadsforskning, Meddelandet nr 12. Stockholm 1948.
- 742/ Sherard, J.L., Woodward, R.J, Gizienski, S.F., Clevenger, W.A., Earth and earth-rock dams. John Wiley and Sons, Inc. New York 1963. 725 s.
- /43/ Schulze, E., Muhs, H., Bodenuntersuchungen fur Ingenieurbauten 2. Aufl. Berlin-Heidelberg 1967.
- 744/ Skempton, A.W, The pore-pressure coefficients A and B. Geotechnique 5:4. London 1954. s. 143-147.
- 745/ Solovjew, N., Injektointi, Pohjarakennus, RIL 95, Suomen rakennusinsinöörien liitto. Helsinki 1974. s. 344-357
- 746/ Tesfaye, A., Piping and filters in earth dams of dispersive clays, Master of science in engineering. Tampere 1988. 102 s.
- 747/ Vesihallitus, Patoturvallisuusohjeet, julkaisu no 323. Helsinki 1985.
- 748/ Wilson, S.D., Marsal, R.J., Current trends in design and construction of embankment dams. American Society of civil engineers. New York 1979. 125 s.



Liite 2. Helsingin tulvapato. Tammaluodon ja Eestiluodon välillä sijaitseva merenpohjan tutkimusalue /25/.

