

**HELSINGIN KAUPUNGIN
GEOTEKNILLINEN TOIMISTO**

**MELUSUOJARAKENTEIDEN
PERUSTAMISTAPASELVITYS**

**Geoteknillisen toimiston
tiedote 5 1.12.1974**

	sivu
Sisällysluettelo:	
1. JOHDANTO	1
2. MELUSUOJARAKENTEET	3
2.1 <u>Maavalli</u>	3
2.11 Käytettävissä oleva tila	3
2.12 Maapohjan kantavuus	4
2.13 Massatilanne	4
2.14 Luiskien kaltevuudet	4
2.15 Kuivatus	5
2.16 Istutukset	5
2.17 Putkijohdot	5
2.2 <u>Meluseinämät</u>	5
2.21 Meluseinäma	5
2.22 Maavallin ja meluseinämän yhdistelmä	6
2.3 <u>Melukaide</u>	6
3. MELUSUOJARAKENTEIDEN PERUSTAMISTAVAT	7
3.1 <u>Maavallin perustamistavat</u>	7
3.11 Mitoitusperusteet	7
3.12 Maanvarainen penger	7
3.13 Kevyet pengermateriaalit	8
3.14 Massanvaihto	9
3.15 Pengerpaalutus	9
3.16 Pystyöjitus	10
3.17 Vastapenger	11
3.2 <u>Meluseinämän perustamistavat</u>	12
3.21 Mitoitusperusteet	12
3.22 Pilariantura	12
3.23 Paaluperustus	13
3.24 Kallioperustus	14
3.25 Anturaperustus	15
3.3 <u>Melukaide</u>	16
3.4 <u>Maavallin ja meluseinämän yhdistelmä</u>	16
4. PAALUJEN SIVUSUUNTAINEN KOEKUORMITUS	17
4.1 <u>Koepaalut</u>	17
4.2 <u>Suoritetut tutkimukset</u>	17
4.21 Pohjatutkimukset	17
4.22 Kuormittaminen	17
4.23 Siirtymän mittaus	19
4.24 Kaltevuusmittaus	19
4.25 Painemittaus	19

	sivu
4.3 <u>Koekuormitustulokset</u>	22
4.31 Paalujen siirtymät	22
4.32 Pysyvä siirtymä	22
4.33 Alustaluku	22
4.34 Painemittaustulokset	23
4.35 Paalujen taivutusjäyhyys	23
4.36 Paalujen murtomentti	25
4.37 Lujuuden lisääntyminen	25
4.38 Pitkäaikainen alustaluku	26
4.39 Koekuormitustulosten tarkastelu	26
 5. <u>MELUSEINÄMÄN PAALUPERUSTUKSEN MITOITTAMINEN</u>	 27
5.1 <u>Mitoitusperusteet</u>	27
5.11 Pystykuormat	27
5.12 Tuulikuorma	27
5.13 Aurauskuorma	27
5.14 Kuormitusyhdistelmä	29
5.2 <u>Paalun mitoittaminen pystykuormalle</u>	29
5.3 <u>Paalun mitoittaminen vaakakuormalle</u>	29
5.31 Murtokuorma	29
5.32 Paalun siirtymä	31
5.33 Lujuusarvojen valinta	32
5.34 Tarkemmat menetelmät	32
5.35 Mitoitusesimerkki	33
 6. <u>MELUSUOJARAKENTEIDEN KUSTANNUKSET</u>	 34
6.1 <u>Maavalli</u>	34
6.2 <u>Meluseinä</u>	36
6.3 <u>Melukaide</u>	38
 7. <u>MELUSUOJARAKENTEET HELSINGISSÄ</u>	 39
 LÄHDELUETTELO	 40

1.
JOHDANTO

Liikennemäärien lisääntyessä on liikenteen aiheuttama melu kasvanut. Kun samanaikaisesti yleinen mieliala on yhä voimakkaammin alkanut vaatia ympäristönsuojelutoimenpiteitä, on liikennemelun torjumiseksi pyritty etsimään erilaisia ratkaisuja.

Liikennemelun haittoja voidaan vähentää mm. seuraavilla toimenpiteillä:

- ajoneuvojen melutason pienentäminen
- tien linjauksen ja tasauksen suunnittelu
- rakennusten ääneneristyskyvyn parantaminen
- liikenneväylien ympäröiminen melusuojarakenteilla.

Ajoneuvojen melutason tuntuva pienentäminen vaatii pitkäaikaista kehitystyötä ja ajoneuvokannan uudistamista. Lyhyellä tähtäimellä voidaan ajoneuvojen melutasoon vaikuttaa nopeusrajoituksilla.

Liikenneväylien sijoittaminen riittävän etäälle meluherkistä kohteista vaatii runsaasti tilaa ja on varsinkin kaupunkialueella vaikeasti toteutettavissa.

Rakennusten ääneneristyskyvyn parantamiseen tähtäävät toimenpiteet tulevat olemassa olevan rakennuskannan osalta varsin kalliiksi ja niiden vaikutus rajoittuu rakennusten sisäpuolelle.

Liikenneväylien varsille rakennettavilla meluesteillä voidaan kohtuullisin kustannuksen aikaansaada 5 ... 10 dB (A) melutason aleneminen liikenneväylien välittömässä läheisyydessä.

Kaupunkisuunnitteluviraston liikennesuunnitteluosasto on vuonna 1973 teettänyt selvityksen Helsingin runkoväylien melusta vuodelle 1985. Selvitys sisältää ehdotukset melusuojaustoimenpiteiksi runkoväylien varsilla.

TVH:n toimesta on laadittu selvitys meluesteiden rakennetyypeistä lähinnä Ruotsissa saatujen kokemusten perusteella.

Melusuojarakenteista aiheutuvien kustannusten määrittämiseksi tilasi liikennesuunnitteluosasto geoteknilliseltä toimistolta nyt esillä olevan selvityksen melusuojarakenteiden perustamistavoista.

Työn suoritusta on valvonut dipl.ins. Risto Jokinen liikennesuunnitteluosastolta sekä dipl.ins. Usko Anttikoski geoteknillisestä toimistosta. Selvityksessä esille tuotavia asioita kartoitettiin neuvottelussa,

johon osallistuivat dipl.ins. Matti Loikala ja ins. Eino Pietikäinen katurakennusosastolta, dipl.ins. Risto Jokinen ja dipl.ins. Usko Anttikoski sekä tekn.yo Matti Saarelma geoteknillisestä toimistosta, joka on myös pääosaltaan laatinut tämän selvityksen.

Selvitystyötä varten tehtiin sivusuuntaisia koekuormituksia teräsbetoni- ja puupaaluille. Paalujen lyönti suoritettiin katurakennusosaston toimesta.

Tämä raportti sisältää pääpiirteissään kysymykseen tulevat melusuojarakenteiden perustamistavat sekä niiden arvioidut kustannukset. Lisäksi on esitetty paalujen sivusuuntaisten koekuormitusten tulokset ja ohjeet paalujen mitoittamiseksi sivusuuntaisille kuormille.

2.

MELUSUOJARAKENTEET

Melusuojarakenteilla tarkoitetaan tässä liikenneväylien varsille rakennettavia melusteitä, joiden tarkoituksena on katkaista äänen kulku suoraan äänilähteestä suojeltavaan kohteeseen.

Melusteinä tulevat kysymykseen maavallit, erilaisista materiaaleista rakennettavat meluseinämät sekä ajoradan reunaan sijoitettavat umpinaiset melukaiteet.

Melusteiden sijoitus tien poikkileikkaukseen sekä ääniopillinen mitoitus, kuten esteen pituuden ja korkeuden valinta on esitetty TVH:n julkaisussa No 2.367 (8).

2.1

Maavalli

Maavallien suunnittelussa tulee kiinnittää huomiota mm. seuraaviin seikkoihin:

- käytettävissä oleva tila
- maapohjan kantavuus
- massatilanne
- luiskien kaltevuudet
- kuivatus
- istutukset
- putkijohdot

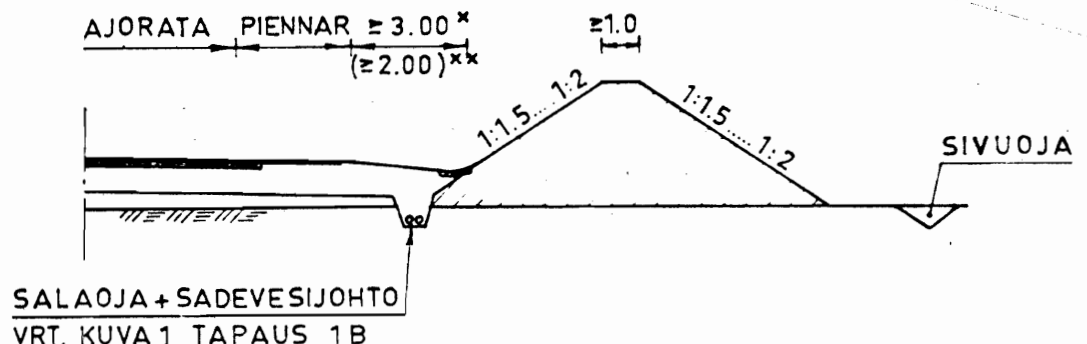
2.11

Käytettävissä oleva tila

Tiiviisti rakennetuilla alueilla asettaa käytettävissä oleva tila rajoitukset maavallin muodolle ja korkeudelle. Joissakin tapauksissa saattaa olla välttämättöntä lisätä meluesteen korkeutta maavallin päälle rakennettavalla meluseinämällä (kuva 2.11).

Kuva 2.11. Maavalli (8)

C



2.12

Maapohjan kantavuus

Maapohjan kantavuus määrää maavallin suurimman korkeuden, johon päästään ilman vahvistustoimenpiteitä. Kitkamaa-alueilla voidaan maavalli maan kantavuuden puolesta aina rakentaa halutun korkeuiseksi. Pehmeikköalueilla maavallien rakentaminen edellyttää yksityiskohtaisia pohjatutkimuksia ja geoteknillistä suunnittelua.

2.13

Massatilanne

Helsingin seudulla joudutaan vuosittain ajamaan noin 1 milj. k-m^3 ylijäämämassoja läjitysalueille. Eri-tyisesti savimassojen sijoittaminen on ollut vaikeaa ja ne on jouduttu kuljettamaan kaukana keskustasta sijaitseviin täyttömäkiin. Savimassoja läjitetään Helsingissä vuosittain noin 300 000 k-m^3 . (1)

Maavallit olisi pyrittävä suunnittelemaan siten, että niihin voidaan sijoittaa mahdollisimman paljon muussa rakennustoiminnassa vaikeasti käytettäviä ylijäämämassoja.

Mikäli käytettävissä on runsaasti tilaa, voidaan maavalli rakentaa kuvan 3.12 mukaisesti, jolloin savimassat sijoitetaan kitkamaasta rakennetun tukipenkeen taakse. Tällä menettelyllä ei saavuteta mainittavia säästöjä itse maavallin rakentamisessa, mutta ylijäämämassojen kuljetuskustannusten osalta saattaa säästö muodotua maavallin sijaintipaikasta riippuen huomattavaksi. Tukipengermenetelmällä voidaan samalla keventää maavallin takaluiskan ulkonäköä.

2.14

Luiskien kaltevuudet

Mahdollisimman suuren vaimennuksen aikaansaamiseksi rakennetaan maavallin tien puoleinen luiska niin jyrkäksi kuin vallin rakennusmateriaali sallii.

Suurimmat kaltevuudet ovat maalajista riippuen seuraavat:

maalaji	luiskan kaltevuus
louhos	1:1
sora	1:1.5
moreeni, hiekka, hieta	1:1.75
hiesu, kuivakuorisavi	1:2

Takaluiskan kaltevuus määräytyy käytettävissä olevan tilan ja massatilanteen perusteella.

2.15

Kuivatus

Maaston viettäessä tielle päin rakennetaan maavallin taakse niskaoja (kuva 2.11) sekä tarpeen vaatiessa laskuojat maavallin alitse.

Tilantarpeen vähentämiseksi ja meluesteen tehon parantamiseksi voidaan tien rungon kuivatus järjestää sivuojen sijasta salaojituksella ja sadevesijohdolla (kuva 2.11). Pehmeikköalueilla voidaan tällä menetelyllä samalla parantaa maavallin vakavuutta, kun sivuojen syvyys pienenee.

2.16

Istutukset

Maavallien luiskat nurmetetaan. Käytettäessä hietaa tai hienompia materiaaleja, suojataan luiskat sora-verhouksella, turvehduksella tai rimoituksella.

