

## **Selvitys betonikivien kulutuskestävyydestä ja soveltuvuudesta ajoneuvoliikenteen alueille**

Mikko Kettunen

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi diplomi-insinöörin tutkintoa varten.

Espoossa 8.10.2012

Valvoja: Professori Terhi Pellinen

Ohjaaja: DI Henry Westlin

AALTO-YLIOPISTO INSINÖÖRITIEDEIDEN KORKEAKOULU PL 12100, 00076 Aalto <a href="http://www.aalto.fi">http://www.aalto.fi</a>		DIPLOMITYÖN TIIVISTELMÄ	
Tekijä: Mikko Kettunen			
Työn nimi: Selvitys betonikivien kulutuskestävyydestä ja soveltuvuudesta ajoneuvoliikenteen alueille			
Tutkinto-ohjelma: Yhdyskunta- ja ympäristötekniikka			
Pää-/sivuaine: Liikenne- ja tietekniikka			
Professori: Tietekniikka		Koodi: Yhd-10	
Työn valvoja: Professori Terhi Pellinen Työn ohjaaja(t): DI Henry Westlin			
<p>Betonikiveysten kestävyys ajoneuvoliikenteen alueilla on ollut ongelma viime vuosina. Betonikivet ovat monissa kohteissa kuluneet huonoon kuntoon 2-3 vuodessa. Vantaan kaupungin kokemusten mukaan betonikivien laatu on heikentynyt viimeisten kahdenkymmenen viime vuoden aikana. Vielä 1980-luvulla tutkimusten mukaan betonikivien kulutuskestävyys oli asfalttia parempi ja elinkaari päällystemateriaalina pidempi. Tämän työn tavoitteena oli selvittää, miksi betonikivet eivät kestä ajoneuvoliikenteen alueilla. Työ toteutettiin kirjallisuustutkimuksena ja tekemällä vaurio-inventointi Vantaan ja Helsingin kaupunkien betonikivikohteissa. Laboratoriokokeissa testattiin betonikivien kulutuskestävyyttä ja Prall-kokeen soveltuvuutta betonikivien testaamiseen. Lisäksi työtä varten rakennettiin Vantaalle koekohde, jonka avulla oli tarkoituksena selvittää, kuinka nopeasti betonikivi vaurioituu rakenteessa ollessaan ja seurata betonikiveyksen rakentamisen eri vaiheita.</p> <p>Kirjallisuustutkimuksen perusteella betonikiven kulutuskestävyyteen vaikuttavat erityisesti sementtipitoisuus, sementin lujuus, vesi-sementtisuhte, kiviaineksen kovuus ja rakeisuus sekä jälkihoito. EU-standardin mukaan betonikivien kulutuskestävyys testataan pyöräkulutustestillä tai Böhme-testillä. Testit on tarkoitettu liikenneympäristöön, jossa ei ole nastarengaskulutusta. Lisäksi EU-standardin mukainen säänkestävyydesti, jolla testataan betonikivien kemiallista kestävyyttä ja jäätymsulamiskestävyyttä on tarkoitettu Keski-Euroopan oloihin eikä vastaa Suomen oloja. Inventointien perusteella havaittiin, että tyypillinen ja vakavin ongelma oli betonikiven pinnan kuoriutumisen, jopa 2 cm syvyyteen kiven paksuudesta. Työtä varten rakennetun koekohteen betonikivien pinta oli alkanut rapautua jo noin puolen vuoden kuluttua rakentamisesta, mikä on huomattavasti nopeammin kuin on aikaisemmin luultu. Valmistajien ja kunnossapitäjien mukaan suurimpia syitä betonikivien kulumiselle ovat ajoneuvoliikenne, erityisesti nastarengasliikenne, tiesuola sekä veden jäätymsulamissyklit.</p> <p>Laboratoriokokeita tehtiin Böhme-testillä. Toiseksi koemenetelmäksi valittiin Prall-koe, joka on standardin mukainen testi asfaltin nastarengaskulutuskestävyyteen. Suurin osa betonikivistä menestyi Prall-kokeessa heikosti ja betonikivien kulutuskestävyydessä oli suuria eroja. Ainoastaan kaksi betonikivityyppiä läpäisi alimman asfaltille asetetun kulumisluokan vaatimukset. Böhme-kokeessa vain yksi ajoneuvoliikenteen alueille tarkoitettu betonikivityyppi ei läpäissyt EU-standardissa asetettuja vaatimuksia. Betonikivien lisäksi testattiin myös uutta polymeerikiveä, jossa sideaineena on sementin sijaan käytetty polymeerihartsia. Polymeerikivet menestyivät molemmissa kokeissa erittäin hyvin, kuluma-arvo oli noin puolet parhaiden betonikivien kuluma-arvosta. Kokeiden perusteella Prall-koe soveltuu betonikivien testaamiseen, mutta tämän varmistamiseksi tarvitaan vielä lisäkokeita.</p>			
Päivämäärä: 08.10.2012		Kieli: suomi	Sivumäärä: 106 s. + liitteet 71 s.
Avainsanat: betonikivi, päällyste, kulutuskestävyys, nastarengas, Böhme-testi, Prall-koe			

AALTO UNIVERSITY SCHOOL OF ENGINEERING PO Box 12100, FI-00076 AALTO  <a href="http://www.aalto.fi">http://www.aalto.fi</a>	ABSTRACT OF THE MASTER'S THESIS	
Author: Mikko Kettunen		
Title: Investigation of abrasion resistance of concrete paving blocks and their suitability for trafficked areas		
Degree Programme: Transportation and Environmental Engineering		
Major/Minor: Transportation and Highway engineering		
Professorship: Highway Engineering	Code: Yhd-10	
Supervisor: Professor Terhi Pellinen Instructor(s): M.Sc. Henry Westlin		
<p>According to maintenance Engineers of City of Vantaa and Helsinki there has been problems in durability of concrete block pavements in recent years. Concrete block pavers (CBP) have deteriorated fast by wearing down just in 2 to 3 years. These observations have led to believe that the material quality of CBP's have declined during the last twenty years. In the 1980's the use of CBP's was justified by studies, which indicated that concrete block pavers have longer life and better abrasion resistance than asphalt concrete. Objectives of the thesis were to determine what factors affect on abrasion resistance of CBP's and what types of damages occur in concrete block pavements. Research was conducted having in-situ inventory study of damaged pavements and testing abrasion resistance of CBP's in laboratory. Abrasion resistance standard criteria were assessed based on the laboratory tests. In addition, a test area was constructed in Vantaa where construction practices and quality of delivered materials were studied in more detail.</p> <p>Based on the literature survey abrasion resistance of CBP's are particularly affected by cement content, strength of cement, water-cement ratio, granularity, hardness of aggregate and curing time. Standard determines that the abrasion resistance of CBP should be tested with the wide-wheel abrasion test or the Böhme-test. Neither of the tests is applicable to determine the studded tire abrasion resistance. In addition, the weather resistance test, which is used for testing chemical and freeze-thaw resistance, is for the Central European conditions and does not address conditions in Finland. Based on visual inspections of the trafficked areas, the biggest problem with concrete block pavements was peeling of the surface of the CBP. CBP's used in test area decayed only after six months from construction, which is less than is thought. According to manufacturers and maintenance engineers the main cause for this wear was studded tire abrasion aggravated by the maintenance salt and freeze-thaw cycles during winter time.</p> <p>Laboratory tests were carried out by the Böhme apparatus and a Prall apparatus, which is a standard device for testing asphalt concrete's abrasion against studded tires. Most of the CBP samples did poorly on the Prall test and there were large differences among the abrasion values. Only two CBP types passed the lowest abrasion resistance criteria set for asphalt concrete. In Böhme-test, the only CBP type suitable for trafficked areas didn't pass criteria set in the EU-standard. In addition to CBP's, polymer concrete blocks (PC) were tested. In PC blocks polymer resin serves as a binder instead of cement paste. PC blocks did very well on both tests; the abrasion values of PC blocks were half of the values of the best CBP's. Based on the tests carried out for this work, Prall apparatus is suitable for testing CBP's, but further tests are needed.</p>		
Date: 08.10.2012	Language: Finnish	Number of pages: 106 p. + app. 71 p.
Keywords: concrete block, cbp, pavement, abrasion resistance, studded tire, Böhme-test, Prall-test		

# Alkusanat

Tämä diplomityö on pääosin Vantaan kaupungin rahoittama. Osa rahoituksesta tuli Helsingin kaupungilta, jolle tehtiin erillisenä työnä Helsingin betonikivillä korotettujen suojateiden kuntokartoitus. Työ on tehty Aalto-yliopiston insinööritieteiden korkeakoulun yhdyskunta- ja ympäristötekniikan osastolla Espoon Otaniemessä sekä Vantaan kaupungin kuntatekniikan keskuksen tiloissa Tikkurilassa.

Ensinnäkin haluaisin kiittää Vantaan kaupunkia ja kaupungininsinööri Henry Westliniä työn aiheesta, ohjauksesta, rahoituksesta ja ylipäänsä tämän työn mahdollistamisesta. Lisäksi haluaisin kiittää vastaavaa rakennusmestaria Jorma Alankoa asiantuntevista näkemyksistä ja käytännön kokemusten jakamisesta. Haluaisin kiittää myös kaikkia muita tässä työssä auttaneita Vantaan kaupungin työntekijöitä. Kiitokset Helsingin kaupungille ja sen työntekijöille työn rahoituksesta ja työtä varten saaduista tiedoista. Kiitokset myös Rudus Oy:lle ja Mika Tulimaalle sekä Lemminkäinen Oy:lle tehdasvierailujen järjestämisestä. Kiitokset Pohjolan Teknokivi Oy:lle ja Hannu Leinoselle tehdasvierailun järjestämisestä ja kiinnostuksesta työtä kohtaan. Kiitokset Keravan kaupungille, Rudus Oy:lle, Lemminkäinen Oy:lle ja Pohjolan Teknokivi Oy:lle kivien toimittamisesta kulutuskokeita varten. Kiitokset Contesta Oy:lle Böhme-testien tekemisestä. Kiitokset kaikille Aalto-yliopiston tietekniikan työntekijöille ja työn valvojalle professori Terhi Pelliselle. Laboratoriotyötekniikko Pertti Alholle kiitokset koekappaleiden porauksen ja sahauksen opastamisesta. Erityiskiitokset TkT Jarkko Valtoselle korvaamattomasta ja innostuneesta avusta.

Lopuksi haluaisin kiittää perhettäni ja kavereitani sekä erityisesti Elinaa, joka kärsivällisesti jaksoi kuunnella ja tukea työn tekemisen aikana.

Espoo 8.10.2012

Mikko Kettunen

# SISÄLLYSLUETTELO

<b>1 JOHDANTO .....</b>	<b>7</b>
1.1 TAUSTA .....	7
1.2 TUTKIMUSONGELMA .....	8
1.3 TAVOITTEET JA TYÖN RAKENNE.....	8
1.4 RAJAUS .....	9
<b>2 BETONIKIVEYKSET .....</b>	<b>10</b>
2.1 BETONIMASSAN SUHTEITUS JA BETONIKIVIEN VALMISTUS .....	10
2.1.1 <i>Betonimassan suhteitus ja käytettävät raaka-aineet</i> .....	10
2.1.2 <i>Betonimassan värjäminen</i> .....	12
2.1.3 <i>Betonikivien valmistusprosessi</i> .....	12
2.1.4 <i>Laadunvarmistus</i> .....	14
2.1.5 <i>Jälkihoito</i> .....	14
2.2 BETONIKIVIEN OMINAISUUDET .....	15
2.2.1 <i>Kulutuskestävyys</i> .....	15
2.2.2 <i>Vaatimukset puristus- ja halkaisuvetolujuudelle</i> .....	22
2.2.3 <i>Säänkestävyys</i> .....	22
2.3 BETONIKIVEYKSEN ASENTAMINEN.....	26
2.3.1 <i>Rakennekerrokset ja niissä käytettävät materiaalit</i> .....	26
2.3.2 <i>Ladontakuviot ja lukkiutuminen</i> .....	30
2.3.3 <i>Asennus</i> .....	32
2.4 BETONIKIVEYKSEN KANTAVUUSMITOITUS .....	34
2.4.1 <i>Toiminta rakenteena</i> .....	34
2.4.2 <i>Kuormitusvaatimukset</i> .....	35
2.4.3 <i>Kantavuusmitoitus Suomessa</i> .....	36
2.4.4 <i>Betonikiveyksen kantavuus</i> .....	39
2.5 BETONIKIVIEN LAADUNVARMISTUS .....	40
2.5.1 <i>Betonikivien standardisointi</i> .....	40
2.5.2 <i>Vantaan toimitusketju ja hankintamenettely</i> .....	42
2.6 POLYMEERIKIVI JA MUUT ERIKOISTUOTTEET .....	43
2.6.1 <i>Teknokivi</i> .....	43
2.6.2 <i>Lisämateriaalien käyttö betonikivissä</i> .....	46
<b>3 INVENTOITUJEN KOHTEIDEN ARVIOINTI.....</b>	<b>51</b>
3.1 HIDASTEET JA KOROTETUT SUOJATIET .....	52
3.1.1 <i>Kohteiden kuvaus</i> .....	52
3.1.2 <i>Ongelmien kuvaus ja arviointi</i> .....	53
3.2 KOROTETUT LIITYMÄT .....	57
3.2.1 <i>Kohteiden kuvaus</i> .....	57

3.2.2 Ongelmien kuvaus ja arviointi.....	58
3.3 LINJA-AUTOTERMINAALIT .....	61
3.3.1 Kohteiden kuvaus.....	61
3.3.2 Ongelmien kuvaus ja arviointi.....	61
3.4 LIIKENNEMÄÄRIEN JA AJONOPEUKSIEN VAIKUTUS KULUTUSKESTÄVYYTEEN .....	65
<b>4 KULUTUSKESTÄVYYSKOKEET LABORATORIOSSA.....</b>	<b>68</b>
4.1 KULUTUSKESTÄVYYDEN MÄÄRITYS PRALL-LAITTEELLA .....	69
4.1.1 Koekappaleet.....	69
4.1.2 Koekappaleiden valmistus.....	70
4.1.3 Koemenettely.....	70
4.1.4 Kokeen tulokset.....	72
4.2 KULUTUSKESTÄVYYDEN MÄÄRITYS BÖHME-LAITTEELLA.....	75
4.2.1 Koekappaleet ja niiden valmistelu.....	75
4.2.2 Koemenettely.....	75
4.2.3 Kokeen tulokset.....	76
<b>5 KOEKOHTTEEN RAKENTAMINEN.....</b>	<b>77</b>
5.1 LÄHTÖTIEDOT.....	77
5.2 SUUNNITTELU JA RAKENTAMINEN.....	77
5.2.1 Suunnitteluvaihe .....	77
5.2.2 Rakentaminen.....	78
5.3 KOHTTEEN KUNNON ARVIOINTI.....	79
5.3.1 Kohteen valmistuttua .....	79
5.3.2 Puolen vuoden kuluttua rakentamisesta.....	79
<b>6 TULOSTEN TARKASTELU.....</b>	<b>82</b>
6.1 KIRJALLISUUSTUTKIMUS .....	82
6.2 INVENTOINNISSA ESIINTYNEIDEN ONGELMIEN YHTEENVETO JA ANALYYSI.....	84
6.3 KULUTUSKESTÄVYYSKOKEIDEN TULOSTEN TARKASTELU .....	87
6.3.1 Prall-kokeen tulosten tarkastelu.....	87
6.3.2 Böhme-testin tulosten tarkastelu.....	91
6.3.3 Tulosten vertailu.....	93
6.3.4 Yhteenveto.....	95
6.3.5 Virhetarkastelu.....	95
6.4 KOEKOHTTEEN TARKASTELU.....	96
<b>7 YHTEENVETO, PÄÄTELMÄT JA SUOSITUKSET .....</b>	<b>97</b>
<b>8 LÄHDELUETTELO .....</b>	<b>101</b>
<b>9 LIITELUETTELO .....</b>	<b>106</b>

# 1 JOHDANTO

## 1.1 Tausta

Betonikiviä on käytetty päällystemateriaalina Suomessa jo 1970-luvulta lähtien. Aluksi käyttö rajoittui lähinnä kevyen liikenteen alueille, mutta 1980-luvun puolivälissä myös suojateilla ja bussipysäkeillä käytettiin betonikiviä. Betonikivien käyttöä ajoneuvoliikenteen alueilla perusteltiin muun muassa niiden pitkällä käyttöiällä ja hyvillä kulutuskestävyysominaisuuksilla, koska kulutuskestävyyden oli todettu useissa tutkimuksissa olleen 2-4 -kertainen asfalttiin verrattuna (Pentikäinen 1980). Komosen (1991) VTT:n kulutuskoeradalla suorittamissa nastarengaskulutuskokeissa vertailumateriaalina käytetty asfalttibetoni AB16 menestyi kokeessa kaikkiin testattuihin betonikiviin verrattuna heikoiten ja kului kaksinkertaisesti kokeessa parhaiten menestyneeseen betonikiveen verrattuna. Erityisesti kymmenen viime vuoden aikana betonikivien kestävyys on kuitenkin kunnossapitäjien kokemusten mukaan heikentynyt. Diplomityön aihe ja tutkimustilaus tuli Vantaan kaupungilta, jossa betonikivien kestävyys varsinkin ajoneuvoliikenteen alueilla on ollut huono. Samanlaisia kokemuksia on ollut myös Helsingissä. Nykyisin betonikivillä päällystetään ajoneuvoliikenteen alueilla lähinnä erikoiskohteita kuten korotettuja suojateita ja liittymiä sekä linja-autoterminaleja. Näissäkin kohteissa käyttö on vähentynyt, sillä betonikivillä päällystetyissä kohteissa betonikivet ovat hajonneet jo muutaman vuoden kuluessa päällystämisen jälkeen. Kiveyksillä saadaan luotua arvokkuutta katu ympäristöön ja betonikivet ovat luonnonkiviä halvempi vaihtoehto. Siksi betonikivien käyttö päällystemateriaalina kiinnostaa kaupunkia, mutta niiden huono kestävyys ajoneuvoliikenteen alueilla on vähentänyt houkuttavuutta.

Kunnossapitäjien ja kivien valmistajien mukaan eniten rasitusta betonikivipäällysteille aiheuttavat nastarengasliikenne, tiesuola ja toistuvat jäätyminen-sulamissyklit. Vielä 1980-luvulla esimerkiksi Saksassa kulutuskestävyyden testaamista ei pidetty tärkeänä vaan todettiin riittävän suuren puristuslujuuden (> 60 MPa) takaavan myös hyvät kestävyysominaisuudet (Meyer 1980). Pitkään uskottiin puristuslujuuden ja kulutuskestävyyden olevan yhteydessä toisiinsa, mutta myöhemmissä tutkimuksissa (Ghafoori ja Sukandar 1995; Humpola et al. 1996) havaittiin parempia selittäjiä kulutuskestävyydelle. Betonimassan suhteituksen ja kivien valmistusprosessin havaittiin vaikuttavan eniten betonikivien kulutuskestävyyteen. Erityisesti sementtipitoisuus, sementin lujuus, vesi-sementtisuhde, kiviaineksen lujuus ja jälkihoito vaikuttavat kulutuskestävyyteen. Vaikka betonikivien kulutuskestävyyttä on tutkittu melko paljon, nastarengaskulutuskestävyyttä ei ole juuri tutkittu. Komonen (1991) tutki diplomityössään betonikivien nastarengaskulutuskestävyyttä laboratoriossa SRK-laitteella ja VTT:n kulutusratkokeella. Hän havaitsi, että nastarengaskulutuskestävyyttä voidaan parantaa käyttämällä lujaa ja maksimiraekooltaan suurta kiviainesta. Lisäksi sementin lujuus, erityisesti hyvä alkulujuus, paransi nastarengaskulutuskestävyyttä.

EU-standardien mukainen betonikivistandardi SFS-EN 1338 asettaa vaatimuksen betonikivien kulutuskestävyydelle, joka testataan joko pyöräkulutuskokeella (wide wheel abrasion test) tai Böhme-

laitteella, joka on Suomessa yleisesti käytössä. Kumpaakaan testeistä ei ole kehitetty nastarengaskulusta silmällä pitäen. Molemmissa kokeissa kiven pintaa hiotaan hionta-aineella tietynsuuruuisella voimalla. Nastarenkaan kuluttaessa päällystettä siihen kohdistuu sekä hionta- että iskuvaikutus. Iskuvaikutuksen merkitys kasvaa nopeuden kasvaessa ja aiheuttaa suurimman osan kulumisesta ajettaessa 60 km/h. Kumpikaan standardinmukaisista testeistä ei kuitenkaan jäljittele iskuvaikutusta. Muuallakaan maailmassa ei ole käytössä nastarengaskulutuskoetta betonikiville. Lisäksi betonikivien säänkestävyys määritetään standardinmukaisesti joko jäädytys-sulatuskestävyystestin tai vedenimeytymistestin mukaisesti, jotka molemmat on kehitetty Keski-Euroopan oloihin eivätkä vastaa Suomen oloja (Rudus 2011).

## 1.2 Tutkimusongelma

Työn lähtökohtana olivat Vantaan kaupungin havaitsemat ongelmat betonikivien kestävyudessa. Vantaalla haluttiin selvittää, mistä nämä ongelmat johtuvat, jolloin työn keskeiseksi kysymykseksi muodostui:

- Miksi betonikivet eivät kestä ajoneuvoliikenteen alueilla?

Betonikivien kestävyys vaikuttaa olevan ongelma lähinnä Suomessa ja kunnossapitäjien mukaan ongelma on pahentunut 10-15 viime vuoden aikana. Ongelmaa lähestyttiin keskittymällä pääasiassa betonikivien kulutuskestävyyteen, erityisesti nastarengaskulutuskestävyyteen, joka on kokemusten mukaan yksi merkittävimmistä syistä päällysteiden kulumiselle. Lisäksi Suomi on yksi harvoja maita, joissa nastarenkaita käytetään, mikä saattaa osaltaan selittää sitä miksi ongelma ei ole maailmalla yleinen.

## 1.3 Tavoitteet ja työn rakenne

Työn päätavoitteena oli selvittää miksi betonikivet eivät ole kestäneet ajoneuvoliikenteen alueilla, minkä saavuttamiseksi asetettiin seuraavat osatavoitteet:

- selvittää millaisia vaurioita betonikiveyksissä esiintyy ja kuinka ne ovat syntyneet
- selvittää mitkä asiat vaikuttavat betonikivien kulutuskestävyyteen
- selvittää laboratoriokokein betonikivien kulutuskestävyys ja kulutuskestävyysvaatimusten riittävyys
- selvittää Prall-kokeen soveltuvuus betonikivien testaamiseen.

Työ koostuu kirjallisuustutkimuksesta, olemassa olevien betonikivikohteiden inventoinnista, laboratoriotutkimuksista ja koekohteen rakentamisesta. Kirjallisuustutkimuksessa selvitettiin, mitkä asiat vaikuttavat valmiin betonikiven ja -kiveyksen ominaisuuksiin ja kestävyuteen. Tarkastelussa olivat betonikivien valmistus ja materiaalit sekä betonikiveysten asentaminen ja mitoitus. Betonikivien laadunvarmistus -kappaleessa on käyty läpi kaupungin toimitusketjua ja hankintamenettelyä betonikiveyksiä



rakennettaessa sekä betonikivien standardisointia. Lisäksi tutkittiin uutta markkinoilla olevaa ns. polymeerikiveä, jossa sementin asemasta on käytetty polymeerihartsia sideaineena. Erikoistuotteet ovat kalliimpia kuin betonikivet, ja niiden kannattava käyttö edellyttää parempaa kulutuskestävyyttä ja pidempää rakenteen elinkaarta.

Olemassa olevien betonikivikohteiden vaurioinventointi suoritettiin kesällä 2011 Helsingissä ja Vantaalla. Vaurioinventoinnin tarkoituksena oli selvittää millaisia vaurioita betonikiveyksissä yleensä esiintyy ja kuinka nämä vauriot ovat syntyneet. Työtä varten inventoitiin kaksi korotettua suojatietä Vantaalla ja neljä Helsingissä sekä viisi korotettua liittymää Helsingissä. Lisäksi inventoitiin Mellunmäenraition ja Elielinaukion linja-autoterminaalit Helsingissä sekä Myyrmäen linja-autoterminaalit Vantaalla. Liikennemäärien ja ajoneuvojen nopeuden vaikutusta betonikivien vaurioitumiseen arvioitiin 21 kohteen perusteella, joista osa oli mukana jo vaurio-inventoinneissa.

Laboratoriokokeissa käytettiin sekä standardinmukaista Böhme-laitetta että asfaltin nastarengaskulutuskestaamiseen tarkoitettua Prall-koetta. Tavoitteena oli selvittää kuinka kulutuskestäviä betonikivet ovat nykyään, ovatko nykyiset betonikiville asetetut standardin mukaiset kulutuskestävyysvaatimukset riittäviä ja soveltuuko Prall-koete myös betonikivien nastarengaskulutuskestävyyden testaamiseen, jos Böhme-testi osoittautuu riittämättömäksi.

Koekohde sijaitsi Vantaalla Kivikkotiellä, jossa betonikivillä korotettu suojatie saneerattiin syksyllä 2011. Kohteen vauriot tarkastettiin puolen vuoden kuluttua rakentamisesta keväällä 2012. Koekohteen avulla oli tarkoitus selvittää, kuinka nopeasti betonikivi vaurioituu rakenteessa ollessaan ja samalla seurata betonikiveyksen rakentamisen eri vaiheita.

## **1.4 Rajaus**

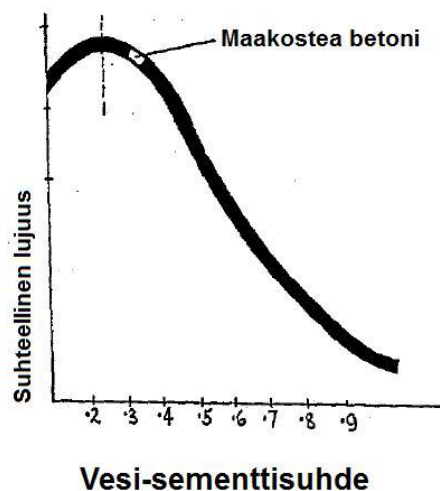
Työssä on keskitytty ainoastaan betonikivipäällysteisiin ja betonikiviin, ei betonilaattoihin ja niistä rakennettuihin kohteisiin. Betonikiveyksistä puhuttaessa tarkoitetaan termillä betonikivipäällystettä. Työssä keskityttiin betonikiviin, koska betonilaattoja ei käytetä ajoneuvoliikenteen alueilla. Työ rajattiin koskemaan ainoastaan ajoneuvoliikenteen alueilla olevia betonikiveyksiä, kuten korotettuja suojateitä ja liittymiä sekä terminaaleja. Kevyen liikenteen väylät, torit ja aukiot, teollisuuden varastoalueet sekä pysäköintialueet rajattiin työn ulkopuolelle.

## 2 BETONIKIVEYKSET

### 2.1 Betonimassan suhteitus ja betonikivien valmistus

#### 2.1.1 Betonimassan suhteitus ja käytettävät raaka-aineet

Toisin kuin rakennebetoni, betonikivet valmistetaan maakosteasta betonista eli hyvin kuivasta ja jäykästä massasta. Suomessa vesi-sementtisuhteena on käytetty 40 %. Shackelin (1990, s.162) mukaan vesi-sementtisuhteen tulisi olla välillä 34–38 % ja vesipitoisuuden 5-7 %. Oikea vesi-sementtisuhte on kriittinen hydratoitumisen kannalta. Betoni kovettuu hydratoitumisen seurauksena, kun sementti ja vesi reagoivat keskenään. Jos vettä on liian vähän, kaikki sementti ei reagoi veden kanssa vaan toimii betonissa fillerinä. Jos vettä on liian paljon, betonin kestävyys ja lujuus pienenevät. Kuvassa 1 on esitetty vesi-sementtisuhteen ja betonin lujuuden välinen suhde. Haihtumisen takia on pyrittävä käyttämään vettä niin paljon kuin vain mahdollista, jotta saavutetaan riittävä lujuus. (Fenwick 1988)

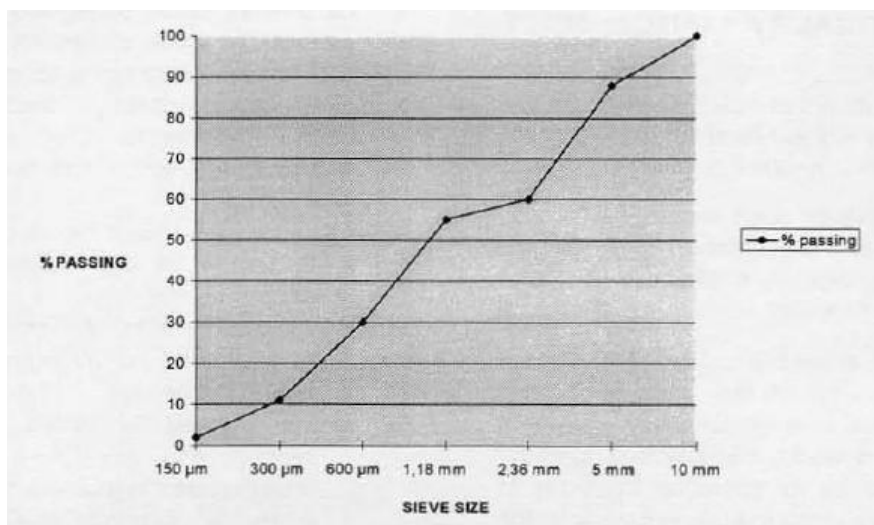


**Kuva 1** Vesi-sementtisuhteen ja lujuuden välinen suhde. Kuvaaja on teoreettinen, todellisuudessa pinnalta tapahtuvan haihtumisen seurauksena vesi-sementtisuhte pienenee noin 10 % (Kuvassa vesi-sementtisuhte on merkitty .2, .3... .9, mikä tarkoittaa 20 %, 30 %...90 % vastaavasti.) (Fenwick 1988).

Sementtipitoisuuden suositellaan olevan  $380 \text{ kg/m}^3$ , näin saavutetaan riittävä kestävyys. On huomattava, että sopiva sementin määrä riippuu myös käytössä olevien laitteiden puristus- ja tärytysvaiheen tehokkuudesta. (Shackel 1990, s. 162). Kiviaines-sementtisuhteena Suomessa käytetään noin 6:1 (Rudus 2011).

Suomessa betonikivet valmistetaan lähinnä kustannussyistä kaksimassajärjestelmällä eli kivi valmistetaan pohjamassasta ja pintamassasta. Suojatiekivet valmistetaan kuitenkin yhdestä massasta. Pintamassaa on vain noin 5-8 mm paksu kerros. Pintamassaan käytetään hienompaa kiviainesta ja suurempaa sementtipitoisuutta kuin pohjamassaan. Näin saadaan pinnasta tiiviimpi ja miellyttävämmän näköinen. Käytetty rakeisuus riippuu pitkälti käytössä olevasta koneesta ja massan reseptistä. Kuvassa 2

on tyypillinen runkoaineksen rakeisuuskäyrä. Sopivan rakeisuuden löytäminen on tärkeää. Jos rakeisuus on liian karkea, tulee rakenteesta liian avoin, ja ulkonäkö kärsii. Toisaalta, jos käytetään liian hienoa runkoainesta, lujuus heikkenee. (Dowson 1998)



**Kuva 2 Tyypillinen runkoaineksen rakeisuuskäyrä (Dowson 1998).**

Pohjamassa koostuu 0-8 mm hiekasta 60 % ja loput 40 % on samassa suhteessa betonihiekkaa (0-2 tai 0-4 mm) ja sepeliä (4-12 mm) (Lemminkäinen 2011). Kasvattamalla maksimiraekokoa voidaan kestävyttä lisätä. Tämä todettiin myös Juha Komosen diplomityössä (1991). Laboratoriokokeissa maksimiraekokoa kasvatettiin 8 mm:stä 16 mm:iin, kun sideaineena käytettiin P40/28 -sementtiä ja sementin määrä oli  $450 \text{ kg/m}^3$ . Se paransi halkaisuvetolujuutta 14 %, puristuslujuutta 44 % ja kulutuskokeen tulosta 12 %. Kulutuskoe tehtiin SRK-laitteella. Muuttamalla rakeisuuskäyrää epäjatkuvaksi saatiin kulutuskokeen tulosta parannettua 34 %, samalla kuitenkin puristus- ja halkaisuvetolujuus heikkenivät. Kulutuskestävyyden paranemista epäjatkuvalla rakeisuuskäyrällä selitettiin paikallavaletun betonipäällysteen kulumisprosessin avulla. Jatkuvarakeisessa runkoaineessa on mukana myös pienempiä rakeita, jotka tulevat esiin sementtiliimakerroksen kuluessa pois. Nämä pienemmät rakeet kuluvat nopeammin, jolloin runkoainetta ympäröivä sementtiliima on jälleen alttiina kulutukselle ja kohtaan syntyy kuoppa. Käytettäessä epäjatkovaa runkoainesta päällysteen pinnassa on ainoastaan samankokoisia rakeita, jolloin kuluminen on tasaista ja hitaampaa.

Sementtinä käytetään yleensä Rapid-sementtiä, jolla saavutetaan hyvä alkulujuus. Valkosementtiä käytetään suojatiekivissä, jotta saadaan oikea väri kiviin. Valkosementin käyttöä rajoittaa kuitenkin sen nelinkertainen hinta verrattuna tavalliseen harmaaseen sementtiin. Väriaineiden lisäksi Suomessa käytetään lisäaineena ainoastaan notkistinta. Tehonotkistimella voidaan parantaa alkulujuutta sementin paremman dispersoitumisen seurauksena, lyhentää massan syöttöaikoja (massan parempi työstettävyys) ja aikaansaada tasaisempi ja täyteläisempi väri pigmentin paremman hajoamisen seurauksena (Shackel 1990, s.163). (Lemminkäinen 2011)

### 2.1.2 Betonimassan värjääminen

Betonikivet voidaan joko läpivärjätä tai pintavärjätä. Pintavärjäyksessä kivi valmistetaan kahdesta massasta; pinta- ja pohjamassasta, jolloin ainoastaan pintamassa värjätään. Pintavärjäys on huomattavasti läpivärjäystä halvempi vaihtoehto, koska läpivärjäyksessä kallista väriainetta tarvitaan noin kymmenkertainen määrä (Lemminkäinen 2011). Kovaan rasitukseen joutuvat suojatiekivet läpivärjätään. Väriaineena eli pigmenttinä käytetään pääasiallisesti rautaoksidia ja jonkin verran kobolttioksidia. Rautaoksidin väri vaihtoehdot ovat keltainen, punainen ja musta, koboltin väri taas on sininen, muita värejä saadaan näitä sekoittamalla. Muita mahdollisia väriaineita ovat esimerkiksi kromioksidi ja titaanioksidi (Veit 2000). Pigmenttejä saa jauheina, nestemäisinä ja rakeina. Kokemusten perusteella väri kannattaa sekoittaa kuivana massan joukkoon. Veitin (2000) mukaan väriaine on paras sekoittaa runkoaineen kanssa ennen sementin lisäämistä. Sementti toimii ikään kuin voiteluaineena massassa estäen runkoaineen ja väriaineen hioutumisen toisiaan vastaan. Lopuksi lisätään vesi. Vesi-sementtisuhteella voidaan myös vaikuttaa värin laatuun. Mitä vähemmän vettä on, sitä tummempi ja voimakkaampi väristä tulee.

Valmistajien kokemuksen perusteella sopiva pigmentin määrä on 3 % sementin määrästä, ei kuitenkaan yli 5 %, koska tätä suuremmilla väriainepitoisuuksilla ei voida parantaa värin laatua. Jungkin ja Veitin (1988) mukaan alle 10 % väriainepitoisuuksilla ei ole vaikutusta betonin lujuusominaisuuksiin, koska väriaine (0,1 mikronia) on kooltaan niin hienoa sementtiin (30 mikronia) verrattuna. Tätä suuremmilla pitoisuuksilla lujuus saattaa kuitenkin heiketä.

### 2.1.3 Betonikivien valmistusprosessi

Betonikivi saa muotonsa ja lujuutensa prosessissa, jossa kiveä samanaikaisesti puristetaan paineen avulla ja tärytetään. Kivet valmistetaan automaattikoneilla, joita on olemassa kolme eri tyyppiä. Kiinteä kone, joka valmistaa tuotteet kerroksittain ja latoo tuotteet päällekkäin tuoreina. Niin sanottu muovikone, joka liikkuu kiskoja pitkin ja latoo valmiit tuotteet tuotantolinjalle. Sekä kiinteä kone, joka puristaa massat muotteihin aluslevylle, jolla ne siirtyvät eteenpäin tuotantolinjalla. (Rakennusteollisuus RT 2006). Suomessa suurimmat tehtaat käyttävät jälkimmäistä valmistusprosessia.