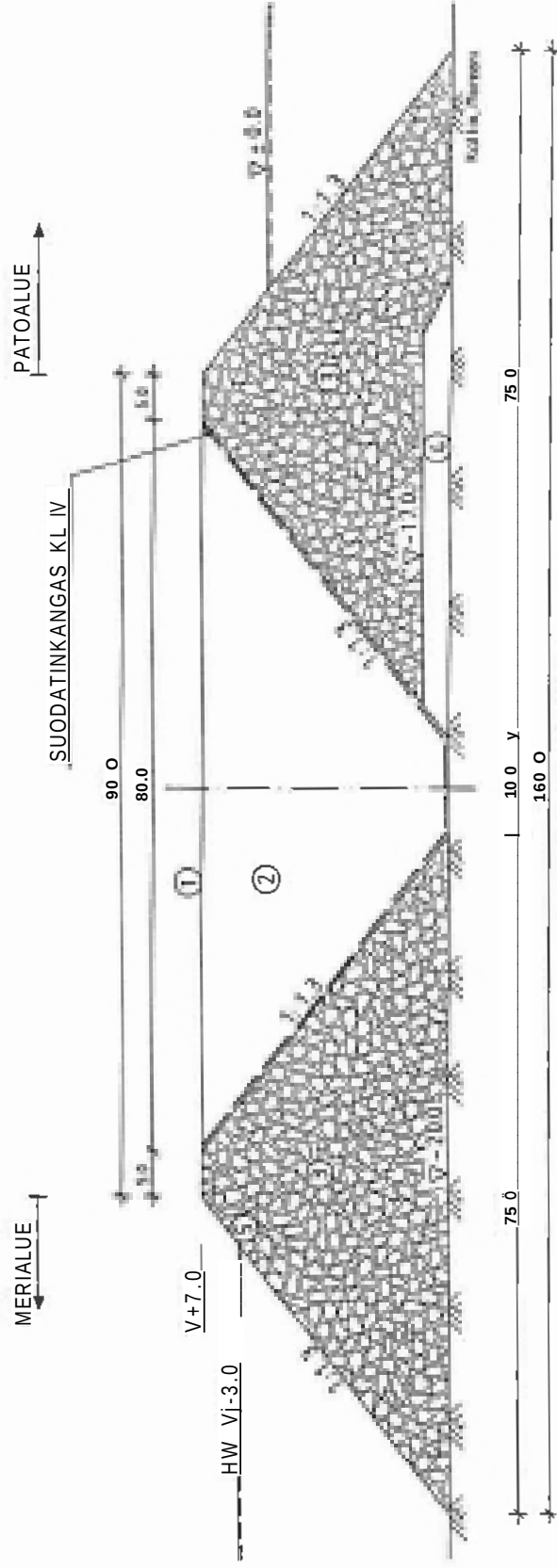
PATOTYYPPI I b



- 1 PADON HARJA
- 2 TIIVISTYSSYDÄN, SAVI
- 3 TUKIPENGGER, LOUHE
- 5 LUISKAVERHOUS, LOUHE
- 6 TIIVISTYSPATJA, MOREENI

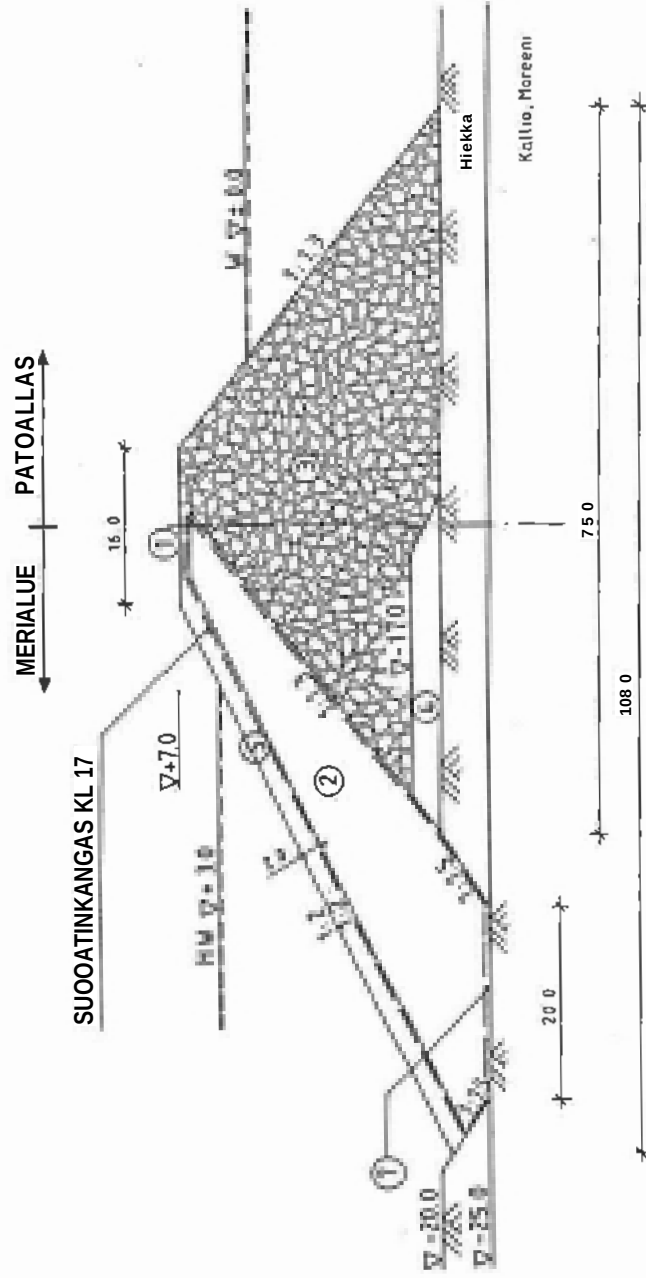
Liite 4. Helsingin tulvapato. Patotyyppi Ib.