Istutukset tehdään istutussuunnitelman mukaan. Puu- ja pensasistutuksilla voidaan vähentää äänen heijastumista maavallista ja samalla parantaa sen ulkonäköä.

2.17

Putkijohdot

Teiden varsille rakennetut putkijohdot saattavat vaikeuttaa maavallien rakentamista olemassa olevien liikenneyäylien viereen. Putkijohtojen perustukset ja johtojen paineenkestävyys ovat yleensä riittämättömiä korkean maavallin aiheuttamille lisäkuormille. Mahdollisesti syntyvien vaurioiden korjaaminen vaikeutuisi lisäksi kasvaneen peitesyvyyden vuoksi.

2.2

Meluseinämät

2.21

Meluseinä

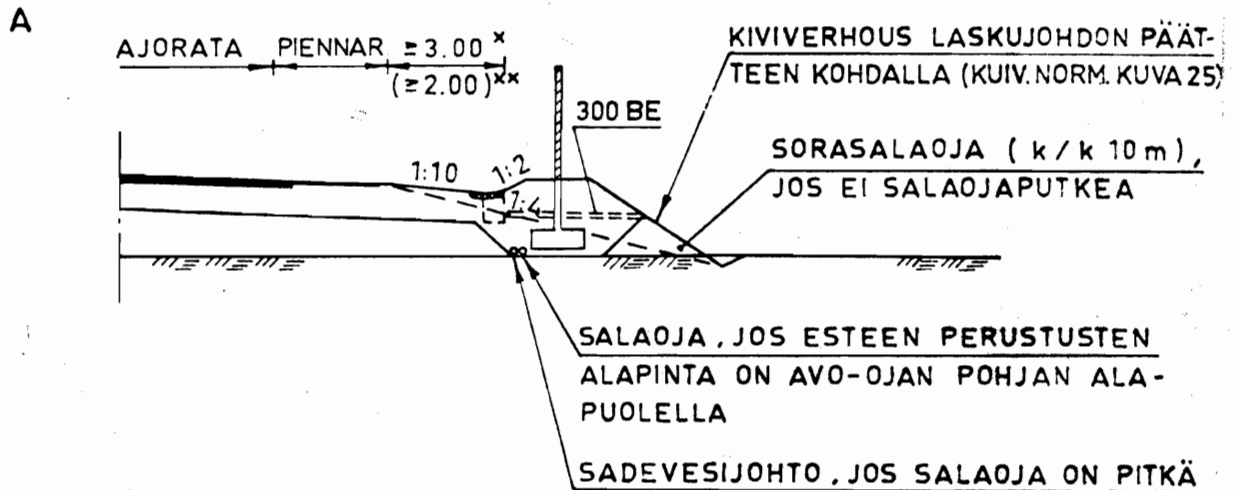
Meluseinämän painon tulee olla vähintään 15 kg/m^2 . Seinämät voidaan rakentaa esim. puusta, julkisivutiilestä, betonista tai kevytsorabetoniharkoista.

Betoniseinämät voidaan tehdä elementeistä tai paikalla valaen. Tasaisella maalla valussa voidaan käyttää suurmuotteja.

Puu-, tiili- ja betoniseinämien rakennetyypit on esitetty TVH:n julkaisussa No 2.367.

Betoni- ja puuseinämien kuormat viedään pilarien välityksellä perustuksiin. Muuratut seinämät rakennetaan suoraan anturan päälle.

Kuva 2.21 Meluseinämä tien ollessa penkereellä.(8)

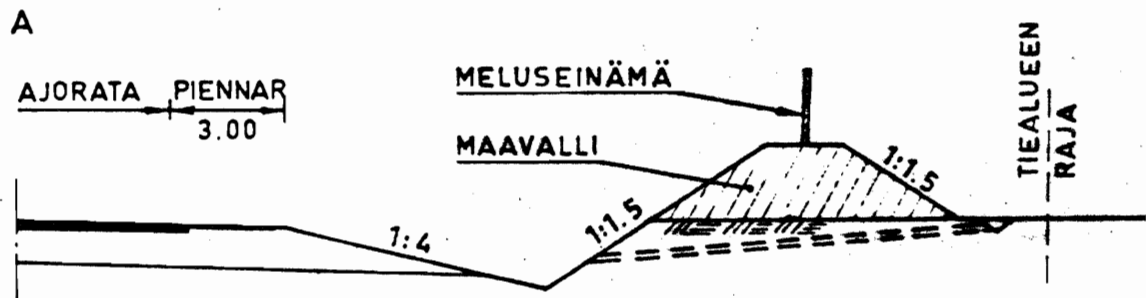


2.22

Maavallin ja meluseinämän yhdistelmä

Jos maavallia ei voida riittämättömän tiealueen tai maapohjan heikon kantavuuden vuoksi rakentaa tarpeeksi korkeaksi, voidaan meluste toteuttaa matalan maavallin ja meluseinämän yhdistelmänä. (Kuva 2.22). Seinämän perustamistapaa valittaessa tulee kiinnittää huomiota maavallin painumiseen.

Kuva 2.22 Maavalli ja meluseinämän yhdistelmä (8)



2.3

Melukaide

Melukaiteista ei toistaiseksi ole tehty yksityiskohdaisia suunnitelmia. Alustavasti on melukaiteet ajateltu tehtäväksi 1 ... 2 m pituisista teräsbetonitai akryylimuovielementeistä. Akryylimuovielementtejä käytettäessä tulisi kaide varustaa sillan tai korkean penkereen kohdalla lisäksi teräsjohteella.

3. MELUSUOJARAKENTEIDEN PERUSTAMISTAVAT

3.1 Maavallin perustamistavat

3.11 Mitoitusperusteet

Maavallin perustukset suunnitellaan siten, että varmuus liukumalla tapahtuvaa sortumista vastaan on $F = 1.5$, poikkeuksellisesti $F = 1.3$. Varmuuskertointa valittaessa on kiinnitettävä huomiota mahdollisen sortuman laajuuteen ja sortumasta aiheutuvien vahinkojen suuruuteen.

3.12 Maanvarainen penger

Kitkamaa-alueilla eivät maavallit vaadi erityisiä perustustoimenpiteitä.

Pehmeiköillä joudutaan maavallin vakavuus tarkistamaan liukupintalaskelmilla.

Homogeenisessa koheesiomaassa saadaan leveähkön maavallin suurin mahdollinen korkeus kaavasta:

$$h = \frac{N_c \cdot s}{F \cdot \gamma}$$

missä: N_c = kantavuuskerroin yleisessä tapauksessa
 $N_c = 5.5$

h = maavallin korkeus

s = pohjamaan leikkauslujuus

F = varmuuskerroin

γ = penger materiaalin tilavuuspaino

Jos maavalli on päältä korkeuteensa verrattuna kapea ja pohjamaassa esiintyy päällimmäisenä kuivakuorikerros tai jos pehmeikön syvyys on maavallin korkeuteen verrattuna pieni, kaavassa oleva kerroin N_c kasvaa, harvoin kuitenkaan suuremmaksi kuin 8.

Helsingissä on yleisesti pehmeikköjä, missä saven leikkauslujuus on keskimäärin 1 Mp/m^2 . Jos penger materiaalin tilavuuspaino on 1.8 Mp/m^3 , voidaan tällaiselle pehmeiköille rakentaa ilman perustustoimenpiteitä enintään 2 ... 3 m korkuisi maavalleja.

Mikäli pehmeikön syvyys on suuri, saattaa maanvaraisen vallin painuma muodostua huomattavaksi, jopa yli 1 m.

Maavallin vakavuutta voidaan parantaa ja painumia pienentää seuraavassa esitetyillä menetelmillä. Useissa tapauksissa olisi kuitenkin tällöin edullisempaa korvata maavalli meluseinämällä.

3.13

Kevyet pengermateriaalit

Melupenkereen korkeutta voidaan lisätä normaalia kevyempiä pengermateriaaleja käyttämällä, kohdassa 3.12 esitetyn kaavan mukaan. Keveinä materiaaleina tulevat kysymykseen mm:

materiaali	tilavuuspaino γ (Mp/m ³)
tiesora	0,8
koksikuona	1.35
asumisjäte	0.7 ... 1.0

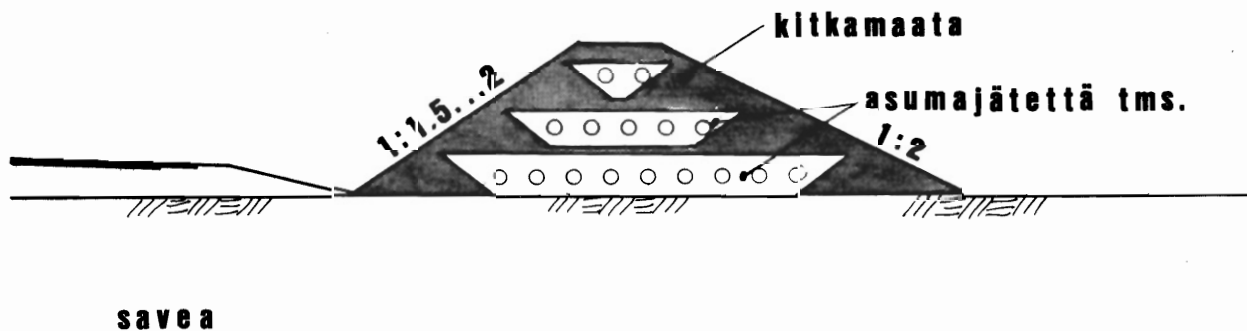
Tiesoran käyttöä tulee rajoittamaan sen korkea hinta (n. 65 mk/m³).

Koksikuona soveltuu ominaisuuksiltaan hyvin maavallin rakennusaineeksi. Laajamittainen koksikuonan käyttö melupenkereissä saattaa kuitenkin aiheuttaa toimitusvaikeuksia.

Asumajätteen käyttö puolestaan aiheuttaa esteettisiä haittoja rakennusvaiheessa sekä vaatii terveydenhoitoviranomaisten luvan. Jätteen vastaanotto tulisi järjestää siten, että jätettä saadaan suuria määriä yhdellä kertaa ja kuormat voidaan välittömästi peittää maa-aineksella. Tämä edellyttää sopivan peitemateriaalin varastoimista rakennettavan vallin läheisyyteen. (Kuva 3.11)

Asumajätteen käyttöä harkittaessa tulee selvittää mahdollinen pohjavesien pilaantumisen vaara. Lisäksi on varauduttava vallin myöhempään korottamiseen pengermateriaalin tiivistymisen vuoksi.

Kuva 3.11 Keveiden materiaalien käyttö maavallin rakentamisessa



3.14 Massanvaihto

Matalalla pehmeiköllä voidaan maavalli perustaa massanvaihdon avulla kantaviin maakerrokseen.

Valli tehdään päätypengerryksenä louheesta tai kärkeasta kitkamaasta.

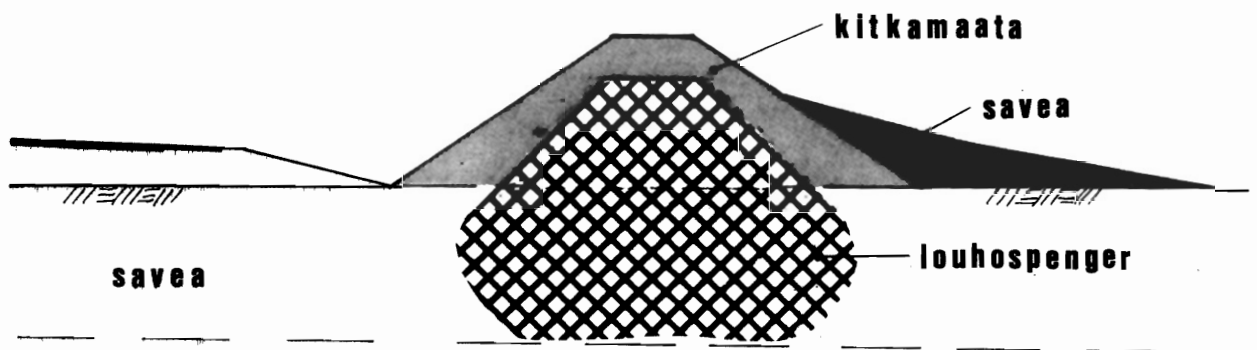
Pehmeiden maamassojen nousemista autetaan kaivamalla penkereen edestä ja tarvittaessa räjäytyksillä.

Mikäli tilaa on riittävästi, voidaan kaivumassat edullisesti sijoittaa vallin takaluiskaan (kuva 3.12).