Itse prosessissa aikaisemmin valmistettu betonimassa lasketaan muotteihin täyttölaatikon avulla. Muotti on aluslevyllä, joka liikkuu tuotantolinjalla eteenpäin. Ennen aluslevyt olivat puisia, nykyisin aluslevyt valmistetaan muovista. Pintavärjätty kivi valmistetaan kahdessa vaiheessa. Ensin muottiin annostellaan pohjamassa, minkä jälkeen se tärytetään ja puristetaan. Pohjamassan pinta silotetaan ennen pintamassan lisäystä, jotta saadaan tasainen liittymispinta. Sen jälkeen annostellaan pintamassa ja suoritetaan uusi tärytys ja puristus. Tässä vaiheessa saattaa tapahtua jonkin verran massojen sekoittamista. Tärytyksen ja samanaikaisen puristuksen avulla kivi saa lujuutensa, samalla ylimääräinen vesi poistuu kivistä. Toisen tärytysvaiheen jälkeen kivet ovat valmiita ja siirtyvät aluslevyn päällä linjalla eteenpäin. Koko tähän prosessiin kuluu aikaa noin 19 sekuntia, uudemmilla koneilla sitäkin vähemmän. Valmistusprosessi on niin tehokas, että muoteista ulos tulleessaan kivet pysyvät koossa il-

man muotin tukea. Valmistusprosessissa on tärkeää oikea vesipitoisuus ja massan tasalaatuisuus. Kiven kosteuden ja rakeisuuden tulee olla samoja läpi kiven. Erityisesti pintavärjättyä kiviä valmistettaessa vesipitoisuuden tulee olla juuri oikea, jotta saadaan hyvä tartunta pinta- ja pohjamassan välille. Kivi saattaa myös hajota, jos kiven pinta on kuivempi kuin pohja. On tärkeää, että pinta- ja pohjamassa reagoivat samalla tavalla. Annostelu on automatisoitu, mutta valmistuksessa täytyy tarkkailla, ettei tule vajaatäyttöjä. Valmistettaessa massaa talvella ja pakkasella tulee pitää huolta siitä, että käytetty runkoaine ei ole jäässä ja ettei runkoaineen mukana massaan pääse lunta tai jäätä. (Lemminkäinen 2011; Rudus 2011)

Läpivärjättyllä kivellä prosessi tapahtuu yhdessä vaiheessa. Kiertoaika läpivärjätyn kiven valmistuksessa on lyhyempi eli kiviä voidaan valmistaa nopeammassa tahdissa, mutta materiaalikustannukset ovat huomattavasti kalliimmat. Pintavärjättyllä kivellä taas tuotantokustannukset kasvavat, koska molemmat massat vaativat omat annosteluasemansa (Paving Expert 2011). Suomessa pintavärjätty kivet valmistetaan niin, että pintamassaan käytetään hienompaa runkoainesta kuin pohjamassaan, jotta saadaan kiveen tasainen pinta. Karkeammalla runkoaineella saavutetaan kuitenkin paremmat lujuusominaisuudet ja kulutuskestävyys kuin hienolla aineksella. Pintamassa on kuitenkin se osa kivistä, joka joutuu alttiiksi nastarengaskulutukselle ja suolalle sekä jäätymiselle. Shackelin (1990, s. 166-167) mukaan pintamassa (5 mm) valmistetaan suuremmalla sementtipitoisuudella ja karkeammalla runkoaineella kuin pohjamassa, mikä kuulostaa järkevältä kiven kestävyuden kannalta. Hollantilaisten kokemusten mukaan kiven alapinta, joka on kosketuksissa aluslevyn kanssa, on kestävämpi kuin kiven yläpinta. Kuitenkin kiven yläpinta on kiven varsinainen kulutuspinta.



**Kuva 3 Tyhjä muotti betonikivikoneen sisällä. Hydraulinen täyttölaatikko liikkuu sivuttaissuunnassa muotin päälle ja annostelee massan muottiin. Tämän jälkeen kuvan yläreunassa näkyvät pistimet eli tamperit laskeutuvat muotin päälle ja puristavat massaa kasaan.**

### 2.1.4 Laadunvarmistus

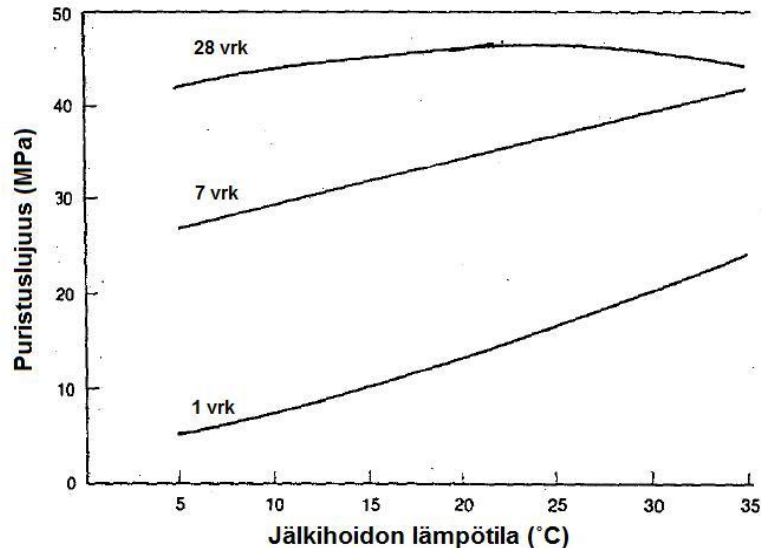
Vastavalmistuneiden betonikivien laadunvarmistus on visuaalisten ominaisuuksien arviointia silmämääräisesti. Tässä vaiheessa kivien sisäisiä ominaisuuksia ei vielä arvioida. Kiven paksuutta valvotaan joko manuaalisesti työntötulkin avulla tai uudemmissa koneissa laserin avulla. Standardi sallii 3 mm heitot suuntaansa, yleensä paksuuden vaihteluväli on  $\pm 1$  mm. Standardissa on ohjeistettu myös, kuinka usein ja millä tavoin laadunvarmistus ja tuotetestaus tulisi toteuttaa. Kiviä otetaan testattaviksi päivittäin. Yleensä testit tehdään 7, 14 ja 28 vuorokauden ikäisille kappaleille, joskus myös yhden vuorokauden ikäisille.

### 2.1.5 Jälkihoito

Betonikivet menevät heti koneesta ulos tultuaan jälkihoitotilaan, jossa ne ovat eri valmistajilla 24-72 tuntia. Jälkihoidon jälkeen kivet pinotaan päällekkäin ja pakataan vakuumimuoviin. Vakuumimuovin sisällä tapahtuu edelleen kondensoitumista ja jälkihoito jatkuu. Jälkihoidossa betonikivi hydratoituu eli kovettuu, siten jälkihoidon vaikutus betonin lujuuteen on merkittävä. Jälkihoidon onnistumisen kannalta tärkeintä on oikea lämpötila ja ilmankosteus.

Hydratoitumisessa betonista vapautuu lämpöä, joka nousee ylöspäin. Tämän takia Dowsonin (1998) mielestä hyvä ilmanvaihto ja -kierto ovat tärkeitä, jotta jälkihoito-olot ovat kaikille kappaleille samat. Yhtenäiset olot takaavat pienemmän vaihtelun lujuudessa ja väriominaisuuksissa kappaleiden välillä. Dowson suosittelee jälkihoidon lämpötilaksi 26-28 °C ja suhteelliseksi kosteudeksi 80-90 %.

Fenwick (1988) päätyi tutkimuksissaan hieman erilaisiin oloihin. Hänen mukaansa mitä suurempi on lämpötila, aina noin 40 °C saakka, sitä parempi. Ilmankosteuden tulisi olla korkea, noin 95 %, ei kuitenkaan 100 %, koska silloin tapahtuu veden tiivistymistä ja pisaroitumista, mikä voi vahingoittaa kiven pintaa. Fenwickin mukaan kivi saavuttaa 60-80 % 28 vuorokauden lujuudestaan kolmessa päivässä, jos olot ovat optimaaliset. Silloin ulkolämpötilalla ei ole enää niin suurta merkitystä tuotteen lujuuden kannalta. Kivi ei saa kuitenkaan päästä jäätymään tämän prosessin aikana. Kuvasta 4 nähdään jälkihoitolämpötilan vaikutus tuotteen lujuuteen.



Kuva 4 Jälkihoitolaämpötilan vaikutus puristuslujuuteen (Fenwick 1988).

## 2.2 Betonikivien ominaisuudet

### 2.2.1 Kulutuskestävyys

#### Kulutuskestävyys yleisesti

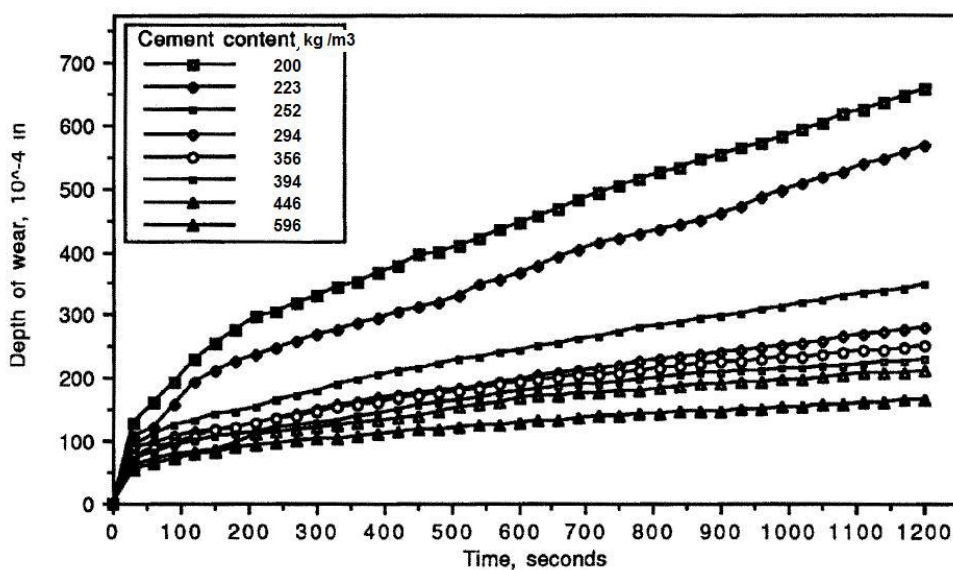
Betonikiviä alettiin käyttää 1980-luvulla myös katupäällysteinä. Hyvä kulutuskestävyys oli yksi betonikivien käyttöä puoltaneista syistä. Betonikivipäällysteen kulutuskestävyyden todettiin olevan 2-4-kertainen asfalttiin verrattuna (Pentikäinen 1980). Monissa myöhemmissä tutkimuksissa on myös todettu betonikivien asfalttia parempi kulutuskestävyys.

Suomessa betonikivien kulutuskestävyys määritetään joko pyöräkulutustestillä (wide wheel abrasion test) tai Böhme-testillä, joista Böhme-testi on Suomessa yleisesti käytössä (SFS-EN 1338). Böhme-testi on esitelty tarkemmin kappaleessa 4. Kumpaakaan standarditesteistä ei ole tarkoitettu nastarengaskulumisen testaamiseen. Betonikiville ei ole yleisesti käytössä olevaa nastarengaskulutustestiä.

Pitkään uskottiin puristuslujuuden ja kulutuskestävyyden olevan yhteydessä toisiinsa, mutta myöhemmin on todettu olevan parempia selittäjiä betonikivien kulutuskestävyydelle (Shackel & Pearson 1994). Shackel ja Shi (1992) tutkivat betonikivien kulutuskestävyyttä ja löysivät kolme kulutuskestävyyteen vaikuttavaa tekijää. He havaitsivat, että sementtipitoisuutta kasvattamalla kulutuskestävyys paranee. Vesi-sementtisuhteen (eli veden määrä massassa) kasvaessa kulutuskestävyys pienenee. Lisäksi Shackelin ja Shin mukaan murskattu sora kiviaineksena on kulutuskestävyyden kannalta edullisempää kuin jokisora.

Ghafoori ja Sukandar (1995) päätyivät tutkimuksessaan myös siihen lopputulokseen, että suhteitus vaikuttaa lujuusominaisuuksia enemmän betonikiven kulutuskestävyyteen. He käyttivät tutkimuksessaan standardin ASTM C 779 (Procedure C) mukaista Ball Bearing-kulutuskalustetta. Kuten Shackel

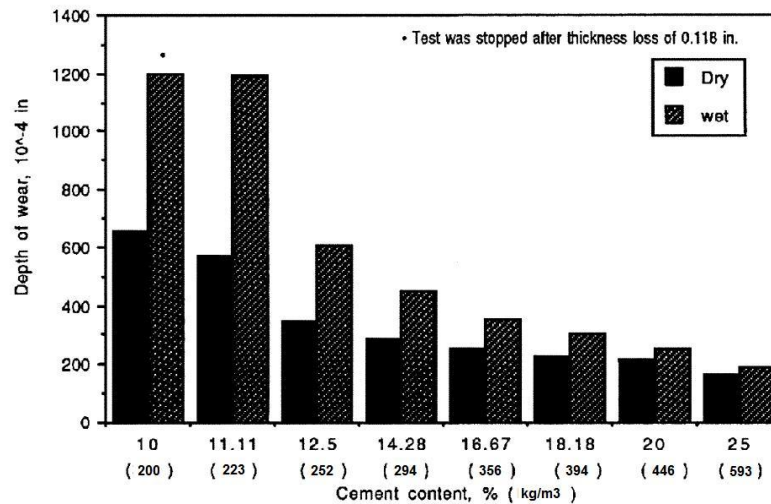
aiemmin, Ghafoori ja Sukandar huomasiivat, että sementtipitoisuutta kasvattamalla kulutuskestävyys paranee. Kulutuskestävyys parani 110 % sementtipitoisuuden kasvaessa  $252 \text{ kg/m}^3$ :stä  $594 \text{ kg/m}^3$ :iin ja 300 % sementtipitoisuuden kasvaessa  $200 \text{ kg/m}^3$ :stä  $594 \text{ kg/m}^3$ :iin. Kulutuskestävyyden parantuessa 300 % puristuslujuus kasvoi 96 % ja halkaisuvetoisuus 127 %, mikä osoittaa sen, että lujuusominaisuuksilla ei voida selittää kulutuskestävyyttä. Tutkimuksessa perusteltiin sementtipitoisuuden positiivista vaikutusta kulutuskestävyyteen sideainerikkaammalla ja tiiviimmällä pinnalla. Tutkimuksessa selvitettiin myös testausolojen vaikutusta kulutuskestävyyteen. Koekappaleiden kulutuskestävyys ja lujuusominaisuudet testattiin sekä vedellä kyllästettyinä että ilmakeivinä. Puristuslujuus, halkaisuvetoisuus ja kulutuskestävyyden arvo olivat kaikki suurempia kuivilla koekappaleilla yhtä poikkeusta lukuun ottamatta.



Kuva 5 Sementtipitoisuuden vaikutus kulutuskestävyyteen (Ghafoori ja Sukandar 1995).

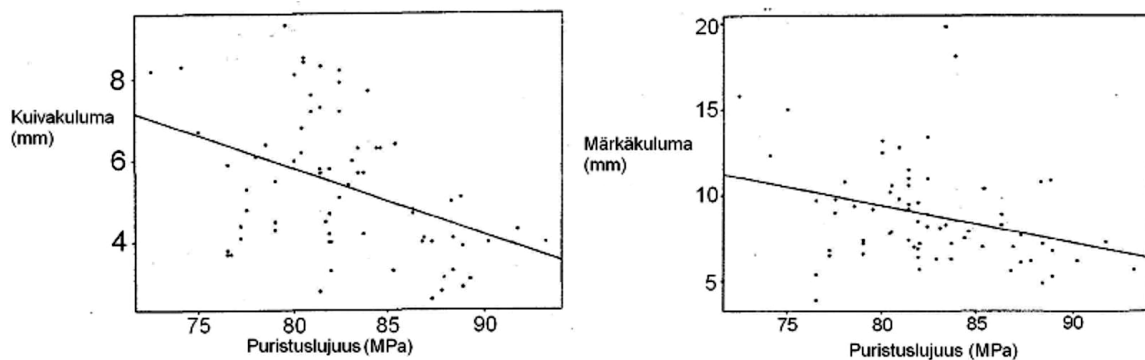
Kuvassa 6 on esitetty kulutusuran syvyyden ja sementtipitoisuuden välinen suhde kuiville ja kyllästetyille koekappaleille. Tuloksista huomataan, että sementtipitoisuuden kasvaessa ero kulutuskestävyydessä kuivan ja kyllästetyn koekappaleen välillä pienenee. Korkean sementtipitoisuuden omaavat betonikivet eivät siis ole niin herkkiä kosteudelle. Tutkijat huomasiivat myös, että koekappaleen kosteus ei vaikuttanut yhtä paljon lujuusominaisuuksiin kuin kulutuskestävyyteen. Tämä johtuu siitä, että kulutuskestävyys riippuu kosteudelle alttiina olevan pinnan ominaisuuksista (sementtiliima ja hienoaaines). Lujuuteen taas vaikuttavat massan ominaisuudet läpi kiven, ei ainoastaan pintamassan.





Kuva 6 Koekappaleen kosteuden vaikutus kulumiseen (Ghafoori ja Sukandar 1995).

Norjassa tehty tutkimus betonin kulumisesta tukee Ghafoorin ja Sukandarin tuloksia kuiva- ja märkäkulumisesta. Tutkimuksessa kokeet tehtiin pyöräkulutuslaitteella, jossa neljä nastoitettua kuorma-autonrengasta kuluttaa betonielementtejä ympyränmuotoisella radalla. Kuvassa 7 on esitetty kuiva- ja märkäkuluman suhde puristuslujuuteen. Kuvaajista huomataan, että märkäkuluminen on selvästi kuivakulumista suurempaa, mutta suuremmilla puristuslujuuksilla ero pienenee. Suurempi puristuslujuus saavutetaan kasvattamalla sementtipitoisuutta. Norjalaisten tulokset tukevat siis Ghafoorin ja Sukandarin saamia tuloksia. (Tveter 1994)



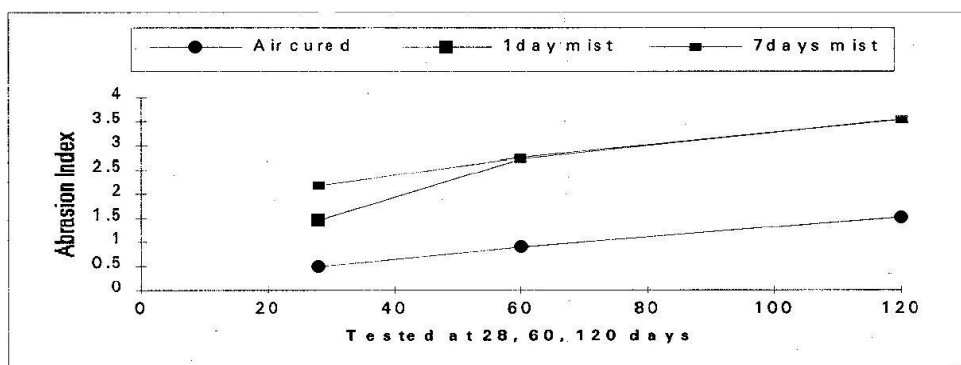
Kuva 7 Vasemmalla betonin kuivakuluman ja puristuslujuuden suhde. Oikealla betonin märkäkuluman ja puristuslujuuden suhde (Tveter 1994).

Humpola (1996) on tutkinut jälkihoitotavan ja -ajan vaikutusta betonikivien kulutuskestävyyteen. Humpolan mukaan betonikiven kulutuskestävyyteen vaikuttaa erityisesti pintakerroksen kovuus, johon voidaan vaikuttaa jälkihoitoajan pituudella. Työssä selvitettiin betonikiven kulutuskestävyyden kehitystä ajan suhteen käyttämällä eri jälkihoitotapoja ja -aikoja. Jälkihoitotapoina käytettiin kolmea erilaista.

- Tapa 1: Ilmajälkihoito  $20 \pm 2$  °C lämpötilassa. Tarkoituksena on jäljitellä tyypillisiä valvomattomia oloja todellisessa valmistusprosessissa.

- Tapa 2: 24 h usvajälkihoito jälkihoitohuoneessa (sykli – usva 3 minuuttia, ilman usvaa 57 minuuttia).
- Tapa 3: Seitsemän päivän usvajälkihoito jälkihoitohuoneessa (sykli – usva 3 minuuttia, ilman usvaa 57 minuuttia).

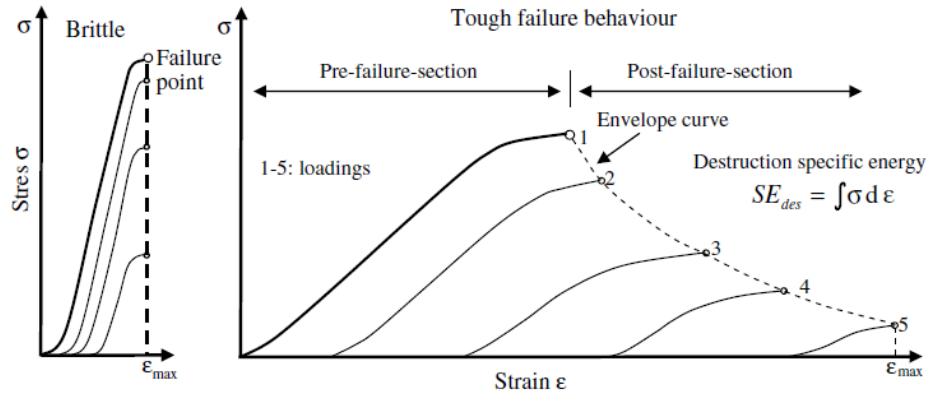
Kuvasta 8 nähdään kulumaindeksin kehitys ajan suhteen eri jälkihoitotavoilla. Kulumaindeksi laskettiin 28, 60 ja 120 päivän ikäisille koekappaleille. Mitä pienempi kulumaindeksi on sitä suurempi on kuluma. Jokainen kuvaajan piste kuvaa 30 koekappaleen keskiarvoa. Kulumaindeksi oli 28 päivän kohdalla selvästi huonoin ilmajälkihoidetuilla koekappaleilla. Usvajälkihoidetuilla kappaleilla jälkihoitoajan pituus oli vaikuttanut tuloksiin. Molemmilla usvajälkihoidetuilla tavoilla kulumaindeksi oli 60 päivän kohdalla lähes sama ja jatkoi samaa linjaa 120 päivään asti. Ilmajälkihoidetuilla koekappaleilla kulumaindeksi suhteessa usvajälkihoidettuihin pysyi samana aina 120 päivään saakka. Usvajälkihoidetuilla koekappaleilla parempi kulutuskestävyys oli saavutettu siis jälkihoidon aikana. Sen sijaan usvajälkihoidon pituudella ei vaikuta olevan merkitystä 60 päivän ikäisillä tai sitä vanhemmilla betonikivillä. Erot 28 päivän kohdalla johtuvat todennäköisesti hydrataatioprosessin nopeudesta. Pidempi jälkihoitoaika nopeuttaa hydrataatiota koekappaleen pintakerroksessa. Kaikilla jälkihoitotavoilla havaittiin kasvava trendi kulumiskestävyudessa, joten kulumiskestävyys paranee ainakin 120 päivän ikään asti. Tulokset osoittavat jälkihoidon tärkeyden betonikivien kulutuskestävyyden kannalta, oikealla jälkihoidolla voidaan säästää huomattavasti käytetyssä sementin määrässä.



**Kuva 8** Kulumiskestävyuden kehitys jälkihoitotavan mukaan (Humpola 1996).

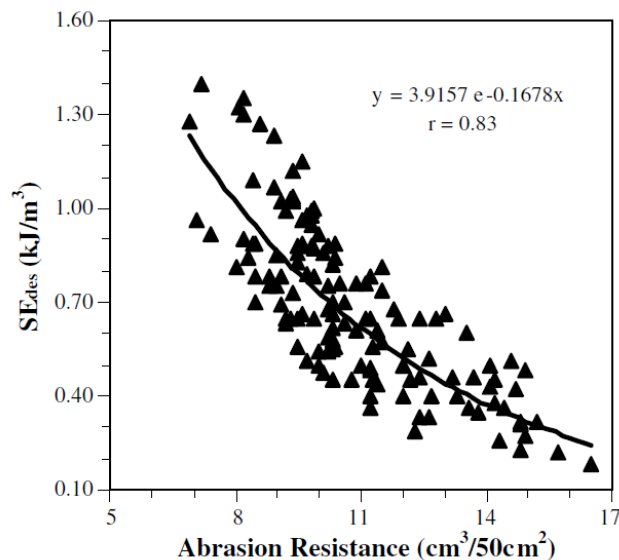
Eräessä toisessa tutkimuksessaan Humpola havaitsi, että betonikivien kulutuskestävyys kasvaa vielä yli 180 päivän ikäisillä kappaleilla. Puristuslujuus kasvoi kuitenkin vain 7 päivää ja pysyi sen jälkeen melko vakiona. Tämä todistaa sen, että kulutuskestävyys ei ole riippuvainen puristuslujuudesta. (Humpola et al. 1996)

Kaivosalalla on käytössä melko uusi käsite englanninkieliseltä nimeltään destruction specific energy ( $SE_{des}$ ), jolla kuvataan kiven sitkeyttä.  $SE_{des}$  arvioidaan yksiakiaalisen puristuskokeen jännitysmuodonmuutosverhokäyrän (envelope curve) muodostaman alan (integraali) perusteella (kuva 9).  $SE_{des}$  lasketaan kuvassa 9 olevalla kaavalla.



Kuva 9 Puristetun betoninäytteen jännitys-muodonmuutoskuvaaja (Atici ja Ersoy 2008).

Atici ja Ersoy (2008) havaitsivat tutkimuksessaan  $SE_{des}$ :n ja betonikivien kulutuskestävyyden välillä vallitsevan suhteen ja saivat korrelaatiokertoimeksi 0,83. Kulutuskestävyys parani, kun  $SE_{des}$  kasvoi. Tutkijoiden mukaan  $SE_{des}$ :llä on suuri vaikutus betonikivien kulutuskestävyyteen, koska heidän mukaansa kulumista esiintyy kohdissa, joissa päällysteeseen vaikuttaa voimakas paikallinen jännitys. Kulumiseen voidaan vaikuttaa lujuudella ja pinnan kovuudella. Kuvaan 10 on merkitty tutkimuksessa saadut tulokset. Kulutuskestävyyttä testattiin standardinmukaisella Böhme-testillä. Tuloksista havaitaan, että alle  $12 \text{ cm}^3/50\text{cm}^2$  kuluma saatiin  $SE_{des}$ :n ollessa yli  $500 \text{ kJ/m}^3$ . Kyseinen Böhme-testin tulos on Betoniteollisuuden suositus nastarengasliikenteen alueilla. Yli  $1000 \text{ kJ/m}^3$  tuloksilla kuluma voidaan saada jopa  $8 \text{ cm}^3/50\text{cm}^2$ .



Kuva 10  $SE_{des}$ :n ja kulutuskestävyyden välinen suhde. Kuvassa oleva kaava  $y = 3,9157e^{-0,1678x}$ . (Atici ja Ersoy 2008).

### Nastarengaskulutuskestävyys

Betonikivien nastarengaskulutuskestävyyttä ei ole juuri testattu eikä maailmalla ole käytössä nastarengaskulutustestiä betonikiville. Nastarengaskuluminen johtuu kahdesta tekijästä, nastan

iskuvaikutuksesta ja nastan hiertävästä vaikutuksesta, ja riippuu nastan massasta, ajonopeudesta ja tienpinnan kosteudesta (Isotalo 1987; Gudbjartsson & Iversen 2003). Nastan isku rikkoo ja irrottaa päällysteen pintaa ja iskuvaikutuksen on todettu kasvavan ajonopeuden neliön mukaan. Nastan paino vaikuttaa merkittävimmin nastarenkaan iskuvaikutukseen. Nastahierto aiheutuu renkaan sivuttaisvoimista ja on suurimmillaan ajoneuvon kiihdyttäessä, kääntyessä ja jarruttaessa. Ajoneuvon nopeus ei vaikuta nastahiertoon vaan se on rengaskohtaisesti vakio. Hiertovaikutus riippuu nastan ulkonemasta ja rakenteesta sekä renkaan rakenteesta. Vesi pahentaa hiertovaikutusta. Isku- ja hiertovaikutuksen lisäksi päällystettä kuluttaa myös nastan raapaisu, jonka merkitys kulutusmekanismeissa ei ole kuitenkaan kovin suuri. Nastan raapaisu irrottaa jo halkeillutta ja rapautunutta päällystettä. Nopeuden ollessa 60 km/h iskuvaikutus aiheuttaa suurimman osan kulumisesta hiertovaikutuksen osuuden ollessa 15-25 %. (Tielaitos, 1993) Useimmat betonikiveykset sijaitsevat alueilla, joilla nopeudet ovat 40 km/h tai sen alle. Lisäksi tyypillisissä betonikivikohteissa kuten terminaaleissa ja korotetuissa liittymissä on paljon kiihdyttämistä, jarruttamista ja kääntymistä. Tämän perusteella voidaan olettaa nastan hiertovaikutuksen olevan lähes yhtä merkittävä selittäjä, ellei jopa merkittävämpi kuin nastan iskuvaikutus betonikiveyissä kohteissa.

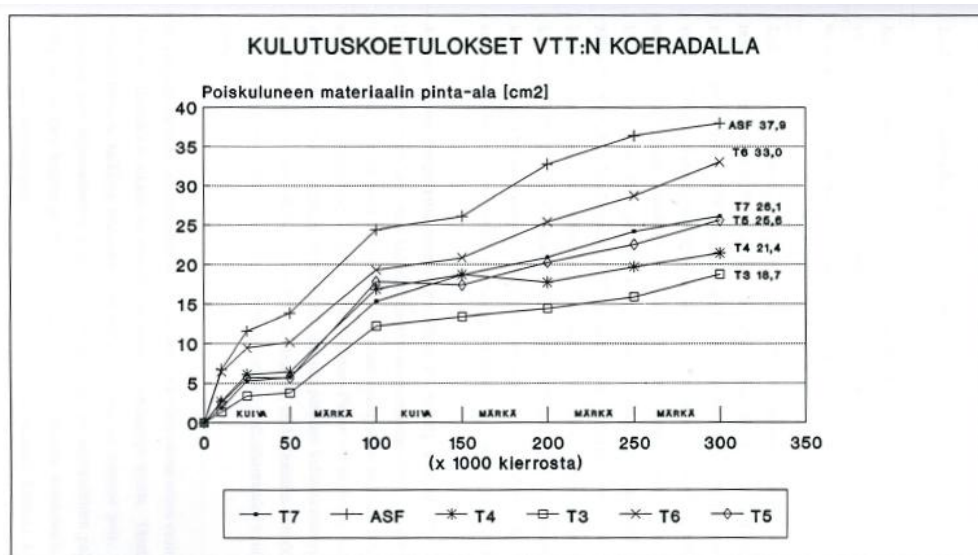
Islantilaiset ovat tutkineet nastarengaskulutusta ja sen mittaamiseen tarvittavaa välineistöä. Tutkimuksessa vertailtiin laboratoriokokeiden tuloksia maastossa havaittuihin todellisiin kulumiin käyttämällä 12 erilaista betonimassaa. Laboratoriokokeet suoritettiin Dorry-testillä, Tröger-testillä ja pyöräkulutustestillä. Dorry-testi on tarkoitettu kiviaineksen testaamiseen ja sillä voidaan määrittää kiviaineksen nastarengaskulutuskkestävyys. Tröger-testi on tarkoitettu nastarengaskulutuskkestävyyden testaamiseen. Trögerillä ei ole saavutettu hyvää toistettavuutta eri testausten välillä. Pyöräkulutustesti on Euroopassa käytössä oleva standarditesti, jota ei ole kuitenkaan tarkoitettu nastarengaskulumisen testaamiseen. Tutkimuksessa todettiin, että aikaisemmat pyöräkulutustestillä tehdyt kokeet ovat antaneet lähes samanlaisia tuloksia sekä kevyen liikenteen alueille tarkoitetuille betonikiville että suojatiekiville. Pyöräkulutustestillä saatiin kuitenkin tutkimuksessa parhaat tulokset vertailtaessa maastossa olleiden kivi-en kulumista laboratoriokokeiden kuluma-arvoihin. Pyöräkulutustestin kuluma-arvot vastasivat hyvin maastossa saatuja tuloksia, kun taas Dorry-testin ja Tröger-testin tulokset eivät vastanneet todellista kulumaa. Vaikka pyöräkulutustesti ei ole tarkoitettu nastarengaskulumisen testaamiseen, tutkimuksesta saatujen tulosten mukaan pyöräkulutustestin arvot vastaavat todellista kulumaa. (Gudbjartsson & Iversen 2003)

Juha Komonen tutki diplomityössään (1991) nastarengaskulutusta VTT:n kulutusradalla, jossa neljä henkilöauton nastarengasta kuluttaa betonikiveä ympyränmuotoisella radalla. Kokeessa käytettiin viittä erilaista betonikiveä, joissa muuttujina oli sementti, rakeisuuskäyrä ja kiviaines. Taulukossa 1 ovat koekappaleiden materiaalitiedot. Sementtipitoisuus oli kaikilla kivillä  $450 \text{ kg/m}^3$ . Vertailuaineena käytettiin rakeisuuskäyrältään jatkuvaa asfalttibetonia AB16. Asfaltissa käytettiin samaa maksimirakekoko kuin betonikivissä ja kiviaineksena Koski TL:n vulkaniittia.

**Taulukko 1 Kulutusradalla testattujen betonikivien materiaalityöt (Komonen 1991).**

Tunnus	Sementti (450 kg/m <sup>3</sup> )	Rakeisuuskäyrä	Kiviaines
T3	P40/28	jatkuva	8-16 mm Koski TL vulkaniittia, muu osa graniittia
T4	P40/28	epäjatkuva	8-16 mm Koski TL vulkaniittia, muu osa graniittia
T5	valkosementti	jatkuva	Niisiän kvartsi
T6	valkosementti	epäjatkuva	Niisiän kvartsi
T7	valkosementti	jatkuva	norjalainen gabro

Tulokset on esitetty kuvassa 11. Asfaltti menestyi kokeessa kaikista heikoimmin, parhaimmat betonikivet kuluivat 50 % vähemmän kuin asfaltti. Koe tehtiin asfaltin kannalta suotuisimmista oloista, eli todellisuudessa ero kulumisessa olisi vieläkin suurempi. Pienin ero asfaltin ja betonin kulumisessa on märissä oloissa. Kaikilla koekappaleilla alkukuluminen oli suurta, mikä selittyi sementtiliiman ja heikoimman kiviaineksen kulumisella. Lisäksi nastat kuluivat hierron takia ja niiden kulutusvaikutus alenee. Sadan tuhannen kierroksen kohdalla sementtiliima ja muu irtoava hienoaines olivat kuluneet pois ja kiviaines tullut esiin. Sen jälkeen kuluminen oli melko identtistä eri betonikivien välillä.

**Kuva 11 Kulutusratakoekiden tulokset (Komonen 1991)**

Kulutusratakoekassa parhaiten suoriutuivat jatkuvalla rakeisuuskäyrällä valmistetut koekappaleet. Koekappaleet T5 ja T6 oli valmistettu käyttäen samaa sementtiä ja kiviainesta. Kvartsin todettiin olevan kulutuskestävyydeltään heikkoa kiviainesta, joten koekappale T6, joka sisälsi enemmän suuria kvartsirakeita, kului enemmän varsinkin alussa ennen kuin sementtikivi tuli kunnolla esiin. Parhaiten pärjäivät vulkaniittia ja graniittia sisältäneet koekappaleet T3 ja T4. Luja kiviaines tuotti parhaan kulutuskestävyyden kulutusratakoekassa.

Komonen teki myös laboratoriokoekia sivurullakulutuskoekalla (SRK-koee). Niissä tavallisen sementin (P40/28) muuttaminen nopeasti kovettuvaksi Ultra-Rapid-sementiksi (P40/3) paransi SRK-koeken tulosta jatkuvarakaisuuskäyräisillä koekappaleilla 18 % ja epäjatkuvilla 8 %. Myös kivilajin muutos

kvartsista gabroon paransi kulutuskokeen tulosta 10-21 %. Maksimiraekoon kasvattaminen 8 mm:stä 16 mm:iin paransi kulutuskestävyyskokeen tulosta 12 %. Kivilajin tulee olla sekä iskun- että hierronkestävää. Iskunkestävyyttä kuvaa haurausarvo ja hierron kestävyttä hioutuvuusluku. Aikaisemmissa laboratorioskokeissa sementtipitoisuuden kasvattaminen  $350 \text{ kg/m}^3$ :stä  $450 \text{ kg/m}^3$ :iin ei yllättäen parantanut kulutuskokeen tulosta, mutta sementtilajin muutos normaalisementistä (P40/28) valkosementiksi (P40/7)paransi kulutuskokeen tulosta 39 %. Toisin kuin VTT:n kulutusratakokeessa laboratorioskokeissa epäjatkuva rakeisuuskäyrä johti parempaan kulutuskestävyyteen. Tätä selitettiin kokeiden erilaisella kulutusmekanismilla. Nastojen iskut SRK-kokeessa ovat heikompia, jolloin kiviaineksen lujuuden merkitys ei SRK-kokeessa selviä.

## 2.2.2 Vaatimukset puristus- ja halkaisuvetolujuudelle

### Puristuslujuus

Suomessa ei ole asetettu vaatimuksia betonikiven puristuslujuudelle. Suositukset puristuslujuudelle vaihtelevat maittain. Norjassa puristuslujuusvaatimus 80 mm paksulle betonikivelle on 51 MPa ja Tanskassa 49 MPa (Pagbilao et al. 2000). Saksassa puristuslujuudelle on asetettu minimivaatimukseksi 60 MPa, joka kokemusten mukaan takaa riittävän kulumis- ja jäätymis-sulamiskestävyuden (Meyer 1980). Puristuslujuuden määrittämiseksi ei ole maailmalla yhdenmukaista standardimenetelmää vaan testausmenetelmät, näytteiden vaatimukset ja raportointimenetelmät vaihtelevat. Eri tutkimuksia vertailtaessa vähimmäisvaatimukseksi puristuslujuudelle voidaan asettaa 45-50 MPa. (Shackel & Pearson 1994)

### Halkaisuvetolujuus

Halkaisuvetolujuus on ainoa lujuusvaatimus, joka betonikiville on asetettu standardissa SFS-EN 1338 (2003). Halkaisuvetolujuus määritetään standardin liitteen F mukaisella testillä. Standardin mukaan ominaishalkaisuvetolujuuden tulee olla vähintään 3,6 MPa. Yksikään yksittäinen tulos (8 koekappaleta) ei saa olla pienempi kuin 2,9 MPa eikä yksikään murtokuorma saa olla pienempi kuin 250 N/mm.

## 2.2.3 Säänkestävyys

Säänkestävyydellä tarkoitetaan tässä sekä jäätymis-sulamiskestävyyttä että kemiallista kestävyyttä. Betonikiveys joutuu alttiiksi kaikenlaisille sääolosuhteille erityisesti Suomessa. Vesi ja pakkanen voivat aiheuttaa vaurioita sekä kiviin että rakenteisiin. Betonin kannalta haitallisin ongelma on perättäiset jäätymis-sulamissyklit, ei pelkkä jäätyminen. Betonin huokosmainen rakenne imee itseensä vettä ja jäätyessään vesi laajenee, samalla laajeneva vesi pakottaa osan huokosissa olevasta vedestä poistumaan. Jäätyminen aiheuttama laajeneminen sekä poistuvan veden osapaine aiheuttavat hydraulisen paineen, joka johtaa betonin pakkasrapautumiseen. Siksi huokosten määrää lisäämällä voidaan parantaa betonin pakkasenkestävyyttä. Betoni valmistetaan pakkasenkestäväksi suojuhuokoistamalla. Ensin betonimassa valmistetaan tiiviiksi ja sekoittamisvaiheessa siihen lisätään ilmahuokosia lisäaineiden

avulla. Suojahuokokset ottavat vastaan jääytymisestä aiheutuvan hydraulisen paineen kasvun. (Weijo 2009; Penttala 2011; Betoniteollisuus ry 2011).