PATOTYYPPI I C



- 1 PADON HARJA
- 2 TIIVISTYSSYOÄN, SAVI
- 3 TUKIPENGER, LOUHE
- 4 SUODATIN
- 5 LUISKAVERHOUS, LOUHE

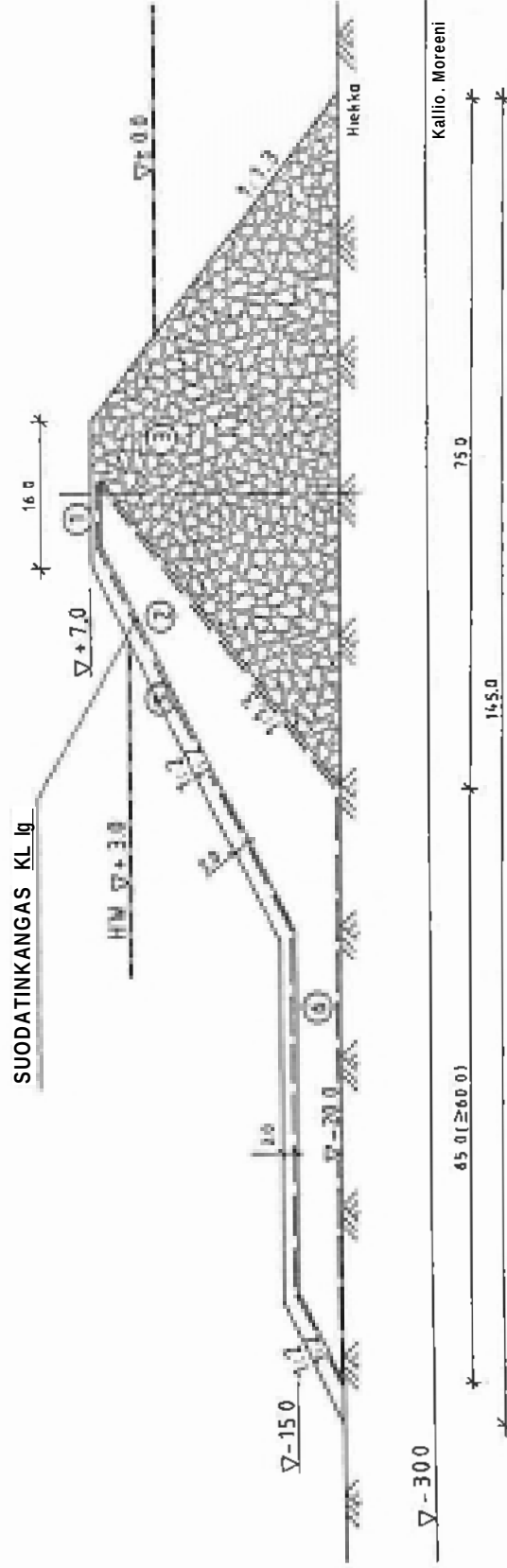
PATOTY YPPI Ha



- 1 PADON HARJA
- 2 TIIVISTYSSYDÄN , MOREENI
- 3 TUKIPENGER, LOUHE
- 4 SUODATIN
- 5 LUISKAVERHOUS
- 7 TIIVISTYSSYDÄMEN UPOTUS