Pehmeikön syvyyden ollessa suurempi kuin 4 ... 5 m, vaikeutuu massanvaihdon suoritus ja kustannukset kohoavat jyrkästi.

Perustettaessa melupenger massanvaihdon avulla, olisi massanvaihto suoritettava ennen viereisen liikenneväylän rakentamista, jotta tiepenkereen vakavuus ei vaarantuisi.

Kuva 3.12 Massanvaihto.



3.15 Pengerpaalutus

Pengerpaalutus soveltuu periaatteessa korkeiden maavallien perustamistavaksi heikosti kantavalla maapohjalla.

Paaluina käytetään paaluhatuilla varustettuja 25 x 25 cm² teräsbetonipaaluja, jotka lyödään kiinteään pohjakerrokseen. Yli 15 m syvyyksillä pehmeiköllä saattaa koheesiopaalujen käyttö tulla kysymykseen.

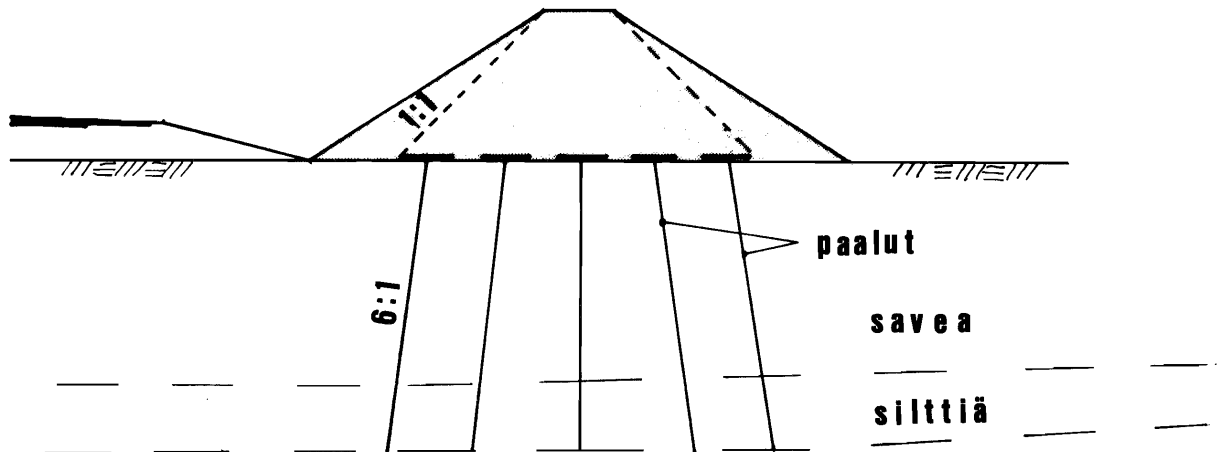
Paalutus ulotetaan maavallin luiskien yläreunoista 1:1 kaltevuudessa kulkeviin tasoihin asti (kuva 3.13).

Alle 4 m korkeisissa maavalleissa paalut lyödään k/k 2 m ruudukkoon. Korkeammassa penkereissä paaluvälit valitaan siten, että pengerkuorman aiheuttama

puristusjännitys paaluissa on enintään $\sigma = 60 \dots 100 \text{ kp/cm}^2$.

Korkeiden kustannuksien vuoksi pengerpaalutus tulee harvoin kysymykseen meluvallin perustamistapana. Paalutuksen etuja ovat varma rakenne ja vähäiset painumat.

Kuva 3.13 Paalutettu maavalli.



3.16 Pystyöjitus

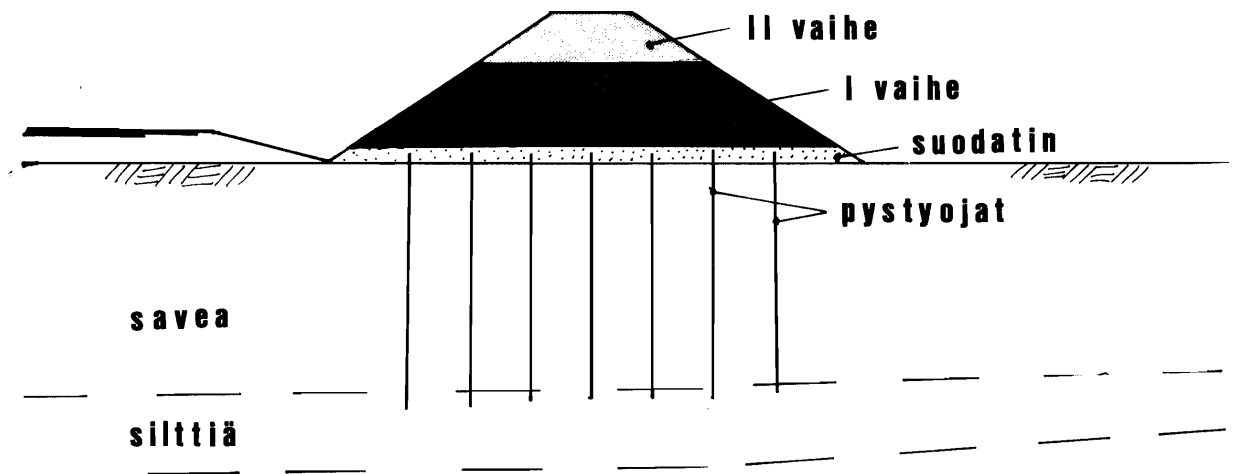
Maavallin alle jäävien pehmeiden maamassojen lajittumista ja kokoonpuristumista voidaan nopeuttaa pystyöjituksella. Tällöin voidaan vallin korkeutta vaiheittain korottaa.

Pystyöjina käytetään pahvi-, hiekka- tai kalkkipystyöjia, jotka tehdään koheesiomaakerroksen konsolidatiokertoimesta ja halutusta lujittumisnopeudesta riippuen 0.8 ... 1.8 m ruutuun.

Lujittuminen voidaan todeta siipikairausten avulla tai arvioida aikaisempien kokemusten perusteella.

Erityyppisten pystyöjien soveltuvuutta katupenkereen perustamistavaksi tutkitaan parhaillaan Helsingissä tulevan Itäkeskuksen alueella. Käytettävän koepenkereen korkeus on 3.1 m, joten saatavia kokemuksia voidaan hyvin soveltaa melupenkereiden suunnittelussa.

Kuva 3.14 Maavallin rakentaminen pystyjoituksen avulla.



3.17 Vastapenger

Matalan maavallin vakavuutta voidaan parantaa val-
lin taaksi rakennettavalla vastapenkereellä.

Vastapengerratkaisu on käyttökelpoinen vain tien ol-
lessa penkereellä tai kun se on perustettu massan-
vaihdon avulla. Muussa tapauksessa sortuminen tapah-
tuisi tien puolelle.

Vastapenger vaatii lisätilaa n. 10 ... 15 m. Vasta-
penkereeseen voidaan helposti sijoittaa pehmeitäkin
savimassoja.

3.2

Meluseinämän perustamistavat

3.21

Mitoitusperusteet

Meluseinämän perustukset suunnitellaan siten, että seinämän varmuus kaatumista vastaan on riittävä, yleensä $F = 1.5$. Lisäksi pohjamaan routiminen ja painuminen eivät saa aiheuttaa seinälle rakenteellisia eikä ulkonäkövaurioita. (kuva 3.21)

Kuva 3.21 Routimisen kallistamaa betonilankkuseinämää.



3.22

Pilariantura

Pilarianturan muodostaa teräsbetonielementti, jossa olevaan koloon seinämän pilari kiinnitetään juotamalla. Antura mitoitetaan siten, että varmuus kaatumista vastaan kuvan 3.22 mukaan laskettuna on $F = 1.5$. Pystyssä pitävinä voimina otetaan huomioon seinämän ja anturan sekä anturan päällä olevan maamassan paino. Kantavina voimina tulevat kysymykseen tuulikuorma sekä mahdollisesti aerauskuorma (vrt 5.12).

Sallittu pohjapaine määrätään pohjarakennusnormien mukaan.

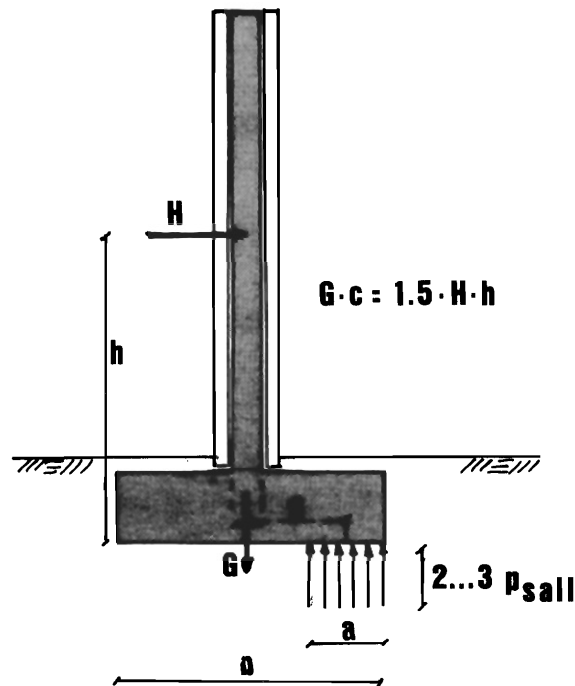
Anturalementin vähimmäisleveys on 60 cm. Pilarin riittävän kiinnityksen aikaansaamiseksi tulee anturan paksuuden olla vähintään 50 cm.

Routivassa maassa suoritetaan anturoiden ja seinämän alla massanvaihto 1.6 m syvyyteen. Mikäli seinämän alareuna päällystetään joustavalla materiaalilla,

esim. 10 ... 15 cm vahvuisella, huokoisella kumilevyllä, voidaan massanvaihdosta seinämän kohdalla luopua ja massanvaihtosyvyyttä anturoiden kohdalla pienentää.

Sopivan materiaalin ja massanvaihtosyvyyden määräämiseksi tulisi suorittaa routivuuskokeita.

Kuva 3.22 Pilarianturan mitoitus.



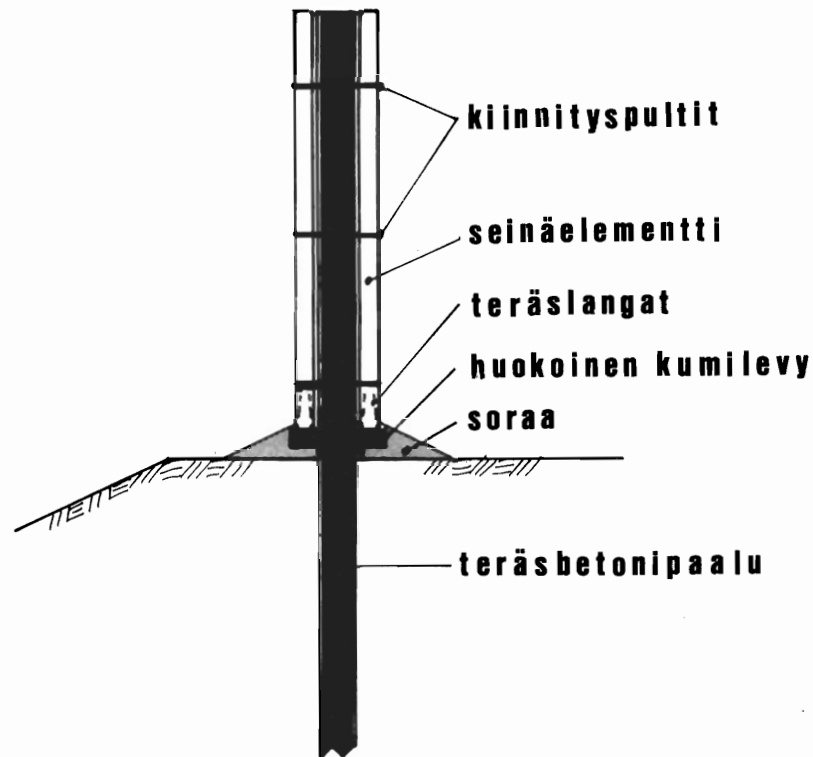
3.23 Paaluperustus

Pehmeässä koheesiomaassa sekä kivettömässä kitkamaassa puu- ja betoniseinämä voidaan perustaa paaluilla siten, että paalut samalla toimivat seinämän pilaireina.