Betonikivien valmistusprosessi aikaansaa betonikivien ja -laattojen hyvät säänkestävyysominaisuudet. Betonikivet valmistetaan kuivamassasta ja puristetaan hyvin tiiviiksi ja muotoonsa suuren paineen sekä samanaikaisen tärytyksen avulla. Tämän takia betonikivien valmistuksessa ei voida käyttää suojahuokostusaineita (Clark 1980). Standardien SFS-EN 1338 ja 1339 mukaan betonisten päällystekivien ja -laattojen säänkestävyys määritetään joko jääytymis-sulamiskestävyuden tai vedenimeytymisen suhteen. Jääytymis-sulamiskestävyuden määrittäminen vaaditaan luokan 3 kiville, jotka joutuvat pakkasella usein kosketuksiin liukkaudentorjunta-aineiden kanssa. Jääytymis-sulamiskestävyys määritetään suolapakkaskokeen avulla. Suolapakkaskokeessa koekappaleeseen kohdistetaan yhteensä 28 jäädytys- ja sulatussykliä niin, että kappale on peitetty kolmeprosenttisella NaCl-liuoksella. Kokeen aikana kappaleesta irronnut materiaali kerätään talteen ja punnitaan ja tulos ilmoitetaan massahävikkinä pinta-alaa kohden yksikössä  $\text{kg/m}^2$ . Vedenimeytymiskokeessa koekappaleella liotetaan talousvedessä niin kauan, että se saavuttaa vakiomassan  $M_1$ . Vakiomassa saavutetaan kun kahden 24 tunnin välein suoritettujen punnitusten ero on alle 0,1 %. Tämän jälkeen koekappale kuivatetaan lämpökaapissa  $105 \text{ °C} \pm 5 \text{ °C}$  niin kauan, että se saavuttaa vakiomassan  $M_2$ . Vakiomassojen avulla lasketaan vedenimeytyminen, joka ilmoitetaan prosentteina koekappaleen massasta.

Standardikokeet on tehty Keski-Euroopan oloihin ja niiden riittävyys Suomen oloihin on kyseenalainen. Kokemusten mukaan suolainen ja jäänyt vesi rapauttaa betonikiveä, mutta nykyinen standardikoe ei ole tarpeeksi vaativa Suomen oloihin. Taulukkoon 2 on koottu perustietoja eri maissa käytettyjä jääytymis-sulamiskokeista.

**Taulukko 2 Eri maissa käytettyjen jääytymis-sulamiskokeiden perustiedot (Karasawa et al. 2006).**

Standardi	ASTM C936-01	JC/T446-2000	CSA Standard A231.2-95	EU Standard, UK, Austria	RILEM Test Method
Käytössä	USA	Kiina	Kanada	EU, Iso-Britannia, Itävalta	
Standardi (testausmenetelmä)	ASTM C67-02	JC/T446-2000	CSA Standard A231.2-95	EN 1338	RILEM (CDF-testi)
Jääytymis-sulamismenetelmä	Yhden sivun altistaminen jäädytettävässä, sulatus veden alla	Jäädyttäminen ilmassa, sulatus veden alla	Jäädytys ja sulatus veden alla	Yhden sivun altistaminen jäädytettävässä ja sulatettaessa	Yhden sivun altistaminen jäädytettävässä ja sulatettaessa
Koekappaleen ikä	12 kuukauden kuluessa toimituksesta	28 vrk tai enemmän	28 vrk tai enemmän	20 vrk tai enemmän	7 vrk tai enemmän
Jäädytysaine	Vesi	Vesi	NaCl-liuos, 3 %	NaCl-liuos, 3 %	NaCl-liuos, 3 %
Koekappaleiden lkm	5	5	5	3	5 tai enemmän
Koekappaleen muoto	Tuotannossa oleva kivi	Tuotannossa oleva kivi	Tuotannossa oleva kivi	Tuotannossa oleva kivi (määritetty pinta-ala)	Tuotannossa oleva kivi (kiven katkaisu tarvittaessa)
Lämpötilarajat	-9 - +24 °C	-15 - +20 °C	-15 - +5 °C	-20 - +24 °C	-20 - +20 °C
Lämpötilan mitta- uskohta	Testauslaitteiston sisältä	Jäätyminen: huoneesta Sulaminen: veden alta	Testauslaitteiston sisältä	Koekappaleen pinnalta	Jäädytysaineesta
Yhden syklin kesto	24 h	32 h	24 h	24 h	12 h

Kokeen kokonaiskesto	50 sykliä tai 3 massa-% häviö	25 sykliä (34 vrk)	25 syklin jälkeen mitataan massahäviö, mikäli se ylittää arvon 200 g/m <sup>2</sup> koetta jatketaan 50 sykliin saakka, muutoin koe päättyy	28 sykliä	28 sykliä
Hyväksymis- / hylkäyskriteeri	Koekappale hylätään, jos: 1) massahäviö on yli 1 %, 2) se hajoaa palasiksi tai 3) halkeilu kasvaa koekappaleen minimikokoja suuremmaksi.	1) Määritetään onko havaittavissa pinnan lohkeilua, hilseilyä tai halkeilua, 2) Suoritetaan puristus- tai taivutuslujuuskoe, mikäli lujuus on alentunut vähemmän kuin 20 % alkulujuudesta koekappale hyväksytään.	Kolmen koekappaleen massahäviön keskiarvo ei saa olla suurempi kuin: 1) 200 g/m <sup>2</sup> 25 syklin jälkeen tai 2) 500 g/m <sup>2</sup> 50 syklin jälkeen.	Testin lopuksi määritetään massahäviö m <sup>2</sup> kohden. Mikäli koekappaleiden massahäviön keskiarvo on alle 1 kg/m <sup>2</sup> eikä yhdenkään koekappaleen massahäviö ylitä 1,5 kg/m <sup>2</sup> testi on hyväksytty.	CDF-testin lopuksi määritetään massahäviö m <sup>2</sup> kohden. Mikäli massahäviön arvo on 1500 g/m <sup>2</sup> tai alle testi on hyväksytty.

ASTM:n ja CSA:n standarditestit ovat kokonaiskestoltaan pisimmät, maksimissaan 50 sykliä. Määrä on lähes kaksinkertainen eurooppalaisstandardiin verrattuna. ASTM:n ja CSA:n standarditestien voidaan todeta olevan kokonaisuudessaan kaikista vaativimmat. ASTM:n jäädytysaineena käytetään pelkkää vettä, mutta testin kesto on pitkä ja vaatimukset melko tiukat. Massahäviö saa olla testin lopuksi maksimissaan 1 %, eikä kivi saa hajota kappaleiksi tai halkeilu kasvaa koekappaleen minimikokoja suuremmaksi. Lämpötilan alarajana on -9 °C, joka on korkeampi kuin muissa testeissä. Betonikivi jäätyy pohjaan asti, kun lämpötila laskee - 8 °C tai sen alle, joten alaraja on riittävä (Karasawa et al. 2006). Kanadalaisen CSA-standarditestin kesto on joko 25 tai 50 sykliä. Jos 25 syklin jälkeen kolmen koekappaleen massahäviön keskiarvo on suurempi kuin 200 g/m<sup>2</sup> testiä jatketaan 50 sykliin saakka, jolloin hylkäysrajana on 500 g/m<sup>2</sup>. Vaatimukset massahävikille ovat selvästi kovemmat kuin eurooppalaisessa standardissa, jossa kolmen koekappaleen massahäviön keskiarvo saa olla enintään 1000 g/m<sup>2</sup> 28 syklin jälkeen. Jäädytysaineena molemmissa standardeissa on 3 % NaCl-liuos. CSA:n testi saattaa olla todellisia oloja ankarampi, koska siinä rasitetaan koko kiven pinta-alaa, kun todellisuudessa vain yksi puoli kivistä on sääälle alttiina. USA:n ja varsinkin Kanadan standardit ovat eurooppalaista tiukempia, mutta niidenkin riittävyys on kyseenalainen. Suomessa valmistettujen kivien standardin SFS-EN 1338 mukaiset testitulokset ovat normaalisti kymmenesosa standardin minimivaatimuksista.

Clark tutki betonikivien jäätymis-sulamiskestävyyttä vuonna 1980. Tutkimusta varten valmistettiin koekappaleita standardinmukaisella laitteistolla. Koekappaleiden muuttujiksi valittiin kiviaines, sementtipitoisuus, vesipitoisuus, kiviaines-sementtisuhte ja vesi-sementtisuhte. Vertailukappaleina käytettiin standardinmukaisia betonikiviä. Koe suoritettiin RILEM:in senaikaisen suosituksen (RILEM Recommendation CDC 2) mukaan, joka poikkeaa hieman RILEM:in nykyisestä testausmenetelmästä. Koekappale altistettiin 3 % suolaliuokselle, joka annosteltiin kappaleen päälle asennettuun patoamisjärjestelmään 2-3 mm kerroksena. Kokeessa yhden syklin kesto vaihtelee välillä 23-25 tuntia, josta jäätymisen osuus on 16-17 tuntia ja sulan ajan osuus 7-8 tuntia. Arviointi suoritettiin viiden syklin välein aina 50 sykliin saakka, ellei koekappale hajonnut ennen sitä. Hajoamiseksi määriteltiin hetki, jolloin betonikivi oli hajonnut niin paljon, että suolaliuos ei pysynyt patoamisjärjestelmän sisäpuolella.



Koekappaleille tehtiin myös puristuslujuuskokeita ja määritettiin vedenimeytyminen, kuivatiheys ja pinnan alkuabsorptio. Kaikissa koekappaleissa oli havaittavissa pientä lohkeilua viiden syklin jälkeen, vertailukappaleista kuitenkin kolme viidestä säilyi ehjinä 50 syklin jälkeen. Tutkimuksessa ei havaittu positiivista yhteyttä lujuuden ja jäätymis-sulamiskestävyuden välillä. Vedenimeytyminen, kuivatiheys ja pinnan alkuabsorptio eivät myöskään selittäneet massahävikkiä. Sen sijaan pieni vesi-sementtisuhde ja riittävän suuri sementtipitoisuus paransivat jäätymis-sulamiskestävyyttä. Vertailukappaleet menestyivät kokeessa parhaiten, vaikka niiden sementtipitoisuus oli pienin. Tätä oli selitetty valmistusmenetelmien eroavaisuudella. Vertailukappaleet oli valmistettu kosteammasta massasta kuin koekappaleet ja niiden valmistusprosessissa käytettiin sekä puristusta että tärytystä. Vertailukappaleita valmistettaessa niissä oleva vesi puristuu betonikivestä pois ja kuljettaa samalla hienoainesta kiven reunoille. Siksi sementtipitoisuus on reunoilla suurempi ja ylimääräisen veden puristuttua pois myös vesi-sementtisuhde on pieni. Vaikka tutkimuksissa havaittiin pienen vesi-sementtisuhteen tuottaneen parhaan tuloksen, on sen mittaaminen kuitenkin hankalaa. Tämän vuoksi asettamalla riittävä minimisementtipitoisuus voidaan saavuttaa parempi säänkestävyys. Tutkimuksessa päädyttiin minimisementtipitoisuuden arvoon  $380 \text{ kg/m}^3$ .

Inuzuka et al. (1998) tutkivat jäänsulatusaineiden vaikutusta betonikiviin. Testeissä käytettiin seuraavia jäänsulatusaineita: natriumkloridi (NaCl), kalsiummagnesiumasetaatti, kalsium-magnesiumkaliumasetaatti ja kaliumasetaatti. Liuosten pitoisuudet olivat 5 % ja 15 %. Vertailuaineena oli tavallinen hanavesi. Testissä käytettiin särmiönmuotoisia mitoiltaan  $100 \text{ mm} * 100 \text{ mm} * 400 \text{ mm}$  betonikiviä. Testi tehtiin standardin ASTM C 666-92 mukaisesti, mutta koekappaleina käytettiin neljän viikon ikäisiä betonikiviä. Jäätymis-sulamissyklejä oli kahdeksan päivässä ja yhteensä 300. Tulos ilmoitettiin kimmokertoimen pienenemisenä suhteessa ennen testiä mitattuun kimmokertoimen arvoon. Suhteituksesta käytettiin 40 % vesi-sementtisuhdetta, 40 % hiekka-kiviainessuhdetta ja  $350 \text{ kg/m}^3$  sementtipitoisuutta. Kiviaineksena oli andesiitti, joka valittiin, koska se on yleinen kivilaji Japanissa ja se omaa hyvän jäätymis-sulamiskestävyuden. Jäätymis-sulamissykliä aikana raot ja halkeamat olivat silmiinpistäviä. Tulosten perusteella jäänsulatusaineilla ei ollut suurta vaikutusta kivien kestävyuteen. Merkittävämpi syy vaikutti olevan veden jäätyminen ja siitä seurannut tilavuuden kasvu. Kivien halkeilu väheni huomattavasti liuospitoisuuden kasvaessa yli 5 %. Suolapitoisuuden kasvaessa jää sulaa ja sen tilavuus pienenee, mikä johtaa pienempiin vaurioihin. Pienemmän suolapitoisuuden aiheuttamat suuremmat vauriot saattoivat osaltaan johtua viskositeetin ja paineen muutoksista vaikutusalueella. Kaikkien koekappaleiden pinta oli lohjennut samalla tavalla, mikä saattaa viitata kemiallisen hajoamisen olleen riippuvainen raoissa olleen jään viskositeetista ja lujuudesta. Nuoret betonituotteet ovat alttiimpia jäätymis-sulamisvaurioille ja työssä suositellaan koekappaleiden iäksi vähintään neljää viikkoa.

## 2.3 Betonikiveyksen asentaminen

### 2.3.1 Rakennekerrokset ja niissä käytettävät materiaalit

Betonikiveyksen rakennekerrokset ja niiden paksuudet määräytyvät vaadittavan kantavuuden perusteella. Kantavuus määritetään pohjaolojen ja liikenteen vaatimusten mukaisesti. Ajoneuvoliikenteen alueilla betonikiveys koostuu tavallisesti seuraavista rakennekerroksista.

- Betonikivi 80-100 mm
- Asennushiekka 30 mm
- Sidottu kantava kerros 50-150 ja/tai sitomaton kantava kerros 150 mm
- Tukikerros 300-1000 mm (Järvinen 2009).

#### Kantava kerros

Kantava kerros voidaan rakentaa sidottuna, sitomattomana tai käyttäen molempia. Sitomattoman kantavan kerroksen materiaalina käytetään soramursketta tai kalliomursketta. Kantavan kerroksen murskeen rakeisuutena voidaan käyttää 0/32, 0/40, 0/45, 0/56 ja 0/63. Murskeelle asetetut vaatimukset on koottu liitteeseen 2. Hienoainespitoisuus saa kalliomurskeella olla enintään 7 % ja soramurskeella 9 %. Iskunkestävyyttä kuvaavan Los Angeles -luvun sallittu maksimiarvo on 30 ( $LA_{30}$ ) ja poikkeuksellisesti tilaaja voi hyväksyä myös luokat  $LA_{35}$  ja  $LA_{40}$ . Murtopintaisten rakeiden osuuden tulee olla vähintään 50 % ja kokonaan pyörityneiden rakeiden osuus enintään 10 %. Kiviaineksen jäätymis-sulamiskestävyys voidaan määrittää kolmen eri standardin mukaisesti. Kiviaines on jäätymis-sulamiskestävää, jos se täyttää vaatimukset jollakin kyseisistä menetelmistä. Standardin SFS-EN 933-3 menetelmän mukaisesti määritellyn litteysluvun tulee olla  $\leq 50$  mm. (InfraRyl 2006)

Ajoneuvoliikenteen ja heikosti kantavan maapohjan alueilla betonikiveyksillä suositellaan käytettäväksi sidottua kantavaa kerrosta, joka yleensä tehdään kantavan kerroksen asfalttikonkretista (ABK). Joissain tapauksissa betonikiveys voidaan asentaa betonisen kansirakenteen päälle niin, että asennushiekka levitetään suoraan kansirakenteen päälle. Elielinaukio on rakennettu betonisen suojakannen päälle, mutta siellä kannen päälle on rakennettu normaalit rakennekerrokset. Myös maakostean betonin käyttö betonikivien asennusalustana on mahdollista. Betonilaatat asennetaan aina maakostean betonin varaa, mutta betonikivillä maakostean betonin käyttöä tulisi välttää. Maakostean betonin täytyy antaa kuivua noin vuorokauden ajan ennen kuin päällyste avataan liikenteelle, tämä on usein käytännössä kuitenkin mahdotonta. Jos maakostea betoni ei ehdi kuivua, kivet saattavat liikenteen kuormituksen alla lähteä liikkeelle ja rakenteeseen voi syntyä myös painumia. Jos kivet pääsevät liikkumaan, yksittäisten kivien uudelleenasetaminen on lähes mahdotonta ja kiveys joudutaan rakentamaan uudestaan.

## Asennushiekka

Asennushiekan tarkoituksena on saada tasainen asennusalusta betonikivien asennusta varten. Lisäksi sillä täytetään saumojen alaosa. Seuraavat asennushiekan ominaisuudet vaikuttavat betonikiveyksen kestävyYTEEN:

- kyky kestää hajoamatta kuormituksen alla
- rakeisuus
- raemuoto
- vesipitoisuus
- asennushiekkakerroksen paksuus (Shackel 1990, s.85).

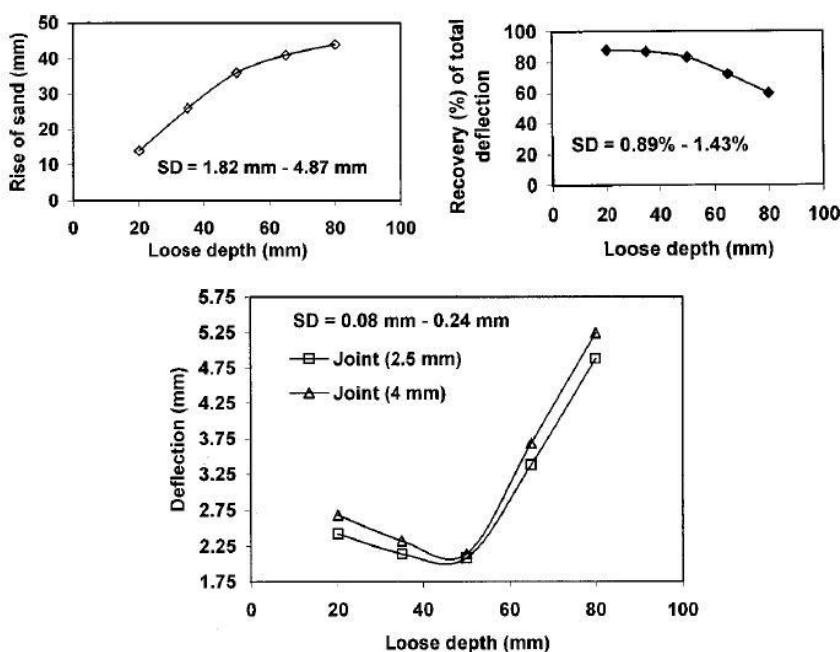
Tärkein asennushiekan ominaisuus on sen kyky kestää hajoamatta ajoneuvoliikenteen rasituksia (Beaty 1992a). Tämän takia hiekalla täytyy olla riittävä lujuus. Erityisen haitallista on hiekan jauhautuminen pölyksi, mikä johtaa hiekan tiivistymiseen ja päällysteen painumiin (Yaginuna et. al 2000). Suomessa hienoaines voi myös aiheuttaa routimista ja sopivan kosteissa oloissa hienoaines voi liettyä, jolloin kantavuus heikkenee huomattavasti. Asennushiekan rakeisuuden ohjealue on Suomessa asetettu niin, että seulan 0,074 mm (nykyisin 0,063 mm) läpäisevää ainesta ei sallita (liite 2). Maksimiraekoko Suomessa on yli 8 mm, kun monissa maissa rakeisuuden ylärajaksi on asetettu 5 mm, jolloin suurempi osa hiekasta mahtuu täyttämään saumoja (Beaty 1992b). Suomessa saumavälinä käytetään 2 mm (Rakennusteollisuus RT 2006). On todettu, että karkeammalla asennushiekalla voidaan parantaa kantavuutta, koska karkeammalla hiekalla on suurempi leikkauslujuus (Panda & Gosh 2002a). Maksimirakeisuus ei saa kuitenkaan ylittää  $\frac{3}{4}$  asennushiekkakerroksen paksuudesta, käytännössä tasoittamisen helpottamiseksi maksimiraekoko jää selvästi pienemmäksi (Hudson & Kreisel 1992).

Hiekan kulmikkuudella voidaan parantaa betonikiveyksen kantavuutta. Betonikiveykset, jotka on asennettu kulmikasrakeisen hiekan päälle, ovat kestäneet paremmin kuin pyöreärakeisen hiekan päälle asennetut, vaikka molemmilla hiekoilla on ollut sama rakeisuus. (Shackel 1990, s. 94). Kulmikkaalla hiekalla on suurempi sisäinen kitkakulma kuin pyöreällä (Beaty 1992a), mutta toisaalta kulmikas kivi on alttiimpi hajoamiselle (Hudson & Kreisel 1992). Raemuodon merkitys kantavuuteen ei ole kuitenkaan niin merkittävä kuin muiden ominaisuuksien.

Asennushiekan vesipitoisuuden tulee olla tasainen sekä tiivistettäessä että rakennettaessa. Suositeltu vesipitoisuus vaihtelee 6-8 % välillä. Hiekan tiivistyminen on suurinta hiekan ollessa täysin kuiva tai täysin kylläinen. (Beaty 1992b)

Suuri osa alku-urautumisesta johtuu asennushiekkakerroksen deformatumisesta. Tämän takia on tärkeää, että asennushiekkakerros ei ole liian paksu. Euroopassa on yleisesti käytetty tiivistetyn asennushiekkakerroksen suosituspaksuutena alle 50 mm. (Shackel 1990). Suomessa nykyinen suositus tiivistämättömän asennushiekkakerroksen paksuudelle on 30-40 mm, jolloin tiivistetyn kerroksen paksuu-

deksi tulee 20-30 mm (Rakennusteollisuus RT 2006). Näillä paksuuksilla asennushiekkakerroksen deformatiivisuuden on todettu jäävän pieneksi. Kuvaan 12 on koottu eräässä tutkimuksessa saatuja tuloksia asennushiekkakerroksen paksuuden vaikutuksesta päällysteen taipumaan, taipuman palautumiseen ja hiekan nousuun saumoihin. Kuvaajista havaitaan, että taipuma pienenee hitaasti, kun tiivistämättömän asennushiekkakerroksen paksuutta kasvatetaan 20 mm:stä 50 mm:iin. Taipuma kasvaa huomattavasti, kun paksuutta kasvatetaan 50 mm:stä 80 mm:iin. Sen sijaan taipuman palautuminen on suurempaa ohuemmillä kerroksilla, mikä tarkoittaa, että ne ovat tiivistyneet paremmin. Vaikka tiivistyminen 20 mm paksuisella kerroksella on suurempaa kuin 50 mm paksuisella, ovat taipumat sillä kuitenkin suurempia, koska rakenteellinen lujuus on huonompi. Asennushiekkakerroksen valintaan vaikuttavat myös monet muut asiat, kuten saumoihin nousevan hiekan määrä, riittävä paksuus taipumia vastaan sekä pohjaolosuhteet. Tutkimuksessa suositellaan tiivistämättömän asennushiekkakerroksen paksuudeksi 50 mm tai sen alle. (Panda & Ghosh 2002a)



Kuva 12 Asennushiekkakerroksen paksuuden vaikutus taipumaan, taipuman palautumiseen ja asennushiekan nousuun saumoihin (Panda ja Ghosh 2002a).

### Saumaushiekka ja saumojen stabilointi

Suomessa saumaushiekan rakeisuutena käytetään 0/1, laatu todetaan rakeisuustutkimuksella (InfraRyl 2006). Saumaushiekalla on tärkeä tehtävä betonikiveyksen toiminnan kannalta, joten sen pysyminen saumoissa on välttämätöntä. Saumaushiekkaa voi irrota liikenteen vaikutuksesta, puutteellisesta reuna- tuennasta johtuvan kivilinjojen liikkumisen seurauksena, kunnossapitotöiden kuten katujen harjauksen yhteydessä ja virtaavan veden vaikutuksesta. Aivan kuten asennushiekka myös saumaushiekka voi sopivissa kosteusoloissa veden ja liikenteen kuormituksen yhteisvaikutuksesta pumppautua pois sau-

moista. Veden pääsyä rakenteeseen ja hiekan pysymistä saumoissa voidaan parantaa stabiloimis- ja tiivistysaineilla.

Stabiloimisaineilla parannetaan saumaushiekan pysymistä saumoissa. Niitä on saatavilla nestemäisinä ja kuivina. Nestemäiset stabiloimisaineet ovat joko vesi- tai liuotinpohjaisia ja sideaineena käytetään tavallisesti akryyilia, epoksia tai joitain muita polymeerejä. Liuottimen ja veden tehtävänä on kuljettaa kiinteä sideaine läpi saumaushiekan. Liuottimen ja veden haihduttua kiinteä polymeerisideaine jää sitomaan saumaushiekkaa. Saumaushiekan hienoainespitoisuus vaikuttaa siihen, kuinka syvälle stabiloimisaine tunkeutuu. Nestemäiset stabiloimisaineet lisätään valmiiseen rakenteeseen, mutta kuivat stabiloimisaineet sekoitetaan saumaushiekkään ennen levitystä. Levityksen jälkeen päällyste kastellaan, jolloin stabiloimisaineet aktivoituvat ja kuivuessaan jäykistyvät rakenteen. Kuivat stabiloimisaineet ovat orgaanisia-, epäorgaanisia- tai polymeeriyhdisteitä. Stabiloimisaineiden käyttö Suomessa on todella vähäistä eikä siitä ole yleistä ohjeistusta Suomessa eikä maailmalla. Stabiloimisaineiden käyttö on suositeltavaa alueilla, joissa on suuria (yli 7 %) tai hyvin pieniä (alle 1,5 %) kaltevuuksia tai esiintyy säännöllisiä rankkoja sateita. Jyrkillä alueilla stabiloimisaineilla voidaan estää saumaushiekan huuhtoutumista virtaavan veden mukana ja tasaisilla alueilla stabiloimisaineet vähentävät vedenimeytymistä rakenteeseen. Stabiloimisaineilla voidaan pidentää päällysteen ikää parantamalla saumaushiekan pysyvyyttä rakenteessa, mutta niillä ei kuitenkaan voida parantaa päällysteen kantavuutta. (ICPI 2004a)

Tiivistysaineiden tehtävänä on vähentää veden, öljyn ja lian tunkeutumista betonikivipäällysteeseen. Tiivistysaineet ovat nestemäisiä ja ne levitetään koko päällysteen alalle. Tiivistysaineita voidaan lisätä betonikivien pintaan jo tehtaalla. Niillä parannetaan paitsi betonikivien kestävyttä, myös saumojen stabiilius paranee samalla tavalla kuin stabiloimisaineita käytettäessä. Tiivistysaineet voivat olla uretaani-, epoksi- tai akryyliyhdisteitä, jotka ovat vesi- tai liuotinpohjaisia. Niiden lisäksi käytetään silaania ja siloksaania, joilla ei voida parantaa saumaushiekan stabiiliutta, vaan ainoastaan estää veden pääsyä rakenteeseen. Tiivistysaineilla saadaan luotua betonikiveen hydrofobinen kalvo, joka päästää kosteutta kivistä ulospäin, mutta ei sisään. Stabiloimisaineilla ja tiivistysaineilla saavutetaan osittain samoja hyötyjä eli parannetaan saumaushiekan pysyvyyttä ja estetään veden pääsy rakenteeseen. Stabiloimisaineilla pyritään pääasiassa saumojen stabilointiin ja tiivistysaineilla betonikiven tiiviyden parantamiseen sekä vedenläpäisevyyden estämiseen. (ICPI 2004a)

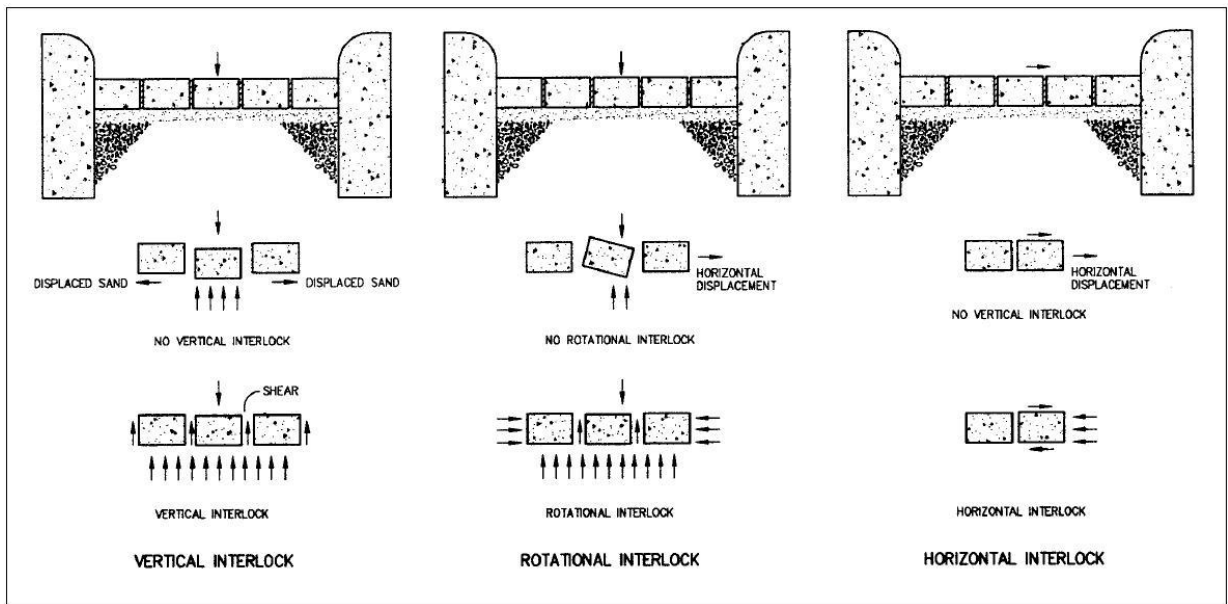
Dowson (2003) on tutkinut laboratorioissa kahdentoista eri stabiloimisaineen vaikutuksia saumaushiekan pysyvyyteen, vedenläpäisevyyteen ja saumojen lujuteen. Käytettävistä aineista yksitoista oli polymeerejä ja yksi orgaaninen sekoite. Saumaushiekan pysyvyyttä tutkittiin imutestillä, jossa betonikiveyksen T-saamaa imettiin imurilla 20 minuutin ajan 1,44 MPa voimalla. Testissä käsittelemättömästä saumasta hiekka irtosi välittömästi, mutta orgaanista sekoitetta lukuun ottamatta stabiloidut saumat kestivät ehjinä koko kokeen ajan. Materiaalien vedenläpäisevyys vaihteli 0,1-19 ml/min välillä. Suurimmalla osalla materiaaleista vedenläpäisevyys oli kuitenkin alle 4 ml/min. Betonikiveykset ovat puolijoustavia, joten rakenteen kannalta voi olla haitallista, jos stabiloimisaine muodostaa sau-

maushiekan kanssa liian jäykän ja lujan sidoksen. Silloin päällysteen joustavuus kärsii ja jännitykset saattavat kasvaa. Tulokset eri materiaalien välillä vaihtelivat eikä yksikään ollut ominaisuuksiltaan selvästi muita parempi. Materiaalin valinta tehdään kohteen vaatimusten mukaan.

Shackel (1998) tutki saumojen tiivistysaineiden vaikutuksia betonikivipäällysteen vedenläpäisevyyteen. Hän tutki sekä nestemäisiä että kuivana hiekkaan sekoitettavia aineita sekä lisäksi bitumiemulsiota ja synteettistä bitumia. Nestemäisiä aineita oli testattavana kaksi, joista toinen oli vesipohjainen ja toinen liuotinpohjainen. Liuotinpohjainen menestyi kokeessa hieman paremmin, mutta sekin alensi vedenläpäisevyyttä vain noin 25 % käsittelemättömään saumaan verrattuna. Kuivana sekoitettavia tiivistysaineita oli testattavana myös kaksi erilaista, joista toinen alensi vedenläpäisevyyttä 50 % ja toinen 65 %. Lisäksi testattaessa todettiin, että pitkäaikainen kuivuus tai tulviminen ei vaikuttanut kummankaan kuivan tiivistysaineen ominaisuuksiin. Käytettäessä nestemäistä ja kuivaa tiivistysainetta yhdessä saatiin vedenläpäisevyyttä alennettua 75 %, mutta saumasta ei kuitenkaan saatu täysin tiivistä. Sen sijaan sekä bitumiemulsio että synteettinen bitumi muodostivat täysin tiiviin sauman. Toisaalta kumpikaan bitumipohjaisista aineista ei todennäköisesti kestäisi öljy- tai polttoaineroiskeita. Lisäksi bitumiemulsio värjäsi betonikiviä. Sekä Dowsonin että Shackelin tutkimuksissa mikään tiivistys- tai stabilointiaine ei täysin pidättänyt vettä, mutta kaikki kuitenkin vähensivät vedenläpäisyä. Stabilointiaineet estivät kuitenkin tehokkaasti saumaushiekan irtoamisen.

### **2.3.2 Ladontakuviot ja lukkiutuminen**

Betonikiveyksen toiminnan kannalta lukkiutuminen on erittäin tärkeää. Kuten kuvasta 13 nähdään, betonikiveys lukkiutuu vaaka- ja pystysuuntaista liikettä sekä kiertoa vastaan. Leikkauskuormitukset jakautuvat betonikivipäällysteessä saumaushiekan avulla kuormitettavan betonikiven ympärillä oleviin kiviin, jolloin kiveys lukkiutuu pystysuunnassa. Saumaushiekan puuttuessa kuormitettu betonikivi ottaa vastaan koko kuorman, jolloin kivi painuu ja samalla asennushiekka kiven alla siirtyy sivuille. Lukkiutuminen kiertoa vastaan saavutetaan käyttämällä riittävän paksuja betonikiviä ja sopivan tiiviitä saumoja, lisäksi kunnollisella reunatuennalla estetään kivien sivuttaissuuntainen liikkuminen. Lukkiutumista kiertoa vastaan voidaan parantaa rakentamalla katu kaksipuolisesti kaltevaksi, jolloin katuun muodostuu harja. Tällöin kivien lukkiutuminen paranee kuormituksen ja pienen painumisen aiheuttaman hiljalleen tapahtuvan rakenteen jäykistymisen seurauksena. Kun jäykistyminen on tasaantunut, päällyste on saavuttanut ”lockup”-tilan. Vaakasuuntaisen lukkiutumisen kannalta hyvä reunatuenta on ehdottoman tärkeää, lisäksi oikeanlaisella ladontakuviolla voidaan sitä parantaa. Vaakasuuntaisia voimia päällysteeseen aiheuttavat ajoneuvojen kiihdytykset, jarrutukset ja kääntymiset. (ICPI 2006)



**Kuva 13 Betonikiveyksen lukkiutuminen (ICPI 2006).**

Ladontakuviolla ei siis vaikuteta ainoastaan päällysteen ulkonäköön, vaan sillä on myös toiminnallinen tarkoituksensa. Yleisimmin käytettyjä ladontakuvioita ovat parkettiladonta, kalanruotoladonta ja koriladonta (liitteen 3 kuva 1). Kalanruotoladonnalla saavutetaan paras mahdollinen lukkiutuminen vaakasuuntaisia voimia vastaan ja hieman parempi kantavuus. Lisäksi ladontakuvion suunnalla voidaan vaikuttaa kiveyksen toimintaan. Asennettaessa kalanruotoladonta  $45^\circ$  kulmassa (liitteen 3 kuvan 1 kohta a) ajosuuntaa vastaan päällysteen toiminta paranee verrattaessa päällysteeseen, joka on ladottu  $90^\circ$  kulmassa (kohta b). Asennettaessa kalanruotoladonta  $45^\circ$  kulmassa joudutaan kuitenkin käyttämään erityisiä päatekiviä, joilla kiveys liitetään reunatukeen, minkä takia kyseinen ladontakuviio ei ole kovin yleinen. (Shackel 1990, s. 90-91; Järvinen 2009)

Shackel ja Lim (2003) ovat tutkineet tarkemmin betonikiveyksen lukkiutumismekanismeja. Kaikissa betonikiveyksissä tapahtuu hieman kivien kiertymistä suhteessa toisiinsa. Pienillä ja tasaisilla saumaväleillä (2-4 mm) kivien kiertyminen aiheuttaa kivien kiilautumista toisiaan vasten. Kuten kuvasta 13 havaitaan, kiven kiertyminen vaaka-akselinsa ympäri synnyttää vaakasuuntaisia voimia. Kiilautumisen synnyttämät vaakasuuntaiset voimat selittävät sen kuinka betonikiveys voi työntää heikkoa reunatukea pois tieltään. Liitteen 3 kuvasarjassa (kuvat 2-4) on esitetty, kuinka betonikiven muoto ja ladontakuviio vaikuttavat kiven kiertymisen aiheuttamaan kiilautumiseen. Käytettäessä tavallista suorakulmionmuotoista betonikiveä, kiven B kiertyessä se liikuttaa vain kiertymissuunnassa olevia kiviä (kivi D), jolloin kiilautumista tapahtuu vain yhteen suuntaan. Sidekiviä käytettäessä kivi B liikuttaa kiertyessään kaikkia ympärillä olevia kiviä (A, C ja D), jolloin kiilautumista tapahtuu kahteen suuntaan. Tämä selittäisi sidekivien suorakaidekiviä suuremman  $E_2$ -moduulin (liite 6 taulukko 3). Kiilautumisella voidaan myös osittain selittää kalanruotoladonnan muita ladontakuvioita paremmat ominaisuudet päällysteenä. Käytettäessä kalanruotoladontaa ja suorakaidekiviä liitteen 3 kuvasta 4 havaitaan kuinka kiven B kiertyessä se liikuttaa ainoastaan kiveä D kuten tiililadontaa käytettäessäkin. Kivi D pyörii kuitenkin pystyak-

selinsa ympäri, jolloin vaakasuuntaista kiilautumista tapahtuu nuolen 1 suuntaisesti ja kiilautuminen paranee koko päällysteen alalta. Edellä esitetyt kiilautumismekanismit ovat yksinkertaistuksia, sillä todellisuudessa kiilautumista vain harvoin tapahtuu yhden akselin suuntaisesti. Lisäksi kiilautumiseen vaikuttavat saumaushiekan ominaisuudet ja käytetty sauman leveys.