PATOTYYPPI H b

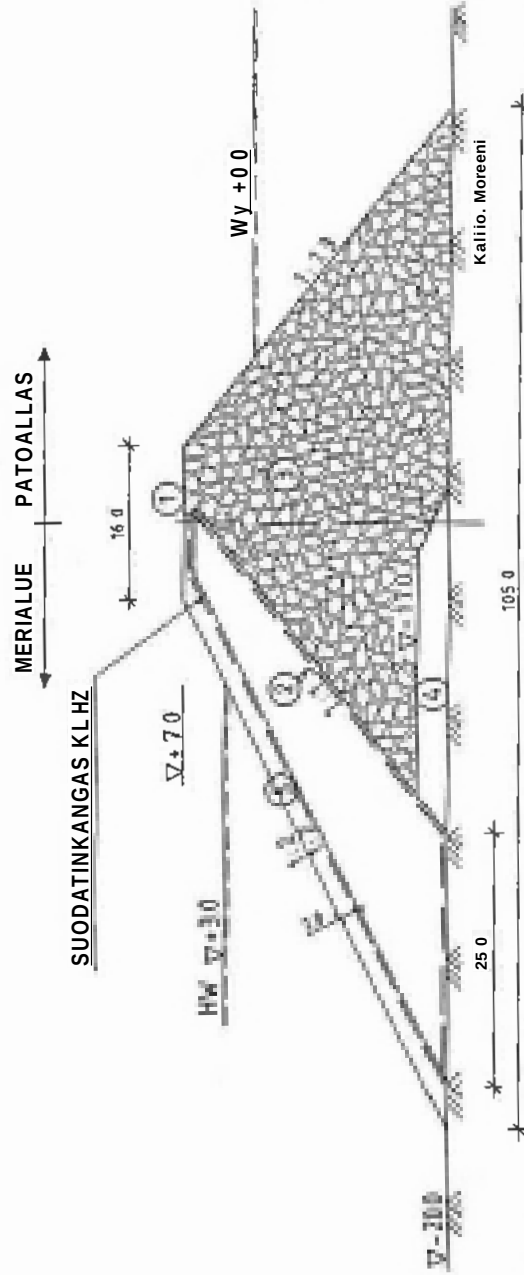
MERIALUE PATOALLAS



- 1 PADON HARJA
- 2 TIIVISTYSSYDÄN, MOREENI
- 3 TUKIPENGER, LOUHE
- 5 LUISKAVERHOUS
- 6 TIIVISTYSPATJA, MOREENI

Liite 7. Helsingin tulvapatot. Patotyyppi Hb.

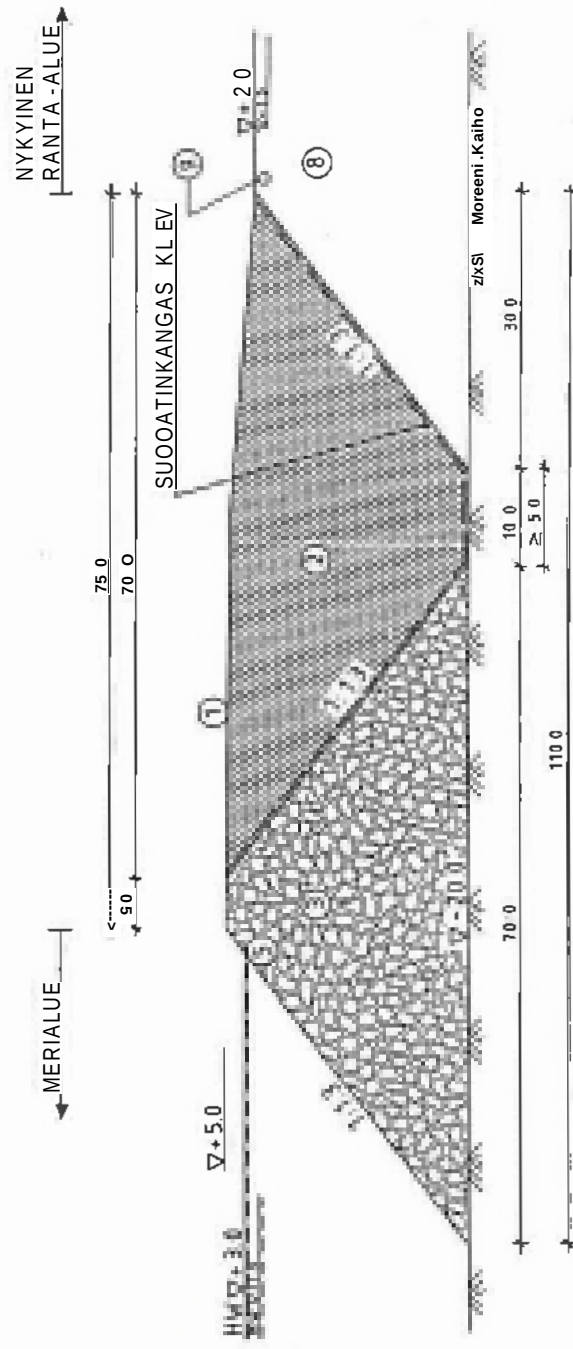
PATOTYYPPI II c



- 1 PADON HARJA
- 2 TIIVIS!YSSYDÄN, MOREENI
- 3 TUKIPENGER, LOUHE
- 4 SUODATIN
- 5 LUISKAVERHOUS

Liite 8. Helsingin tulvapatot. Patotyyppi IIc.