Seinäelementit kiinnitetään paaluihin pulteilla (kuva 3.23). Routavautioiden estämiseksi seinämän alareunaan kiinnitetään huokoinen kumilevy. Routavauriot voidaan estää myös massanvaihdon avulla, joskin kustannukset ovat tällöin suuremmat. Massanvaihdolla voidaan lisätä paalun sivusuuntaista kantokykyä. Massanvaihdossa käytettävä materiaali ei saa paalujen kohdalla sisältää yli 10 cm kiviä, jos massanvaihto tehdään ennen paalutusta.

Paalujen mitoitus on esitetty tarkemmin kohdassa 5.

Kuva 3.23 Paaluperustus routivassa maassa.



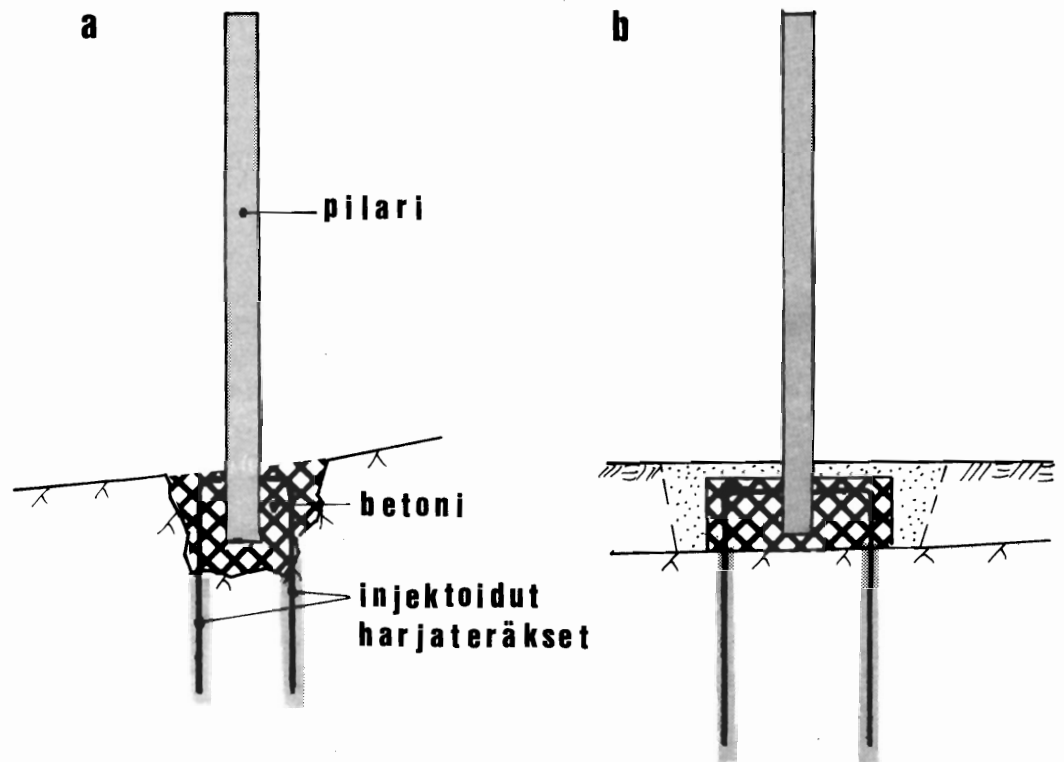
3.24 Kallioperustus

Kallion ulottuessa maanpintaan, louhitaan kallioon seinäpilarien kohdalle vähintään 40 ... 80 cm syvyiset kuopat, joihin pilarit betonoidaan. (Kuva 3.24 a). Pilarit ankkuroidaan lisäksi kallioon harjateräksillä, jotka juotetaan sementtilaastilla poranreikiin. Laastiin lisätään lisähuokoistusainetta kutistumisen estämiseksi. Harjateräkset mitoitetetaan seinämän kaatumisvarmuuden perusteella ja niiden pituus laastin ja terästen sekä kallion ja laastin välisen tartuntalajuuden perusteella.

Kallion ollessa maan peittämä, voidaan louhinta jättää tekemättä (kuva 3.24 b). Kallionpinta on tällöin puhdistettava huolellisesti ja betonointi ulotettava vähintään 10 cm terästen ulkopuolelle riittävän korroosiosuojan saavuttamiseksi.

Rakennettaessa seinämä betonielementeistä, voidaan kallion pinnan epätasaisuuden vuoksi seinämän alaosa kuitenkin joutua valamaan paikalla.

Kuva 3.24 Pilarin kiinnitys kallioon.



3.25 Anturaperustus

Muuratut seinämät perustetaan jatkuvalla teräbetoni-anturalla, seinämän varmuus kaatumista vastaan määrätään kuten kohdassa 3.

Jos pohjamaa on routivaa, tehdään anturan alla massanvaihto 1.6 m syvyyteen.

Erittäin pehmeällä ja heikosti kantavalla maalla voidaan antura joutua paaluttamaan.

Anturan raudoituksessa on tällöin huomioitava, että massanvaihdon painuessa seinämän paino jää yksinomaan paalujen varaan.

Paalujen pääteräkset taivutetaan vähintään 0,5 m anturan sisään.

3.3

Melukaide

Melukaiteiden pylväät kiinnitetään sillalla sillan kansirakenteisiin. Penkereellä pylväät painetaan tai lyödään vähintään 1.8 m pengertäytteeseen. Mikäli kaiteet joudutaan mitoittamaan aurauskuormalle, perustetaan ne kuten meluseinämät.

Melukaiteen kohdalla aurauslumelle jäävä tila on yleensä niin pieni, että lumi jouduttaneen poistamaan lumilingolla.

3.4

Maavallin ja meluseinämän yhdistelmä

Meluseinäjä perustetaan maavallin päälle kuten kohdassa 3.2 on esitetty. Maavalli tehdään kerroksittain huolellisesti tiivistäen.

Jos maavalli on rakennettu pehmeikölle, tarkistetaan vallin painumat. Tarvittaessa perustetaan meluseinäjä maavallin läpi lyödyillä paaluilla. Paalujen pystysuuntaisessa mitoituksessa otetaan huomioon maapohjan painumisesta aiheutuva negatiivinen vaippahankaus, jolloin paalut yleensä on lyötävä kiinteään pohjaan asti. Valli on tehtävä päältä vähintään 3 m levyiseksi paalutuskonetta varten.

Maavallin painuessa tulee vallin ja seinämän väliin muodostumaan ääneneristystä haittaava rako, minkä vuoksi vallia on varauduttava tarvittaessa korottamaan seinämän kohdalta.

4.

PAALUJEN SIVUSUUNTAINEN KOEKUORMITUS

Koheesiomaahan lyötyjen paalujen sivusuuntaisen kantavuuden selvittämiseksi suoritti geoteknillinen toimisto koekuormituksia Nurmijärventien Haagan eritasoliittymän työmaalla 5.-11.12.1973 ja 10.-15.6.1974 välisinä aikoina sekä Itäväylän varrella Marjaniemessä 16.-21.6.1974.

4.1

Koepaalut

Haagassa kuormitettiin 6 teräsbetonipaalua, joiden lyöntisyvyudet vaihtelivat välillä 3.8 ... 11.5 m. Paalut oli erikoisesti valmistettu koekuormitusta varten ja ne oli varistettu neliönmuotoisella tarkistusputkella sekä Ø 25 mm pääteräksillä. Yhteen paaluun asennettiin viisi paineanturia paalun edessä vaikuttavan maanpaineen mittaamiseksi.

Itäväylällä kuormitettiin 6 teräsbetonipaalua sekä 6 puupaalua. Paalut oli lyöty vuosina 1966-67 ja niille oli aikaisemmin tehty pystysuuntaisia koekuormituksia.

Paalujen mitat on esitetty taulukossa 4.1.

4.2

Suoritetut tutkimukset

4.21

Pohjatutkimukset

Koealueilta oli käytettävissä Haagan osalta Maa- ja Vesi Oy:n ja Marjaniemen osalta Viatek Oy:n tekemien aikaisempien pohjatutkimusten tulokset, joita täydennettiin Haagassa suoritetuilla paino- ja siipikairauksilla. Molemmilta koealueilta otettiin lisäksi häiriintymättömiä maanäytteitä maaperän lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien tutkimiseksi. Näytteiden leikkauslujuudet määritettiin kartio- ja puristuskokeilla ja kokoonpuristuvuudet vaaka- ja pystysuuntaisilla ödometrikokeilla.

4.22

Kuormittaminen

Koekuormituksia tehtiin yhteensä 32 kpl, joista 28 suoritettiin "nopeina", kuormitusaika 1 ... 60 min. Neljä kuormitusta tehtiin pitkäaikaisina, jolloin kuormitusaika oli 1 ... 2 kk.

Lyhytaikaisessa kuormituksessa kuorma aikaansaatiin 10 Mp hydraulisella tunkilla, jonka vastapainona käytettiin ensimmäisissä kuormituksissa tela-alustaista kaivinkonetta (kuva 4.21). Myöhemmät kuormitukset tehtiin rinnakkaista paalujen välistä puristaen. Pitkäaikainen kuormitus järjestettiin paalujen väliin asetetulla juosivaa'alla (kuva 4.22).

Kuormituspiste sijoitettiin 0.2 ... 1.5 m maanpinnan yläpuolelle. Kuormituksen suuruutta nostettiin portaittain 0.2 ... 1.0 Mp välein. Kuormitusta jatkettiin, kunnes tunkin liikevara loppui.

Kuva 4.21 Koekuormituslaitteisto. Haaga.



Kuva 4.22 Pitkäaikainen koekuormitus jousivaa'an avulla. Kuorman suuruus 1 Mp.



4.23

Siirtymän mittaus

Paalujen yläpäiden siirtymä mitattiin kunkin kuormitusportaan aikana 0.3 ... 0.8 m korkeuteen asennetuilla mittakelloilla, jotka oli kiinnitetty pitkään teräspalkkiin.

4.24

Kaltevuusmittaus

Tarkistusputkilla varustettujen paalujen kaltevuudet mitattiin inklinometrillä. Kaltevuusmittausten perusteella laskettiin paalujen taipumaviivat eri kuormilla.

4.25

Painemittaus

Paalun kylkeen vaikuttavan maanpaineen muutokset mitattiin yhdestä paalusta viiden eri syvyyksille asennetun Glötzlin paineanturin avulla (kuva 4.24). Paalun kuormitus tehtiin kahteen suuntaan, jolloin saatiin mitatuksi paalun edessä ja takana tapahtuneet paineenmuutokset.

Kuva 4.23 Kaltevuusmittaus puupaaluun kairatusta reiästä. Marjaniemi.



Kuva 4.24 Paineantureita asennusvaiheessa.



Taulukko 4.1 Koekuormitukset

Koekuormitus No	paalu No	paaluväline	Paalun läpimittä (cm)	Lyöntisyvyys (m)	Teräskset	Kuormituspaikka	Kuormituskorkeus (m)	Siirtymä 1 Mp kuormalla (mm)	50 mm siirtymää vastaava kuorma (Mp)	10 mm pysyvää siirtymää vastaava kuorma (Mp)
1	1	bet.	25	3.8	4 Ø 25	H	1.0	9.5	2.0	1.6
2	2	"	30	3.8	8 Ø 25	"	1.0	7.5	2.1	1.5
3	2	"	"	3.8	"	"	1.0	13		
4	3	"	"	11.3	4 Ø 25	"	1.5	2.5	4.0	4.3
5	4	"	"	7.3	"	"	1.5	1.0	4.1	4.0
6	5	"	"	5.3	"	"	1.5	1.5 ¹⁾	3.2	2.7
7	6	"	"	5.3	"	"	1.5	9.0	2.3	2.0
8	1	"	25	3.8	"	"	1.0	7.5	2.5	1.8
9	2	"	30	3.8	8 Ø 25	"	0.9	8.0	2.2	1.5
10	3	"	"	11.3	4 Ø 25	"	0.9	6.0	3.0	3.0
11	4	"	"	7.3	"	"	1.4	6.0	3.0	3.0
12	5	"	"	5.3	"	"	1.4	4.5	2.9	2.8
13	5	"	"	5.3	"	"	0.2	3.5	4.5	4.4
14	6	"	"	5.3	"	"	1.4	4.5	3.3	2.8
15	6	"	"	5.3	"	"	0.2	3.5	4.5	4.4
16	11	puu	33	> 12	-	M	0.5	8.5	2.9	3.5
17	12	"	31	> 12	-	"	0.5	12.5	2.2	2.5
18	13	"	20	> 12	-	"	0.5	13.0	2.0	2.2
19	14	"	17	> 12	-	"	0.5	25.0	1.5	2.0
20	15	"	18	> 12	-	"	0.5	58 ³⁾		
21	16	"	17	> 12	-	"	0.5	65 ³⁾		
22	21	bet.	25	> 12	4 Ø 22	"	0.5	3.0 ²⁾	3.5	3.3
23	22	"	"	> 12	4 Ø 18	"	0.5	3.0 ²⁾	3.0	2.5
24	23	"	"	> 12	"	"	0.5	3.0	3.6	3.5
25	24	"	"	> 12	"	"	0.5	3.0	3.8	3.8
26	25	"	"	> 12	"	"	0.5	3.0	3.4	2.7
27	26	"	"	> 12	"	"	0.5	3.0	3.8	3.3
28	1	"	"	3.8	4 Ø 25	H	1.0	45 ³⁾		
29	2	"	30	3.8	8 Ø 25	"	1.0	52 ³⁾		

1) routaa, 2) toistokuormitus 5 x 5 min. 3) kuormitusaika 1 kk.