### 2.3.3 Asennus

#### Asennustyön vaiheet

Betonikiveyksen asennuksen eri työvaiheet on esitetty liitteessä 4. Ennen itse betonikiveyksen asentamista täytyy tehdä pohjatyöt huolella. Pohjamaan kantavuudella on merkittävä vaikutus koko päällysteen kantavuuteen. Tarvittavien pohjatöiden laajuuteen vaikuttavat pohjamaan laatu ja liikennemäärät. Eri rakennekerrosten huolelliseen tiivistämiseen on myös kiinnitettävä huomiota, jotta varmistetaan valmiin päällysteen tasaisuus ja vältetään päällysteen urautuminen. (Betonikeskus ry 2007). Betonikiveys läpäisee vettä, jolloin rakennekerrosten ja pohjamaan kuivattaminen on tärkeää, jotta vesi ei pääse lammikoitumaan eikä rakenne routimaan. Rakenne voidaan tarvittaessa salaajittaa. Betonikiveykset asennetaan usein vettä läpäisemättömän sidotun kantavan kerroksen päälle, jolloin veden jääminen kantavan kerroksen päälle voidaan estää esimerkiksi poraamalla reikiä kantavan kerroksen alimpiin kohtiin. Betonikivillä korotetuilla suojateilla asennetaan luonnonkivistä valmistetut reunatuet maakooteaan betoniin, jolloin päällysteen reunaan jää vettä läpäisevä kaistale, vaikka kantava kerros olisikin sidottu. Näiden lisäksi esimerkiksi vettä läpäisevän asfaltin käyttö kantavan kerroksen materiaalina on mahdollista.

Betonikivien asennusalustana käytetään aina asennushiekkaa, joka levitetään kantavan kerroksen päälle. Suomessa ohjeellisena tiivistämättömän asennushiekkakerroksen paksuutena käytetään 30-40 mm ja tiivistetyn 20-30 mm. Asennushiekkakerros levitetään tavallisesti yhtenä kerroksena ja kahtena kerroksena, jos kohteessa ei voida välttää liikkumista tasatun asennushiekkakerroksen tai saumaamattoman ja tiivistämättömän valmiin kiveyksen päällä. Ennen asennushiekkakerroksen tasausta on päällysteen pinnan korkeus merkittävä maastoon linjalankojen avulla. Asennettaessa käsin tasaus tehdään tavallisesti oikolaudalla tai kolalla, se on tärkeä työvaihe valmiin päällysteen pinnan laadun kannalta. Asennushiekkakerros tulee levittää ja tasata kerralla päällystettävälle alueella. Tasatun asennushiekkakerroksen päällä ei saa liikkua ja kiviä asennettaessa asennushiekan tulee olla kuivaa. (Betonikeskus ry 2007; Rakennusteollisuus RT 2006)

Kivien asennus aloitetaan aina kiinteästä rakenteesta kuten reunatuesta ja latominen tapahtuu valmiin kiveyksen päältä. Betonikiveyksen tulee aina rajoittua kiinteään rakenteeseen kuten reunatukeen, rakennukseen tai toiseen päällysteeseen. Betonikivissä on nykyisin 2 mm asennusnystyrät ja kivien mitatoleranssi on 2 mm, jolloin saumaleveys vaihtelee 2-4 mm välillä. Asennustyö on suunniteltava huolella, jotta vältytään turhilta kivien leikkauksilta, pienempää kuin puolikasta kiveä ei suositella käytettäväksi. Betonikivien katkaisu tapahtuu kivileikkurilla. Betonikivien ohentaminen on yleensä kielletty.



Betonikivien latomisen jälkeen saumoihin levitetään kuiva saumaushiekka. Saumauksen jälkeen päällyste tiivistetään täryttämällä kevyehköllä täryttimellä (60-150 kg). Tärytyksen seurauksena asennushiekkakerros tiivistyy ja samalla asennushiekkaa nousee saumojen alaosiin, saumaushiekka tiivistyy ja vierekkäisten kivien väliset korkeuserot tasoittuvat. Jos saumat jäävät vajaiksi, harjataan saumoihin lisää saumaushiekkaa ja päällyste tärytetään uudestaan. Betonikiveyksen asennuksen päiväteho käsityönä on 60-100 m<sup>2</sup> 2-3 henkisellä asennusryhmällä. (Betonikeskus ry 2007; Rakennusteollisuus RT 2006)

### **Koneellinen asennus**

Koneellinen asennus on lähtöisin Hollannista ja Saksasta, missä sitä on käytetty 1970-luvulta lähtien, Pohjois-Amerikkaan koneellinen asennus tuli 1980-luvun alussa (ICPI 2004b). Suomeen koneellinen asennus on tullut vasta viime vuosina ja sen käyttö on lisääntymässä. Suurin syy koneladonnan suosiolle on työn nopeutuminen noin 3-5 -kertaiseksi käsinladontaan verrattuna, päivätehon ollessa 200-600 m<sup>2</sup> (Närhi 2006). Koneellinen asennus soveltuu suuriin vähintään muutaman sadan neliömetrin suuruisiin kohteisiin, joissa ladontakuvio ja kivityyppi ovat laajoilla alueilla samat. Tällaisia kohteita ovat esimerkiksi teollisuusalueet, satamat ja kevyen liikenteen väylät. Asennusryhmään kuuluu asennuskoneen lisäksi 3-4 asentajaa, joiden tehtävänä on pohjien teko, koneen ohjaus ja avustus sekä leikkaukset, lisäksi viimeistely tehdään edelleen käsityönä (Syrjä 2009). Markkinoilla on erityisesti koneelliseen ladontaan tarkoitettuja asennuskoneita sekä asennuslaitteita (tarraimia), jotka voidaan kiinnittää johonkin toiseen työkoneeseen kuten pienkuormaimeen. Koneladontaan sopivia kivimalleja on tarjolla kymmeniä, minkä lisäksi on tarjolla erilaisia ladontamalleja. Koneasennus vaatii sen, että kivet on pakattu kuormalavalle valmiiksi ladontakuvion mukaisesti, josta asennuslaite nostaa ja asentaa kivet lavakerros kerrallaan. Asennuskoneet toimivat puristamalla kerroksen kivet yhteen hydraulisella tai mekaanisella tarraimella, joiden lisäksi on imulla kivet nostavia alipainetarraimia (Houben & Knol 2009). Asennuskoneet asentavat kerralla noin neliömetrin suuruisen alueen. (Betoniteollisuus ry 2007; Närhi 2006)



**Kuva 14 Koneellista asennusta, vasemmalla alipainetarrain (Houben ja Knol 2009).**

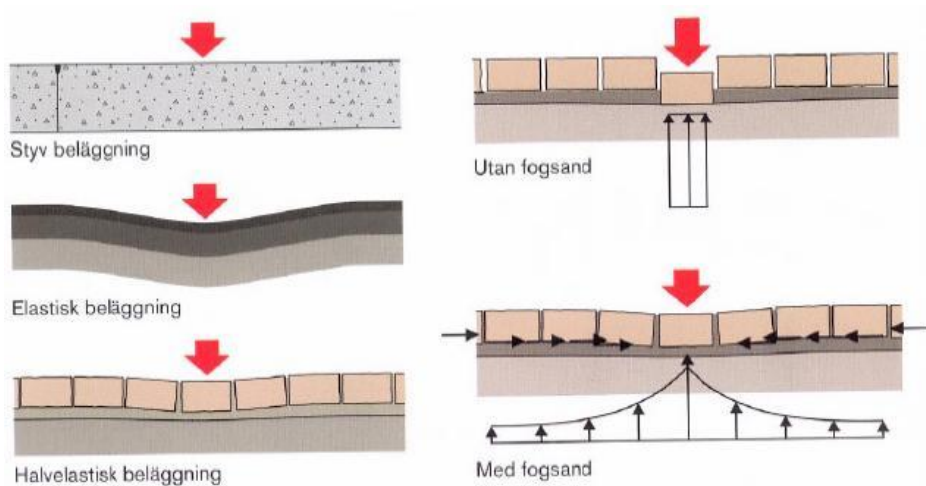
Edellä kuvatut asennuskoneet ovat tarkoitettu ainoastaan uusien betonikiveysten asentamiseen. Betonikiveysten uudelleenasettamiseen on kehitetty asennuskoneita, joista tässä esitellään kaksi (kuvat liitteessä 5). Ensimmäinen on nimeltään ”Paving Stone Layer”, joka koostuu säiliöstä, kahdesta liukuhihnasta ja alipainetarraimesta. Koneella voidaan asentaa sekä uutta että vanhaa kiveystä ja se vaatii lisäksi kolmihenkisen asennusryhmän. Yksi asentajista asettaa kivet sovitun ladontakuvion muotoon, toinen ohjaa alipainetarrainta, jolla kivet (0,5 m<sup>2</sup> kerros) ladotaan rakenteeseen ja kolmas täyttää kivisäiliötä ja toimii lisäapuna. Koko asennusryhmän päiväteho on 200-250 m<sup>2</sup> eli vähemmän kuin tavanomaisilla asennuskoneilla, mutta asennustyö helpottuu käsin asentamiseen verrattuna. Streetwise 1200 on tietokoneohjattu pyörillä varustettu asennuskone, jossa on robottikäsi betonikivien asennusta ja uudelleen asennusta varten. Asennuskone on täysin automatisoitu laite, joka tekee kolmen asentajan työt. Yksi henkilö ohjaa koneen päällystystyön aloittamiskohtaan ja syöttää koneelle tarvittavia tietoja, kuten kivimallin, päällysteen leveyden ja ladontakuvion, minkä jälkeen kone suorittaa ladonnan (Paving Expert 2012). Asennuskone latoo kivet robottikäden avulla yksi kerrallaan halutun ladontakuvion muotoon. Asentaja viimeistelee ladonnan eli latoo käsin mahdolliset yksityiskohdat ja reunimmaisat kivet. Kone asentaa 1200 kiveä tunnissa ja sen päiväteho on 200-250 m<sup>2</sup>. (Houben & Knol 2009)

Ladonnan lisäksi myös asentamisen muita vaiheita on mahdollista koneellistaa. Asennushiekan levittämistä ja tasausta on mahdollista nopeuttaa käyttämällä levittämiseen hieman muunneltua asfalttilevittintä. Tasaukseen voidaan käyttää myös kiskojen tai reunakiven päällä vedettävää oikolautaa (kuva liitteessä 5). Asennuskoneisiin on saatavilla harjauslaitteita, joilla voidaan levittää ja harjata saumaushiekkä saumoihin huomattavasti käsityötä nopeammin. (ICPI 2004b). Koneellinen asennus on edullisimmillaan asennettaessa suuria alueita. Suurin osa ajoneuvoliikenteen alueiden betonikiveyksistä on muutaman kymmenen neliömetrin suuruisia erityiskohteita kuten korotettuja liittymiä. Suomessa ei katuja päällystetä betonikivillä, joten koneellista asennusta voitaisiin tehokkaasti hyödyntää ajoneuvoliikenteen alueilla lähinnä terminaaleissa. Koneellinen asennus ei kuitenkaan ainoastaan lisää asennustyön tehokkuutta, vaan helpottaa asentajien raskasta työtä, joten tulevaisuudessa koneellinen asennus saattaa lisääntyä myös pienemmissä kohteissa.

## 2.4 Betonikiveyksen kantavuusmitoitus

### 2.4.1 Toiminta rakenteena

Saumattu betonikiveys toimii puolielastisena päällysteenä ja sen kantavuus perustuu vierekkäisten betonikivien lukkiutumiseen toisiinsa. Rakenteen kantavuus määräytyy liikennekuormituksen, alusrakenteen kantavuuden ja materiaalin sekä kerrosmateriaalien E<sub>2</sub>-moduulien mukaan (Betonikeskus ry, 2007).



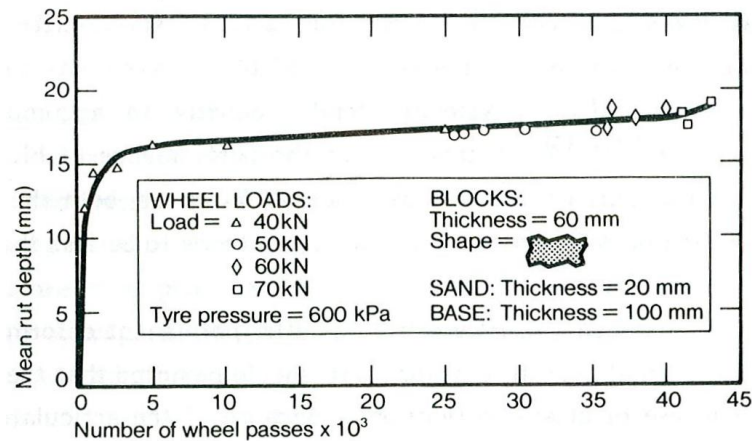
Kuva 15 Betonikiveykset luokitellaan puolielastisiksi päällysteiksi (Järvinen 2009).

## 2.4.2 Kuormitusvaatimukset

### Liikennekuormat

Pääasiallisesti betonikiveyksille aiheuttavat kuormitukset ajoneuvot ja niiden pyöräkuormat, jotka aiheuttavat rakenteeseen erilaisia veto-, puristus- ja leikkausjännityksiä. Pyöräkuorma määräytyy renkaiden ilmanpaineen ja ajoneuvon painon mukaan. Ainoastaan kuorma-autot aiheuttavat päällysteen paksuusmitoitukseen vaikuttavia jännityksiä ja muodonmuutoksia. Muita tärkeitä suunnittelussa huomioon otettavia tekijöitä ovat ajoneuvon kiihdytyksissä, jarrutuksissa ja kaarreaajossa synnyttämät horisontaaliset voimat, joita syntyy erityisesti terminaaleissa ja katujen liittymäalueilla. (Betonikeskus ry, 2007)

Shackelin (1990, s. 80-84) mukaan asfalttipäällysteen sallittujen pyöräkuormien laskemiseksi käytettäviä kaavoja tulee käyttää harkiten betonikiveyksille. Betonikiveyksellä on tapana jäykistyä liikenteen vaikutuksen alaisena, mikä on tyypillistä taipuisille päällysteille. Jäykistyminen ilmenee pysyvien muodonmuutosten pienenemisenä tai jopa loppumisena. Poiketen muista taipuisista päällysteistä betonikiveyksillä myös  $E_2$ -moduuli kasvaa ja kuormitettavuus lisääntyy. Kuvasta 16 havaitaan kuinka päällysteen saavuttaessa riittävän deformaation, jolla betonikivet kiilautuvat toisiaan vasten, voidaan kuormitusta kasvattaa huomattavasti ilman merkittävää deformaation kasvua. Tällöin betonikiveys on kokonaan lukkiutuneessa tilassa, jota kutsutaan englanniksi termillä ”lockup”. Ainoastaan betonikiveyksen on havaittu käyttäytyvän tällä tavoin.



Kuva 16 Betonikiveyksen deformaation kehittyminen ajan suhteen (Shackel 1990, s.82).

### Ympäristövaikutukset

Sään vaihtelut tulee myös ottaa huomioon mitoitettaessa betonikiveyksiä. Merkittävimpiä näistä ovat lämpötilavaihtelut, routa, joka aiheuttaa päällysteen liikkumista ja runsaat sademäärät, jotka saattavat alentaa päällysteen kantavuutta. (Betonikeskus ry, 2007). Lämpötilavaihtelut eivät ole kuitenkaan yhtä merkittäviä betonikiveyksillä kuin betoni- tai asfalttipäällysteillä. Betonikivien kimmomoduuli on suurempi kuin asfalttibetonilla ja se on riippumaton lämpötilasta. Lisäksi betonikivillä ei ole havaittu vastaavanlaista kieroutumista tai laajenemista kuin betonilaatoilla, minkä takia edes laajoilla betonikivipäällysteillä ei ole tarvetta laajenemissaumoille. (Shackel, 1990)

### 2.4.3 Kantavuusmitoitus Suomessa

#### Kantavuusmitoituksen perusteet

Kantavuudella tarkoitetaan rakenteen kykyä vastustaa kuormituksesta syntyviä muodonmuutoksia, tässä tapauksessa liikennekuormista. Mitä parempi kantavuus sitä pienemmät ovat rakenteen taipumat. Yleisimpiä kantavuudenmittauslaitteita ovat taipumamittauslaitteet, levykuormituslaite ja raskas pudotuspainolaite. Suomessa käytettävät katu- ja tierakenteiden mitoitusten menetelmät perustuvat  $E_2$ -arvoon, jolla voidaan ilmaista eri rakennekerrosten ja koko päällysteen kimmomoduulit. Routamitoitus voidaan tehdä joko Tiehallinnon tai Suomen kuntatekniikan yhdistyksen julkaisuissa esitettyjä ohjeita noudattaen. (Betonikeskus ry, 2007)

#### Mitoituksen lähtökohdat

Betonikiveyksille voidaan sallia suurempi taipuma ( $\leq 2$  mm), kuin betoni- ja asfalttipäällysteille, koska päällyste muodostuu alaltaan pienistä ja paksuista kivistä sekä saumoista. Betonikiveyksillä voidaan monissa tapauksissa käyttää ohuempia rakennekerroksia kuin muilla päällystetyypeillä. Käytettäessä sitomatonta kantavaa kerrosta taipumat eivät ole olennaisia mitoituspäätöksiä. Sidotuilla kantavilla kerroksilla on otettava taipumat mitoituksessa huomioon, jotta vältytään haitallisilta vetojännityksiltä kantavassa kerroksessa, mutta tässäkin tapauksessa taipuma ei ole määräävä mitoitettava teki-

jä. (Shackel, 1990, s. 115-116). Mitoituksen tärkeimpiä lähtökohtia ovat liikenne- ja lämpötilakuormitusten aiheuttamat jännitykset ja muodonmuutokset kerrosten rajapinnoilla. Betonikivipäällysteen alareunaan ei rakenteen vuoksi synny taivutusvetojännityksiä toisin kuin betoni- ja asfalttipäällysteisiin. Koska betonikiveys toimii taipuisan päällysteen tavoin, rakennemitoituksessa voidaan käyttää  $E_2$ -arvoa. Betonikiveyksen kimmomoduuli on suurempi kuin asfaltilla, mutta pienempi kuin betonipäällysteellä. Mitoitettavia muuttujia ovat pohjamaan ja sitomattomien rakennekerrosten pystysuorat puristusjännitykset. Niiden on oltava pieniä, jotta rakenne ei murru kuormituksen alla. Jännityksiä olennaisempaa on, että rakenne ei pääse urittumaan rakennekerrosten tiivistymisen ja mahdollisten muodonmuutosten seurauksena. Betonikiveyksillä deformatioituminen tapahtuu pääasiassa rakenteen kuormitushistorian alussa ennen kuin rakenne on lukkiutunut ja alku-urautuminen voi olla monesti ongelma (Shackel 1990, s. 115-116). Reunaprofiloidut kivet eli ns. sidekivet soveltuvat hyvin vaativiin päällystyskohteisiin, koska niillä saavutetaan päällysteen hyvä lukkiutuminen. (Betonikeskus ry, 2007)

### Rakenteen mitoitusparametrit

Betonikiveyksen mitoitukseen vaikuttavat liikennekuormat, alusrakenteen kantavuus ja materiaali sekä kerrosmateriaalien  $E_2$ -moduulit.

Liikennekuormitus ilmoitetaan kuormituskertalukuna, jolla tarkoitetaan päällysrakenteen mitoitusiän (20-30 vuotta) aikana tapahtuvien 100 kN:ksi muutettujen yksikköakselien ylityskertojen lukumäärää. (Betonikeskus ry, 2007)

Alusrakenteen kantavuus ilmoitetaan  $E_2$ -moduulina ja se vaikuttaa rakennekerrosten paksuuteen, materiaali puolestaan vaikuttaa kantavuus- ja routivuusominaisuuksiin. Mitoituskantavuutena käytetään materiaalin kevätkantavuusarvoa. (Betonikeskus ry, 2007). Routivuus tulee ottaa huomioon, kun routiva pohjamaa luokitellaan routivaksi tai erittäin routivaksi. Routivuuden huomioon ottaminen vaatii paksunnan rakenteen ja se tapahtuu vahventamalla tukikerrosta. Alusrakenteiden kantavuusluokitukset on esitetty liitteessä 6. (SKTY 2003)

Tarvittavat rakennekerrokset lasketaan kerrosmateriaalien  $E_2$ -moduulien avulla. Rakennekerrosmateriaalit voidaan korvata toisilla seuraavan yhtälön avulla:

$$h_y = h_x * \left( \frac{E_x}{E_y} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (1)$$

$h_x$  ja  $h_y$  materiaalien x ja y paksuudet

$E_x$  ja  $E_y$  materiaalien x ja y  $E_2$ -moduulit

Tyypillisiä rakennekerrosten materiaaleja ja niiden  $E_2$ -moduuleja on esitetty liitteessä 6. Lukkiutuvan betonikiven  $E_2$ -moduuli on  $5000 \text{ MN/m}^2$ , kun lukkiutumattomalla vastaava arvo on  $2500 \text{ MN/m}^2$ . Tästä huomataan kuinka suuri merkitys oikean kiven valinnalla on kiveyksen kantavuuden kannalta. (Betonikeskus ry, 2007)

### Rakennekerrosten laskenta

Betonikiveyksen kantavuusmitoituksen lähtökohtana on päällysteen pinnalta mitattu kantavuus. Kuten aiemmin todettiin, kantavuusmitoituksen parametreina ovat urautuminen ja alusrakenteen pystysuuntaiset jännitykset. Kiveyksen taivutusvetojännitykset eivät ole mitoituksen kannalta olennaisia. Kiveyksen päältä mitatut kantavuuden tavoitearvot on merkitty liitteen 6 taulukkoon 1. Laskennallisesti kantavan kerroksen päältä mitattavalle kevätkantavuusarvolle saadaan taulukon 3 mukaiset ohjearvot lukkiutuville (luokka I) ja lukkiutumattomille (luokka II) betonikiville katuluokittain.

**Taulukko 3 Laskennalliset kevätkantavuusarvot, MN/m<sup>2</sup>. \*Suositellaan raiteistumisvaaran vähentämiseksi (Betonikeskus ry 2007).**

Katuluokka	Betonikivi	
	Luokka I	Luokka II
1	200	350
2	150	250
3	100	150
4-6	50 (100)*	75 (100)

Käytännössä kantavuuden ohjearvot ylittyvät selvästi käytettäessä luokkien A ja B pohjamaita. Mitoituksessa käytetään Odemarkin mitoitussyhtälöä (kaava 2), jonka avulla saadaan E-moduuli eli staattinen kimmomoduuli, joka vastaa kuormituskokeesta saatavia E<sub>2</sub>-kantavuusarvoja.

$$E_{\gamma} = \frac{E_A}{\left(1 - \frac{1}{\sqrt{1 + 0,81 \left(\frac{h}{0,15m}\right)^2}}\right) \frac{E_A}{E} + \frac{1}{\sqrt{1 + 0,81 \left(\frac{h}{0,15m}\right)^2} \left(\frac{E}{E_A}\right)^{\frac{2}{3}}}} \quad (2)$$

jossa

E<sub>γ</sub> mitoitettavan kerroksen päältä saavutettava kantavuus, MN/m<sup>2</sup>

E<sub>A</sub> mitoitettavan kerroksen alta saavutettava kantavuus, MN/m<sup>2</sup>

h mitoitettavan kerroksen paksuus, m

E mitoitettavassa kerroksessa käytettävän materiaalin E-moduuli, MN/m<sup>2</sup>

Liitteessä 6 on esitetty mitoitustaulukko rakennekerroksien paksuudelle. Ne on laskettu käyttäen Odemarkin mitoitussyhtälöä. Ajoneuvoliikenteen alueilla on usein suositeltavaa käyttää sidottua kantavaa kerrosta varsinkin, jos pohjamaa on heikko. Tällä parannetaan erityisesti kantavuutta, mutta myös vähennetään epätasaisten painumien syntyä ja alustan kantavuuseroja. Sidottujen kantavien kerroksien

tapauksessa on muistettava tarkastaa, että sidotun kerroksen alapinnan taivutusvetojännitykset ja väsytyslujuus eivät ylity. (Betonikeskus ry, 2007)

#### 2.4.4 Betonikiveyksen kantavuus

Tutkimuksissa ja käytännössä on selvitetty betonikiveyksen kantavuuteen vaikuttavia tekijöitä. Seuraavassa on kootusti huomioita betonikiveyksen kantavuudesta ja siihen vaikuttavia tekijöitä.

- pohjarakenteen merkitys suuri
- sidottu kantava kerros suositeltava ajoneuvoliikenteen alueilla
- reunakivet parantavat kantavuutta stabiloimattomilla rakenteilla
- oikean kivityypin valinta
- ladontakuvio
- alku-urautuminen merkittävää.

Monissa tutkimuksissa on todettu kantavalla kerroksella olevan huomattava vaikutus betonikiveyksen kantavuuteen (Wäppling, 2000; Wellner & Gleitz 1996). Myös käytännön kokemusten perusteella on huomattu, että käytettäessä sitomatonta kantavaa kerrosta rakenteen kantavuus ei useinkaan ole riittävä. Siksi sidotun kantavan kerroksen käyttäminen ajoneuvoliikenteen alueilla on suositeltavaa. Esimerkiksi Vantaalla betonikivillä korotetut suojatiet rakennetaan aina asfaltin päälle. Maakostean betonin päälle rakennetut betonikiveykset eivät ole kestäneet, vaan niihin on syntynyt painumia. Käytettäessä sidottua kantavaa kerrosta kuivatuksesta huolehtiminen on tärkeää. Jos käytetään sitomatonta kantavaa kerrosta, reunakivillä voidaan parantaa rakenteen kantavuutta (Wäppling, 2000).

Panda ja Ghosh (2002b) tutkivat betonikiven ominaisuuksien ja ladontakuvion vaikutuksia betonikiveyksen kantavuuteen. Betonikivien tehtävänä on yhdessä saumaushiekan kanssa jakaa kuormitus laajemmalle alueelle, jotta yhteen kohtaan syntyvä jännitys ei kasva pohjarakenteen kantavuuden osalta liian suureksi. Tutkittavia parametreja olivat kiven koko, muoto, paksuus ja lujuus sekä ladontakuvio. Betonikiven muodolla todettiin olevan vaikutusta kiveyksen kantavuuteen. Reunaprofiloitujen eli lukkiutuvien betonikivien käyttö johti päällysteen pienempiin taipumiin. Tätä selitettiin reunaprofiloitujen kivien suuremmalla pystysuuntaisella pinta-alalla suorakulmaisiiin ja neliönmuotoisiin kiviin verrattuna. Siksi kitka vierekkäisten kivien välillä on reunaprofiloiduilla kivillä suurempi. Tämä tukee aikaisempien tutkimusten tuloksia. Betonikiven kokoa (kiven kulutuspinnan pinta-alaa) kasvattamalla saatiin kantavuutta parannettua. Pienillä kivillä saumoja on pinta-alaa kohti enemmän. Kuormitettaessa kivi saattaa päästä liikkumaan, jolloin saumaushiekan puristuminen pienenee ja jännitys saumoissa laskee. Siitä syystä pienillä kivillä, joilla saumatiheys on suurempi, myös taipumat ovat suurempia. Kiven koko vaikuttaa siis sen kykyyn jakaa kuormituksia. Shackel (1980) ei havainnut omissa tutkimuksissaan koon vaikuttaneen päällysteen suorituskykyyn. On huomattava, että Panda ja Ghosh käyttivät tutkimuksissaan neliönmuotoisia kiviä ja Shackel suorakulmionmuotoisia, Suomessa käytettäviä

isoja sauvakiviä hiukan pienempiä betonikiviä. Betonikiven puristuslujuudella ei havaittu olleen vaikutusta kantavuuteen, mutta kiven paksuutta lisäämällä myös kantavuus parani. Paksuutta kasvattamalla pystysuuntainen pinta-ala kasvaa ja kitkapinta lisääntyy, mikä parantaa kantavuutta. Kasvattamalla kiven paksuutta 60 mm:stä 100 mm:iin parani päällysteen suorituskyky huomattavasti. Ladontakuviolla ei ollut vaikutusta taipuman suuruuteen Pandan ja Ghoshin tutkimuksissa. Kitkapinnan alan todettiin olevan ladontakuviosta riippumatta sama, mikä selittäisi tuloksen. Shackel et al. (1993) päätyivät kuitenkin tutkimuksessaan siihen lopputulokseen, että kalanruotokuvio oli tiililadontaa parempi kantavuuden kannalta. Shackel (1980) päätyi samaan havaintoon jo aikaisemmin ja totesi silloin kalanruotoladonnan saavuttavan täyden lukkiutumisen toisin kuin tiililadonta ja kestävän sen vuoksi suurempia kuormituksia. Joka tapauksessa kalanruotoladonnalla saavutetaan todistetusti parempi sivuttaissuuntainen lukkiutuminen.

Betonikiveyksellä urautuminen tapahtuu tavallisesti rakenteen elinkaaren alussa eli puhutaan alkuurautumisesta. Tietyn kuormitusmäärän jälkeen betonikiveyksen urautuminen hidastuu merkittävästi tai jopa pysähtyy. Tämä johtuu kahdesta asiasta, pohjarakenteen ja asennushiekan tiivistymisestä ja kiveyksen jäykistymisestä. Elinkaaren alussa kuormituksen seurauksena pohjarakenteessa ja asennushiekkakerroksessa tapahtuu tiivistymistä eli pysyviä muodonmuutoksia. Tietyn kuormituskertojen lukumäärän jälkeen asennushiekka ja pohjamaa ovat saavuttaneet täyden tiiviytensä, minkä jälkeen muodonmuutokset ovat elastisia. Tutkimukset ovat osoittaneet, että hiekan ja pohjakerrosten saavutettua täyden tiiviytensä ja kiveyksen lukkiuduttua betonikiveyksessä tapahtuvat muodonmuutokset ovat hyvin pieniä. (Panda ja Ghosh 2002b). Pohjaolot vaikuttavat merkittävästi päällysteen kantavuuteen ja tarvittaessa pohjamaata on vahvistettava. Käyttämällä sidottua kantavaa kerrosta, tiivistämällä asennushiekka huolella ja noudattamalla ohjearvoa asennushiekan paksuudelle urautumisen ei pitäisi olla merkittävä ongelma betonikiveyksillä.

## **2.5 Betonikivien laadunvarmistus**

### **2.5.1 Betonikivien standardisointi**

#### **Betonikivistandardi**

Betonisille päällystekiville on olemassa oma standardinsa ”SFS-EN 1338 Betoniset päällystekivet. Vaatimukset ja testausmenetelmät” ja betonisille päällystelaatoille kansainvälinen standardi ”SFS-EN 1339 Betoniset päällystelaatat. Vaatimukset ja testausmenetelmät”. EN-standardit ovat kansainvälisiä standardeja ja ne vahvistetaan sellaisinaan kansallisiksi SFS-EN-standardeiksi (Kiviteollisuusliitto ry 2012). EN-standardit laaditaan CEN:n (European Committee for Standardization) teknisissä komiteoissa, joista CEN/TC 178 vastaa päällyste- ja reunakivistä. CEN/TC 178 on jaettu viiteen työryhmään, joista yksi vastaa betonituotteista (CEN 2012). Suomesta standardisointityöhön on osallistunut noin kymmenen henkilöä ja vastuullisena toimialayhteisönä toimii Rakennustuoteteollisuus RTT, josta on valittu toimialayhdyshenkilö (SFSedu, 2012). Toimialayhdyshenkilö seuraa standardin laatimisen



etenemistä teknisessä komiteassa ja edustaa Suomea kokouksissa. Toimialayhdyshenkilö kommentoi ja äänestää standardiluonnosta virallisilla käsittelykierroksilla toimialayhteisössä yhteisesti sovitun kannan mukaisesti. EN-standardi tulee sellaisenaan voimaan jäsenmaissa eikä siihen ole mahdollista tehdä muutoksia, mutta jokainen maa voi laatia oman kansallisen soveltamisstandardinsa. Se on voimassa ainoastaan kyseisessä maassa, eikä sille tarvitse hakea hyväksyntää muilta mailta, vaan hyväksyntä hoidetaan kansallisella lausuntokierroksella, jossa sitä voivat kommentoida esimerkiksi yritykset, jotkin ministeriöt ja Tukes. Suomessa on käytössä joitain kansallisia soveltamisstandardeja. EN-standardien lisäksi on käytössä hEN-standardeja eli harmonisoituja tuotestandardeja. Harmonisoitu tuotestandardi määrää tuoteryhmäkohtaisesti tuotteilta vaadittavat ominaisuudet, valmistuksen laadunvalvonnan vaatimukset ja CE-merkinnässä ilmoitettavat tiedot. Harmonisoidun tuotestandardin piiriin kuuluvat rakennustuotteet voivat saada CE-merkinnän ja 1.7.2013 CE-merkintä tulee niille pakolliseksi uudistetun rakennustuoteasetuksen mukaisesti. (Ympäristöministeriö 2012) Betonikivien ja -laattojen kansalliset standardit ovat harmonisoituja. Betoniset päällystekivet -standardi kuuluu AoC -luokkaan 4 eli riittää, että valmistaja itse vakuuttaa tuotteen ominaisuuksien vaatimustenmukaisuuden. Valmistaja suorittaa siis standardinmukaista tuotteen alkutyypitestausta ja tehtaan sisäistä laadunvalvontaa. Vaatimustenmukaisuuden osoittamisesta on kerrottu tarkemmin seuraavassa kappaleessa. (Karlsson 2012)

### **Vaatimustenmukaisuuden osoittaminen**

Betonikivien valmistajien täytyy testauttaa valmistamansa kivet kerran vuodessa kulutuskestävyyden ja säänkestävyyden osalta. Tämä perustuu kivien valmistajien keskinäiseen sopimukseen ja standardin (SFS-EN 1338) vaatimukseen. Standardin mukaan betonikivien vaatimustenmukaisuus osoitetaan suorittamalla kolmannen osapuolen tekemiä tuotteen tyyppitestausta sekä tehtaan sisäisellä laadunvalvonnalla. Tyyppitestausta tarkoitetaan joko alkutestausta tai uusittua tyyppitestausta. Alkutestaus suoritetaan perustettaessa uutta tuotantolinjaa tai aloitettaessa uuden kivityypin tai kivityyppien perheen valmistusta. Uusittu tyyppitestaus tulee suorittaa, jos laitteistoissa, valmistusprosesseissa, raaka-aineissa tai niiden suhteutuksessa tapahtuu merkittäviä muutoksia. Liitteeseen 7 on merkitty tyyppitestausten näytteenottosuunnitelma ja vaatimustenmukaisuuden ehdot. Tehtaan sisäisellä laadunvalvonnalla tarkoitetaan järjestelmää, jolla varmistetaan valmiiden tuotteiden vaatimuksenmukaisuus tehtaan omasta toimesta. Se käsittää laitteiden, materiaalien, tuotantoprosessien ja tuotteiden tarkastuksen. Standardissa on annettu esimerkki laduntarkastusjärjestelmän tarkastusmallista. Kulutuskestävyys ja luokan 3 säänkestävyys eivät kuulu tehtaan sisäiseen laadunvalvontaan, vaan ne testataan tyyppitesteinä kerran vuodessa silloinkin, kun ei tapahdu muutoksia. Luokan 3 säänkestävyys vaaditaan betonikiviltä, jotka joutuvat pakkasella alttiiksi liukkaudentorjunta-aineille. Säänkestävyys testataan jäädytys-sulatustestillä. Toimituseräkohtaista hyväksymismenettelyä voidaan käyttää tilanteissa, joissa kolmas osapuoli ei ole arvioinut vaatimustenmukaisuutta tai riitatilanteissa. Jokaisesta toimitukseen kuuluvasta toimituserästä otetaan näytteeksi vaadittu lukumäärä kiviä ja testataan ominaisuudet standardin mukaisesti. Riitatapauksissa testataan vain kiistanalainen ominaisuus tai ominaisuudet.

## 2.5.2 Vantaan toimitusketju ja hankintamenettely

Vantaan kaupunki käyttää betoni- ja luonnonkivitoissa vuosiurakoitsijaa eli yhtä pääurakoitsijaa, joka vastaa kyseisen vuoden urakkaohjelmassa olevista betoni- ja luonnonkivitoiden rakentamisesta. Hankintalaki (3 luvun 15 §) määrää, että yli 150 000 € (ilman alv:ia) arvoiset rakennusurakat tulee kilpailuttaa julkisesti, joten vuosiurakoitsija valitaan avoimen julkisen kilpailutuksen päätteeksi. Yleensä urakoitsijaksi valitaan halvimman tarjouksen tehnyt yritys. Urakkaohjelma vahvistetaan helmimaaliskuun vaihteessa, jolloin täytyy olla mahdollisimman tarkasti selvillä seuraavana kesänä rakennettavat betoni- ja luonnonkivikohteet. Urakkaohjelmaan sisältyy määräluettelo, johon on arvioitu esimerkiksi koko urakkaan tarvittavien suojatiekivien määrä neliömetreissä. Kohteet valitaan urakkaohjelmaan saman vuoden rakentamishjelmassa olevien kohteiden ja niistä tehtyjen suunnitelmien perusteella. Rakentamishjelma vahvistetaan jo vuoden alussa, jolloin kaikki kohteet eivät ole vielä selvillä, joten osa urakkaohjelman kohteista joudutaan arvioimaan aikaisempien vuosien rakentamismäärien perusteella. Urakkaohjelman vahvistamisen jälkeenkin lopullinen kohteiden määrä muuttuu, sillä joka vuosi keväällä ja kesällä tulee kohteita, jotka joudutaan tilaamaan urakkaohjelman ohi. Tilauksia voivat tehdä Vantaan kaupungin toimialat ja liikelaitokset, Vantaan enemmistöosuudella omistamat osakeyhtiöt sekä Vantaan kaupungin alueella myös HSY:n vesihuolto. Yleensä nämä kohteet ovat pieniä uudis- tai korjausrakentamiskohteita, joita ei erikseen kilpailuteta, vaan ne lisätään vuosiurakkaan. Yli 150 000 € arvoiset urakat kilpailutetaan hankintalain mukaisesti ja usein myös yli 100 000 € kohteista järjestetään pieni kilpailu muutaman valitun urakoitsijan kesken. Urakkaohjelman ohi tulevien kohteiden osuus koko vuoden aikana rakennettavista kohteista voi olla prosentuaalisesti melko suurikin, mutta kohteet ovat useimmiten kooltaan hyvin pieniä.