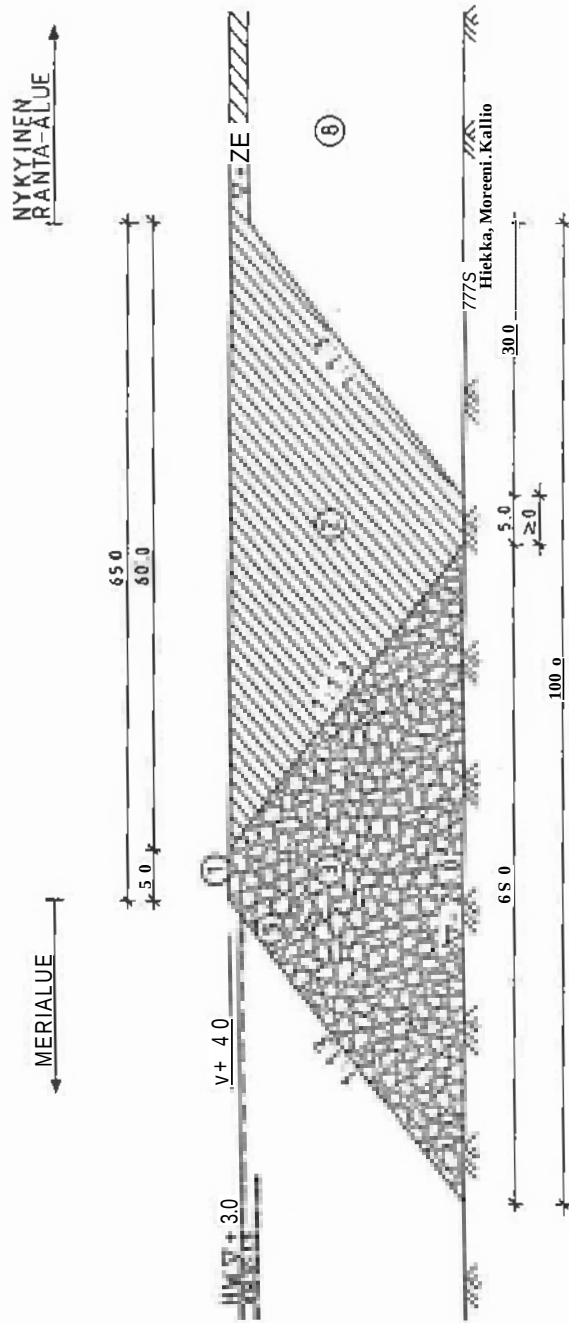
RANTAPATO



- 1 PADON HARJA
- 2 TIIVISTYSSYDÄN . SAVI TAI MOREENI
- 3 TUKIPINGER, LOUHE
- 5 LUISKAVERHOUS, LOUHE
- 9 NYKYINEN RANTARAKENNE
- 9 KUIVATUSJÄRJESTELMÄ, SALAOJA

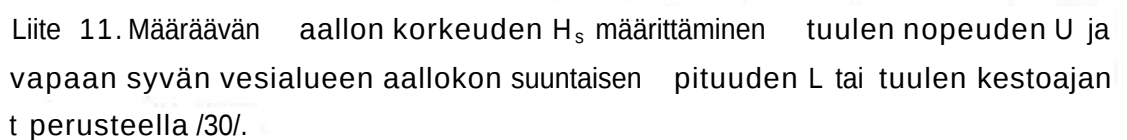
Liite 9. Helsingin tulvapatot. Rantapadon tyypipoikkileikkaus.

RANTAPENGER



- 1 PENKEREEN HARJA
- 2 TÄYTE
- 3 TUKIPENGER, LOUHE
- 5 LUISKAVERHOUS, LOUHE
- 8 NYKYINEN RANTARAKENNE

Liite 10. Helsingin tulvapatot. Rantapengerin tyypikohteita.