H = Haaga

M = Marjaniemi

4.3

Koekuormitustulokset

Käytetyn kuormituslaitteiston rajoitetusta liikevarasta johtuen ei koekuormitettuja paaluja saatu katkeamaan. Paalujen katkaiseminen pehmeässä koheesiomaassa olisi vaatinut pitkilläkin paaluilla huomattavasti suuremman siirtymän. Lyhyillä paaluilla murtuminen tapahtuu aina maan murtumisena paalun ympäriltä. Koekuormituksilla saatiin kuitenkin selvä kuva paalun sivukuorman ja siirtymän välisestä yhteydestä, sillä aiheutetut kimmoiset ja pysyvät siirtymät olivat yleensä huomattavasti suurempia kuin meluseinämien perustuksille voidaan sallia.

Koekuormitustuloksia tullaan tarkemmin käsittelemään aiheesta myöhemmin valmistuvassa tutkimuksessa.

4.31

Paalujen siirtymät

Paalujen siirtymät 1 Mp kuormalla sekä 50 mm hetkellisen ja 10 mm pysyvän siirtymän aiheuttaneet kuormat on esitetty taulukossa 4.1.

Koekuormituksista No 12 ... 5 nähdään selvästi kuormituskorkeuden vaikutus siirtymän suuruuteen.

4.32

Pysyvä siirtymä

Pitkillä paaluilla pysyvä siirtymä oli pienempi kuin lyhyillä. Paalun siirtymän ollessa pienempi kuin 5 % paalun läpimitasta, oli pysyvä siirtymä noin 20 ... 30 % kokonaissiirtymästä.

4.33

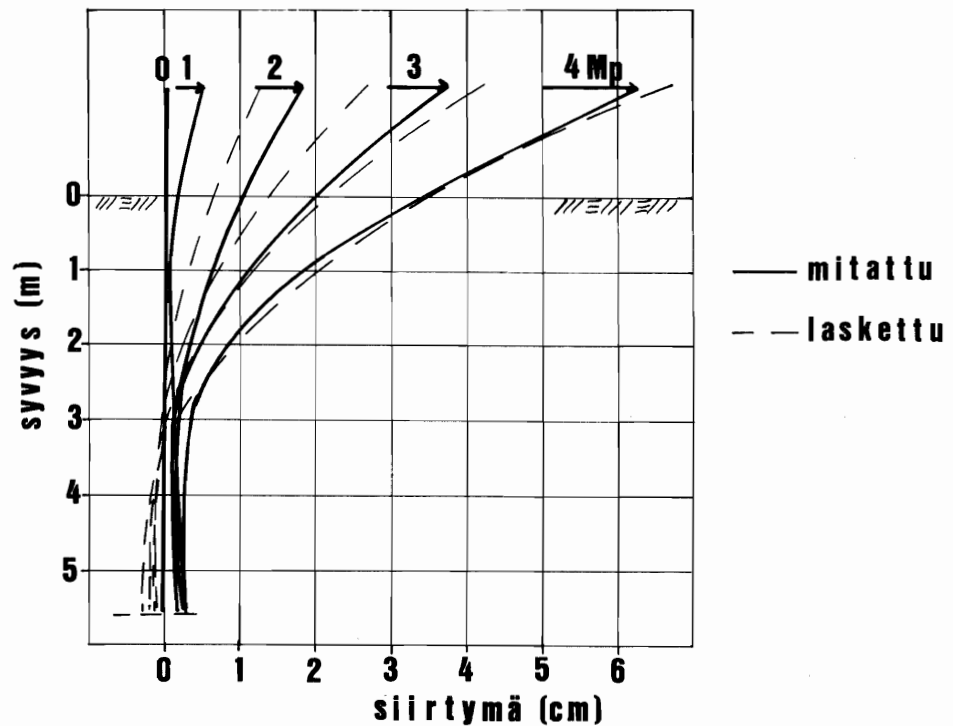
Alustaluku

Paalujen siirtymät laskettiin tietokoneen avulla pitäen paalua kimmoisesti tuettuna palkkina, jonka tukien jousivakiot ovat verrannollisia maakerrosten leikkauslujuuksiin ja tukipaine enintään yhdeksänkertainen maan leikkauslujuus. Alustalukuna käytettiin $k_h = 130 \text{ s/B (2)}$.

missä s = leikkauslujuus
 B = paalun leveys.

Koetulokset yhtyivät verraten hyvin laskemalla saatuihin arvoihin (kuva 4.31). Erot olivat suurimmat aivan pienillä sekä hyvin suurilla kuormilla. Tämä selittyy paalujen jäyhyyden vaihtelulla kuormituksen aikana (vrt. 4.33). Laskelmissa käytettiin keskimääräisiä jäyhyyden arvoja (paaluille 3-6 EI = 1400 Mpm^2).

Kuva 4.31 Paalun No 3 mitattu ja laskettu siirtymä.



Lyhyille paaluille 1, 2, 5 ja 6 alustaluvut laskettiin lisäksi paalun tasapainoehdoista olettaen paalu äärettömän jäykäksi. Alle 1 cm siirtymällä saatiin alusta luvun arvoksi tällöin 120 ... 200 s/B ja 3 cm:n siirtymällä 40 ... 60 s/B.

4.34

Painemittaustulokset

Paineantureilla mitatut paineet osoittivat noin 60 % paalua pystyssä pitävästä paineesta kehittyvän paalun edessä. Loppuosa paalun kantavuudesta aiheutuu paalun sivuissa vaikuttavasta leikkausvoimasta, sekä maanpaineen vähenemisestä paalun takana.

Paineanturien alustaluvuksi saatiin pienillä kuormilla 110 ... 140 s/B. Yli 1 cm siirtymällä olivat alustaluvut 30 ... 50 s/B.

4.35

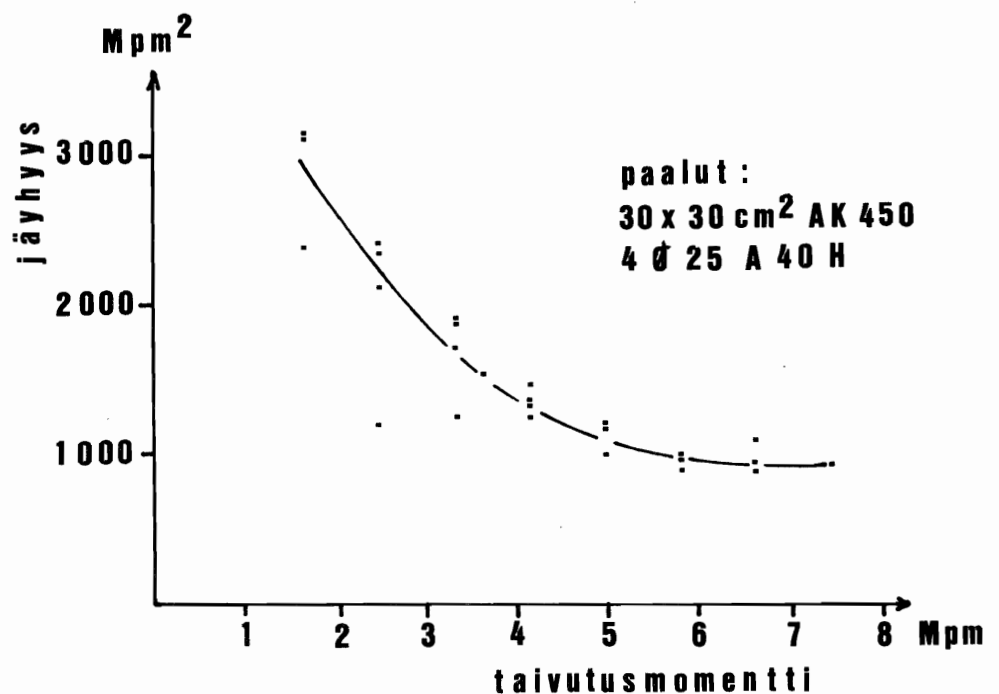
Paalujen taivutusjäyhyys

Teräsbetonipaalujen taivutusjäyhyys pienenee huomattavasti taivutusmomentin kasvaessa syntyvien halkeamien vuoksi. Kuvassa 4.32 on esitetty Haagassa kuormitettujen paalujen jäyhyiden muutokset kaltevuusmitausten perusteella laskettuina.

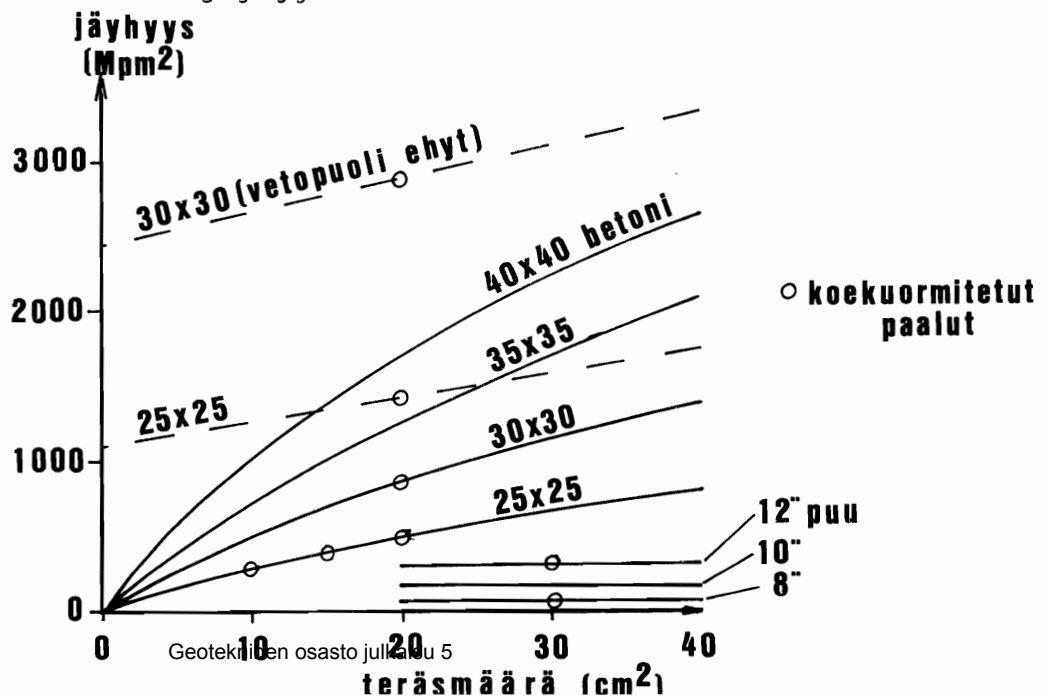
Jäyhyden pieneneminen on suurimmaksi osaksi pysyvää, ts. uudestaan kuormitettaessa jäyhyys ei pienelläkään kuormilla palaudu entiselleen. Tästä syystä täytyy paaluja mitoitettaessa jäyhyys laskea olettaen vetopuoli halkeilleeksi, sillä halkeamia saat-
taa syntyä jo paalun kuljetuksen ja lyönnin yhteydes-
sä.

Kuvassa 4.33 on esitetty erikokoisten paalujen las-
ketut taivutusjäyhydet. Betonin lyhytaikaiseksi kim-
mokertoimeksi on oletettu $E = 350\,000\text{ kp/cm}^2$ ja puul-
le $E = 75\,000\text{ kp/cm}^2$.

Kuva 4.32 Teräsbetonipaalujen jäyhyden pieneneminen
kaltevuusmittausten mukaan.



Kuva 4.33 Eräiden paalutyyppien lasketut taivutus-
jäyhydet.