Kivityypin kohteeseen valitsee suunnittelija ja viime kädessä työpäällikkö. Suunnitelmassa on yleensä ilmoitettu betonikiven väri ja kivityyppi. Urakoitsija kilpailuttaa itse tavarantoimittajat ja ilmoittaa tarjouksessaan käyttämänsä tavarantoimittajan tiedot. Ajoneuvoliikenteen alueilla käytetään nykyisin yleensä suojatiekiviä tai muita ajoneuvoliikenteen alueille tarkoitettuja kiviä, aina näin ei kuitenkaan välttämättä ole. Urakkasopimus pitää sisällään muiden muassa seuraavat tekniset asiakirjat

- Työselostus ja laatuvaatimukset
- ”Betoni- ja luonnonkivituotteet päällysrakenteena”, Suomen kuntatekniikan yhdistyksen julkaisu 14/97.

Työselostuksessa ja laatuvaatimuksissa viitataan kansallisiin ohjeisiin ja standardeihin. Betoni- ja luonnonkivituotteet päällysrakenteena -kirjassa on esitetty standardissa asetetut vaatimukset betonikivien lujuus- ja kestävyysominaisuuksille. Erikseen urakkasopimuksessa ei ole esitetty vaatimuksia esimerkiksi ajoneuvoliikenteen alueilla käytettävien betonikivien kulutuskestävyysvaatimuksille, vaan urakka-asiakirjoissa viitataan kansallisiin ohjeisiin ja standardeihin. Urakoitsija on vastuussa valmiista työstä ja kohteen takuu-aika on rakennusurakan yleisten sopimusehtojen mukaisesti kaksi vuotta.

## 2.6 Polymeerikivi ja muut erikoistuotteet

### 2.6.1 Teknokivi

Polymeerikiviä valmistettiin Suomessa 2000-luvun alussa tuotenimellä Ekokivi. Ekokiven tuotanto ja koneet myytiin 2000-luvun puolivälissä Harjun betonille, joka myöhemmin lopetti Ekokivien valmistuksen. Ekokivestä valmistettiin muutamia kohteita, esimerkiksi Vantaalle Kulotielle rakennettiin Ekokivestä korotettu suojatie ja Korson torin sekä Lumon ympäristö päällystettiin Ekokivellä. Polymeerikivien valmistus aloitettiin uudelleen vuonna 2010 nimellä Teknokivi. (Pohjolan Teknokivi Oy 2011)

#### Valmistus

Polymeerikivet valmistetaan valutekniikalla ja täryttämällä, joissain tapauksissa voidaan käyttää puristusta. Sideaineena polymeerikivessä käytetään polymeerihartsia, johon perustuvat polymeerikiven hyvät lujuusominaisuudet. Runkoaineena käytetään pääasiallisesti kiviteollisuudelta ylijäävää kiviä-jätettä. Runkoaineena voidaan käyttää kiven lisäksi myös muita materiaaleja kuten kumirouhetta, jätelasia ja puunjalostuksen sivutuotteita kuten kuitulevyjätettä. Teknokivi on valmistanut koemielessä polymeerikiviä, joissa osa kiviaineksesta on korvattu kumirouheella. Kumirouheella voidaan parantaa kiven kulutuskestävyyttä, elastisuutta ja käsiteltävyyttä. Polymeerikiven valmistuksessa käytetään kolmea erilaista kivifraktiota, joiden rakeisuus vaihtelee 0,5-3 mm välillä. Toisin kuin betonikivillä kiviaines pyritään pitämään mahdollisimman hienona, jotta lujuusominaisuudet olisivat parhaat mahdolliset. Suurirakeinen kiviaines murtuu ja heikentää valmiin tuotteen ominaisuuksia. Kiven kovettuminen on kemiallinen prosessi, johon käytetään kovettimena butanoxia eli vetyperoksidia, joka kovettaa polymeerihartsin. Vetyperoksidi lisätään hartsin sekaan ja lämmitetään, minkä jälkeen lisätään joukkoon kiviaines. Kovettimen määrällä voidaan säädellä kovettumisnopeutta. Maksimiannoksena käytetään 2,5 %, tätä suuremmilla annoksilla kivi saattaa kovettua liian nopeasti ja haljeta. Kovettumisprosessi kestää 30-60 minuuttia käytettäessä 1 % annostelua.

Polymeerikivi värjätään ultraäänellä maksimissaan 700 Mhz taajuudella. Värjäysprosessissa voidaan värjätä kokonainen kivi tai pelkkä kiviaines. Väliaineena käytetään tavallisesti metyleenikloridia, joka poistaa pintajännityksen. Väliaineena voidaan käyttää myös teollisuusbenssiiniä tai vettä. Vesi vaatii kuitenkin paineistetun (10 bar) astian. Prosessissa ultraäänellä pommitetaan kiveä, joka on rummussa, jossa on väli- ja väriainetta. Pommitettaessa syntyy kavitaatiokuplia, jotka imeytyvät kiviaineksen huokosiin ja puhdistavat ne, samalla myös väriaine pääsee imeytymään kiviaineksen huokosiin ja läpivärjää kiven. Liuskeisten kivilajien läpivärjäys on osoittautunut hankalaksi samoin kuin esimerkiksi graniitin, joka on lujaa eli siinä on vähän huokosia ja sillä on oma luonnollinen värinsä. Parhaimpia värjättäviä ovat huokoiset kivilajit. Väriaineita on lukematon määrä ja oikean pigmentin valinta oikealle kivilajille on tärkeää. Väriaineen määrä vaikuttaa myös kovettumisprosessiin. (Pohjolan Teknokivi Oy 2010; Pohjolan Teknokivi Oy 2011)

## Ominaisuudet

Tässä esitetyt polymeerikiven ominaisuudet ovat valmistajan ilmoittamia. Pohjolan Teknokivi Oy:n mukaan VTT on testannut yrityksen polymeerikiviä. Polymeerikivien puristuslujuus on noin 120 MPa, vetomurtolujuus 25-40 MPa. Betonikiven puristuslujuus on tavallisesti noin 50 MPa. Polymeerikivellä on pienen huokoisuutensa ansiosta hyvä säänkestävyys, joka on valmistajan mukaan 2-4-kertainen betonituotteisiin verrattuna. Vedenimeytyminen on 0,01 % ja kivi kestää myös laimeita happoja. Polymeerikivien kulutuskestävyyttä testattiin tätä työtä varten Prall-kokeella ja Böhme-laitteella, tulokset on esitetty kappaleessa 4. (Pohjolan Teknokivi 2011; Pohjolan Teknokivi 2010)

## Esimerkkikohteet

Seuraavassa esitellyt esimerkkikohteet ovat Ekokivellä päällystettyjä korotettuja suojateitä, jotka on rakennettu 2000-luvun alussa (Kulotie vuonna 2002). Toinen kohteista sijaitsee Vantaalla Kulotiellä ja toinen Keravalla Asemantiellä. Kummatkin kadut voidaan luokitella kokoojakaduiksi.

Kulotien korotettu suojatie oli rakennettu käyttäen kolmea eriväristä kiveä. Mustilla ja valkoisilla kivillä oli päällystetty suojatien kohta ja muu korotus oli rakennettu vaalean ruskeilla kivillä. Reunatuot oli tehty betonista ja viiste asfaltista. Ekokivet oli asennettu asennushiekkakerroksen päälle ja sen alla oli asfaltti. Korotettu suojatie oli erittäin hyvässä kunnossa. Kivissä ei ollut silmämääräisesti havaittavissa nastarengaskulumaa. Ekokivet eivät olleet myöskään halkeilleet, joitain lohkeamia kivien reunoissa oli paikoin havaittavissa. Kivien voidaan kuitenkin todeta olleen moitteettomassa kunnossa. Kohteessa betoniset reunakivet olivat kuitenkin hajonneet ja viisteen maalaukset lähes kokonaan kulu-  
neet. Betoninen reunatuki ei ole paras mahdollinen vaihtoehto tällaisissa kohteissa.



**Kuva 17 Kulotie**

Keravan Asemantien suojatien korotettu osa sekä viisteet oli rakennettu mustista ja valkoisista Ekokivistä. Korotetulla osalla oli 1-3 m levyinen kaistale, joka oli päällystetty punaisista graniittinoppakivistä. Reunatuet oli tehty punaisesta graniitista. Keravan Asemantien kohteessa oli Kulotietä enemmän ongelmia. Jari Kaija Keravan kaupungilta totesi, että jo asennusvaiheessa syntyi ongelmia. Ekokivissä ei ollut asennusnystyröitä, joten sopivan saumavälin saaminen oli erittäin hankalaa. Saumat menivät paikoin umpeen niin, että saumoihin ei saatu levitettyä saumaushiekkää. Kuvasta 18 huomataan kuinka kivilinjat aaltoilevat eivätkä mene suoraan kuten pitäisi. Suojatie oli myös urautunut todella pahasti ja yhdessä kohdassa oli syvä painauma, jossa kivet olivat halkeilleet (liite 8). Kiviä on halkeillut muissakin kohdissa. Kiviä on jouduttu ilmeisesti vaihtamaan jälkikäteen ja toisessa viisteessä on suuri asfalttipaikkaus. Ekokivissä ei ollut havaittavissa nastarengaskulumaa ja halkeilleet kivet olivat kohdissa, joissa pohjarakenne tai saumaus tai molemmat olivat pettäneet. Eli kivet olivat kestäneet kohteessa hyvin. Nykyisissä Teknokivissä on asennusnystyrät, joten Keravalla esiintyneitä ongelmia ei pitäisi esiintyä. Koekohdetta rakennettaessa (kappale 5) havaittiin kuitenkin, että Teknokivet eivät ole yhtä mittatarkkoja kuin betonikivet, mikä hankaloittaa asennustyötä. Kivet olivat kuitenkin säilyneet molemmissa kohteissa hyväkuntoisina nyt noin kymmenen vuotta ja niiden voidaan uskoa kestävän myös jatkossa.



**Kuva 18 Asemantie**

### **Tulevaisuudennäkymät**

Polymeerikivien valmistus on Suomessa vasta aloitettu uudestaan ja tuote on oikeastaan innovointivaiheessa. Mahdollisuudet ovat kuitenkin lähes rajattomat. Tuotteella saattaa olla muitakin sovelluksia kadunrakentamiseen kuin päällystekivet. Polymeerimassaan on esimerkiksi mahdollista sekoittaa fluoresoivia aineita, jolloin valmis tuote loistaa pimeässä. Tätä voidaan hyödyntää esimerkiksi reunakivissä tai korotettujen suojateiden ja liittymien viisteissä. Lujuusominaisuudet ja kulutuskestävyys poly-

meerikivellä on erinomainen ja tällä hetkellä suurin ongelma on tuotteen hinta. Materiaalikustannukset ovat korkeat ja lisäksi polymeerikiviä valmistetaan vain yhdessä tehtaassa Suomessa, mikä lisää kuljetuskustannuksia. Alkukustannukset ovat betonikiviä suuremmat, mutta elinkaari polymeerikivillä on pidempi kuin betonikivillä, joten pitkällä aikavälillä säästetään ylläpitokustannuksissa. Tuotanto on tällä hetkellä pientä ja hieman epävarmaa, toimitukset saattavat viivästyä esimerkiksi koneen hajoamisen seurauksena. Polymeerikivi on kuitenkin ekologinen ja ennen kaikkea kestävä vaihtoehto betonikiville ja saattaa olla tulevaisuudessa varteenotettava haastaja päällystemarkkinoilla varsinkin erityiskohteissa.

## 2.6.2 Lisämateriaalien käyttö betonikivissä

### Polymeeri

Polymeerien käyttö rakennusteollisuudessa on pikkuhiljaa lisääntynyt ja niiden käyttöä betonin ja betonikivien sideaineena on myös kokeiltu. Polymeeribetoni on komposiitti, joka koostuu runkoaineesta eli kiviaineksesta ja kahdesta eri sideaineesta, sementistä ja polymeeristä. Polymeerin osuus sideaineesta määrää, käytetäänkö materiaalista englanninkielistä termiä polymer cement concrete (PCC) vai polymer concrete (PC). PC:ssä käytetään sideaineena ainoastaan polymeeriyhdisteitä eli se on vastava tuote kuin Teknokiven valmistamat polymeerikivet. PCC:n tapauksessa sideaine koostuu polymeeri-sementti-massasta. Valmistettaessa polymeeri lisätään sekoitusvaiheessa dispergoituneena tai uudelleenhaljautuneena polymeerijauheena. Kovettumisprosessin ja jälkihoitovaiheen aikana muodostuva polymeerikalvo sekoittuu sementtiin. Edellä mainittujen polymeeribetonituotteiden lisäksi on olemassa tyhjiömenetelmällä käsiteltyä betonia (PIC, polymer impregnated concrete). Menetelmässä valmiiksi kovettuneen betonin/betonikiven pinnan huokokset kyllästetään tyhjiömenetelmää käyttäen polymeerillä (Fukuda et al. 1984). Erilaisten polymeerikomposiittien ominaisuudet eivät riipu ainoastaan yksittäisten ainesosien ominaisuuksista vaan myös niiden synergiavaikutuksista. (Van Gemert et al. 2005)

Harald Justnes (1994) tutki 1990-luvulla polymeeribetonikivien (PCC) mekaanisia ja kestävyysominaisuuksia. Usein PCC:tä valmistetaan lisäämällä tuoreeseen betonimassaan polymeeriemulsiota (lakteksia). Betonikivet valmistetaan kuitenkin kuivamassasta. Jotta saadaan vertailukelpoisia tuloksia betonikiviin nähden, polymeerejä lisättäessä täytyy huolehtia siitä, että vesi-sementtisuhte pysyy vakiona samoin kuin sideaine-runkoaine-suhde ja ilmapitoisuus. Laboratoriokokeissa mekaanisista ominaisuuksista testattiin kulutuskestävyys, iskunkestävyys, veto- ja taivutuslujuus. PCC:n kulutuskestävyys oli 20-50-kertainen tavalliseen betonikiveen verrattuna polymeeri-sementtisuhteen ollessa 20 %. Kulutuskestävyyden havaittiin paranevan polymeeri-sementtisuhteen kasvaessa (ainakin 20 % saakka). Aikaisemmissa tutkimuksissa 20 % polymeeri-sementtisuhteella kulutuskestävyyden oli havaittu olleen jopa 200-kertainen tavalliseen betonikiveen verrattuna. Kulutuskestävyyteen vaikuttavat käytetty polymeeri, polymeeri-sementtisuhte ja vallitsevat olot. Myös iskunkestävyyden, veto- ja taivutuslujuuden todettiin paranevan polymeeri-sementtisuhteen kasvaessa, mutta puristuslujuus pysyi lähestulkoon samana. Jälkihoitotavan vaikutusta taivutuslujuuteen tutkittiin ja havaittiin, että PCC:lle suotuisat

jälkihoito-olot erosivat betonikivien vastaavista, mikä johtuu käytettyjen sideaineiden erilaisista ominaisuuksista. Betonikivet vaativat kosteat olot lujuuden kehittymiselle, kun taas PCC:n lujuusominaisuudet kehittyvät kuivissa oloissa. Kuten jo Teknokivien kohdalla mainittiin, polymeerikivillä on betonikiviin verrattuna huomattavasti parempi kemiallinen ja jäätymis-sulamiskestävyys. Justnesin kokeiden tulosten perusteella PCC on kestävyysominaisuuksiltaan betonikiviä parempi. Parempi kestävyys selittyy polymeerin hydrofobisuudella eli vettä hylkivyydellä, suojahuokoisuudella, ja polymeerin paremmalla kuorman jaolla. Polymeereillä käsiteltyjen betonikivien parempi jäätymis-sulamiskestävyys selittyy tavallista betonikiveä pienemmällä huokoisuudella. Polymeeri täyttää sementtimassaan syntyneet huokokset ja synnyttää samalla suojahuokosia. Kokeissa vertailukoekappaleena käytetty betonikivi ei läpäissyt jäätymis-sulamistestiä, mutta kaksi eri PCC-koekappaletta läpäisi testin arvosanalla erittäin hyvä. PCC-kivien kemiallinen kestävyys on riippuvainen käytetystä polymeeristä, polymeeri-sementtisuhteesta ja kemikaalista. PCC-kivet kestävät hyvin alkaleja, öljyjä ja erilaisia suoloja, mutta eivät kestä orgaanisia liuottimia, eivätkä PCC-kivien sisältämän sementin vuoksi epäorgaanisia ja orgaanisia happoja tai sulfaatteja. PCC-kivien valmistuksessa on tärkeää valita oikea polymeeri ja tarvittava annostus. Merkittävien hyötyjen saavuttamiseksi vaaditaan yleensä vähintään 10 % polymeeriannos.

Japanissa testattiin jo 1980-luvun alussa PIC-kiviä tienpäällysteenä. Tarkoituksena oli selvittää onko PIC-kivien kulutuskestävyys parempi verrattuna tavallisiin betonikiviin. Japani oli harvoja maita Pohjoismaiden lisäksi, jossa käytettiin nastarenkaita ja teiden kulumisen oli vakava ongelma. PIC-kivet valmistettiin kyllästämällä kuivatut betonikivet erikoisvalmistetussa astiassa ja höyryjälkihoitamalla niitä 70-90 °C lämpötilassa. PIC-kivien kulutuskestävyyttä testattiin myös laboratoriossa, jossa niitä koestettiin eräänlaisella ympyränmuotoisella pyöräkuormituslaitteella 100 000 ylityskerran ajan. PIC-kivien kuluma oli 100 000 ylityskerran jälkeen noin viidesosa asfaltin kulumasta ja 1/3 betonikivien kulumasta. Lisäksi kokeessa havaittiin PIC-kivien kuluman pienenevän suhteessa muihin testattuihin materiaaleihin ylityskertojen lukumäärän kasvaessa.

**Taulukko 4 Laboratoriokokeiden tulokset (Fukuda et al. 1984).**

Type of block	compressive strength ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )	Water absorption (%)	Durability factor (%)	Wear (mm)			Rebound number
				Average	Max	Min	
Concrete block	724	3.2	96	7.9	12.5	2.0	37.0
P I C block	1,541	0.5	99	2.9	7.2	0.4	58.0

- (1) Compressive strength was measured by overall loading test.
- (2) 100,000 passes of chain-fitted wheel on rotary wear test machine.
- (3) Constant load was set at  $50 \text{ kgf}/\text{cm}^2$  when determining rebound number by Schmidt hammer

Koekohteessa mitattiin PIC-päällysteen kuluma yhden talven (5 kk) jälkeen ja verrattiin sitä läheisiin asfalttipäällysteisiin. PIC-päällysteen kuluma oli 0,6 mm, kun läheisillä asfalttipäällysteillä kuluma oli

3-5-kertainen. Koekohteen liikennemääräksi arvioitiin 800 000 ajoneuvoa talven aikana. (Fukuda et al. 1984)

### **Jätelasi ja betonimurske**

Viime vuosina myös rakennusteollisuudessa on ryhdytty kiinnittämään huomiota kierrätysmateriaalien käyttöön. Betonikiviteollisuudessa on kokeiltu kiviaineksen osittaista korvaamista vaihtoehtoisilla materiaaleilla kuten jätelasilla tai kierrätetyllä betonikiviaineksella. Korvaavien materiaalien vaikutuksia betonikivien ominaisuuksiin on tutkittu.

Lam et al. (2007) ovat tutkineet murskatun jätelasin ja jätebetonista murskatun betonimurskeen soveltuvuutta betonikivien runkoaineeksi. Aluksi tutkijat testasivat millä jätelasipitoisuuksilla alkali-piihapporeaktio jäisi mahdollisimman pieneksi. Alkali-piihapporeaktiolla tarkoitetaan tilannetta, jossa alkalit (sementti) reagoivat piidioksidin (runkoaines) kanssa muodostaen alkali-piihappogeeliä, joka ollessaan kosketuksissa veden kanssa laajenee ja voi aiheuttaa betoniin halkeamia. Lasi sisältää paljon piidioksidia, joten alkali-piihapporeaktio voi olla ongelmallinen. Tutkimuksessa todettiin alkali-piihapporeaktion jäävän pieneksi, kun lasin osuus runkoaineksesta oli alle 25 %. Tätä suuremmilla osuuksilla lentotuhkan lisääminen betonimassaan pienensi reaktiota. Betonikivet valmistettiin taulukon 5 mukaisilla suhteilla ja testattiin niiden ominaisuuksia. Esimerkiksi koekappaleella 75G25R10P runkoaineen osuudesta 75 % on kierrätettyä lasia, 25 % betonimursketta ja lentotuhkaa on lisätty 10 % runkoaineksen (lasi + betonimurske) kokonaisuudesta. Sementin määrä pysyi vakiona lisätyn lentotuhkan määrästä riippumatta. Tuloksista havaitaan, että kulutuskestävyys kaikilla koekappaleilla on lähes sama. Kulutuskokeet on tehty käyttäen pyöräkulutustestiä, joka on standardissa SFS-EN 1338 käytetty vertailumenetelmä. Standardi määrittelee kulutuskestävyysluokat seuraavasti:

- Luokka 1: ei mitattu
- Luokka 3:  $\leq 23$  mm (uran pituus)
- Luokka 4:  $\leq 20$  mm (uran pituus).

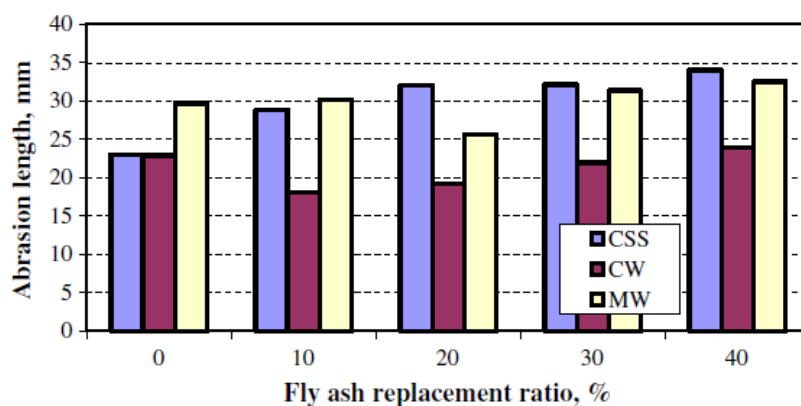
Mitä suurempi on kulutusuran pituus sitä heikompi on betonikiven kulutuskestävyys. Kaikki koekappaleet läpäisivät luokan 3 vaatimuksen, mutta vain kolme koekappaletta kuului kulutuskestävyysluokkaan 4. Huomattavaa on, että edes vaativimman luokan 4 vaatimusta ei voida pitää riittävänä nastarengasliikenteen alueille. Jätelasin lisääminen pienensi betonikivien vedenimeytyvyyttä, mikä on luonnollista, koska lasilla vedenimeytyvyys on lähes nolla. Myös puristuslujuus kasvoi jätelasin osuuden kasvaessa. Tätä perusteltiin käytetyn jätelasin betonimursketta suuremmalla karkeudella, mikä parantaa betonikiven tiiveyttä. Lentotuhkan lisääminen paransi puristuslujuutta, mutta alensi liukumisvastusta ja tiheyttä. Tekijät päättelivät, että betonikivet on mahdollista valmistaa käyttäen kokonaan kierrätettyä runkoainesmateriaalia.



**Taulukko 5 Kierrätysmateriaalista valmistettujen betonikivien tutkimustulokset (Lam et al. 2007).**

Notations	Density (kg/m <sup>3</sup> )	Compressive strength (MPa)		Tensile splitting strength (MPa)	Abrasion resistance (mm)	Skid resistance (PBN)	Water absorption (%)
		28-day	90-day				
<i>Series VIII</i>							
75G25R	2270	57	57.4	3.10	20	110	3.31
75G25R5P	2253	61	82.5	3.73	21	110	2.84
75G25R10P	2245	63	86.5	3.67	21	105	3.48
75G25R15P	2236	59	94.8	3.28	20	95	2.80
<i>Series IX</i>							
50G50R	2260	54	53.6	3.36	20	110	4.29
50G50R5P	2262	61	73.1	4.09	19	105	3.78
50G50R10P	2242	70	82.3	4.03	19	105	4.26
50G50R15P	2225	61	85.3	3.31	21	95	3.55
<i>Series X</i>							
25G75R	2275	56	60	3.90	21	110	4.72
25G75R5P	2235	60	73.1	3.31	20	110	4.91
25G75R10P	2220	62	70.2	4.02	19	105	5.40
25G75R15P	2207	61	74	3.94	20	95	4.29

Myös muissa tutkimuksissa (Poon & Chan 2006; Uygunoğlu et al. 2012) on todettu kierrätysmateriaalien olevan kelvollisia korvikkeita betonikivien runkoainesmateriaaleina. Hienoaineksen (rakeisuus 0/4 mm) korvaamisen hienolla betonimurskeella on todettu parantaneen betonikivien kulutuskestävyyttä. Kuvasta 19 havaitaan, että ero on huomattava varsinkin lisättäessä betonimassaan lentotuhkaa. Kulutuskestävyyden kannalta on tärkeää, että sementtiliima sitoutuu hyvin hienoaineksen kanssa. Renkaan kuluttaessa betonikiven pintaa betonikiveen kohdistuu sekä normaalisuuntaisia voimia että leikkausvoimia, jotka molemmat irrottavat samanaikaisesti materiaalia betonikiven pinnasta. Ilmeisesti sementtiliiman ja betonimurskeen välillä tämä sidos on luja ja selittää hyvän kulutuskestävyyden. Muihin ominaisuuksiin hienon betonimurskeen lisääminen hiekan sijasta vaikutti sen sijaan negatiivisesti. Hienolla betonimurskeella valmistetuissa betonikivissä huokoisuus oli selvästi tavallista suurempaa, mikä kasvatti myös vedenimeytyvyyttä. Vedenimeytyvyys kasvoi jopa kaksinkertaiseksi tavallisiin betonikiviin verrattuna. Suuremman huokoisuuden ja vedenimeytyvyyden takia myös jäätymsulamiskestävyys oli heikompi kuin tavallisilla betonikivillä. Vaikka suurin osa lujuus- ja kestävyysominaisuuksista heikkeni, kivet täyttivät kuitenkin niille asetetut minimivaatimukset. (Uygunoğlu et al. 2012)



**Kuva 19** Lentotuhkapitoisuuden vaikutus betonikivien kulutuskestävyyteen eri hienoainesmateriaaleilla (CSS hiekka, CW betonimurske, MW marmorimurske) (Uygunoğlu et al. 2012).

## Lentotuhka

Suomessa lentotuhkan käyttö betonin valmistuksessa on ohjeistettu Betoninormeissa by 52. Betonituhkan käyttöä perustellaan teknisillä, taloudellisilla ja ympäristönsuojelluisilla tekijöillä. Lentotuhka on pozzolaaninen aine eli se reagoi kalsiumhydroksidin kanssa muodostaen lujaa kiveä aivan kuten sementti. Suomessa lentotuhkaa käytetään rakennebetonin valmistukseen ja sillä on todettu olevan positiivinen vaikutus sekä tuoreen että kovettuneen betonin ominaisuuksiin. (Betoniyhdistys 2007)

Lentotuhkan käyttöä betonikivissä ovat tutkineet Lam et al. (2007), Uygunoğlu et al. (2012) sekä Atici ja Ersoy (2008). Yleisesti ottaen lujuusominaisuudet betonikivillä heikkenevät lisäämällä lentotuhkaa betonimassaan. Atici ja Ersoy havaitsivat tutkimuksissaan sekä puristuslujuuden että halkaisuvetolujuuden heikkenevän lentotuhkaa käytettäessä. Puristuslujuus heikkenee huomattavasti lentotuhkan osuuden kasvaessa yli 10 % sideaineen kokonaismassasta ja halkaisuvetolujuus yli 30 % lentotuhkapitoisuuksilla. Uygunoğlu et al. saivat 10 % lentotuhkapitoisuudella jopa paremman puristuslujuustuloksen kuin tavallisella betonikivellä käyttäessään hiekkakivimursketta hienoaineena, mutta tätä suuremmilla pitoisuuksilla puristuslujuus heikkeni. Poiketen muista Lam et al. havaitsivat pitkäaikaisen puristuslujuuden kasvavan lentotuhkapitoisuuden kasvaessa. He käyttivät runkoaineena myös lasia, joka saattoi vaikuttaa lopputulokseen. Puristuslujuuden kasvu oli suurinta koekappaleilla, joilla lasin osuus runkoaineesta oli suurin. Lisäksi lentotuhkaa lisätessään he eivät korvanneet sillä vastaavaa osaa sementin määrästä kuten kahdessa muussa tutkimuksessa, vaan lisäsivät sen ”ekstrana” betonimassaan kuten edellisessä kappaleessa on kerrottu.

Uygunoğlu et al. havaitsivat kulutuskestävyyden heikentyvän lisäämällä lentotuhkaa betonikiviin. Lentotuhkapitoisuuden ollessa 10 %, kulutuskestävyys heikkeni noin 20 %. Käytettäessä 20 % lentotuhkapitoisuutta kulutuskestävyys heikkeni lähes 40 %. Atici ja Ersoy tutkivat kappaleessa 2.2.1 esitellyn käsitteen destruction specific energy ( $SE_{des}$ ) ja kulutuskestävyyden riippuvuutta. He havaitsivat, että korrelaatiokerroin oli 0,83 eli  $SE_{des}$ :n ja kulutuskestävyyden välillä oli vahva yhteys.  $SE_{des}$ :n kasvaessa kulutuskestävyys parani. Lentotuhkan lisääminen pienensi  $SE_{des}$ :n arvoa tavalliseen betonikiveen verrattuna. Suurimmillaan  $SE_{des}$  180 päivän ikäisenä oli 10 % lentotuhkapitoisuudella ja pienimmillään 60 % lentotuhkapitoisuudella, joka oli suurin tutkimuksessa käytetty lentotuhkapitoisuus. Lam et al.:n tutkimuksissa lentotuhkan lisäämisellä ei ollut vaikutusta koekappaleiden kulutuskestävyyteen. Ainoastaan yhdessä tutkimuksista (Uygunoğlu et al. 2012) oli tutkittu lentotuhkan lisäämisen vaikutusta vedenimeytymiseen ja jäätymis-sulamiskestävyyteen. Vedenimeytyminen kasvoi lentotuhkapitoisuuden kasvaessa, kun jäätymis-sulamiskestävyys vastaavasti aleni. Vedenimeytymisen kasvu lisää luonnollisesti jäätymis-sulamisvaurioita, kun betonikivessä on enemmän vettä, joka pääsee laajentumaan ja aiheuttamaan betonikiveen halkeamia. Lisäämällä betonikiveen 10 % lentotuhkaa vedenimeytyminen kasvaa vain hieman samoin kuin jäätymis-sulamiskestävyys alenee. Tätä suuremmilla pitoisuuksilla muutokset ovat suurempia.

### 3 INVENTOITUJEN KOHTEIDEN ARVIOINTI

Kohteet inventointiin maastokäynteinä kesällä 2011 Helsingissä ja Vantaalla. Inventoinnin tarkoituksena oli arvioida jo rakennettujen kohteiden kuntoa, niissä esiintyviä ongelmia ja antaa parannusehdotuksia. Kohteet on luokiteltu korotettuihin suojaiteihin, korotettuihin liittymiin ja terminaaleihin, joista jokaisesta on valittu esimerkkikohteet tarkasteltaviksi. Esimerkkikohteiden avulla on käyty kuvien ja ongelmien kuvausten kanssa läpi betonikiveyksissä yleisesti esiintyviä ongelmia. Lisäksi on arvioitu nopeuden ja liikennemäärien vaikutusta betonikiveysten kulutuskestävyyteen. Helsingin kohteiden rakennusvuodet on arvioitu kohteista tehtyjen suunnitelmien hyväksymispäivämäärän perusteella ja ovat siis vain suuntaa antavia. Kohteita on saatettu saneerata ja kivet vaihtaa työssä ilmoitettujen rakennusvuosien jälkeen. Kuvaan 20 on merkitty kohteet kartalle tyyppin mukaan. Liitteeseen 9 on koottu kohteiden vauriokuvaukset kootusti.



Kuva 20 Inventointikohteet kartalla (Pohjakartta: Google Maps 2011).

## 3.1 Hidasteet ja korotetut suojatiet

### 3.1.1 Kohteiden kuvaus

Tyypillisimpiä käyttökohteita betonikiville ovat töyssyt ja korotetut suojatiet. Betonikivillä voidaan päällystää suojatien korotettu osa, viisteet tai molemmat. Kuvissa 21 ja 22 on kaksi erilaista korotettua suojatietä. Korotettuja suojateitä ja töyssyjä on päällystetty sekä Vantaalla että Helsingissä betonikivillä, mutta molemmissa kaupungeissa on kuitenkin vähennetty huomattavasti betonikivien käyttöä ja siirrytty yhä enemmän asfaltilla päällystettyihin korotettuihin suojateihin. Syynä tähän on ollut pitkälti betonikivien huono kestävyys.

Työhön valikoitui kuusi erilaista esimerkkikohtetta, joista kaksi sijaitsee Vantaalla ja neljä Helsingissä. Vantaan kohteet ovat Kivikkotiellä ja Rajakyläntiellä, Helsingin kohteet Jaalarannassa, Kiviportintiellä, Venemestarintiellä ja Paciuksenkaarella. Liitteessä 10 on lisää kuvia korotetuista suojateistä.

Kivikkotie on kokoojaluokkainen katu, jolla kulkee myös linja-autoliikennettä. Korotettu suojatie on rakennettu vuonna 2006. Vuonna 2005 tehdyn liikennelaskennan mukaan vuorokausiliikenne kadulla oli noin 800 ajon./vrk., josta raskaan liikenteen osuus oli noin neljäsosa. Korotus on rakennettu suoraan asfaltin päälle, kuten usein betonikivillä korotetut suojatiet rakennetaan. Asennushiekka levitetään asfaltin päälle ja kivet asennetaan asennushiekalle, asfaltti toimii sidottuna kantavana kerroksena.



**Kuva 21 Kivikkotie.**

Rajakyläntiellä on viisi hidastetta, joista neljä on päällystetty punaisilla sauvakivillä ja yksi punaisilla Uni-Decor-kivillä. Alun perin hidasteet on rakennettu vuonna 1989, mutta sauvakivillä päällystetyt hidasteet saneerattiin muutama vuosi sitten.

Helsingissä kadut on jaettu kolmeen katuluokkaan (I, II ja III) liikennemäärien perusteella (Koppinen, 2011). Kiviportintie kuuluu katuluokkaan kaksi ja sen arvioitu keskivuorokausiliikenne on 3000 ajoneuvoa vuorokaudessa. Kadulla kulkee myös linja-autoliikennettä. Kiviportintiellä on kaksi korotettua suojatietä, jotka on rakennettu arviolta vuosina 2003-2005.



**Kuva 22 Kiviportintie.**

Venemestarintie on kolmosluokan katu, jolla keskivuorokausiliikennearvio on 100 ajoneuvoa vuorokaudessa. Venemestarintien korotuksen rakentamisvuodesta ei ole tietoa, mutta todennäköisesti kohde on rakennettu välillä 2003-2006.

Paciuksenkaari kuuluu katuluokkaan kolme, mutta arvioitu keskivuorokausiliikenne kadulla on 4500 ajoneuvoa vuorokaudessa. Paciuksenkaarella korotetun suojatien viisteet on rakennettu betonikivistä ja korotettu osa on asfaltoitu. Korotettua suojatietä ei ole alkuperäisissä katusuunnitelmissa, jotka on hyväksytty vuonna 1996. Korotus on ilmeisesti jälkepäin rakennettu ja arviolta ainakin kymmenen vuotta vanha. Korotetun osan asfaltti on uusittu kesällä 2011.

Jaalaranta on kolmosluokan katu, jolla keskivuorokausiliikennearvio on 200 ajoneuvoa vuorokaudessa. Korotettu suojatie on rakennettu arviolta 1995-1996.

### **3.1.2 Ongelmien kuvaus ja arviointi**

Pahin ongelma inventointikohteissa oli huonolaatuinen kivi. Pahimmat esimerkit tästä ovat Kivikkotien ja Kiviportintien korotetut suojatiet. Kuten kuvasta 23 nähdään, Kivikkotiellä on käytetty kahta erilaatuista mustaa kiveä tai ainakin kahdesta eri kivierästä saatuja kiviä. Paremmin kestäneessä betonikivessä on pinnassa runkoaines selvästi näkyvissä, kun taas heikommassa kivessä pinta on tasaisempi ja sementtiä pinnassa enemmän. Kivet olivat hajonneet pääasiassa yhdeltä alueelta, joka nähdään kuvassa 23. Tällaiset kohteet asennetaan yleensä ajokaista kerrallaan, joten hajonneen alueen kivet

ovat todennäköisimmin samalta lavalta peräisin. Hajonneessa kohdassa ajoneuvot poistuvat korotukselta ja aloittavat kiihdytyksen jo korotuksen päältä, mikä kuluttaa betonikiviä. Toisella ajokaistalla vastaavassa kohdassa ei ole kuitenkaan havaittavissa vastaavanlaisia vaurioita, mikä tukee selitystä huonolaatuisesta kivistä. Kappaleessa 4 tehdyt kulutuskestävyyskokeet tukevat myös kyseistä selitystä. Kohde on kuitenkin vain noin viisi vuotta vanha ja kivissä on ollut havaittavissa vaurioita jo kolmen vuoden jälkeen, mikä ei luonnollisestikaan vastaa kohteelta vaadittua elinkaarta.



**Kuva 23 Kivikkotie.**

Kiviportintiellä oli havaittavissa vastaavia ongelmia kuin Kivikkotiellä. Kiviportintiellä korotetun suojatien viisteet olivat betonikivillä korotettuja. Kohteessa oli käytetty mustia ja valkoisia suojatiekiviä. Kiviportintiellä mustat kivet olivat säilyneet hyvässä kunnossa, pinnassa oli havaittavissa kulumaa, mutta kivien pinta oli säilynyt kuitenkin ehjänä. Valkoiset kivet olivat taas paikoin pahasti hajonneet (kuva 24). Aivan kuten Kivikkotiellä valkoisten kivien pinta oli ikään kuin kuoriutunut. Kaikissa valkoisissa kivissä ei ollut kuitenkaan havaittavissa vastaavaa hajoamista. Kiviportintiellä oli kaksi samanlaista korotettua suojatietä, joista toisessa oli yksi lähestulkoon ehjä viiste. Saattaa olla, että sitä on saneerattu jälkepäin. Hajonneita kiviä oli paikkailtu asfaltilla (liite 10), mikä on nopea ja halpa tapa, mutta ikävän näköinen. Yksittäisten kivien vaihtaminen on usein hankalaa. Kivi voi olla vaikea saada mahtumaan paikoilleen. Uuden kiven väri on yleensä eri kuin vanhan, rakenteessa vuosia olleen kiven, mutta jos pohjatyöt on tehty hyvin, yksittäisen kiven vaihtaminen on mahdollista.