GEOTEKNISEN OSASTON TIEDOTTEET

13.4.92

1 Anttikoski, U.	Geoteknillisel kartat ja niiden käyttäminen	Suomi	1973
2 Anttikoski, U.	Kaupunkisuunnittelun geoteknillinen tutkimus ja suunnittelu	Suomi	1973 *
3 Anttikoski, LL	Kunnallistekniikan geoteknillinen tutkimus ja suunnittelu	Suomi	1974 *
4 Mäkinen, R.	Täyttömäkien rakentaminen kaupunkialueella	Suomi	1974 *
5 Saarela, M.	Melusuojarakenteiden perustamistapaselvitys	Suomi	1974 *
6 Saarela, M.	Kitkapaalujen kantavuus	Suomi	1976
7 Petäjä, J.	Putkijohtojen pohjarakenteiden mitoittaminen	Suomi	1977
8 Raudasmaa, P.	Metrotunnelien injektointi	Suomi	1977 *
9 Anttikoski, U.	Käyttötunnelien käyttö varastointiin	Suomi	1977 *
10 Tikkanen, H.	Rakentamisen vaikutus pohjaveteen Helsingin keskustassa	Suomi	1978
11 Arkimä, O.	Kluuvien ruuhkan jäädytys	Suomi	1978 *
12 Raudasmaa, P.	Puistat perustusrakenteet	Suomi	1979
13 Havukainen, J.	Voimalalaitostuhtien ja poluolaituskuonan hyötykäyttö rakentamisessa	Suomi	1979
14 Vähäaho, I.	Pehmeikölle perustettavan pientalon painumien laskeminen	Suomi	1979 *
15 Raudasmaa, P.	Pohjavesi tarkkailu -80	Suomi	1980
16 Anttikoski, U.	Katsaus tunnelien rakentamistekniikan nykytilaan Atlantan kansainvälisen tunnelikonferenssin kokemusten perusteella	Suomi	1979 *
17 Roinista, J.	Matkakertomus tutustumismatkalta Tukholman yhteiskäyttötunneliin	Suomi	1981
18 Havukainen, J.	Kivihiilivoimalan tuhtien käyttö maarakenteissa	Suomi	1981 *
19 Roinista, J.	Yhdistettyjen tunnelien teknis-taloudellinen selvitys	Suomi	1981
20 Vuori, P.	Talonrakennuksen maarakenteet ja niiden laadunvalvonta	Suomi	1981
21 Havukainen, J. & Korhonen, O.	Tonttialueiden maarakenteet.	Suomi	1981
22 Havukainen, J.	Esimerkkejä jätteiden hyötykäytöstä raaka-aineena ja energianlähteenä	Suomi	1981
23 Havukainen, J.	Kivihiilivoimalan tuhtien hyötykäytös selvitys kunnallistekniikassa	Suomi	1982
24 Latvala, A.	Rakennusjätteen alustava hyötykäyttöselvitys	Suomi	1982
25 Havukainen, J. & Hämäläinen, A. & Sidmäki, A.	Alustava selvitys polttolaitoskuonan hyötykäyttömahdollisuuksista. maarakentamisessa	Suomi	1982
26 Haikola, H.	Kunnallistekniikan geotekniikkaan liittyvät koerakentamiskohteet Torpparimäessä	Suomi	1982 *
27 Paavola, P.	Kunnallistekniikan tunnelien louhintakustannusselvitys	Suomi	1982
28 Vähäaho, I.	Maarakennusta koskeva mallityöselitys	Suomi	1982 *
29 Gulin, K.	Rakentamisen vaikutus pohjaveden tasoon ja rakennusten painumiin Helsingin Puistolassa	Suomi	1982
30 Haikola, H.	Syvästabiloinnin laadun ja lujuuden valvontamenetelmät	Suomi	1982
31 Havukainen, J.	Kivihiilituhtien käyttö maarakentamisessa, tekniset ohjeet	Suomi	1983
32 Havukainen, J.	Användning av stenkol i byggnadsarbeten, tekniska anvisningar	Svenska	1983