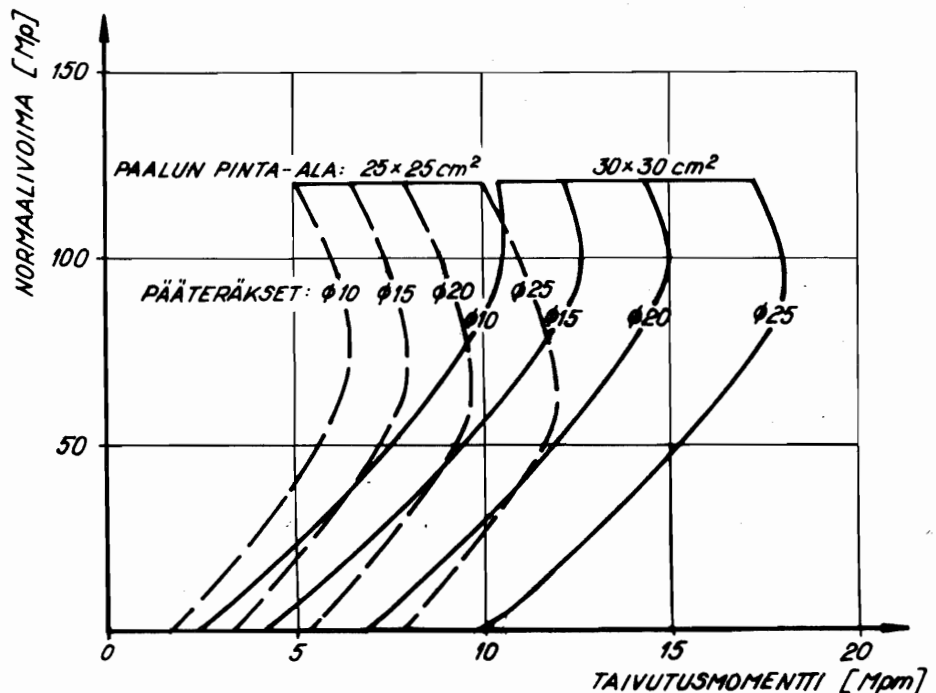
4.36

Paalujen murtomomentti

Paalujen murtomomentit laskettiin olettaen teräksen myötölujuudeksi $\sigma_m = 4200 \text{ kp/cm}^2$ ja betonin jännityskuvio paraboliseksi, suurimman jännityksen ollessa $2/3 K$, ($K = 450 \text{ kp/cm}^2$). Haagassa käytetylle paalutyypille (paalut 3-6) murtomomentti on näin laskettuna noin 10 Mpm (kuva 4.34).

Koekuormituksessa kuului paalusta No 3 voimakas paukahdus kuorman ollessa 4.5 Mp. Paalun suurin taivutusmomentti oli silloin noin 13 ... 14 Mpm.

Kuva 4.34 Teräsbetonipaalujen taivutusmomentin ja normaalivoiman välinen yhteys murtotilassa.



4.37

Lujuuden lisääntyminen

Paalua lyötäessä maa häiriintyy paalun ympärillä ja lujittuu uudelleen aikaa myöten. Pystysuuntaisissa koekuormituksissa on koheesiopaalujen havaittu saavutettavan lopullisen kantavuutensa muutamassa kuukaudessa.

Haagan koepaalut kuormitettiin 1 viikon ja 6 kuukauden kuluttua lyönnistä.

Alle 1.0 Mp kuormilla oli paalujen siirtymä ensimmäisellä kerralla 1.5 ... 2-kertainen jälkimmäiseen kuormitukseen verrattuna, lukuunottamatta pitkiä paaluja

No 3 ja 4, jotka ilmeisesti vaurioituivat ensimmäisessä kuormituksessa. Suuremmilla kuormilla ero tasaantui, mikä osoittaa häiriintyneen vyöhykkeen olleen verraten kapea.

Erot pienillä kuormilla johtuvat osittain myös paalujen jäyhyiden vähenemisestä ensimmäisessä kuormituksessa.

4.38

Pitkäaikainen alustaluku

Pitkäaikaisessa kuormituksessa alustaluku pieneni hidastuvalla nopeudella 1 kk aikana 65 ... 80 %. Käytetty kuorma oli murtokuormaan verrattuna melko suuri. Pienemmillä kuormilla olisi pitkäaikainen alustaluku saattanut olla suurempi.

4.39

Koekuormitustulosten tarkastelu

Koekuormitukset osoittivat, että vielä yli 5 m pituinen teräsbetonipaalu murtuu tyypillisellä helsinkiläisellä savikolla kaatumalla. Pitemmät paalut taipuvat jyrkimmin noin 3.0 m:n syvyydellä kuorman vaikutuksessa 1.5 m korkeudella. Paalujen siirtymä voidaan melko luotettavasti laskea tietokoneen avulla alustalukumenetelmällä olettaen alustaluvuksi pienillä siirtymillä $K_n = 130 \text{ s/b}$.

Keskimääräistä saven leikkauslujuutta käyttäen voidaan paalujen mitoitus tehdä myös käyrästöjen avulla. (Kts. 5.3).

5. MELUSEINÄMÄN PAALUPERUSTUKSEN MITOITTAMINEN

5.1 Mitoitusperusteet

Paaluperustus mitoitetaan siten, ettei vaakakuormien aiheuttama pysyvä siirtymä maanpinnan tasossa ylitä 1 cm eikä vierekkäisten paalujen painumaero seinämän rakenteesta riippuen 0 ... 1 cm. Lisäksi paalun varmuuden murtumista vastaan tulee olla riittävä.

5.11 Pystykuormat

Pystykuormina tulee kysymykseen seinämän oma paino, paalun ja maan eri suuresta tilavuuspainosta johtuva kuorma sekä kuormitetussa maassa negatiivinen vaippahankaus.

5.12 Tuulikuorma

Tuulikuormaksi voidaan otaksua 60 kp/m^2 ja se vaikuttaa seinämän korkeuden puolivälissä.

5.13 Aurakuorma

Auraulumen aiheuttamaa rasitusta seinämälle voidaan karkeasti arvioida aurauksijoneuvon painon, moottoritehon ja aurattavan lumen vesiarvon perusteella, olettaen koko lumimassan osuvan seinämää. Lumikerroksen paksuuden vaihdellessa saattaa hetkellinen rasitus olla moninkertaisesti suurempi kuin aurauksijoneuvon maksimitehon mukaan laskettu voima. Koska seinämälle tällöin mahdollisesti aiheutuva vaurio kuitenkin jää paikalliseksi, voitaisiin ainakin helposti korjattavissa elementtiseinämissä ajatella auran kolminkertaisen työntökyvyn perusteella lasketun voiman riittävän mitoitusperusteeksi. Toisin sanoen oletettaisiin lumikerroksen suurimman vahvuuden olevan kolme kertaa lumikerroksen keskimääräinen vahvuus.

Kun lumisuihkun voimaa toisaalta rajoittaa lumen vesiarvon suuruus sekä toispuolisella auralla varustetussa aurauksijoneuvossa etupyörien pitokyky, saadaan mitoitusrasitukseksi pienin arvoista:

$$F_1 = 3 P/v$$

$$F_2 = \mu G$$

$$F_3 = 1/2 \int h D v_1^2$$

missä:

P = aurausteho

G = toispuolisella auralla varustetun ajoneuvon etuakselilla oleva paino tai 1.5 kertaa kaksipuolisella auralla varustetun ajoneuvon vetävän akselin paino

v = auran nopeus

v_1 = lumisuihkun neliöllinen keskinopeus seinämän kohdalla (riippuu aurauskulmasta, seinämän etäisyydestä, auran nopeudesta ym. tekijöistä)

δ = lumen tiheys

h = lumikerroksen suurin paksuus

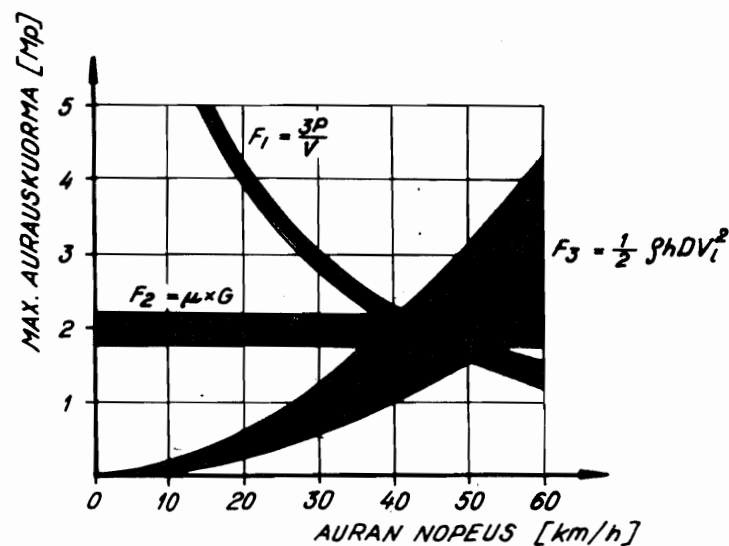
D = auran leveys

μ = kitkakerroin

Kuvassa 5.11 on esitetty edellä olevaan perustuen suurin mahdollinen aurauskuorma, kun aurausteho on 100 Hv, etuakselin paino 8 Mp, kitkakerroin 0.25 ja lumen vesiarvo 50 mm. Lumisuihkun nopeudeksi on oletettu 1 ... 1.5 kertaa auran nopeus. Lumisuihkun vaikutusta vähentää seinämän etäisyys tiestä, jolloin osa lumesta ehtii pudota maahan.

Seinämän sijainnista riippuen voitaneen aurauskuorman suuruudeksi olettaa 0 ... 1.5 Mp.

Kuva 5.11 Aurauskuorman suuruuteen vaikuttavia tekijöitä.



TVH:n toimesta on maaliskuussa 1974 tutkittu seinämän etäisyyden ja auran nopeuden vaikutusta aurauskuormaan. Tutkimustulokset tultaneen julkaisemaan lähiaikoina.

5.14

Kuormitusyhdistelmä

Aurauskuorman epämääräisyydestä johtuen ehdotetaan, että meluseinämän paaluperustus mitoitetaan tuulikuorman aiheuttamalle siirtymälle ja tuuli- ja aurauskuorman yhteisvaikutuksen aiheuttamalle murtumiselle.

5.2

Paalun mitoittaminen pystykuormalle

Paalut mitoitetaan lyöntipaalutusohjeen mukaan (6.)

Kitkamaassa paalun pituus määräytyy yleensä vaakakuorman perusteella riittäväksi. Koheesiomaassa on paalun kantavuus tarkistettava maan leikkauslujuuden ja paalun pinta-alan perusteella. Varmuuskertoimenä käytetään $F = 2$, jolloin painumat ovat vähäisiä.

5.3

Paalun mitoittaminen vaakakuormalle

Paalun mitoittaminen on kokeilutehtävä.

Mitoitus voidaan yleensä tehdä murtokuorman perusteella varmuuskerrointa käyttäen. Mikäli sallittu siirtymä on paalun läpimittaan verrattuna pieni, suoritetaan mitoitus sallitun siirtymän perusteella.