**Kuva 24 Kiviportintie.**

Kiven huonoon laatuun voi olla useita syitä. Nykyisin kaupungeilla ja valmistajilla ei ole käytössään varastoja kuten aikaisemmin, joten kiviä valmistetaan enemmän tilausten mukaan. Jälkihoitoaika vaikuttaa merkittävästi kiven lujuuteen, kivi saavuttaa viikossa lujuutensa, mutta valmistajien mukaan kierto on yleensä sellainen, että alle kuukauden ikäistä tuotetta ei laiteta asennukseen. Tätä aikamäärää olisi hyvä noudattaa. Pahimmassa tapauksessa kivi saattaa joutua rakenteeseen jo muutaman päivän sisällä. Valmistettaessa kiviä talvella, betonikiven valmistukseen käytetty runkoaines saattaa päästä jäätymään tai sen sekaan sekoittua lunta tai jäätä, mikä heikentää kiveä huomattavasti. Kiven optimaalinen vesipitoisuus prosessin eri vaiheissa on myös kriittinen. Varsinkin pintavärjättyä kiveä valmistettaessa oikea vesipitoisuus on tärkeää, jotta saavutetaan hyvä tartunta pinta- ja pohjamassan välille.

Paciuksenkaarella oli käytetty pintavärjättyjä kiviä korotetun suojatien viisteissä. Joistakin mustista ja kaikista valkoisista kivistä oli pintakerros kulunut ja harmaa pohjamassa tullut esiin. Kivet eivät olleet kuitenkaan pinnasta hajonneet, joten kyseessä on lähinnä visuaalinen haitta. Toisessa viisteessä oli kuitenkin havaittavissa valkoisia kiviä, jotka on vaihdettu jälkeinpäin (liite 10). Näissä kohdissa on saattanut olla hajonneita kiviä. Ajoneuvoliikenteen alueilla tulisi kuitenkin aina käyttää läpivärjättyjä kiviä, vaikka Paciuksenkaarella ei ainakaan jäljellä olevissa kivissä pinnan kuoriutumista ollut havaittavissa. Paciuksenkaarella osa ajorataa oli kavennettu ja päällystetty betonikivillä. Kyseisessä kohdassa oli käytetty pintavärjättyjä punaisia kiviä. Betonikiviin oli kulunut selvä ajoura (kuva 25), mikä on tyypillistä kapeissa kadun kohdissa kuten kavennuksissa, joissa ajoneuvot joutuvat ajamaan lähes samoja ajouria pitkin. Kapeilla kaduilla kuluminen on selvästi suurempaa kuin leveillä. Paciuksenkaarella ajourat korostuivat, kun kivien pohjamassa oli kulunut esiin. Kivet ovat jo noin 15 vuotta vanhoja ja olivat muuten hyväkuntoisia, joten paremmalla kivityypin valinnalla ongelmalta olisi välttytty.



**Kuva 25 Paciuksenkaari.**

Jos pohjatöitä ei ole tehty kunnolla, rakenne voi päästä painumaan ja kivet liikkumaan. Venemestarietiellä korotetun suojatien toisessa reunassa oli iso painuma, jossa vesi seisoi. Kyseisessä kohdassa pohjat olivat pettäneet ja kivet painuneet. Kyseisen alueen pohjamaasta ja rakenteesta ei ole tietoa, joten tarkkaa syytä rakenteen painumiselle on mahdotonta sanoa. Pohjamaan materiaali vaikuttaa kuitenkin merkittävästi kantavuuteen samoin kuin kantava kerros. Kokemusten perusteella rakenne, jossa asennushiekka ja betonikivet asennetaan asfaltin päälle, on toimiva. Kun asennushiekka on asennettu suoraan maakostean betonin päälle, kivien paikallaan pysymisestä on monesti tullut ongelma. Maakostea betonikin kestää, jos sen annetaan kuivua ennen päällysteen avaamista liikenteelle, mutta se on mahdollista äärimmäisen harvoin, varsinkin vastaavanlaisissa kohteissa. Kivet olivat kuitenkin säilyneet ehjinä, mutta veden seistessä painuman kohdalla jäätymis-sulamissyklit ja suola voivat vaurioittaa kiviä kuten esimerkiksi Norrtäljentiellä (kts. kappale 3.2.2).



**Kuva 26 Venemestarietie.**



Rajakyläntiellä yhdessä korotuksessa oli käytetty kivenä Uni-Decor-kiveä, jota nykyisin on saatavana vain 60 mm paksuna. Kivet on asennettu vuonna 1989, joten ne saattavat olla 80 mm paksujakin. Jotkut kivistä olivat halkeilleet ja syynä saattaa olla liian ohut betonikivi. Kyseisessä kohteessa ei ollut painumaa, mutta kivilinjat olivat päässeet siirtymään sivuttaissuunnassa, kuten liitteen 10 kuvasta nähdään. Korotuksessa oli käytetty reunakivinä betonisia liimattavia reunatukia. Ne eivät olleet kuitenkaan tukeneet rakennetta riittävästi. Upotettava luonnonreunakivi antaa parhaan ankkuroinnin rakenteelle. Kivet voivat halkeilla, jos kivien välissä oleva saumaushiekka lähtee raoista. Jossain vaiheessa raot ovat voineet olla tyhjinä, jolloin rasitus on kohdistunut vain kuormituksen alaiseen kiveen. Nyt raot olivat kuitenkin täyttyneet.

Jaalarannan korotetulla suojatiellä oli yhdessä kohdassa saumaushiekka väleistä hävinnyt. Kyseisessä kohdassa kivet oli vaihdettu jälkikäteen sekä korotetulta osalta että viisteestä. Kivet olivat ainakin toistaiseksi vielä ehjiä, mutta saumaushiekan puuttuessa kiviin kohdistuu huomattavan paljon suurempi rasitus. Kivien välissä oleva saumaushiekka tavallaan kiinnittää kivet toisiinsa, jolloin renkaan ajassa kivien yli myös rasituksen alaisena olevan kiven ympärillä olevat kivet painuvat ja jakavat rasituksen laajemmalle alalle. Saumaushiekka estää myös osittain veden pääsyn rakenteeseen. Kivien reunat saattavat myös lohkeilla, jos ne pääsevät liikkumaan ja osumaan toisiin kiviin.

## **3.2 Korotetut liittymät**

### **3.2.1 Kohteiden kuvaus**

Betonikivillä korotettuja liittymiä ei ole juuri käytetty Vantaalla. Kaikki tätä työtä varten inventoidut korotetut liittymät sijaitsevat Helsingissä. Korotetuissa liittymissä oli paljolti samoja vaurioita kuin hidasteissa ja korotetuissa suojateissa, mutta niissä on myös kääntyvää liikennettä, joka vaurioittaa kiveä eri tavoin kuin suoraan ajava liikenne. Tähän työhön valitut esimerkkikohteet sijaitsevat Norrtäljentiellä, Laivalahdenkaarella, Messityönkadulla, Paciuksenkaarella ja Vuosaarentiellä. Liitteeseen 11 on koottu lisää kuvia korotetuista liittymistä.

Norrtäljentien ja Harjantekijäntien liittymä on korotettu betonikivillä. Norrtäljentie kuuluu katuluokkaan kaksi ja arvioitu keskivuorokausiliikenne Norrtäljentiellä on 2600 ajoneuvoa vuorokaudessa ja Harjantekijäntiellä 300 ajoneuvoa vuorokaudessa. Liittymän läpi kulkee myös raskasta liikennettä esimerkiksi Jokeri-linjan bussit. Norrtäljentien viisteet on tehty noppakivistä ja Harjantekijäntien viisteet betonikivistä, korotettu osa on kokonaan betonikiveä. Liittymä on valmistunut arviolta vuosina 2003-2004.



**Kuva 27 Norrtäljentie.**

Laivalahdenkaaren ja Agnetankujan liittymä on korotettu osin betonikivillä. Suojatiet ja Agnetankujan viiste ovat betonikiveä, Laivalahdenkaaren viisteet on tehty betonielementeistä ja muu korotettu osa on asfalttia. Laivalahdenkaari on kakkosluokan katu ja keskivuorokausiliikennearvio on 2700 ajoneuvoa vuorokaudessa, Agnetankujalla vastaava luku on 500 ajoneuvoa vuorokaudessa. Kohde on rakennettu arviolta 2003-2004.

Messitytönkadun ja Laivalahdenkaaren liittymät on korotettu betonikivillä. Messitytönkatu on luokan kolme katu ja keskivuorokausiliikenne on arviolta 600 ajoneuvoa vuorokaudessa, Jaalarannassa keskivuorokausiliikenne on 200 ajoneuvoa vuorokaudessa. Linja-autoliikennettä liittymien läpi ei kulje eikä juuri muutakaan raskasta liikennettä. Liittymät ovat valmistuneet arviolta vuosina 1995-1996.

Paciuksenkaarella on kaksi korotettua liittymää. Viisteet ovat luonnonkiveä, muutoin liittymät ovat betonikiveä. Paciuksenkaarella arvioitu keskivuorokausiliikenne on 4500 ajoneuvoa vuorokaudessa, vaikka katu kuuluukin katuluokkaan kolme. Kohde on rakennettu arviolta 1996.

Vuosaarentien ja Valkopaadentien liittymä on betonikivillä korotettu. Liittymän läpi ja Valkopaadentien suuntaan kulkee paljon linja-autoliikennettä, sillä Valkopaadentie kulkee Vuosaaren metroaseman ohitse. Henkilöautoliikenne Valkopaadentiellä on kielletty. Vuosaarentiellä keskivuorokausiliikennearvio on 3800 ajoneuvoa vuorokaudessa ja Valkopaadentiellä 200 ajoneuvoa vuorokaudessa. Liittymän arvioitu rakennusvuosi on 1998.

### **3.2.2 Ongelmien kuvaus ja arviointi**

Kuten korotetuilla suojaiteilla, myös liittymissä oli havaittavissa vastaavanlaista kivien pinnan kuoriutumista. Vuosaarentiellä oli muutama hajonnut kivi, mutta Messitytönkadulla oli useita kiviä, joista oli kuoriutunut jopa sentin paksuisia kerroksia kivien pinnasta. Messitytönkadun liittymä on jo noin 15

vuotta vanha, mutta liikennemäärät kadulla ovat melko pieniä. Suuri selittäjä kivien hajoamiselle on varmasti kääntyvä liikenne. Kivet olivat hajonneet eniten liittymän keskeltä ja suojateiden reunoilta eli kohdista, joissa ajoneuvot ovat kääntyvässä liikkeessä. Messitytönkadullakaan kaikki kivet eivät olleet hajonneet, joten pelkkä kääntyvä liikenne ei selitä kivien hajoamista. Kivien laadussa täytyy olla eroja, hyvälaatuinen kivi ei hajoa vastaavalla tavalla kuin näissä kohteissa. Kiviä kuluttaa myös tiesuola varsinkin, jos se sekoittuu lumeen ja sohjoon ja seisoo pitkään paikallaan.

Norrtäljentiellä oli hyvä esimerkki tiesuolan vaikutuksista betonikiviin (kuva 28). Kyseisessä kohdassa rakenne oli päässyt painumaan todennäköisesti huonojen pohjatöiden takia, jolloin sateella kuoppaan muodostuu lammikko. Talvisin varsinkin, jos talvi on lauha, pakkasjaksot ja lauhemmat jaksot toistuvat usein. Silloin betonikiveä rasittavat useat jäätymis-sulamissyklot, joiden vaikutusta suola pahentaa. Kun suolainen vesi seisoo betonikiven päällä, se alkaa pikkuhiljaa rapauttaa kiveä. Näin oli todennäköisesti käynyt Norrtäljentien korotetussa liittymässä. Norrtäljentiellä oli myös yksi kaivonkansi painunut huomattavasti muuta kadun pintaa alemmaksi.



**Kuva 28 Norrtäljentie.**

Vuosaarentiellä korotetun liittymän viisteet oli tehty kokonaan betonikivistä ilman luonnonkiviankkurointia. Vuosaarentien suunnitelmassa oli esitetty käytettäväksi liitteen 13 kuvan kaltaista viistettä. Siinä raudoitettua betonielementin päälle on ilmeisesti liimaamalla kiinnitetty betonikiviä. Inventoinnin perusteella viisteet on tehty tällaisista valmiista elementeistä. Samanlainen viiste on Norrtäljentien korotetussa liittymässä. Toisessa viisteessä oli vaurioituneita betonikiviä. Viisteessä ja tasaisen osan reunakohdassa oli kiviin syntynyt halkeamia ja kivien reunat olivat lohkeilleet. Näissä kohdissa kiviin syntyy suuri kuormitus ja ne ovat alttiita tämänkaltaisille vaurioille. Upotettu luonnonkivi viisteen molemmissa reunoissa olisi rakenteena kestävämpi, koska luonnonkivi ottaisi osan kuormituksesta vastaan. Toisessa viisteessä kivet olivat kuitenkin ehjiä, mutta rakenne oli painunut ja kohtaan syntynyt sateen jälkeen lammikko, Valkopaadentiellä oleva viiste (liite 11) oli rakennettu Vuosaarentien viisteitä loivemmaksi ja siinä vauriot olivatkin vähäisempiä. Täytyy kuitenkin pitää mielessä suunnan

huomattavasti vähäisemmät liikennemäärät. Myös Norrtäljentien liittymän vastaavanlainen viiste oli hyväkuntoinen, mutta se oli Harjantekijäntien puolella, jossa liikennemäärät ovat huomattavan pienet.



**Kuva 29 Vuosaarentie.**

Laivalahdenkaarella oli toinen esimerkki luonnonkiviankkuroinnin tarpeellisuudesta. Kohteessa suoja-tien betonikivi liittyi suoraan asfalttiin. Asfaltti oli murtunut betonikiven ja asfaltin reunakohdassa. Murtumakohdasta oli rakenteen alle ilmeisesti päässyt vettä, joka oli heikentänyt pohjarakennetta ja kohtaan oli syntynyt painuma. Kun asfaltti oli hajonnut lisää, olivat kivetkin päässeet liikkumaan. Kun kivet pääsevät liikkumaan, ne eivät enää lukkiudu toisiaan vasten ja ota rakenteena kuormitusta vastaan. Seurauksena on haljenneita kiviä ja vauriot kohteessa todennäköisesti lisääntyvät, koska liikkuessaan kivet osuvat toisiinsa ja lohkeilevat. Jos kohtaan olisi asennettu luonnonkivinen reunatuki, vaurioilta olisi todennäköisesti välttytty. Kuvasta 30 nähdään, kuinka tilanne on kahden kuukauden aikana pahentunut.



**Kuva 30 Laivalahdenkaari. Vasemmalla oleva kuva on otettu 26.8.2011 ja oikealla oleva 21.10.2011.**

Laivalahdenkaarella oli käytetty viisteissä myös betonielementtejä, jotka ainakin tämän kohteen perusteella ovat toimiva vaihtoehto (kuva liitteessä 11). Poiketen Vuosaarentiellä käytetyistä elementeistä

Laivalahdenkaaren betonielementit olivat pelkästään raudoitettua betonia. Ne ankkuroivat betonikivirakenteen hyvin ja vaikuttavat olevan kestäviä. Ainoastaan yhdessä elementissä oli pieni lohkeama.

Paciuksenkaarella oli käytetty monenmuotoisia ja -värisiä betonikiviä. Kuten Paciuksenkaaren muissakin kohteissa liittymissäkään ei ollut käytetty läpivärjättyä kiveä. Paciuksenkaaren liittymät ovat hyvä esimerkki kiven valinnasta kohteen vaatimusten mukaan. Alueilla, joilla on säännöllistä ajoneuvoliikennettä, tulee aina käyttää läpivärjättyä kiveä. Samoin monenkirjavien kiveysten tekeminen ajoneuvoliikenteen alueille on kyseenalaista. Vasta valmistuttuaan kiveykset ovat komean näköisiä, mutta jo vuoden kuluttua niitä ovat kuluttaneet nastarenkaat ja katupöly sekä muu lika on tummentanut värit. Kevyen liikenteen alueille ne sopivat, mutta vaatimukset siellä ovat erilaiset. Lisäksi täytyy ottaa huomioon kohteen saneeraus. Erikoisen muotoisia ja värisiä kiviä voi olla jälkeensä enää vaikea saada, ellei niitä ole varastossa ja uusi vaihdettu kivi erottuu aina vanhasta päällysteestä.

### **3.3 Linja-autoterminaalit**

#### **3.3.1 Kohteiden kuvaus**

Sekä Vantaalla että Helsingissä betonikiviä on käytetty linja-autoterminaalien päällystämiseen. Kohteet vaativat rakenteelta paljon. Raskaat ajoneuvot aiheuttavat suuria dynaamisia kuormituksia varsinkin kohdissa, joissa ajoneuvot joutuvat kääntymään. Terminaaleissa on myös paljon alueita, joissa linja-autot seisovat paikallaan tai kiihdyttävät ja jarruttavat. Nämä aiheuttavat rakenteeseen deformaatiota ja sivuttaissuuntaista kuormitusta. Tätä työtä varten inventoitiin Elielinaukion ja Mellunmäenraitien linja-autoterminaalit Helsingissä sekä Myyrmäen linja-autoterminaalit Vantaalla. Liitteessä 12 on lisää kuvia terminaaleista.

Elielinaukio päällystettiin alun perin kokonaan punaisella betonikivillä, mutta vuonna 2010 terminaalien molempiin päätyihin vaihdettiin päällysteeksi asfaltti. Elielinaukio on terminaaleista selvästi vilkain. Elielinaukion betonikivipäällyste valmistui 2000-luvun vaihteessa.

Mellunmäenraito sijaitsee Mellunmäen metroaseman läheisyydessä. Alue on päällystetty harmailla betonikivillä, suojateilla on käytetty myös valkoisia kiviä. Mellunmäenraitien päällyste on valmistunut arviolta vuosina 1988-89.

Myyrmäen terminaalit on päällystetty osin betonikivillä. Suurin osa terminaalista on asfaltoitu, mutta linja-autolaiturit, suojatiet ja taksiaseman edusta on päällystetty betonikivillä. Suojateilla on käytetty mustaa ja valkoista suojatiekiveä, muuten on käytetty punaista betonikiveä. Myyrmäen aseman päällyste on valmistunut 1990-luvun puolivälissä.

#### **3.3.2 Ongelmien kuvaus ja arviointi**

Elielinaukio päällystettiin alun perin kokonaan betonikivillä, mutta 2010 aseman molempiin päätyihin vaihdettiin päällysteeksi asfaltti. Kaarteisiin oli syntynyt pahoja painumia niin, että kiveys näytti jäh-

mettyneeltä aallokolta (Helsingin Sanomat 2009). Raskaiden ajoneuvojen alueilla kiviin kohdistuu suuria horisontaalisia voimia kaarreaajossa sekä ajoneuvojen kiihdyttäessä ja jarruttaessa. Kivilinjat olivat siirtyneet myös suoralla osuudella, jossa linja-autot joutuvat jarruttamaan ja kiihdyttämään ajassaan laitureille ja poistuessaan niiltä. Elielinaukio on rakennettu suojabetonikannen päälle, mikä voi aiheuttaa ongelmia.

Myyrmäen terminaalissa oli havaittavissa samoja ongelmia linja-autolaitureilla. Laitureilla kivilinjat olivat liikkuneet paikoin useita senttimetrejä (kuva 31). Raskaiden linja-autojen kiihdytykset ja jarrutukset olivat saaneet kivet liikkeelle. Ajoneuvo täytyy pysäyttää melko tarkasti tiettyyn kohtaan, jolloin joissain tilanteissa jarrutukset voivat olla voimakkaitakin. Vastaavia ongelmia oli havaittavissa Elielinaukiolla.



**Kuva 31 Myyrmäen terminaalii.**

Terminaaaleissa rakenteeseen voitaisiin asentaa tukia esimerkiksi upotettavasta luonnonkivestä, jolloin rakenteesta saataisiin sivuttaissuunnassa jäykempi. Tuet olisivat yksittäisiä luonnonkivilinjoja asennettuna tasaisin välimatkein. Myyrmäen laiturien kaltaisissa paikoissa laiturin molempiin pätyihin tulisi rakentaa luonnonkiviankkurointi. Myös ladonnalla ja kivivalinnalla voidaan vaikuttaa kivien lukkiutumiseen. Kalanruotokuvio, joka on asennettu vastakkaisesti ajosuuntaan nähden, lukitsee kivet tehokkaammin kuin Myyrmäen terminaalissa tai Elielinaukiolla käytetty ladontakuvio. Lukkiutuvan kiven (esim. unikivi) käyttö ehkäisee myös kivilinjojen liikkumista. Mellunmäenraitiossa oli käytetty kalanruotoladontaa ja siellä kivilinjat olivat pysyneet hyvin paikoillaan. Kuvasta 32 nähdään, että ladontakuvio oli säilynyt hyvin. Mellunmäenraition kokemukset tukevat kalanruotoladonnan toimivuutta. Liikennemäärät eivät ole yhtä suuria kuin Elielinaukiolla, mutta kohde on rakennettu jo yli 20 vuotta sitten.



**Kuva 32 Mellunmäenraitiö.**

Deformaatio ei ollut vakava ongelma yhdessäkään terminaalissa inventointihetkellä. Myyrmäen terminaalissa suurin mitattu painuma oli noin kolme senttimetriä. Betonikiveykset kestävät hyvin suuria pystysuuntaisia kuormia, joten siinä mielessä ne soveltuvat hyvin raskaan liikenteen alueille. Elielinaukion kaarteissa päällysteeseen oli kuitenkin syntynyt suuria epätasaisuuksia. Elielinaukion betonikiveyksen rakennepoikkileikkaus on esitetty liitteessä 13. Elielinaukion alla sijaitsee pysäköintihalli, joten betonikiveys on asennettu betonisen siltakannen päälle. Siltakansien päälle asennettaessa saattaa esiintyä ongelmia, jos ei saada rakennettua riittäviä rakennekerroksia. Elielinaukiolla rakennekerrosten yhteispaksuus on noin metri, minkä pitäisi olla riittävä. Todennäköisesti eniten ongelmia oli aiheuttanut puutteellinen kuivatus. Kohteessa oli käytetty sidottua kantavaa kerrosta eli kantavan kerroksen asfalttibetonia, johon on tehtävä salaajareikiä, jotta vesi pääsee poistumaan. Joko näitä reikiä ei ole tehty tai niitä ei ole ollut riittävästi, jolloin sateella vesi on jäänyt kantavan kerroksen ja betonikiven väliin. Sopivissa kosteusoloissa asennushiekka saattaa likvidoitua eli käyttäytyä nesteen tavoin, jolloin rakenteen kantavuus häviää. Samoin saumaushiekka saattaa pumppautua pois saumoista. Oikeanlaisella saumaus- ja asennushiekalla näin ei pitäisi kuitenkaan käydä. Sateella kantavuus on siis saattanut olla heikko ja tilanne on korostunut kaarteissa, joissa dynaamiset kuormitukset ovat muuta päällystettä suuremmat. Ongelmia syntyy myös, jos vesi rakenteessa pääsee jäätymään.

Kivien kestävyys oli ongelma jokaisessa terminaalissa. Myyrmäen linja-autoterminaalien betonikivet olivat paikoin erittäin huonossa kunnossa. Linja-autopysäkit ja taksiaseman edusta oli päällystetty punaisilla pintavärjetyillä betonikivillä. Kivet eivät siis olleet kohteen vaatimusten mukaisia. Taksiaseman kohdalla kivet olivat hajonneet kivetyn alueen molemmissa päädyissä. Näissä kohdissa taksit

ja myös linja-autot kääntyvät saapuessaan ja poistuessaan asemalta. Kääntyvä liikenne kuluttaa tehokkaasti kiviä varsinkin talvella, kun osalla takseista on nastarenkaat. Toinen mahdollinen selitys on tiesuola. Talvisin taksien seisoessa asemalla, niistä putoaa kiveykselle suolaista sohjoa, joka jää seisomaan kiveykselle ja sulaessaan rapauttaa kiveä. Kahdessa ensimmäisessä taksien pysäköintiruudussa kivet eivät olleet hajonneet, joten kääntyvä liikenne on todennäköisesti ensisijainen selitys. Suolainen vesi rapauttaa kuitenkin tehokkaammin jo valmiiksi pinnastaan hajonnutta kiveä. Linja-autolaiturien betonikivet olivat säilyneet hyvässä kunnossa.



**Kuva 33 Myyrmäen terminaalien taksiaseman pääty.**

Huonoimmassa kunnossa Myyrmäessä olivat suojatiet Jönsaksentien läheisyydessä. Kyseisissä kohdissa ajoneuvot saapuvat ja poistuvat asemalta. Varsinkin saapuvan liikenteen puoleinen suojatie oli lähestulkoon ajokelvottomassa kunnossa. Kuvasta 34 nähdään, että tässäkin kohteessa kivien laaduissa oli eroja. Mustat kivet olivat säilyneet pääosin hyvässä kunnossa, mutta valkoiset olivat paikoin kulu-neet hiekaksi. Kulutus kohdassa on kovaa, kun linja-autot kääntyvät asemalle, mutta valkoisten kivien laatu tuskin täyttää ajoneuvoliikennealueen vaatimuksia. Vaurioituneimmassa kohdassa kivien hajoa-misen ja ilmeisesti saumaushiekan lähtemisen seurauksena kivet olivat lähteneet liikkeelle ja vauriot entisestään pahentuneet.





**Kuva 34 Myyrmäen terminaali.**

Elielinaukiolla kivet olivat hajoilleet myös, mutta eivät yhtä pahoin kuin Myyrmäessä. Erikoista on se, että Elielinaukiolla kuten myös Myyrmäessä oli käytetty pintavärjättyjä kiviä. Myös Martinlaakson linja-autoterminaalissa kivet olivat pintavärjättyjä punaisia kiviä. Kivien valinta on todennäköisesti tehty ulkonäkösyistä. Joissain kohdissa kivistä oli ainoastaan pinta kulunut, mutta osa kivistä oli repeytynyt pinnastaan pahoin. Laiturien pysäköintitaskuissa kivet olivat kuitenkin säilyneet ehjinä. Niissä ei ole juuri kääntyvää liikennettä.

Mellunmäenraitiossa olivat kivet hajonneet vastaavalla tavalla kuin Myyrmäen terminaalissa. Kyseessä oli suojatie, jonka kohdalla linja-autot kääntyvät. Vaurioiden perusteella saattaa olla, että pohjat ovat pettäneet. Kivet olivat lohkeilleet ja halkeilleet eivätkä kuoritutuneet pinnastaan niin kuin huonolaatuiset kivet. Tämä viittaisi siihen, että kohtaan on syntynyt painuma, joka on heikentänyt kiveyksen rakenteellista toimivuutta. Kohteessa oli monessa kohdassa yksittäisiä haljenneita kiviä, joista osassa oli puolet kivistä irronnut (liite 12). Radan läheisyydessä sijaitseva suojatie oli melko huonossa kunnossa. Kivet olivat kuluneet ja lohkeilleet ja yhdessä kohdassa oli suuri asfalttipaikka. Suojatien ja asfaltin reunakohdassa asfaltti oli murtunut ja kivet asfaltin reunassa halkeilleet. Huoltoaseman ja marketin välisellä suojatiellä oli ilmeisesti sama ongelma. Reunimmaisat kivet olivat liikkuneet huomattavasti. Asfalttipäällyste oli uusittu aivan viime aikoina, joten saattaa olla, että kivet olivat liikkuneet vanhaa asfalttia jyrksittäessä tai uutta levitettäessä.

### **3.4 Liikennemäärien ja ajonopeuksien vaikutus kulutuskestävyyteen**

Liikennemäärät ja ajonopeudet vaikuttavat merkittävästi päällysteen kulumiseen. Tässä kappaleessa on pyritty selvittämään, kuinka suurilla liikennemäärillä betonikivi alkaa vaurioitua sekä arvioida myös nopeuden vaikutusta kulumiseen. Kaikki kohteet sijaitsevat Helsingissä ja niistä on koottu taulukkoon

6 seuraavat tiedot; nopeusrajoitus, keskivuorokausiliikenne, rakennusvuosi ja kuntoarvio. Keskivuorokausiliikennearviot ovat Helsingin kaupungin kaupunkisuunnitteluviraston liikennesuunnitteluosaston tekemiä vuodelta 2009. Rakennusvuodet on arvioitu kohteesta tehtyjen suunnitelmien hyväksymispäivämäärän perusteella ja ovat suuntaa antavia. Kuntoarvio on tehty asteikolla hyvä, kohtalainen ja huono. Kuntoarvio on tehty arvioimalla pääasiallisesti betonikivien kuntoa erityisesti kulumisen osalta, rakentamisen ja asentamisen vaikutusta kiveyksen kuntoon ei ole suoranaisesti arvioitu. Liitteessä 14 on esimerkkikuvia muutaman kohteen kivien kunnosta.

**Taulukko 6 Inventointikohteiden kuntoarviot.**

Kadun nimi	KVL (arvio)	Nopeusrajoitus	Rakennusvuosi	Betonikivien kuntoarvio
Gustav Pauligin katu	200	30	2000-2001	Hyvä
Ilotulitustie	200	30	1997-1998	Hyvä
Jaalaranta	200	30	1995-1996	Hyvä
Ernst Lindelöfin katu	200	30	2005-2006	Hyvä
Puistolantanhua	200	30	1989	Hyvä
Hiekkalaiturintie	300	30	1994-1995	Hyvä
Nuijamiestentien sivukadut	500	40	2004-2005	Hyvä
Salpausseläntie	500	30	1996-1997	Kohtalainen
Messityönkatu	600	30	1995-1996	Hyvä/huono
Väinö Auerin katu	1000	30	2001-2002	Hyvä/kohtalainen
Yläkaskentie	1900	40/30	2003-2004	Kohtalainen
Vanha Hämeen kyläntie	2100	30	2006	Kohtalainen
Norrtäljentie	2600	30	2003-2004	Huono
Laivalahdenkaari	2700	40	2003-2004	Hyvä
Kiviportintie	3000	30	2003-2005	Huono
Vuosaarentie	3800	30	1998	Kohtalainen
Sörnäistenkatu	3800	40	2004-2005	Hyvä
Paciuksenkaari	4500	30	1996	Kohtalainen
Porslahdentie	6000	40	2002-2003	Kohtalainen
Ilmalantori	6800	40	1993-1994	Huono
Annankadun ja Eerikinkadun liittymä	7800 (Annankatu), 4200 (Eerikinkatu)	30	2010?	Hyvä

Kaikki kohteet kuuluvat joko katuluokkaan II tai III. Betonikiviä käytetään lähinnä tontti- ja kokoojakaduilla. Tonttikaduilla ja pienemmillä paikallisilla kokoojakaduilla liikennemäärät ovat yleensä noin 1000 ajoneuvoa vuorokaudessa tai sen alle. Taulukosta 6 nähdään, että liikennemäärien ollessa alle 600 ajoneuvoa vuorokaudessa kohteet olivat säilyneet paria poikkeusta lukuun ottamatta hyväkuntoisina. Messityönkadulla oli kaksi korotettua liittymää ja yksi korotettu suoja tie, joista yksi korotetuista liittymistä on huonossa kunnossa ja muut hyväkuntoisia. Salpausseläntien korotettu suoja tie on puoles-

taan jo noin 15 vuotta sitten rakennettu ja siinäkin korotuksen tasainen osuus oli päällystetty isoilla sauvakivillä, jotka olivat säilyneet hyvin. Viisteissä käytettyä pientä sauvakiveä ei nykyisin juuri käytetä ajoneuvoliikenteen alueilla. Puistolantanhua kuuluu Helsingin varhaisimpiin asennettuihin betonikiveyksiin ja oli edelleen hyvässä kunnossa, mutta liikennemäärätkin kadulla olivat huomattavan pieniä. Väinö Auerin katu on ainoa katu, jolla liikennemäärä oli noin 1000 ajoneuvoa vuorokaudessa. Kohde on noin kymmenen vuotta vanha ja kivet olivat kestäneet melko hyvin. Yhdellä suojatietä oli vajaan kymmenen metrin säteellä kolmessa kohdassa hajonneita kiviä. Kivet olivat kuoriutuneet pinnastaan paikoin monta senttimetriä. Ympäriellä oli kuitenkin suurin osa hyväkuntoisia kiviä, joten ehkä nämä kivet olivat vain heikompia yksilöitä. Kohteen kivet olivat kuitenkin yleisesti hyväkuntoisia. Yläkaskentien ja Vanhan Suutarinkyläntien liittymä oli korotettu ja Vanhalla Hämeenkyläntiellä sekä sen sivukadulla Sänkitiellä oli yhteensä kolme korotettua suojatietä. Yläkaskentiellä ja Vanhalla Hämeenkyläntiellä liikennemääräarvio on noin 2000 ajoneuvoa vuorokaudessa ja Vanhalla Suutarinkyläntiellä sekä Sänkitiellä 200 ajoneuvoa vuorokaudessa. Molemmissa kohteissa kivet olivat kuluneet pääkadun suunnassa, mutta sivukadun viisteissä kivet olivat säilyneet ehjinä. Yläkaskentien ja Vanhan Suutarinkyläntien betonikivien kunnossa oli huomattava ero. Yläkaskentiellä varsinkin valkoiset kivet olivat pahasti kuluneet, mutta Vanhalla Suutarinkyläntiellä kivet olivat uudenveroisia. Vanhalla Hämeenkyläntiellä ja Sänkitiellä ero ei ollut yhtä selvä, mutta kuitenkin havaittavissa. Vanhalla Hämeenkyläntiellä ei ollut ilmeisesti käytetty suojatiekiviä, koska valkoisissa betonikivissä harmaa pohjamaassa oli tullut joissain kohdissa esiin. Nämä kaksi esimerkkitapausta osoittavat selvästi liikennemäärien vaikutuksen betonikivien kestävyYTEEN.

Lopuissa kohteissa liikennemäärät ovat yli 2500 ajoneuvoa vuorokaudessa. Näistä hyväkuntoisia kiveyksiä olivat Laivalahdenkaaren ja Agnetankujan korotettu liittymä, korotettu suojatie Sörnäistenkadulla sekä Annankadun ja Eerikinkadun suojatiet. Suojatiet Annankadulla ja Eerikinkadulla olivat melko uusia, joten niissä ei ole syntynyt pahempia vaurioita suurista liikennemääristä huolimatta. Laivalahdenkaarella ongelmia oli aiheuttanut murtunut asfaltti suojatien reunassa. Asfaltin murtuessa kiveykseltä puuttuu reumatuki ja kivet pääsevät liikkumaan, mikä johtaa kivien halkeiluun. Nämä vauriot eivät olleet syntyneet heikon betonikiven takia. Kivet olivat kohteessa todella hyvässä kunnossa eikä niissä ollut havaittavissa nastarengaskulumista kivien pinnassa. Kivien ulkonäkö poikkesi normaalista betonikivestä. Kivi muistutti paljon polymeerikiveä, ja siinä vaikutti olleen käytetty pienirakeista runkoainetta. Sörnäistenkadulla kivet olivat säilyneet hyvässä kunnossa, vaikka liikennemäärät olivat melko suuria. Kohde oli kuitenkin vielä melko tuore, mutta huonolaatuiset betonikivet kuluvat jo muutamassa vuodessa varsinkin näin suurilla liikennemäärillä. Muut suurien liikennemäärien kohteet olivat joko huonossa tai kohtalaisessa kunnossa. Kunto vaihteli suuresti kohteesta toiseen, esimerkiksi Porslahdentiellä kiviin oli kulunut pientä ajouraa, mutta kivien pinta ei ollut kuoriutunut. Kunto voi vaihdella myös kohteen sisällä, kuten esimerkiksi Vuosaarentiellä, jossa oli havaittavissa heikkoja kohtia. Kohdat, joissa on kääntyvää liikennettä, joutuvat hierron kuluttamiksi ja Vuosaarentiellä hie-toivaikutus korostuu, koska liittymässä kulkee paljon kääntyvää linja-autoliikennettä.

Inventoiduilla kaduilla nopeusrajoitus oli joko 30 tai 40 km/h. Betonikiveyksillä nopeuden vaikutus kulumiseen ei ole niin merkittävä kuin asfalttipäällysteisillä teillä ja kaduilla, koska betonikiviä käytetään usein kohdissa, jossa ei voi ajaa edes rajoituksen osoittamaa nopeutta. Korotetuilla suojateilla ja liittymissä sekä terminaaleissa nopeutta joudutaan joko hidastamaan tai se on pieni verrattuna normaaliin katuajoon. Betonikivityissä kohteissa esiintyy kuitenkin paljon jarruttamista, kiihdyttämistä ja kääntymistä, jotka rasittavat päällystettä suoraan ajoa enemmän, ainakin pienillä nopeuksilla.