33 Havukainen, J.	The utilization of coal dust in earth works, technical guidelines	English	1983
34 Salmelainen, J.	Helsingin kallioperän geologiasta ja kivilajien lujuusominaisuuksista porattavuuden kannalta	Suomi	1983
35 Havukainen, J.	Matkakertomus kivihiilituhtien ympäristövaikutuskonferenssista	Suomi	1983
36 Hytti, P.	Esi-injektoinnin suoritus ja sen huomioiminen urakka-asiakirjoissa	Suomi	1984
37 Leinonen, J.	Kalliomekaaniset mittaukset Hanasaaren syvävarastossa	Suomi	1984
38 Pirinen, J.	Kelluvan rantapenkereen rakentaminen	Suomi	1984 *
39 Latvala, A.	Geotekninen kustannustiedosta, Geo-kuli	Suomi	1984
40 Korpela, J. & Schullcr, M.	Jäykkien liitosjohojen pohjanakonnusselvitys (Jäli-selvitys)	Suomi	1984
41 Lahtinen, E-R.	Maanalaiset tilat ja yhdyskuntarakentaminen (MARASU-tutkimus, väliraportti)	Suomi	1985
42 Korpi, J.	In Situ-kuormimiskoe painumien määrittämiseksi	Suomi	1985
43 Havukainen, J.	Esirakentamisen kehittäminen	Suomi	1985
44 Vähäaho, I.	Jäähdytysmenetelmän käyttö	Suomi	1987
45 Havukainen, J. & Hämäläinen, A. & Latvala, A.	Kivihiilituhtien käyttökokemukset kunnallistekniikan maarakenteissa	Suomi	1987
46 Julkunen, A.	Geofysiikan tutkimusmenetelmät kalliografian tutkimisessa	Suomi	1987
47 Iluturi, K-L.	Vuosaaren kivilajien soveltuvuus asfalttipäällysteisiin	Suomi	1988
48 Melander, K.	Puristin-heijarikairaus kairausmenetelmänä	Suomi	1989
49 Leppänen, M.	Vahvisinkankaiden käyttö Vanhankaupunginlahden ranta-alueen rakentamisessa	Suomi	1989
50 Vähäaho, I. & Ryhänen, H.	Sulamiskondolaation vaikutukset asfalta	Suomi	1989
51 Vähäaho, I.	Effects of Thaw Consolidation on Geotechnical Properties of Clay	English	1989
52 Koskela, P.	Routasubiloinnin vaikutus ruoppausmassaan	Suomi	1989
53 Saari, M. & Korhonen, O.	Paalujen dynaaminen koetus PDA-laitteistolla	Suomi	1990
54 Saari, M. & Volanen, N.	Ruoholahden koepaalu	Suomi	1990
55 Yrjänä, J. & Korhonen, O.	Pystyjoitus Pikku-Huopalahdessa	Suomi	1991
56 Niinimäki, R. & Raudasmaa, P.	Viikinkimäen keskuspuhdistamon rakennusgeologiset kalliointitutkimukset	Suomi	1992

GEOTEKNISEN OSASTON TIEDOTTEET JATKUU

13.4.92

- | | | | | |
|----|---|---|-------|------|
| 57 | Nieminen, J. &
Johansson, E. &
Holopainen, P. | Viikinmäen keskuspuhdistamon louhinnan aikainen kalliomekaaninen seuranta | Suomi | 1992 |
| 58 | Ahola, J. &
Viitala, R. | Lujitus- ja liivistysmäärät Helsingin pientunneleissa | Suomi | 1992 |
| 59 | Ravea, T. &
Korhonen, O. | Helsingin tulvapadon rakentamisen edellytykset | Suomi | 1992 |

Hinnat: 1 kpl, 80 mk, 2-3 kpl 70 mk, 4-6 kpl 60 mk, 7- kpl 55 mk

*) painos loppuunmyyty



LIITE 1. HELSINGIN TULVAPATO. KARTTA

- PATOLINJA
- MAANPINNAN +3.0 KORKEUSKÄYRÄ
- MAANPINNAN +2.0 KORKEUSKÄYRÄ, PIIRRETTY OSITTAIN
- 7.2 VESISYVYYS
- HEIKKOUS- TAI RUHJEVYOHYKE