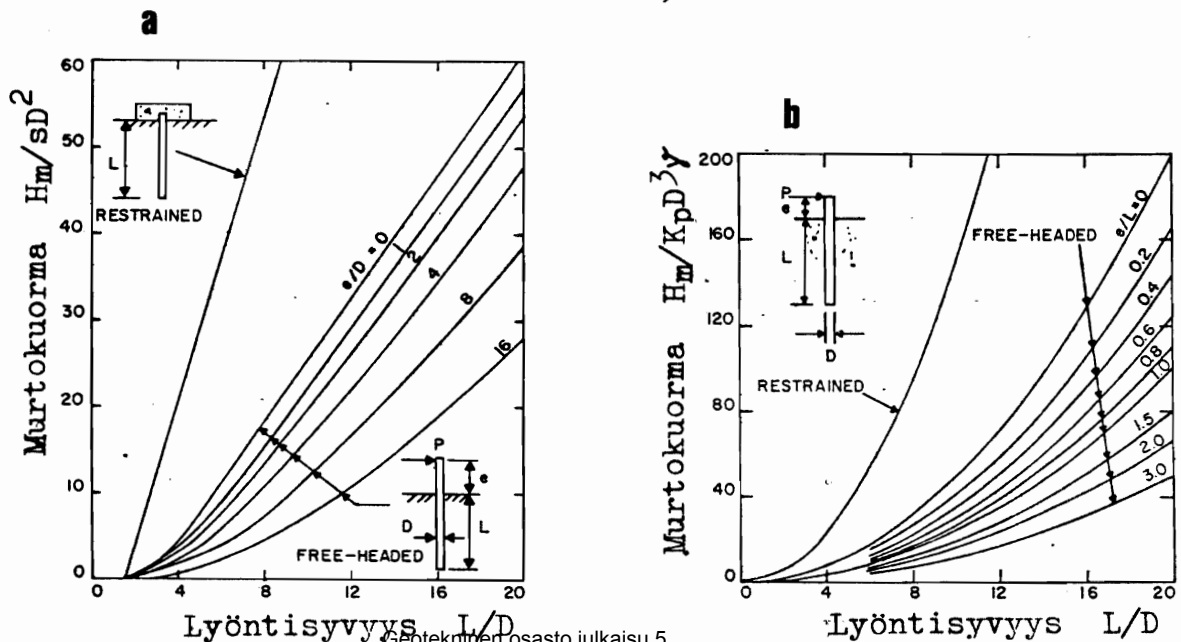
5.31

Murtokuorma

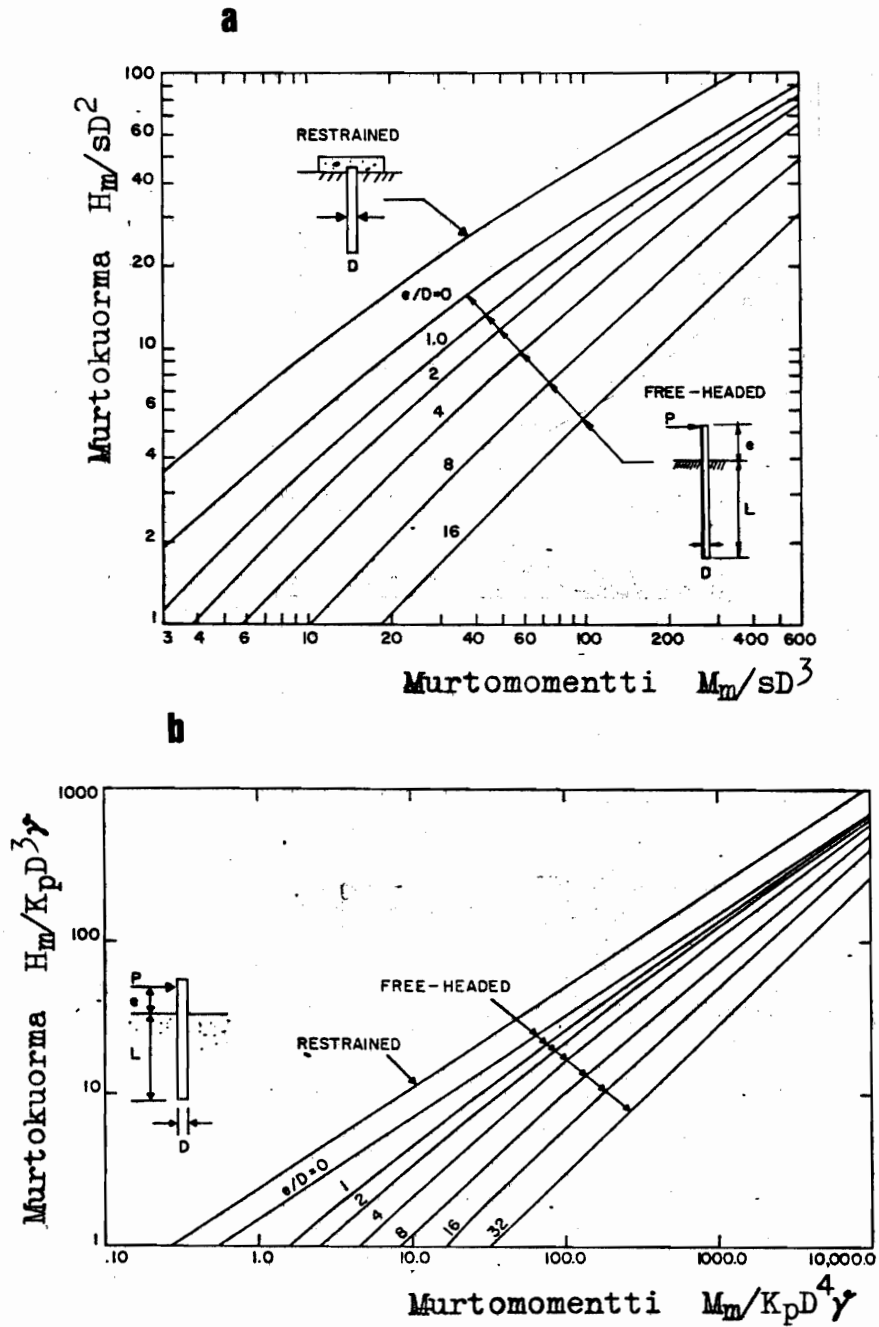
Paalun murtuminen tapahtuu joko paalun kaatumisena tai katkeamisena. Edellisessä tapauksessa murtokuorman määrää paalun pituus, ja jälkimmäisessä paalun taivutusvastus.

Paalun vähimmäispituus voidaan määrittää koheesiomaassa kuvan 5.31a ja kitkamaassa kuvan 5.31 b perusteella (Broms 2).

Kuva 5.31 Paalun pituuden vaikutus murtokuormaan
a) koheesio-, b) kitkamaassa (2).



Kuva 5.32. Paalun murtomomentin vaikutus murtokuor-
maan a) koheesio-, b) kitkamaassa. (2).



Merkinnät:

H_m = murtokuorma = $H \times F$

H = vaakakuorma (mitoituskuorma)

F = varmuuskerroin

e = kuormituskorkeus

D = paalun läpimitta

L = paalun lyöntisyvyys

M_m = paalun murtomomentti

s = koheesiomaan keskimääräinen leikkauslujuus
= maan tehokas tilavuuspaino

K_p = passiivipainekerroin = $(1 + \sin \emptyset) / (1 - \sin \emptyset)$

$\emptyset$ = kitkamaan sisäinen kitkakulma.

Varmuuskertoimen suuruus riippuu maaperätietojen tarkkuudesta ja kuormituksen luonteesta. Yleensä tulisi varmuuskertoimen olla $F = 2$. Avaruskuormalle mitoitettaessa voidaan koheesiomaassa tyytyä jonkin verran pienempään varmuuteen, sillä kuormituksen lyhytaikaisuuden vuoksi murtuminen ei ehdi tapahtua.

Tarvittava momentinkestävyys saadaan kuvasta 5.32.

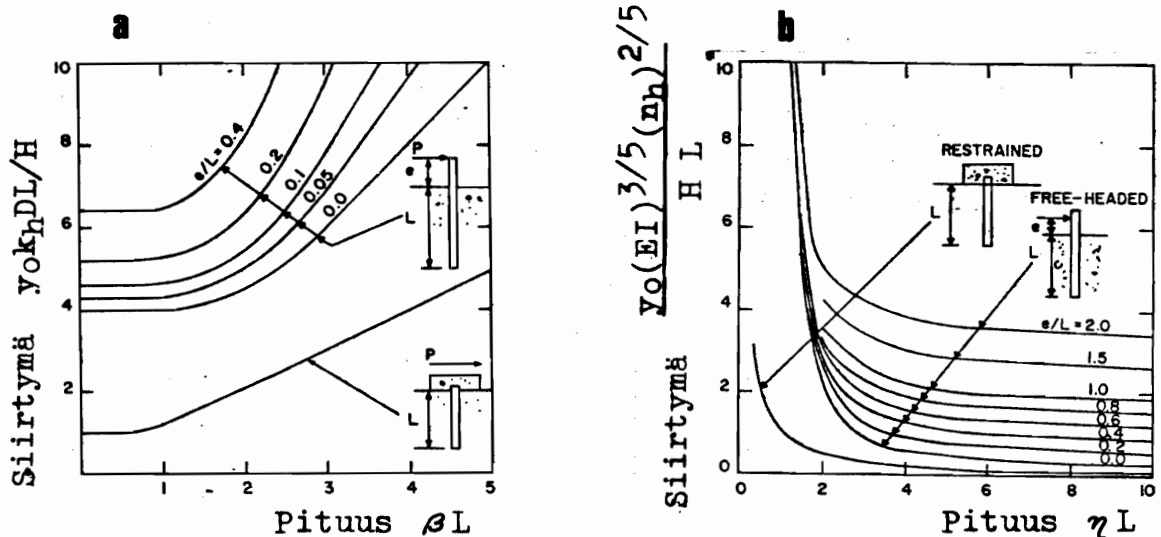
Mitotettaessa paalu sallittuja jännityksiä käyttäen, ei vaakakuormaa tarvitse kertoa varmuuskertoimella, jolloin käyrästäissä $M_m = M_{sall}$ ja $H_m = H$.

5.32

Paalun siirtymä

Paalun siirtymä maanpinnan tasossa voidaan määrittää kuvasta 5.33.

Kuva 5.33. Paalun siirtymä maanpinnan tasossa a) koheesiomaassa, b) kitkamaassa. (2).



Merkinnät:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4 EI}} = \text{pituuskerroin koheesiomaassa}$$

$$\eta = \sqrt[5]{n_h / EI} = \text{pituuskerroin kitkamaassa}$$

EI = paalun taivutusjäyhyys

k_h = alustaluku koheesiomaassa = 130 s/d

n_h = alustakerroin kitkamaassa.

Alustakertoimen arvoja on esitetty mm. lähteessä (9).

Mikäli siirtymä edellä esitetyllä tavalla laskettuna kasvaa koheesiomaassa suuremmaksi kuin paalun läpimitasta riippuva murtoraja $y_m = 9 sD^2/k_h$, ei laskelma enää päde. Virhe on sitä suurempi, mitä suurempi laskettu siirtymä on.

Murtorajan tuntumassa pysyvä siirtymä on yleensä noin 20 ... 30 % kokonaissiirtymästä.

5.33

Lujuusarvojen valinta

Edellä esitetyissä menetelmissä oletetaan maakerros homogeeniseksi. Käytännössä näin on harvoin asiantaita, vaan maan lujuusarvot vaihtelevat kerroksittain.

Keskimääräisiä lujuusarvoja valittaessa tulee painottaa pintakerrosten lujuusarvoja. Paalun siirtymä määräytyy taivutusjäyhyydestä riippuen yleensä ylimmän 2 ... 4 m matkalla. Pienempi luku soveltuu ohuille puupaaluille.

5.34

Tarkemmat menetelmät

Kaksikerroksisille koheesiomaasysteemeille on olemassa valmiit mitoituskäyrästöt, joista ilmenee paalun siirtymä ja momentin jakautuma (3).

Monimutkaisemmat tapaukset voidaan helpoimmin ratkaista tietokoneella pitäen paalua kimmoisesti tuettuna palkkina, jonka tukien jousivakiot ovat riippuvaisia maakerrosten lujuusarvoista. Haluttaessa voidaan sekä maan että paalun todelliset muodonmuutosfunktiot ottaa huomioon ohjelmassa.

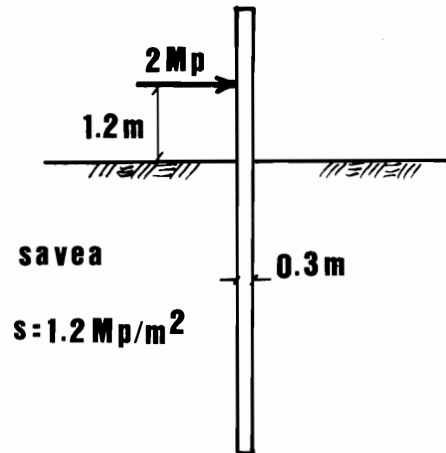
Luiskassa sijaitsevan perustuksen mitoittamisesta on annettu ohjeita lähteessä (7).

5.35

Mitoitusesimerkki

Mitoitettava kuvassa
5.34 esitetty paalu ja
laskettava sen siirtymä
maanpinnan tasossa.

Kuva 5.34



Varmuuskertoimella $F = 2$ saadaan murtokuormaksi $H_m = 4 \text{ Mp}$.

$$H_m / s D^2 = 4 \text{ Mp} / 1.2 \text{ Mp} / 0.09 \text{ m}^2 = 38$$

$$e/D = 1.2 \text{ m} / 0.3 \text{ m} = 4$$

Kuvan 5.31 perusteella saadaan paalun pituudeksi:

$$L = 17.5 \cdot D = 5.25 \text{ m}$$

Valitaan $L = 6 \text{ m}$.