## 4 KULUTUSKESTÄVYYSKOKEET LABORATORIOSSA

Tässä kappaleessa käsitellään laboratoriossa tehtyjä kulutuskestävyyskokeita. Betonikiviä koestettiin kahdella eri menetelmällä, Prall-kokeella ja Böhme-testillä, joita on käsitelty tarkemmin myöhemmissä luvuissa. Prall-kokeet tehtiin Aalto-yliopiston tielaboratoriossa. Böhme-testi teetettiin Contesta Oy:llä. Prall-kokeita tehtiin yhteensä 16 eri kivityypille, joista 12 oli betonikiviä ja loput polymeerikiviä. Testattuja kiviä oli 27 kappaletta ja koekappaleita 52. Böhme-testi tehtiin kolmelle eri betonikivityypille ja kahdelle polymeerikivityypille, joita kaikkia oli testattu myös Prall-kokeella

**Taulukko 7 Laboratoriokokeissa testatut kivityypit ja koekappaleet (polymeerikivet lihavoituna).**

Kivityyppi	Prall		Böhme	
	Testattujen kivi- lkm	Testattujen koekappaleiden lkm	Testattujen kivi- lkm	Testattujen koekappaleiden lkm
Lemminkäinen pintavärjätty punainen	2	4	3	3
Kivikkotie käytetty ehjä	1	2	-	-
Kivikkotie käytetty hajonnut	2	4	-	-
Kivikkotie uusi	2	4	3	3
Rudus Kartano-kivi	2	4	3	3
Rudus valkoinen suojatiekivi	1	2	-	-
Keravan keltainen	2	4	-	-
Kerava käytetty harmaa	2	4	-	-
Kerava käytetty valkoinen	2	4	-	-
Kerava neliökivi harmaa	1	1	-	-
Kerava neliökivi keltainen	1	1	-	-
Kerava päätäkivi	1	2	-	-
<b>Teknokivi musta</b>	<b>2</b>	<b>4</b>	<b>3</b>	<b>3</b>
<b>Teknokivi valkoinen</b>	<b>2</b>	<b>4</b>	<b>3</b>	<b>3</b>
<b>Ekokivi musta</b>	<b>2</b>	<b>4</b>	-	-
<b>Ekokivi valkoinen</b>	<b>2</b>	<b>4</b>	-	-

## 4.1 Kulutuskestävyyden määrittäminen Prall-laitteella

Kokeet tehtiin standardin SFS-EN 12697-16 menetelmän A mukaisesti. Prall-menetelmä on tarkoitettu asfalttinäytteiden nastarengaskulutuskestävyyden testaamiseen. Tässä työssä menetelmällä oli tarkoitus testata paitsi betonikivien nastarengaskulutuskestävyyttä myös tämän menetelmän soveltuvuutta betonikivien testaamiseen. Kokeen periaatteena on kuluttaa sylinterinmuotoista koekappaletta 15 minuutin ajan käyttäen 40 teräskuulaa ja samanaikaista tärytystä.

### 4.1.1 Koekappaleet

Koekappaleina käytettiin tehdasvalmisteisia betonikiviä, joista osa oli käytettyjä rakenteessa olleita kiviä. Kiviä saatiin suoraan valmistajilta sekä kaupungeilta. Lemminkäiseltä koestettiin punaisia pintavärjättyjä betonikiviä, Kivikkotien koekohteesta saatuja käytettyjä suojatiekiviä sekä koekohteeseen asennettuja uusia suojatiekiviä. Kivikkotien käytetyistä kivistä yksi oli ehjää kivilaatua ja kaksi hajonnutta kiveä. Hajonneet kivet olivat kokonaisia kiviä, joista pinta oli kuoriutunut. Rudukselta koestettiin pintavärjättyjä Kartano-kiviä, joita ei ole tarkoitettu ajoneuvoliikenteelle sekä yksi kokeellinen valkoinen suojatiekivi, joka oli valmistettu käyttämällä erilaista betonimassan suhteitusta kuin tavallisesti. Keravan kaupungilta saatiin testattaviksi Keravan keltaisella pintavärjättyjä betonikiviä sekä käytettyjä valkoisia ja harmaita suojatiekiviä, jotka olivat peräisin 1990-luvulta. Näiden lisäksi Keravalta saatiin yksi keltainen ja yksi harmaa läpivärjätty neliökivi sekä kaksi harmaata päätekiveä, jotka on tarkoitettu jalankulkualueille. Betonikivien lisäksi testattiin vertailun vuoksi myös polymeerikiviä. Koestettavina oli mustia ja valkoisia polymeerikiviä sekä entisen Ekokiven että nykyisen Teknokiven ajalta. Taulukkoon 8 on merkitty kaikki koekappaleet ja niistä tässä työssä käytetyt lyhenteet. Yhdestä suorakaidekivistä on saatu kaksi koekappaletta. Samasta kivistä saadut kappaleet on merkitty taulukkoon samaan soluun.

**Taulukko 8 Koekappaleiden lyhenteet.**

Lyhenne	Koekappale	Lyhenne	Koekappale
LP1-2	Lemminkäinen pintavärjätty punainen	KKV1-2	Kerava käytetty valkoinen
LP3-4	Lemminkäinen pintavärjätty punainen	KKV3-4	Kerava käytetty valkoinen
KTKe1-2	Kivikkotie käytetty ehjä	KNH1	Kerava neliökivi harmaa
KTKh1-2	Kivikkotie käytetty hajonnut	KNK1	Kerava neliökivi keltainen
KTKh3-4	Kivikkotie käytetty hajonnut	KP1	Kerava päätekivi
KTU1-2	Kivikkotie uusi	KP2	Kerava päätekivi
KTU3-4	Kivikkotie uusi	TM1-2	Teknokivi musta
RK1-2	Rudus Kartano-kivi	TM3-4	Teknokivi musta
RK3-4	Rudus Kartano-kivi	TV1-2	Teknokivi valkoinen
RV1-2	Rudus valkoinen suojatiekivi	TV3-4	Teknokivi valkoinen
KK1-2	Keravan keltainen	EM1-2	Ekokivi musta
KK3-4	Keravan keltainen	EM3-4	Ekokivi musta
KKH1-2	Kerava käytetty harmaa	EV1-2	Ekokivi valkoinen
KKH3-4	Kerava käytetty harmaa	EV3-4	Ekokivi valkoinen

#### 4.1.2 Koekappaleiden valmistus

Koetta varten kivet sahattiin ja porattiin  $30 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$  paksuiksi ja halkaisijaltaan  $100 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$  sylinterinmuotoisiksi koekappaleiksi. Isoista suorakaidekivistä saatiin kaksi koekappaletta, neliökivistä ja päätekivistä yksi koekappale kiveä kohti. Poraus suoritettiin timanttiporalla (kuva liitteessä 17), jonka terän halkaisija oli  $100 \text{ mm}$ . Koekappaleiden halkaisijaksi tuli kyseisellä terällä noin  $97,5 \text{ mm}$ . Terä tylsyi jonkin verran 7-10 porauksen jälkeen, jolloin terä teroitettiin. Teroittaminen tapahtui koptulelemalla teriä raskaalla viilalla, jotta saatiin timantit esiin. Porattaessa havaittiin varsinkin Keravan kaupungilta saadun käytetyn valkoisen kiven tylsytävän teriä tehokkaasti.

Porauksen jälkeen sylinterinmuotoinen kappale sahattiin vielä loppupaksuuteensa ( $30 \text{ mm}$ ) kivisahalla. Sahauksen jälkeen koekappaleen pohjan reunaan saattoi jäädä pieni kohouma. Pohja tasoitettiin hiomalla kappaletta hiomakivellä.

#### 4.1.3 Koemenettely

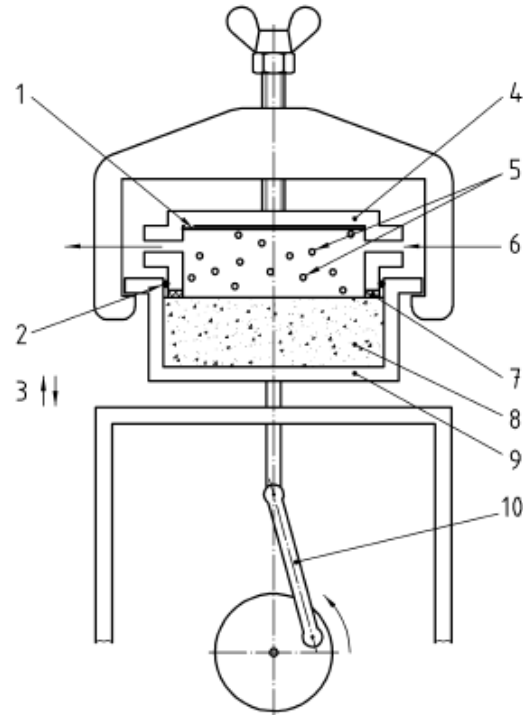
Valmiit koekappalet punnittiin aluksi ilmassa ja vedessä. Tämän jälkeen ne laitettiin  $5 \text{ °C}$  veteen temperoitumaan vuorokaudeksi. Temperoituneet näytteet pintakuivattiin ja punnittiin uudelleen ilmassa. Kappaleiden tiheys voitiin määrittää tämän jälkeen standardin SFS-EN 12697-6 mukaisesti seuraavalla kaavalla:

$$\rho_{bssd} = \frac{m_1}{m_3 - m_2} \times \rho_w \quad (3)$$

jossa

$\rho_{bssd}$	on koekappaleen kappaleitiheys – kyllästetty pintakuiva (SSD) ( $\text{kg/m}^3$ )
$m_1$	on kuivan koekappaleen massa (g)
$m_2$	on koekappaleen massa vedessä (g)
$m_3$	on kyllästetyn pintakuivatun koekappaleen massa (g)
$\rho_w$	on veden tiheys testilämpötilassa yhden desimaalin tarkkuudella ( $\text{kg/m}^3$ ).

Yleiskuva kulutuslaitteesta selitteineen on esitetty kuvassa 35.

**Selite**

1 Kumilevy	6 Jäähdytysvesi
2 Sileä kumirengas	7 O-rengas
3 Männän liike	8 Näyte
4 Kansi	9 Testipesä
5 Teräspallot	10 Kiertokanki

**Kuva 35 Yleiskuva Prall-laitteesta.**

Kun temperoitunut koekappale oli punnittu, se asetettiin laitteen testipesään sahaamaton pinta ylöspäin. Näytteen päälle asetettiin kumirengas ja 40 teräskuulaa. Teräskuulat ovat ruostumatonta terästä ja halkaisijaltaan 11,5-12,01 mm. Teräskuulien halkaisija ei saa olla liian pieni. Seuraavaksi kulutuslaitteen kansi asetettiin paikoilleen. Testipesän läpi virtasi 5 °C jäähdytysvettä koko kokeen ajan 2 l/min. Kulutuslaite tärytti koekappaletta nopeudella 950 kierrosta/min ± 10 kierrosta/min. Standardin mukainen kokeen kesto on 15 minuuttia, mutta osa koekappaleista testattiin 5 minuutin koestusajalla, koska kaikki koekappaleet eivät kestäneet ehjinä täysimittaisen kokeen aikaa. Koestusajan päätyttyä kappale poistettiin laitteesta ja huuhdeltiin kylmässä vedessä. Tämän jälkeen kappale kuivattiin ja punnittiin ilmassa. Isot kappaleesta irronneet palaset otettiin punnitukseen mukaan. Kulumisarvo laskettiin seuraavalla kaavalla.

$$Abr_A = \frac{(M_1 - M_2)}{\rho_{bssd}} \quad (4)$$

jossa

$Abr_A$  on kuluma-arvo kuutiosenttimetreinä (cm<sup>3</sup>) pyöristettynä lähimpään kokonaislukuun

$M_1$	on vedessä pidetyn pinnaltaan kuivatun koekappaleen massa ilmassa ennen kulutusta grammoina (g) yhden desimaalin tarkkuudella
$M_2$	on vedessä pidetyn pinnaltaan kuivatun koekappaleen massa ilmassa kulutuksen jälkeen grammoina (g) yhden desimaalin tarkkuudella
$\rho_{ssd}$	on koekappaleen tiheys grammoina kuutiosenttimetriä kohden ( $\text{g/cm}^3$ ) kolmen desimaalin tarkkuudella.

Koejärjestelyt olivat sellaiset, että jäähdytysaltaassa olevaa vettä kierrätettiin kulutuslaitteen testipesän läpi. Hanavettä ei käytetty, koska tällöin ei olisi saatu riittävän kylmää vettä. Koska koekappaleesta irronnut kiviaines virtasi altaaseen, täytyi altaan vesi vaihtaa ja puhdistaa allas muutaman koestuksen jälkeen. Asfalttikappaleita testattaessa vesi altaassa on vaihdettu yleensä 10-12 koekappaleen jälkeen, mutta betonikivistä irtosi huomattavasti enemmän kiviainesta kuin asfaltista, joten vesi vaihdettiin noin 5-6 koekappaleen jälkeen.

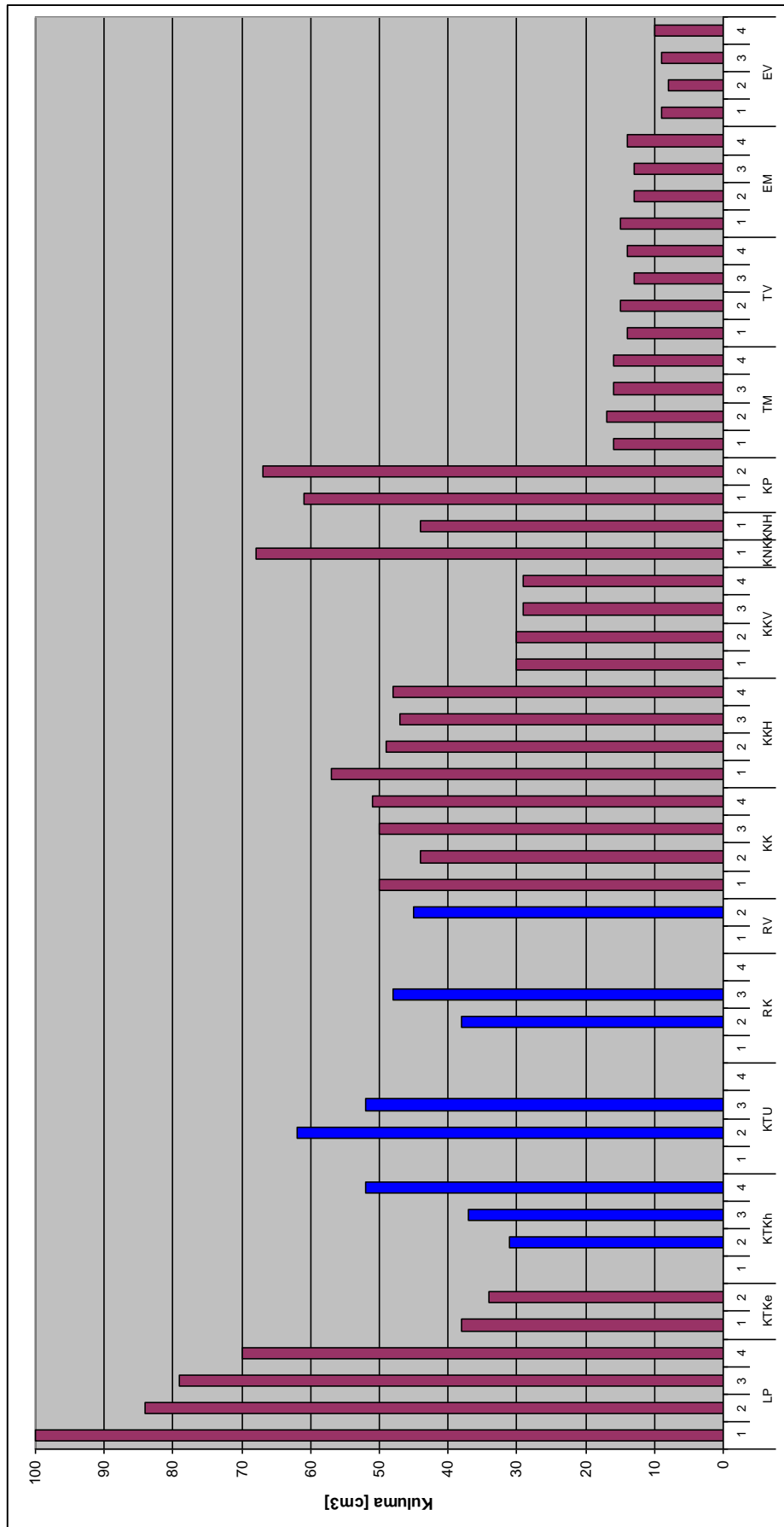
#### 4.1.4 Kokeen tulokset

Taulukkoon 9 ja kuvaan 36 on kerätty Prall-kokeiden tulokset. Taulukosta nähdään kuluma-arvo ja kappaleen tiheys ja kuvassa koekappaleiden kuluma-arvot on esitetty pylväsdiagrammina. Kaikkien koekappaleiden punnitustulokset on koottu liitteeseen 16. Osa koekappaleista ei kestänyt 15 minuutin koestusaikaa ehjänä, vaan hajosi palasiksi. Kivet hajosivat noin 10-13 minuutin koestuksen jälkeen. Tästä syystä kyseisillä kivityypeillä osa kappaleista testattiin 5 minuutin koestusajalla, jotta saatiin jonkinlainen kuluma-arvo. Suurin osa kappaleista testattiin kulutuspinnoilta eli sahaamattomalta pinnalta poikkeuksena kappale LP2 ja Kivikkotien käytetyt hajonneet kivet KTKh2-4. Kivikkotien käytettyjen kivien pinnat olivat varsin epätasaisia, joten ensimmäisenä testatun KTKh1:n jälkeen kappaleiden koestuspinnat päätettiin sahata.





Kuva 36 Prall-kokeen tulokset.



sininen pylväs = 5 min koestusaika, punainen pylväs = 15 min koestusaika

## 4.2 Kulutuskestävyyden määrittäminen Böhme-laitteella

Standardissa SFS-EN 1338 "Betoniset päällystekivet. Vaatimukset ja testausmenetelmät" on määritetty kaksi eri menetelmää betonikivien kulutuskestävyyden määrittämiseksi. Tässä työssä käytettiin standardin liitteen H mukaista Böhme-testiä, jota Suomessa yleensä käytetään. Testi ei vastaa nastarengaskulutusta. Kokeen periaatteena on kuluttaa koekappaleen pintaa pyörivän levyn ja standardihionta-aineen avulla puristaen samalla kappaletta tietyllä voimalla. Kokeet teetettiin Contesta Oy:llä, jolla testauttavat betonikiviään myös Lemminkäinen ja Rudus.

### 4.2.1 Koekappaleet ja niiden valmistelu

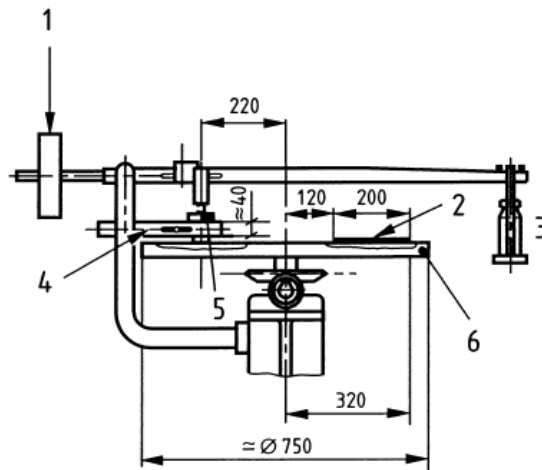
Koe tehtiin viidelle eri kivityypille, joita oli käytetty myös Prall-kokeissa. Kivityypit olivat Lemminkäisen pintavärjätty punainen kivi, Kivikkotien uusi suojatiekivi, Ruduksen Kartano-kivi sekä Teknokiven musta ja valkoinen kivi. Kivet sahattiin kuutionmuotoiseksi koekappaleeksi, jonka sivun pituus oli  $71 \text{ mm} \pm 1,5 \text{ mm}$ . Yhdestä kivistä saatiin yksi koekappale ja testiä varten tarvittiin kolme koekappaleita kivityyppiä kohti. Koekappaleet kuivattiin vakiomassaan  $105 \text{ °C} \pm 5 \text{ °C}$  lämpötilassa, minkä jälkeen ne asetettiin eksikkaattoriin ja jäädytettiin huoneenlämpöiseksi. Ennen testausta kappaleet vielä punnittiin ja niistä otettiin mitat, joiden avulla koekappaleiden tiheydet määritettiin. Taulukkoon 10 on merkitty koekappaleista tässä työssä käytetyt lyhenteet. Kuvia koekappaleista on liitteessä 18.

**Taulukko 10 Koekappaleiden lyhenteet.**

Lyhenne	Kivityyppi
L1-3	Kivikkotie uusi
L4-6	Lemminkäinen pintavärjätty punainen
R1-3	Rudus Kartano-kivi
M1-3	Teknokivi musta
V1-3	Teknokivi valkoinen

### 4.2.2 Koemenettely

Ennen koetta suoritettiin tasaushionta (4 testaus sykliä), jolla varmistettiin tasainen pinta ennen koestusta. Kuvassa 37 on periaatekuva Böhme-laitteesta, valokuvat laitteesta ovat liitteessä. Kokeen aluksi testausradalle kaadettiin 20 g standardihionta-ainetta (korundi), joka levitettiin tasaisesti radalle koko kappaleen leveydeltä. Koekappale kiinnitettiin laitteessa olevaan pitimeen testattava pinta alaspäin ja kuormitettiin samalla  $294 \text{ N} \pm 3 \text{ N}$  voimalla. Kun koekappale oli asetettu paikoilleen, levy käynnistettiin, jolloin pyörivä levy ja standardihionta-aine kuluttivat koekappaleen pintaa. Koekappale kullutettiin 16 testaus syklin ajan yhden syklin kestäessä 22 kierrosta. Levyn pyörimisnopeus oli  $30 \text{ kierros} \pm 1 \text{ kierros}$  minuutissa. Joka neljännen testaus syklin jälkeen koekappaleet punnittiin. Jokaisen syklin jälkeen kappaleen kulutus pinta puhdistettiin, koekappale käännettiin  $90 \text{ °}$  astetta aina samaan suuntaan ja kaadettiin uusi annos standardihionta-ainetta.



#### Merkinnät

- 1 Vastapaino
- 2 Testausrata
- 3 Kuormituspaino
- 4 Koekappaleen pidin
- 5 Koekappale
- 6 Pyörivä levy

**Kuva 37 Yleiskuva Böhme-laitteesta.**

Standardin mukaan kuluma määritetään 16 testaussyklin jälkeen tilavuuden pienenemisenä seuraavalla kaavalla:

$$\Delta V = \frac{\Delta m}{\rho_R} \quad (5)$$

jossa

$\Delta V$  on tilavuuden pieneneminen 16 testaussyklin jälkeen kuutiomillimetreinä ( $\text{mm}^3$ )

$\Delta m$  on massan pieneneminen 16 testaussyklin jälkeen grammoina (g)

$\rho_R$  on koekappaleen tiheys grammoina kuutiosenttimetriä kohden ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )

Kuluma ilmoitetaan standardin mukaan yksikössä  $1000 \text{ mm}^3/5000 \text{ mm}^2$ . Tässä työssä on käytetty yksikköä  $\text{cm}^3/50 \text{ cm}^2$ .

#### 4.2.3 Kokeen tulokset

Taulukkoon 11 on koottu kaikkien koekappaleiden tulokset ja liitteeseen 19 on koottu Contestan tekemät testiraportit kaikille kivityypeille. Testiraportissa A tarkoittaa alkumittausta eli ennen tasaushiontaa suoritettuja mittauksia ja punnituksia. T:llä tarkoitetaan tasaushionnan jälkeisiä mittauksia. Numero 4 kuvaa 16 testaussyklin jälkeisiä mittauksia. Kokeen aikana menetetty massa on määritetty tasaushionnan jälkeisen massan ja 16 testaussyklin jälkeisen massan erotuksena. Tilavuus on

määritetty samalla periaatteella. Kuluma on laskettu jakamalla tilavuuden pieneneminen kappaleen alalla ja kerrottu osamäärä 50:llä.

**Taulukko 11 Böhme-testin tulokset kootusti.**

**Betonikivet**

Koekappale	L1	L2	L3	KA	L4	L5	L6	KA
Kuluma [cm <sup>3</sup> / 50 cm <sup>2</sup> ]	18,4	16,9	19,4	<b>18,2</b>	12,6	13,6	14,5	<b>13,6</b>
Tiheys [g/cm <sup>3</sup> ]	2,257	2,243	2,188	<b>2,229</b>	2,229	2,233	2,209	<b>2,224</b>

Koekappale	R1	R2	R3	KA
Kuluma [cm <sup>3</sup> / 50 cm <sup>2</sup> ]	11,5	13,4	12,6	<b>12,5</b>
Tiheys [g/cm <sup>3</sup> ]	2,154	2,193	2,162	<b>2,170</b>

**Polymeerikivet**

Koekappale	M1	M2	M3	KA	V1	V2	V3	KA
Kuluma [cm <sup>3</sup> / 50 cm <sup>2</sup> ]	6,8	5,8	5,5	<b>6,0</b>	4,3	7,4	6,8	<b>6,2</b>
Tiheys [g/cm <sup>3</sup> ]	2,210	2,180	2,178	<b>2,189</b>	1,897	1,900	1,917	<b>1,905</b>

## 5 KOEKOHTTEEN RAKENTAMINEN

### 5.1 Lähtötiedot

Koekohteeksi valittiin korotettu suojatie Kivikkotiellä Vantaalla. Alkuperäinen vuonna 2005 rakennettu korotus purettiin ja tilalle rakennettiin uusi lähes vastaavanlainen korotettu suojatie syyskuussa 2011. Kivikkotie valittiin koekohteeksi, koska kohteen betonikivissä oli havaittavissa tyypillistä kiven pinnan kuoriutumista, jota oli havaittu muissakin betonikiveyksissä. Lisäksi kohteessa vaikutti silmämääräisen arvioinnin perusteella käytetyn kahta eri kivityyppiä tai ainakin kahdesta eri valmistuserästä saatuja kiviä. Näiden kivityyppien kestävyudessa oli havaittavissa selvä ero, sillä toisen kivityypin kivet olivat säilyneet hyväkuntoisina, mutta toisen olivat paikoin pahasti hajonneet. Tämän selvittämiseksi kohteesta puretuille kiville tehtiin laboratoriokokeita.

Kivikkotie on kokoojaluokkainen katu ja sen arvioitu keskimääräinen vuorokausiliikenne on noin 800 ajoneuvoa (tieto vuodelta 2005). Kohteen läpi kulkee myös linja-autoliikennettä. Arkisin kello 7-23 välillä linja-autoja kulkee suuntaansa viisi vuoroa tunnissa, ruuhka-aikana 7-10 vuoroa tunnissa. Viikonloppuisin vuoroja kulkee suuntaansa 1-3 tunnissa. Nopeusrajoitus kadulla on 30 km/h.

### 5.2 Suunnittelu ja rakentaminen

#### 5.2.1 Suunnitteluvaihe

Vantaalla korotetut suojatiet rakennetaan tyyppiirustusten mukaan. Koekohde rakennettiin pääosin Vantaan piirustusnumero 47286 mukaisen tyyppiirustuksen mukaisesti. Tyyppiirustuksesta poiketen viisteet tehtiin asfaltista. Korotusosan kiviä ei myöskään asennettu maakostean betonin varaan

vaan suoraan asfalttipäällysteen päälle. Korotusosassa käytettiin betonikivien lisäksi Teknokiviä, joilla asennettiin suojatien osuus eli käytännössä puolet korotetusta osasta. Betonikivinä käytettiin Lemminkäisen valmistamia mustia isoja sauvakiviä, joiden valmistajan ilmoittama kulutuskestävyysluokitus oli I ja säänkestävyysluokitus D. Betonikivien valmistuspäivämäärä oli 11.6., joten kivet olivat yli kahden kuukauden ikäisiä asennettaessa. Polymeerikivinä käytettiin mustia ja valkoisia Teknokiviä.

### 5.2.2 Rakentaminen

Asennustyö aloitettiin 1.9.2011 ja se kesti kaksi päivää. Työ suoritettiin rakentamalla yksi ajokaista kerrallaan niin, että yhden ajokaistan rakentamiseen kului yksi työpäivä. Asennusryhmään kuului kaksi asentajaa sekä yksi pyöräkuormain. Työ aloitettiin jyrsimällä asfalttipäällysteeseen kehikko, johon upotettava reunakivi asennettiin. Reunakivenä käytettiin harmaata graniittia. Reunakivet asennettiin hiekan ja maakostean betonin päälle ja kehikko täytettiin maakostealla betonilla. Tämän jälkeen levitettiin, täytettiin ja tasoitettiin asennushiekka Teknokivien kohdalla. Koska kohteessa käytettiin sekä Teknokiviä että betonikiviä ei asennushiekkaa voitu levittää koko kaistan matkalta kerralla. Teknokivien paksuus oli 60 mm, kun taas käytettyjen betonikivien paksuus oli 80 mm. Tästä syystä asennushiekkakerroksen paksuuden täytyi olla suurempi Teknokivien kohdalla. Tiivistetyn asennushiekkakerroksen paksuutena käytettiin 30 mm betonikivien kohdalla ja 50 mm Teknokivien kohdalla. Asennushiekkakerroksen paksuutena suositellaan käytettäväksi 30 mm, jotta ei esiintyisi deformaatiota. Tästä syystä rakenne saattaa deformoitua erityisesti Teknokivien osuudelta.

Asennushiekkakerroksen tiivistämisen jälkeen ladottiin kivet asennushiekan päälle. Kivilinjojen suuruus varmistettiin linjalankojen avulla. Kun Teknokivet oli saatu ladottua, suoritettiin samat työvaiheet betonikiviosuudelle. Viimeisessä kivilinjassa jouduttiin käyttämään vajaata puolikasta kiveä, jotta saataisiin sopiva liityntä reunakiveen. Betonikivet katkaistiin kivileikkurilla. Asennetulle kaistalle tehtiin väliaikaiset viisteet kivituhkasta ja reunakivien ympärille lisättiin murskettua maakostean betonin päälle. Normaalisti väliaikaiset viisteet tehdään kylmästä asfalttimassasta, mutta asennushetkellä kylmämassa oli loppu asfalttiasemilta. Lopuksi saumaushiekka (rakeisuus 0,2-1 mm) levitettiin kiveykselle ja harjattiin saumoihin. Valmiin puolen läpiajo estettiin seuraavaan päivään saakka, jotta maakosteaa betoni ehtisi kuivua ja reunakivet eivät painuisi.

Seuraavana päivänä asennettiin korotetun suojatien toinen puoli. Kivet pääsevät liikkumaan sivuttaissuunnassa, kun valmiin puolen päältä ajetaan. Tämän takia ennen toisen puolen kivien asennusta täytyi pari riviä valmista päällystettä purkaa. Muutoin asennustyö eteni aivan vastaavalla tavalla kuin asennettaessa ensimmäistä ajokaistaa. Lopuksi tehtiin vielä väliaikaiset viisteet kylmästä asfalttimassasta molemmille ajokaistoille. Kun koko kiveys oli asennettu ja väliaikaiset viisteet tehty, avattiin koko ajorata liikenteelle. Tällä kertaa ei siis odotettu vuorokautta, jotta maakosteaa betoni ehtisi kuivua. Kuvat rakentamisesta on koottu liitteeseen 20.

## 5.3 Kohteen kunnan arviointi

### 5.3.1 Kohteen valmistuttua

Asentajien mukaan Teknokivien asentamisessa oli ongelmia. Teknokivien mittatarkkuus ei ole yhtä hyvä kuin betonikivillä ja Teknokivien mitat saattavat heittää useilla millimetreillä kiven välillä. Tämä vaikeutti kivilinjojen suoruuteen sekä päällysteen pinnan tasaisuuteen. Keväällä 2012 Hannu Leinonen Pohjolan Teknokivi Oy:stä ilmoitti heidän talvella huomanneen, että käytössä on ollut kaksi eri muottikokoja. Normaalin 278 x 138 x 60 mm muotin lisäksi he olivat käyttäneet 276 x 137 x 59/58 mm muottia. Kahden eri muotin käyttö siis selittää heitot polymeerikivien mittatarkkuudessa. Valmiissa päällysteessä oli havaittavissa Teknokivien osuudella yksittäisten kiven nousevan muuta päällystettä korkeammalle. Kuten aiemmin mainittiin ongelmia saattaa aiheuttaa myös paksumpi asennushiekka-kerros Teknokivien kohdalla. Kiveyksen toisen puolen asentamisen jälkeen korotettu suojatie avattiin heti liikenteelle eikä odotettu maakostean betonin kuivumista, mikä saattaa johtaa reunakiven painumiseen. Inventoinneissa ei kuitenkaan havaittu, että reunakivien painuminen olisi vastaavissa kohteissa yleinen ongelma. Pahimmaksi ongelmaksi todennäköisesti muodostuu betonikivien kestävyys. Käytetyt betonikivet eivät säilyneet ehjinä Prall-kokeessa, eivätkä täyttäneet Böhme-kokeessa luokan 4 asettamia vaatimuksia puhumattakaan Betonikeskus ry:n suosituksista nastarengasliikenteen alueille. Tämän perusteella betonikiville ei voida luvata muutamaa vuotta pidempää elinkaarta.



**Kuva 38 Saneerattu korotettu suojatie. Kuva otettu 21.10.2011.**

### 5.3.2 Puolen vuoden kuluttua rakentamisesta

Koekohteen kunto arvioitiin uudelleen maaliskuun lopussa 2012, jolloin kohteen rakentamisesta oli kulunut noin seitsemän kuukautta. Tällöin kohteeseen oli rakennettu pysyvät viisteet, joita ei vielä

edellisellä käyntikerralla lokakuun lopulla ollut tehty. Vaikka kohteen rakentamisesta oli kulunut vain hiukan yli puoli vuotta, oli betonikivissä havaittavissa jo selvää kulumaa. Joidenkin betonikivien pinta oli jo hieman kuoriutunut, kuten kohteen vanhoissa betonikivissä, ei kuitenkaan vielä samassa laajuudessa. Nähdyn perusteella on kuitenkin erittäin todennäköistä, että kohteen betonikivet menevät jo parissa vuodessa vastaavaan kuntoon kuin edelliset betonikivet. Paikoin on kohtia, joissa kahdesta vierekkäisestä tai peräkkäisestä kivistä toinen on ehjä ja toinen kulunut. Todennäköisesti tässä on kyse vain sattumasta, eli kohdassa ei jostain syystä ole ollut yhtä kova rasitus molemmilla kivillä, eikä kivi-en kestävyys eroista. Lisäksi on huomattava, että betonikivet ovat kuluneet enemmän siltä puolelta, josta ajoneuvot poistuvat korotuksen päältä. Tämä johtuu todennäköisesti siitä, että ajoneuvot aloittavat kiihdytyksen jo korotuksen päältä ennen poistumistaan. Saavuttaessa korotetulle suojatielle ajoneuvot puolestaan jarruttavat jo hyvissä ajoin ennen korotukselle saapumistaan, eivätkä siksi rasita betonikiviä yhtä paljon. Vastaavanlaista kulumista oli havaittavissa jo Kivikkotien aikaisemmalla korotetulla suojatiellä.



**Kuva 39 Kuluneita betonikiviä. Kuva otettu 23.3.2012.**

Olot ovat olleet hankalat päällysteen kulumisen kannalta. Pysyvä lumipeite tuli vasta tammikuussa ja sitä ennen talvi oli sateinen ja märkä. Päällyste on siis altistunut tavanomaista pidemmän aikaa nastarengaskulutukselle ja märissä oloissa, mikä moninkertaistaa betonikivien kulumisen. Kivissä on havaittavissa myös kunnossapitokaluston aiheuttamia vaurioita. Sekä betonikivissä että polymeerikivissä on aurasikaluston tappiterien raapimisjälkiä. Polymeerikivet olivat säilyneet erittäin hyväkuntoisina, nastarengaskulumaa ei ollut havaittavissa. Viisteen reunassa olleissa polymeerikivissä olivat kivien reunaviisteet paikoin hieman lohkeilleet. Kivetty tasainen osuus on hieman korkeammalla kuin graniittireunakivi ja reunimmaisessa kivilinjassa on pieni kallistus, joka on tehty todennäköisesti kuivatuksen



varmistamiseksi. Reunakivi on saattanut myös päästä painumaan, jos maakostea betoni, jolle reunakivi on asennettu, ei ole ehtinyt kuivua. Toinen puoli kadusta jouduttiin rakentamisen jälkeen avaamaan välittömästi liikenteelle, eikä odotettu maakostean betonin kuivumista. Reunimmaiseen kivilinjaan kohdistuu kuitenkin erittäin kova tärähdys varsinkin silloin kun korotuksen yli ajaa linja-auto tai muu raskas kulkuneuvo. Kohdassa saattaa syntyä jatkossa pahempia vaurioita. Koekohteen perusteella on jo puolen vuoden jälkeen havaittavissa selviä eroja betoni- ja polymeerikivien kulutuskestävyydessä. Polymeerikivet ovat kestäneet ehjinä, mutta betonikivissä on jo havaittavissa kulumista.

Ajoradan keskilinjan kohdalla on kiveykseen syntynyt rako, josta saumaushiekka on päässyt irtoamaan. Rako on suurempi betonikivien puolella. Rako on syntynyt, kun talvella katu on jäänyt ja pientareet ovat olleet sulat, jolloin jäätyessään levinnyt katurakenne on työntynyt sivusuuntaan. Samasta syystä keväisin asfalttipäällysteisillä kaduilla kadun keskilinjan saumaan saattaa syntyä repeämä. Rako todennäköisesti palautuu, kun rakenne sulaa. Polymeerikivien puolella rako ei ole yhtä suuri, mutta vierekkäisiin kivilinjoihin on syntynyt painumaeroja. Polymeerikivien alla käytetty paksu asennushiekkakerros on saattanut painua kohdassa epätasaisesti.



**Kuva 40 Rako ajoradan keskilinjalla. Kuva otettu 23.3.2012.**

## 6 TULOSTEN TARKASTELU

### 6.1 Kirjallisuustutkimus

#### Ominaisuudet

Kirjallisuustutkimuksen perusteella betonikiven kulutuskestävyyteen vaikuttavat

- sementtipitoisuus ja sementin laatu
- vesi-sementtisuhde
- kiviaineksen lujuus
- jälkihoitotapa ja jälkihoidon pituus.

Sementtipitoisuutta kasvattamalla saadaan kulutuskestävyyttä parannettua. Kulutuskestävyys paranee vielä  $593 \text{ kg/m}^3$  sementtipitoisuudellakin, joten sementtipitoisuutta valittaessa otetaan huomioon myös muut tekijät kuten kustannukset (Humpola, 1996). Sementtipitoisuuden tulisi minimissään olla ainakin  $380 \text{ kg/m}^3$ . Komonen (1991) ei havainnut tutkimuksissaan sementtipitoisuuden kasvattamisen vaikuttavan kulutuskestävyyteen, mutta sementin lujuudella oli huomattava vaikutus. Lisäksi nopeasti lujittuva sementti paransi betonikiven kulutuskestävyyttä. Vesi-sementtisuhdetta kasvattamalla betonikiven kulutuskestävyys pienenee. Vesi-sementtisuhde vaikuttaa massan työstettävyyteen ja veden määrä massassa pyritään pitämään minimissä kuitenkin niin, että massan työstettävyys säilyy. Käytettäessä kulutuskestävää ja maksimiraekooltaan suurta kiviainesta voidaan parantaa erityisesti nastarengaskulutuskestävyyttä. Kulutuskestävä kiviaines on iskun- ja hierronkestävää. Paras kulutuskestävyys saadaan tutkimusten mukaan käyttämällä usvajälkihoitoa. Jälkihoitotavalla vaikutetaan erityisesti betonikiven alkukulutuskestävyyteen. Betonin kulutuskestävyys paranee ajan suhteen ainakin 200 päivän ikään asti. Kulutuskestävyyden kannalta on tärkeintä, että betonikivi ei joudu tuoreena rakenteeseen.