Taivutusmomentti saadaan kuvasta 5.32:

$$M = 280 / s / D^3 = 9.1 \text{ Mpm}$$

Kuvan 4.34 perusteella valitaan teräksiksi 4 Ø 25.

Paalun jäyhyys on kuvan 4.33 mukaan $EI = 850 \text{ Mpm}^2$, jolloin:

$$\beta = \frac{k_h D}{4 EI} = 0.46 \frac{1}{\text{m}}$$

Kuvasta 5.33 saadaan siirtymäksi maanpinnan tasossa:

$$Y_o = \frac{8.5 \cdot 2 \text{ Mp}}{130 \cdot 1.2 \text{ Mp/m}^2 \cdot 6 \text{ m}} = 1.8 \text{ cm}$$

Pysyvä siirtymä on tästä noin 20 ... 30 % eli 4 ... 5 mm.

Laskelma on voimassa, sillä siirtymä on pienempi kuin 30 cm leveän paalun murtoraja:

$$Y_m = \frac{95 \cdot 0^2}{k_n} = 2.1 \text{ cm.}$$

6.

MELUSUOJARAKENTEIDEN KUSTANNUKSET

Seuraavassa on esitetty melusuojarakenteiden arvioit-
dut rakennuskustannukset 3 metrin korkuisille esteil-
le. Yksikköhinnat on saatu perustusten osalta geotek-
nillisen toimiston tiedotteesta No 3 (1.3.1974). Ylä-
rakenteiden osalta on suoritelmäärät saatu TVH:n jul-
kaisusta No 2.367. Kustannukset ovat välittömiä kus-
tannuksia, joihin on lisätty urakoitsijan yhteiset
ja yleiskustannukset ja ne on tarkistettu rakennus-
kustannusindekseillä lokakuun 1974 tasoon. Melusuoja-
rakenteiden alle jäävän maan lunastushinta ei sisäl-
ly kustannuksiin.

6.1

Maavalli

Maavallit on oletettu rakennettaviksi ylijäämämassois-
ta, joten massojen osalta on laskettu vain käsitte-
lykustannukset. Maavallin rakennuskustannukset juoksu-
metriä kohti on esitetty alla olevassa taulukossa.

Perustamistapa	Rakennuskustannukset mk/jm
Maanvarainen valli	
ylijäämämassoista	238,-
Koksikuonavalli	470,-
Asumajätevalli	350,-
Massanvaihto 4 m syvyyteen	790,-
Pengerpaalutus	3000,-
Pystyöjitus	970,-

Kustannusarviot perustuvat seuraaviin suoritelmääriin
ja yksikköhintoihin:

suorite	suorite- määrä	yksikkö- hint	kerroin y	kustannus mk/jm
<u>Maanvarainen valli</u>				
massojen vastaanotto ja tiiv.	22 m ³	2,50/m ³	1.5	82,50
luiskan muotoilu				15,00
luiskan nurmetus ja istutus	13 m ²	5,- /m ²	1.5	97,50
niskaoja ja laskuputki				30,00
			yht.	225,-
<u>Koksikuonavalli</u>				
maavalli				225,-
koksikuonan kuljetus	16 m ³	10,- /m ³	1.5	240,-
			yht.	465,-
<u>Asumajätevälli</u>				
maavalli				225,-
peitemaan väliavarastointi	12 m ³	5,- /m ³	1.5	90,-
"ylimääräinen" muotoilu	12 m ³	2,- /m ³	1.5	36,-
			yht.	351,-
<u>Pengerpaalutus</u>				
maavalli				225,-
teräsbetonipaalut 25x 25 cm ²				
k/k 2.00 m	30 jm	51,- /jm	1.5	2295,-
paaluhatut 120x120 cm ²	2,5 kpl	195,- /kpl	1.5	730,50
			yht.	3025,50
<u>Massanvaihto, syvyys 4 m</u>				
maavalli				
saven kaivu ja ajo	25 m ³	15,- /m ³	1.5	562,-
louheen käsittely	25 m ³	5,- /m ³	1.5	187,50
			yht.	787,-
<u>Pystyjoitus</u>				
maavalli				225,-
pahvipystyjojat k/k 1.6 m	44 jm	10,- /jm	1.5	660,-
suodatinkerros	4 m ³	16,- /m ³	1.5	81,-
			yht.	966,-

Kerroin "y" sisältää työmaan yhteiskustannukset ja urakoitsijan yleiskustannukset.

6.2

Meluseinämä

Alla olevassa taulukossa on 3 m korkuisten meluseinämien välittömät kustannukset seinämetriä kohti.

Betoniseinät on tehty laudoittamalla. Suurmuottoseinän hinta on likimain yhtä suuri kuin elementtiseinän.

4 metrin korkuisten seinämien kustannukset ovat noin 25 ... 30 % suuremmat.

Perustamistapa	seinämän materiaali			
	puu mk/jm	tiili mk/jm	betoni- elementti mk/jm	betoni mk/jm
Pilariantura				
- routimaton pohjamaa	710		639	990
- routiva "	900		830	1180
- pehmeikkö	1330		1260	2570
Paaluperustus				
- massanvaihto	960		890	1240
- joustava nauha	810		740	1090
Kallioperustus				
- tasainen kallio	820		750	1100
- seinämien alaosa valetaan paikalla			870	
Anturaperustus				
- routimaton pohjamaa		760		
- routiva pohjamaa		940		
- pehmeikkö		1340		

Kustannukset on arvioitu 4 metrin pituiselle seinämän osalle seuraavien suoritelmäärien ja yksikköhintojen perusteella:

Suorite	suorite määrä	yks. hint	kerroin y	kustannus mk	yhteensä mk
Puuseinämä	12 m ²	99,00	1.5	1787	1787
Tiiliseinämä	12 m ²	110,70	1.5	1993	1993
Betoniseinämä					
- elementti	12 m ²	90,00	1.4	1512	1512
- suurmuotti	12 m ²	80,00	1.5	1440	1440
- laudoitettu	12 m ²	162,00	1.5	2916	2916
<u>Pilariantura</u>					
pilarielementti 0,2x0,2x3,6 m ³	0.144 m ³	1800,-/m ³	1.4	363	
anturaelementti 0,5x0,7x1,9 m ³	0.665 m ³	700,-/m ³	1.4	651	
asennus					
a) kaivu ja täyttö	1 m ³	20,-/m ³	1.5	30	1044
b) massanvaihto	15 m ³	35,-/m ³	1.5	787	1801
c) massanvaihto	15 m ³	35,-/m ³	1.5	787	
teräsbet. paalut 25x25 cm ²	20 jlm	51,-/jlm	1.5	1530	
terästen esiinot- to paalun päästä	2 kpl	63,-/kpl	1.5	189	3520
<u>Paaluperustus</u>					
paalu 25 x 25 cm ²					
+ 40 25	10 jlm	65,-/jlm	1.5	975	
asennustyö	1 kpl	200,-/kpl		300	
a) huokoinen kumilevy	4 jlm	30,-/jlm	1.5	180	1455
b) massanvaihto	15 m ³	35,-/m ³	1.5	787	2062
<u>Kallioperustus</u>					
pilarielementti				363	
louhinta ja puhdistus	0,5 m ³	200,-/m ³	1.5	300	
juotetut teräksiset	4 kpl	55,-/kpl	1.5	330	
betonointi ja rau- doitus	0,5 m ³	350,-/m ³	1.5	263	
asennustyöt	1 kpl	150,-/kpl	1.5	225	
a) -					1481
b) seinämän alareunan bet.	0,2 m ³	350,-/m ³	1.5	105	
laudoitus	4 m ²	65,-/m ²	1.5	390	1976

suorite	suorite- määrä	yks. hint	kerroin y	kustannus mk	yhteensä mk
<u>Anturaperustus</u>					
betonointi 0,25x1,5x4 m ³	1,5 m ³	350,-/m ³	1.5	780	
laudoitus 2x0,25x4 m ²	2 m ²	65,-/m ²	1.5	195	
a) kaivu ja täyttö	2 m ³	20,-/m ³	1.5	60	1035
b) massanvaihto	15 m ³	35,-/m ³	1.5	787	1762
c) massanvaihto	14 m ³	35,-/m ³	1.5	787	
paalut 25x25 cm ²	20 jm	51,-/jm	1.5	1530	
terästen esiin otto					
paalun päästä	2 kpl	65,-/kpl	1.5	189	3481

Kerroin "y" sisältää työmaan yhteiskustannukset ja urakoitsijan yleiskustannukset.

6.3

Melukaide

Melukaiteen kustannuksiksi voidaan arvioida sillalla elementin hinta kiinnityksineen, sillä kaidepylväiden normaali mitoitus riittää myös melukaiteelle.

Penkereellä joudutaan kaide tukemaan normaalia tiheämmin, minkä vuoksi kustannukset ovat jonkin verran suuremmat.

Elementtien materiaalista ja jännevälistä riippuen on melukaiteen aiheuttama lisähinta sillalla noin 200 ... 300 mk/jm ja penkereellä 350 ... 500 mk/jm.

7.

MELUSUOJARAKENTEET HELSINGISSÄ

Kaupunkisuunnitteluviraston julkaisussa B:3/73 on esitetty ehdotukset melusuojarakenteiksi Helsingin runkoväylien varsille. Tämän ohjelman kustannukset on tarkistettu edellä esitettyjä yksikköhintoja käyttäen.

Meluseinämät on oletettu rakennettaviksi betonielementeistä. Pohjasuhteet on arvioitu geoteknillisen toimiston julkaiseman Helsingin geoteknillisen kartan perusteella. (GEO 10 M/10.1972).

Pehmeikköalueilla on savimaalajien alapinta yleensä n. 5 m syvyydessä, Sisäkehätiellä ja Ohikulkutiellä kuitenkin paikoitellen yli 15 m. Kitkamaa-alueet on tarkempien tietojen puuttuessa oletettu routiviksi. Seinämän keskimääräisiksi kustannuksiksi on oletettu 900 mk/jm.

väylä	maavalli				meluseinä				Yht. 1000 mk
	kitka- maa jm	mk/ jm	koheesio- maa jm	mk/ jm	kitka- maa jm	mk/ jm	koheesio- maa jm	mk/ jm	
Länsiväylä	180	250	300	450	500	900	500	900	1080
Läntinen moottorit.					1400		600		1800
Vihdintie					180		100		252
Nurmijärventie	1400				4350		2500		6485
Tuusulantie					4450		1100		4995
Lahdentie	2420				2580		.		2867
Itäväylä					2270		200		2223
Sisäkehätie					8810		1450		9234
Ohikulkutie							1400		1260
Yhteensä	5000		300		24540		7850		30191

Edellä esitetyt kustannukset, yhteensä n. 30 milj. mk. ovat urakoitsijan kustannuksia lokakuussa 1974.

Todellisia rakennuskustannuksia arvioitaessa tulee em. kustannuksiin lisätä vielä rakennuttajan suunnittelukustannukset ja työn valvontakustannukset sekä mahdolliset kustannustason nousun aiheuttamat lisäkustannukset.

LÄHDELUETTELO:

- (1) Anttikoski, U.: "Helsingin massatalousongelmat",
Massansiirto 2/1973
- (2) Broms, B.: "Design of Laterally Loaded Piles",
Journal of the Soil Mechanics and Foundation
Division, ASCE, VOL. 91, SM 3, May 1965.
- (3) Davisson & Hill: "Laterally Loaded Piles in a Layered
Soil System", Journal of the Soil Mecha-
nics, ASCE, VOL. 89, SM 3, May 1963.
- (4) Helsingin runkoväylien meluselvitys v. 1985, Helsingin
kaupunkisuunnitteluviraston liikennesuunnittelu-
osaston julkaisuja B:3/73. Helsinki 1973.
- (5) Kunnallistekniikan geoteknillinen tutkimus ja suunnittelu,
Helsingin kaupungin geoteknillisen toimiston
tiedote 3. Helsinki 1973.
- (6) Lyöntipaalutusohjeet, LPO-72. Suomen Geoteknillinen yhdis-
tys, Otaniemie 1972.
- (7) Maarakennusalan tutkimus- ja suunnitteluohjeita, Tie- ja
vesirakennushallitus, Helsinki 1970.
- (8) Meluesteet. Tie- ja vesirakennushallitus. Moniste No 2.367.
Helsinki 1974.
- (9) Pohjarakennus. RIL 95 . Helsinki 1974.
- (10) Täyttömäkien rakentaminen kaupunkialueella, Helsingin kau-
pungin geoteknillisen toimiston tiedote No 4
Helsinki 1974.