Tutkimukset osoittavat betonikiven parhaimmillaan hyvin kulutusta ja myös nastarengaskulutusta kestäväksi päällystemateriaaliksi. Tätä työtä varten tehdyt kulutuskokeet (kappale 4) ja viime vuosien kokemukset sekä Vantaalta että Helsingistä eivät kuitenkaan puolla tätä näkemystä. Komosen diplomityössä betonikivien kulutuskestävyys oli parempi kuin asfaltilla, parhaimmilla koekappaleilla kaksinkertainen. Tätä saattaa selittää se, että kulutusratakokeissa käytetyissä betonikivissä sementtipitoisuutena oli käytetty  $450 \text{ kg/m}^3$ , kun esimerkiksi Rudus käyttää kivissään  $350 \text{ kg/m}^3$  sementtipitoisuutta. Sementin laatu saattoi olla myös parempi kuin tänä päivänä. Sementin laadun parantaminen ja sementtipitoisuuden kasvattaminen ovat pitkälti kustannuskysymyksiä, mutta tutkimusten perusteella lisäainesten kuten lentotuhkan käyttö betonikivissä sementin korvikkeena on mahdollista. Lentotuhkapitoisuudeksi suositellaan 10 %, tällöin lujuus- ja kestävyysominaisuudet eivät heikkene liikaa ja joissakin tapauksessa saattavat jopa parantua. Lentotuhkan käyttö on sekä ympäristöystävällisempää että taloudellisempää verrattuna pelkkään sementtiin. Sementti on kallein raaka-aine betonin valmistuksessa ja sen valmistuksessa syntyy paljon hiilidioksidia. Jos sementtipitoisuuden kasvattaminen ei kustannussyistä ole mahdollista, voitaisiin sideainepitoisuutta kasvattaa lisäämällä lentotuhkaa. Olisi mielenkiin-

toista nähdä kuinka se vaikuttaisi betonikiven ominaisuuksiin. Lentotuhka saattaisi olla halpa keino parantaa betonikivien laatua Suomessa.

Betonilla jäätymis-sulamis- ja kemiallista kestävyyttä arvioidaan usein huokosilman ja vesi-sementtisuhteen perusteella., mutta nämä eivät ole täysin käyttökelpoisia betonikivien suhteen, koska betonikivet valmistetaan kuivamassasta. Betonikiville ei ole löydetty vastaavia selittäjiä kuin betonille vaan usein säänkestävyyden arviointi perustuu valmistajien kokemuksiin. (Setzer ja Auberg 1994). Riittäväällä sementtipitoisuudella, pienellä vesi-sementtisuhteella ja hyvällä kuivatuksella voidaan kuitenkin vaikuttaa positiivisesti jäätymis-sulamiskestävyyteen ja kemialliseen kestävyyteen. Pintamassan kulutuskestävyys on tärkeää myös kivien säänkestävyyden kannalta. Kivien pinnan halkeillessa ja veden seistessä kivien päällä vesi pääsee tunkeutumaan kiven sisään ja jäätyessään johtaa suurempiin vaurioihin.

### **Laadunvarmistus**

Betonikivien kestävyiden kannalta tärkeintä toimitusketjussa on se, että ketjun varrella on ainakin yksi henkilö, joka vastaa teknisestä näkökulmasta. Käytännössä se olisi työpäällikkö. Toinen vaihtoehto olisi tehdä periaatepäätös siitä, että ajoneuvoliikenteen alueilla käytetään ainoastaan läpivärjättyjä ja ajoneuvoliikenteen alueille tarkoitettuja betonikiviä. Tällöin suunnittelijat tietäisivät jo suunnitelmia tehdessään, mitä kiviä on mahdollista rakenteessa käyttää. Värikkäät ja monenmuotoiset kivet tuovat viihtyisyyttä ja arvokkuutta tontteille ja kevyen liikenteen alueille, mutta ajoradalla ne kuluvat ja tummuvat usein jo vuoden sisällä rakentamisesta, vaikka säilyisivätkin ehjinä.

Vantaalla urakka-asiakirjoissa esitetyt laatuvaatimukset betonikiville perustuvat kansallisiin ohjeisiin. Kuten tässä työssä on myöhemmin todettu standardissa asetetut kulutuskestävyysvaatimukset eivät ole riittäviä. Betonikeskus ry:n (2007) asettaman minimiarvon Böhme-testille ( $12 \text{ cm}^3/50\text{cm}^2$ ) tulisi olla ehdoton minimivaatimus ajoneuvoliikenteen alueilla käytettäville betonikiville. Vantaa ei voi muuttaa kansallisia ohjeita ja standardeja, mutta omissa urakka-asiakirjoissa voidaan esittää tiukempia vaatimuksia. Tilaaja voi esittää urakka-asiakirjoissa omat vaatimuksensa kulutuskestävyydelle, mutta keran vuodessa tapahtuva tyyppitestaus ei vielä takaa, että toimituserän kivet ovat luvattun mukaisia. Nykyisin valmistaja itse valitsee mitkä kivet lähetetään testattaviksi, jolloin ei ole mitään takeita, että testatut kivet vastaavat tuotannossa olevia kiviä. Toimituseräkohtainen laadunvalvonta saattaa olla liian hankala toteuttaa, mutta ainakin tyyppitestien määrää tulisi lisätä. Lisäksi testauksen tulisi olla sattumanvaraisempaa niin, että valmistajilla ei ole etukäteen tiedossa testausajankohta.

Kivien laatua heikentää myös se, että nykyisin valmistajilla ja tilaajilla (kaupungit) ei ole käytössä varastoja vaan tuotteita valmistetaan pitkälti tilausten ja kysynnän mukaan. Betonikivi on kuitenkin tuote, jonka lujuus- ja kestävyysominaisuudet kehittyvät ajan suhteen, jolloin on kyseenalaista soveltuuko tällainen just-in-time -ajattelutapa tämänkaltaisille tuotteille.

## 6.2 Inventoinnissa esiintyneiden ongelmien yhteenveto ja analyysi

Inventoinnin tarkoituksena oli selvittää millaisia ongelmia olemassa olevissa betonikivikohteissa esiintyy. Tässä kappaleessa on käyty läpi kootusti yleisimmät ja vakavimmat ongelmat, joita kohteissa havaittiin. Inventoinnin perusteella betonikiveyksissä ilmeni seuraavanlaisia ongelmia:

- huonolaatuinen betonikivi
- kivityypin väärä valinta kohteen vaatimusten suhteen
- pohjarakenteen pettäminen
- puutteellinen ankkurointi
- betonikivien soveltuvuus ajoneuvoliikenteen alueille.

### Huonolaatuinen betonikivi

Vakavin ongelma inventoiduissa kohteissa olivat huonolaatuiset kivet. Monissa kohteissa voitiin selvästi todeta kiven huonolaatuisuus. Esimerkiksi suojatienllä valkoiset kivet saattoivat olla hajonneet ja mustat kivet ehjiä. Kivet olivat hajonneet pinnastaan ikään kuin pinta olisi kuoriutunut. Kirjallisuustutkimuksen perusteella ei havaittu, että vastaavaa ongelmaa esiintyisi muualla ainakaan laajalti. Tämä viittaisi siihen, että betonikivien heikkoon kestävyysvaikuttaa erityisesti kivien huono laatu eikä niiden huono soveltuvuus ajoneuvoliikenteen alueille. Suomen olot ovat myös tavallista ankarammat päällysteen kulumisen kannalta. Jäätymis-sulamissyklit, tiesuola ja nastarenkaat yhdessä kuluttavat tehokkaasti betonikiviä, mikä varmasti osaltaan selittää sitä, että ongelma ei ole muualla maailmassa yleinen. Suojatiekivet ja ajoradoilla käytettävät kivet ylipäättään ovat läpivärjättyjä tai ainakin niiden tulisi olla. Tällöin kivi on valmistettu yhdestä massasta ja massojen välinen huono tartunta ei voi olla selitys. Huonolaatuinen kivi johtuu tietenkin valmistusprosessista ja jälkihoidosta, mutta myös tilaaja voi vaikuttaa kiven laatuun. Viralliset standardin mukaiset vaatimukset kulumiskestävyydelle eivät ole riittäviä. Betonikeskus ry:n (2007) asettamien kulumiskestävyysvaatimusten ajoneuvoalueille tulisi olla minimivaatimuksia. Voidaan myös kyseenalaistaa standardin mukaisen kulumiskestävyyskokeen soveltuvuus Suomen oloihin, koska se ei vastaa nastarengaskulutusta. Tätä työtä varten tehtiin betonikivikappaleille kokeita Prall-laitteella, jota käytetään asfaltin nastarengaskulutuskäytävyyden testaamiseen. Kappaleissa 4 ja 6 on käyty koetta ja tuloksia tarkemmin läpi, mutta voidaan todeta sen antaneen lupaavia tuloksia jatkokäyttöä varten. Inventointien ja aikaisempien kokemusten perusteella kivien kulumista aiheuttavat ajoneuvoliikenne, erityisesti nastarenkaat, tiesuola ja veden jäätymis-sulamissyklit. Kivien hajoaminen ei aiheudu pelkästään yhdestä syystä, vaan kaikki edellä mainitut syyt kuluttavat kiviä. Kivien kestävyysvaikuttaa oikeanlaisella valmistusprosessilla ja materiaalivalinnoilla.

### **Kivityypin väärä valinta kohteen vaatimusten suhteen**

Kivet tulisi valita myös kohteen vaatimusten mukaisesti eli läpivärjätty kivi ajoneuvoliikenteen alueille. Pintavärjättyä kiveä käytettäessä ohut pintakerros (minimissään 4 mm) kuluu nopeasti pois, jolloin alta paljastuu harmaa pohjamassa. Kivien valinnan ensisijaisina kriteereinä tulisi käyttää kulumis- ja lujuusominaisuuksia eikä ulkonäköä. Kivet säilyvät uudennäköisinä kuitenkin vain pienen hetken. Inventoinnissa tuli ilmi monia kohteita, joissa kiveä ei ollut valittu kohteen asettamien vaatimusten mukaisesti myös paikoissa, joissa liikennettä oli paljon, esimerkkeinä Elielinaukio, Myyrmäen terminaali ja Paciuksenkaari. Toimitusketjussa tulisi olla henkilö, joka osaa arvioida kiven soveltuvuuden kohteeseen tai urakka-asiakirjoissa tulisi olla selvät vaatimukset kiven laadulle, jotta voitaisiin varmistaa, että kivi vastaa kohteen asettamia vaatimuksia. Tämä on sekä tilaajan että kivien valmistajan etu. Tilaaja haluaa rakenteelle pitkää elinkaarta ja toimittaja ei halua tuotteelleen huonoa mainetta siitä itsestään riippumattomista syistä.

### **Pohjarakenteen pettäminen**

Ajoneuvoliikenteen alueilla betonikivipäällysteet rakennetaan yleensä sidotun kantavan kerroksen päälle, jotta saavutetaan riittävä kantavuus. Sidottuna kantavana kerroksena käytetään yleensä sidotun kerroksen asfalttibetonia. Betonikivipäällyste läpäisee hyvin vettä saumarakenteensa vuoksi, jolloin on tärkeää, että vesi ei jää seisomaan kantavan kerroksen päälle. Kantavan kerroksen alimpiin kohtiin täytyy porata salaojareikiä, joista vesi pääsee poistumaan tai käyttää esimerkiksi vettä läpäisevää asfalttia. Kadut mitoitetaan kantavuuden mukaan, jolloin pohjamaan laatu otetaan huomioon ja rakennekerrosten materiaalit sekä paksuudet määräytyvät pohjamaan kantavuuden mukaan. Painumat ovatkin yleensä veden tai roudan aiheuttamia. Suomen kuntatekniikan yhdistyksen (SKTY 2003) ohjeiden mukaan routivuus tulee ottaa huomioon, kun pohjamaa luokitellaan routivaksi tai erittäin routivaksi. Tavallisesti katurakenteessa routasuojaus tehdään vain rakenteessa oleville putkille ja johdoille. Tärkeintä onkin pitää rakenne kuivana. Salaojat katurakenteessa kuivattaisivat rakennetta tehokkaasti, mutta monesti ne puuttuvat suunnitelmista. Betonikiveyksillä saavutetaan yleensä hyvä kantavuus, eivätkä painumat ole kovin vakava ongelma varsinkin, jos kuivatus on kunnossa. Painumat voivat kuitenkin johtaa myös muihin vaurioihin kuten Norrtäljentiellä, jossa painuman kohdalla lammikoitunut vesi ja tiesuola olivat rapauttaneet betonikivien pintaa. Merkittävää on myös betonikivien kuivakulumista huomattavasti suurempi märkäkuluminen.

### **Puutteellinen ankkurointi**

Ankkuroinnilla varmistetaan kivien paikallaan pysyminen. Ankkurointi on pitkälti suunnittelu- ja kustannuskysymys. Luonnonkiviankkuroinnin tekeminen lisää kustannuksia ja joskus upotettavan reunakiven asennus ei ole edes mahdollista. Inventoinnin perusteella voidaan todeta, että parhaiten rakenteen lukitsee upotettava luonnonkivi. Laivalahdenkaarella käytetty betonielementti oli myös toiminut hyvin. Ongelmallisia kohtia ovat korotuksissa viisteen ja tasaisen osan reunakohdat ja raskaan liikenteen

teen alueet kuten terminaalit. Viisteissä betonikiven ja asfaltin reunakohdassa asfaltti usein murtuu, mikä voi heikentää rakennetta monella tavalla. Murtuneesta kohdasta rakenteen alle pääsee vettä, rasitus kyseisessä kohdassa olevaan betonikiveen lisääntyy ja kivet voivat päästä myös liikkumaan murtuman kasvaessa. Toinen ongelmakohta on, jos käytetään betonikiveä sekä viisteessä että tasaisella osalla ilman välissä olevaa luonnonkiviankkurointia. Kivet saattavat liikkua osua toisiinsa ja kivien reunat lohkeilla. Reunakohtiin varsinkin, jos ne ovat jyrkkiä, kohdistuu usein kova isku ajoneuvon ajaessa kohdan yli. Luonnonkiviankkurointi ottaa tällaisissa kohdissa suurimman osan rasituksesta vastaan. Toinen ongelma ovat terminaalit. Terminaaleissa raskaat linja-autot kiihdyttävät ja jarruttavat, mikä saa kivet liikkeelle. Myyrmäen terminaalissa kivilinjojen liikkumisen olisi voinut estää rakentamalla laiturialueen reunoille luonnonkiviankkurointi ja väliin luonnonkivilinjoja tukemaan rakennetta. Kivien ankkurointiin voidaan vaikuttaa myös oikeilla kivivalinnoilla ja oikeanlaisella ladonnalla. Melunmäenraitiossa oli käytetty ladontakuviona kalanruotoladontaa, joka oli toiminut hyvin. Lukkiutuvien kivien ja/tai kalanruotoladonnan valinta olisi tällaisissa laajapinta-alaisissa kohteissa suositeltavaa.

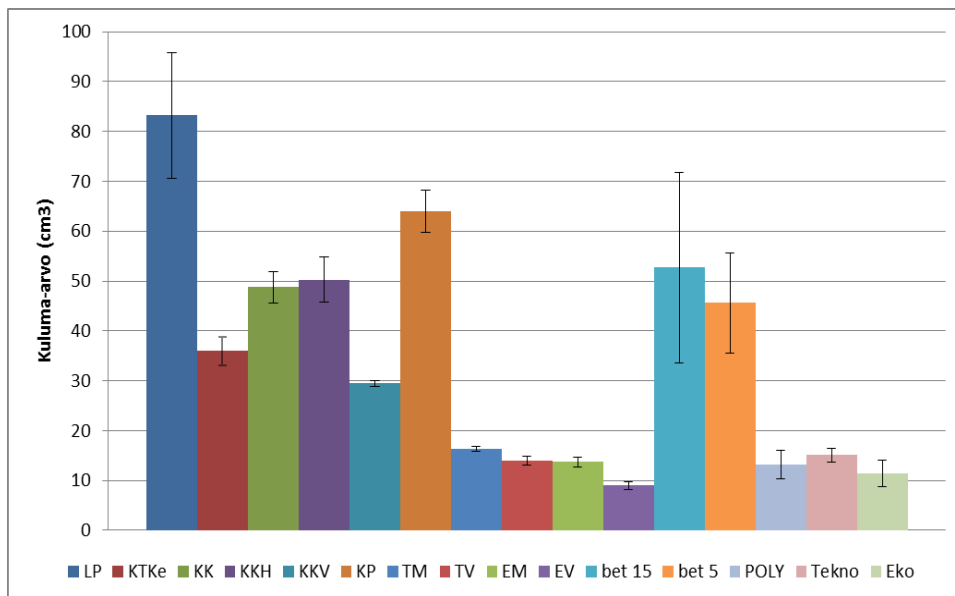
### **Betonikivien soveltuvuus ajoneuvoliikenteen alueille**

Inventoinnin perusteella voidaan kysyä, onko betonikivi soveltuva vaihtoehto ajoradan päällysteeksi. Alun perin betonikiveyksiä perusteltiin niiden hyvällä kestävyydellä ja pitkällä elinkaarella. Betonikiveykset eivät ole kuitenkaan kestäneet odotetulla tavalla, varsinkaan kymmenen viidentoista viime vuoden aikana rakennetut, joihin tätä työtä varten inventoidut kohteet kuuluvat. Betonikivi on asfalttia kalliimpi materiaali ja asentaminen tehdään pääosin käsityönä, joten rakentamiskustannukset ovat suuremmat. Betonikiveyksen ylläpitokustannusten tulisi siten olla pienemmät, jotta kiveyksen rakentaminen olisi taloudellisesti kannattavaa. Näin ei kuitenkaan usein todellisuudessa ole, koska yksittäisten kivien vaihtaminen on hankalaa ja yleensä kaikki kivet joudutaan uusimaan. Lisäksi monet kohteet ovat hajonneet jo muutamassa vuodessa, mikä tarkoittaa sitä, että rakenne on epäonnistunut. Havaintojen ja kokemusten perusteella betonikiviä tulisi käyttää ajoneuvoliikenteen alueilla vain tonttikaduilla ja paikallisilla kokoojakaduilla, joissa liikennemäärät ovat 500 ajoneuvoa vuorokaudessa tai sen alle. Näillä liikennemäärillä betonikivet ovat kestäneet kokemusten mukaan ehjinä. Betonikivien välillä on kuitenkin todella suuria laatueroja. Samalla kivityypillä kestävyys eri kivisten välillä saattaa olla huomattava. Tämän takia tilaajan tulisi määrittää urakka-asiakirjoissa tarkasti, mitkä vaatimukset kiven tulisi täyttää. Betonikiveyksen kestävyys, kunhan kivi on vaatimusten mukainen ja rakentaminen tehdään huolella. Erityisen tärkeää kiveyksen kestävyuden kannalta ovat huolelliset pohjatyöt ja kuiva- tuksen varmistaminen rakenteessa. Ongelmia voidaan kuitenkin ennaltaehkäistä valitsemalla päällystämateriaali kohteen vaatimusten mukaisesti. Ei ole tilaajan eikä valmistajan edun mukaista se, että tuote hajoaa muutamassa vuodessa, koska se ei sovellu käyttökohteeseensa.

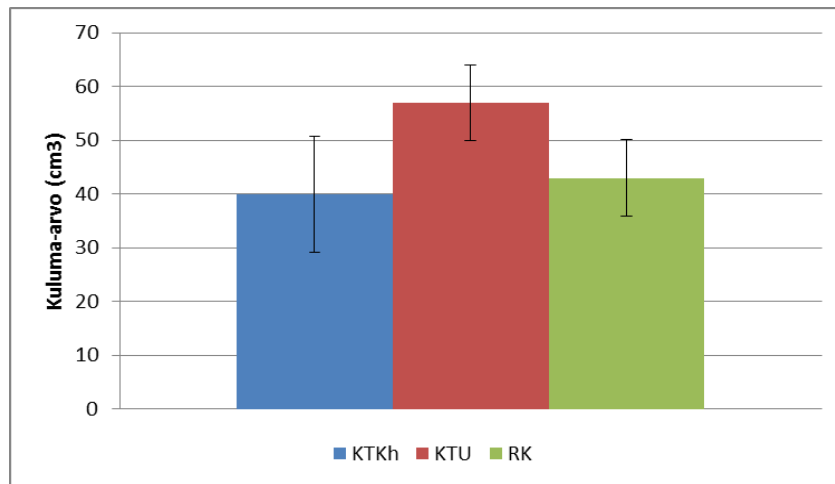
## 6.3 Kulutuskestävyyskokeiden tulosten tarkastelu

### 6.3.1 Prall-kokeen tulosten tarkastelu

Tuloksista havaitaan, että betonikivien kulutuskestävyydessä on suuria eroja eri kivityyppien välillä. Parhaimmilla betonikivillä kuluma-arvo vaihteli välillä 30-50 cm<sup>3</sup>. Heikoimmat kivet hajosivat palasiksi 15 minuutin kokeen aikana. Nämä kivityypit testattiin myös 5 minuutin koestusajalla, jolloin tulokset vaihtelivat 40-60 cm<sup>3</sup> välillä. Kuvissa 41 ja 42 on esitetty koekappaleiden kuluman keskiarvot ja keskihajonnat, variaatiokerroimet löytyvät liitteestä 21. Variaatiokerroin on hajonnan tunnusluku. Koska variaatiokerroin ei ole mittayksikköön sidottu, sitä voidaan käyttää kahden eri mitta-asteikolla mitatun jakauman havaintojen vertailuun. Variaatiokerroin saadaan keskihajonnan ja keskiarvon osamääränä ja sen yksikkönä käytetään prosenttia. Polymeerikivillä hajonta oli yleisesti tarkasteltuna betonikiviä pienempää. Viidentoista minuutin koestusajalla testattujen betonikivien variaatiokerroin oli 36 % (keskiarvo 53 cm<sup>3</sup>, keskihajonta 19 cm<sup>3</sup>), kun taas polymeerikivellä variaatiokerroin oli 21 % (keskiarvo 13 cm<sup>3</sup>, keskihajonta 3 cm<sup>3</sup>). Myös kivityyppien sisällä tulokset vaihtelivat. Suurinta vaihtelu oli kivityypeillä LP, RK ja KTKh, joilla variaatiokerroimet olivat vastaavasti 15 % (keskiarvo 83 cm<sup>3</sup> ja keskihajonta 13 cm<sup>3</sup>), 16 % (keskiarvo 43 cm<sup>3</sup> ja keskihajonta 7 cm<sup>3</sup>) ja 27 % (keskiarvo 40 cm<sup>3</sup> ja keskihajonta 11 cm<sup>3</sup>). Pienintä vaihtelu oli betonikivistä KKV:llä, jolla variaatiokerroin oli 2 % (keskiarvo 30 cm<sup>3</sup> ja keskihajonta 0,6 cm<sup>3</sup>) ja polymeerikivistä TM:llä, jolla variaatiokerroin oli 3 % (keskiarvo 16 cm<sup>3</sup> ja keskihajonta 0,5 cm<sup>3</sup>). Betonikivillä variaatiokerroin vaihteli välillä 2-27 % ja polymeerikivillä 3-9 %.



Kuva 41 Koekappaleiden kuluma-arvon keskiarvot ja keskihajonnat (15 minuutin koestusaika).



**Kuva 42 Koekappaleiden kuluma-arvon keskiarvot ja keskihajonnat (5 minuutin koestusaika).**

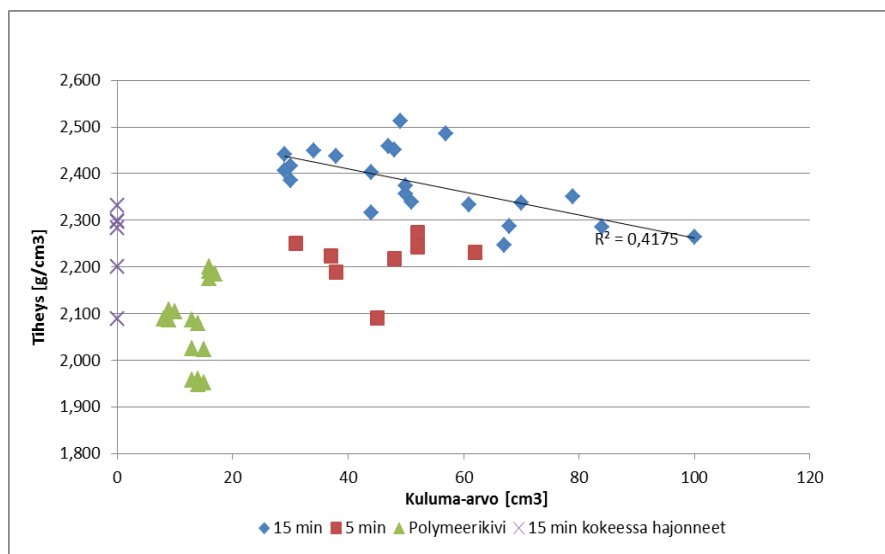
Parhaiten betonikivistä kokeessa menestyi KKV, jonka kulumakeskiarvo oli  $30 \text{ cm}^3$  ja keskihajonta  $0,5 \text{ cm}^3$ , joka oli pienin kaikista testatuista betonikivistä. KKV oli yksi neljästä kivityypistä, jotka olivat olleet käytössä rakenteessa. Muut olivat KKH, KTKe ja KTKh. KKH:n ja KTKe:n kulumakeskiarvo oli vastaavasti  $50 \text{ cm}^3$  ja  $36 \text{ cm}^3$ . KTKh:n ensimmäisenä testattu koekappale hajosi 15 minuutin testin aikana, joten kolme muuta koekappaletta testattiin 5 minuutin koestusajalla. KTKh:n 5 minuutin koestusten keskiarvokuluma oli  $40 \text{ cm}^3$  ja tulosten vaihteluväli  $31\text{-}52 \text{ cm}^3$ . Keravan käytetyt kivet (KKH ja KKV) ja KTKe menestyivät kokeessa hyvin ja olivat parhaita betonikiviä Keravan keltaisen (KK,  $49 \text{ cm}^3$ ) pintavärjätyn kiven ohella. KKH, KKV ja KTKe olivat kestäneet hyvin myös rakenteessa ollessaan. Näissä kivityypeissä pinnassa ollut betoni oli kulunut pois ja runkoaines tullut esiin, mutta kiven pinnan kuoriutumista ei ollut havaittavissa. Kivet oli poistettu saneerauksen yhteydessä, mutta kivet eivät olleet tulleet vielä elinkaarensa päähän. KTKh sen sijaan oli hajonnut ja kuoriutunut pinnastaan käytössä ollessaan. Kivikkotien korotettu suojatie saneerattiin juuri kivityypin huonon kunnan takia. Kokeesta saadut tulokset tukevat siis käytännöstä saatuja kokemuksia. Kivikkotien kivien otos on pieni, mutta saatu tulos on niin selvä, että voidaan päätellä Kivikkotien korotetulla suojatiellä käytetyn kahta eri kivityyppiä tai ainakin kahdesta eri valmistuserästä saatuja kiviä. Kivikkotielle asennettu uusi kivi (KTU) menestyi yhtä heikosti kuin KTKh. Sen kuluma-arvo 5 minuutin koestusajalla vaihteli välillä  $52\text{-}62 \text{ cm}^3$  ja keskiarvokuluma oli 43 % suurempi kuin KTKh:lla, mutta tulokset eivät eronneet tilastollisesti toisistaan (liite 22), koska hajonta oli suuri. Kaksi 15 minuutin koestusajalla testattua koekappaletta hajosi. KTU:n kulutuskestävyys Prall-kokeiden perusteella oli kaikista testatuista kivityypeistä heikoimpien joukossa yhdessä KTKh:n ja RK:n kanssa. Tämän tuloksen perusteella Kivikkotien koekohteelle ei voi luvata kovin pitkää elinkaarta.

Polymeerikivien kulutuskestävyys on kokeiden perusteella todella hyvä, kuluma-arvo vaihteli välillä  $9\text{-}17 \text{ cm}^3$ . Betonikiviin verrattuna polymeerikivien kulutuskestävyys oli selvästi parempi. Parhaaseen betonikiveen verrattuna heikoimman polymeerikiven kuluma-arvo oli yli 50 % pienempi. Kivet olivat tulosten perusteella myös betonikiviä tasalaatuisempia, kuten aikaisemmin todettiin. Tilastollisesti Ekokivet eivät ryhmänä menestyneet Teknokiviä paremmin, vaikka Teknokivien kulumakeskiarvo oli



33 % suurempi kuin Ekokivillä. Tarkasteltaessa tuloksia kivityypeittäin havaittiin, että EV menestyi kokeessa parhaiten. TV:n ja EM:n kulumakeskiarvo oli 56 % suurempi kuin EV:llä, kun taas heikoimmin menestyneen TM:n kulumakeskiarvo oli 78 % suurempi kuin EV:llä. Sekä Teknokivillä että Ekokivillä valkoiset kivet menestyivät mustia paremmin. Mustien Teknokivien kuluma-arvo oli 14 % suurempi kuin valkoisten Teknokivien. Ekokivillä ero oli vielä suurempi, mustien Ekokivien kuluma-arvo oli 56 % suurempi kuin valkoisten. Polymeerikivien kestävyys on pitkälti riippuvainen kiven valmistusreseptistä. Pohjolan Teknokivi Oy:n valmistamien kivien kulutuskestävyys todennäköisesti paranee tulevaisuudessa, kun kehitystyötä jatketaan. Prall-kokeiden tulokset tukevat käytännön havaintoja polymeerikivien kestävydestä.

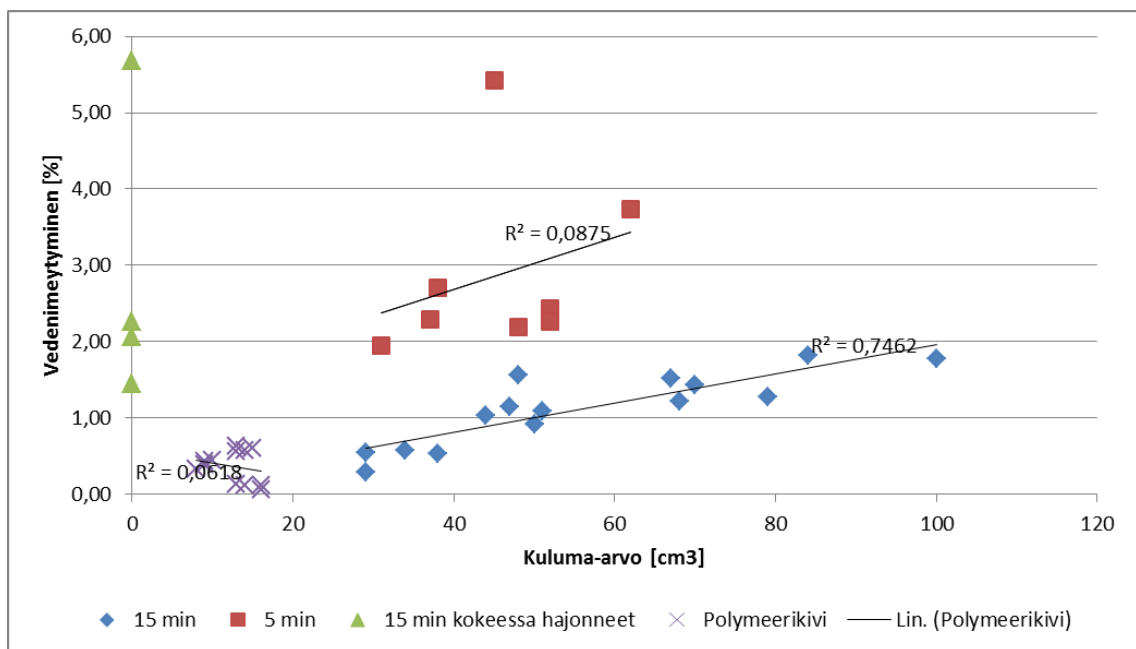
Kaikista testatuista koekappaleista mitattiin myös tiheys. Kuvassa 43 on esitetty tiheyden vaikutusta kulutuskestävyyteen. Polymeerikivillä tiheydellä ei tulosten perusteella ole vaikutusta kulutuskestävyyteen. Prall-kokeen tulosten perusteella betonikivien tiheydellä ja kuluma-arvolla on negatiivinen lineaarinen riippuvuus. Lähes kaikilla 15 min koestusaikana hajonneilla betonikivikoekappaleilla tiheys on ollut alle  $2,3 \text{ g/cm}^3$ , samoin kuin kaikilla 5 min koestusajalla testatuilla. Koekappaleet jotka on testattu 5 min koestusajalla, ovat kuluneet vastaavasti kuin koekappaleet joita on testattu 15 min koestusajalla ja joiden tiheys on yli  $2,4 \text{ g/cm}^3$ . Kuvan perusteella 15 min koestusajalla testatuilla koekappaleilla on havaittavissa negatiivinen korrelaatio tiheyden ja kuluman välillä. Tiheyden ja kuluma-arvon korrelaatiokertoimeksi saatiin  $-0,65$  ( $r^2 = 0,42$ ) eli muuttujien välillä vallitsee negatiivinen lineaarinen riippuvuus. Korrelaatiokertoimen perusteella voidaan todeta, että tiheys ei ole täydellinen selittäjä kulutuskestävyydelle, mutta sen perusteella voidaan tehdä alustavia päätelmiä kulutuskestävyydestä. Tiheys on helppo ja yksinkertainen suure mitata, joten sitä voisi käyttää betonikivien laadunvalvonnassa yhtenä mittarina kiven kestävydelle.



**Kuva 43 Tiheyden vaikutus kuluma-arvoon.**

Kokeiden tuloksista tarkasteltiin myös betonikiven vedenimeytyvyyden vaikutusta kulutuskestävyyteen. Betonin ja betonikiven vedenimeytyvyyteen vaikuttaa erityisesti betonin huokoisuus, joka on

pitkälti riippuvainen sementtipitoisuudesta. Sementtiliima on ainoa jatkuva faasi betonikivessä ja sen tehtävänä on ympäröidä runkoaines ja täyttää huokokset. (Uygunoğlu et al. 2012). Tämän lisäksi myös käytetyn runkoaineen vedenimeytyvyys vaikuttaa koko betonikiven vedenimeytyvyyteen erityisesti pienillä sementtipitoisuuksilla (Poon & Lam 2008). Kuvassa 44 on esitetty kuluma-arvon ja vedenimeytymisen välinen suhde. Vedenimeytyminen on laskettu liitteessä 23 olevalla kaavalla, liitteeseen on myös koottu kaikkien koekappaleiden vedenimeytyvyysarvot. Tuloksista huomataan, että 15 minuutin koestusajalla testatuilla betonikivillä kuluma-arvon ja vedenimeytyvyyden välillä vaikuttaisi olevan positiivinen korrelaatio. Korrelaatiokertoimeksi 15 minuutin koestusajalla testatuille betonikiville saatiin 0,86 ( $R^2 = 0,75$ ). Viiden minuutin koestusajalla testatuilla betonikivillä ja polymeerikivillä korrelaatiokerroin oli hyvin alhainen 0,30 ( $R^2 = 0,09$ ) ja 0,25 ( $R^2 = 0,06$ ) vastaavasti. Viiden minuutin kokeen tuloksista havaitaan yksi selvästi muista poikkeava tulos (RV2). Kun tätä tulosta ei oteta huomioon, korrelaatiokertoimeksi saatiin 0,68 ( $R^2 = 0,46$ ). Kivityyppi RV:n vedenimeytyvyys oli kaikista testatuista betonikivistä selvästi suurin, sen vedenimeytyvyys oli 98 % suurempi kuin KTU:lla, jonka vedenimeytyvyys oli toiseksi suurin. Jo punnittaessa kiviä vedessä havaittiin RV:n, RK:n ja KTKh:n olevan erityisen huokoisia (paljon ilmaa), kun taas KKV oli erittäin tiivis samoin kuin testatut polymeerikivet. Polymeerikivien vedenimeytyvyys oli todella pieni, mikä havaittiin jo koekappaleita punnittaessa, mutta vedenimeytyvyyden ja kulutuskestävyyden välillä ei ollut havaittavissa korrelaatiota. Tulosten perusteella betonikivien vedenimeytyvyyden ja niiden kulutuskestävyyden välillä on positiivinen korrelaatio. Vedenimeytyvyys on vahvasti sidoksissa betonikiven huokoisuuteen, huokoinen betonikivi imee vettä enemmän itseensä. Aikaisemmissa tutkimuksissa on todettu sementtipitoisuuden kasvattamisen parantavan kulutuskestävyyttä. Saadut tulokset tukevat tätä havaintoa, sillä huokoisuutta voidaan pienentää juuri sementtipitoisuutta kasvattamalla.



**Kuva 44 Kuluma-arvon ja vedenimeytymisen välinen suhde.**

Asfalttinormit 2011 (PANK 2011) luokittelee asfaltit Prall-kokeen mukaan. Luokat on esitetty taulukossa 12. Yksikään testatuista betonikivistä ei täyttänyt luokan yksi asfaltille asetettuja vaatimuksia ja ainoastaan KTKe ja KKV alittivat alimman luokan 4 vaatimukset. Muut betonikivet eivät olisi läpäisseet Prall-koetta. Kaikki testatut polymeerikivet sen sijaan olisivat läpäisseet luokan I vaatimukset. Tulosten perusteella voidaan päätellä, että asfaltille asetetut kulutuskestävyysvaatimukset eivät sovellu käytettäväksi betonikiville, vaan niille on tehtävä oma luokitus. Betonikivien kuluma-arvot olivat kuitenkin huomattavasti asfalttinäytteillä tavallisesti saatavia kuluma-arvoja suuremmat. Näiden kokeiden perusteella vaikuttaisi siltä, että betonikivien nastarengaskulutuskestävyys on heikompi kuin asfaltilla.

**Taulukko 12 Vasemman puoleisessa taulukossa vaatimukset tiivistetylle asfalttimassalle ja oikeanpuoleisessa vaatimukset tieltä poratulle asfalttinäytteelle (PANK 2011).**

Kulumisluokka	Prall-arvo $Abr_A$ (cm <sup>3</sup> )	Kulumisluokka	Prall-arvo $Abr_A$ (cm <sup>3</sup> )
$Abr_{A20}$	$\leq 20$	I	$\leq 22$
$Abr_{A28}$	$\leq 28$	II	$\leq 30$
$Abr_{A36}$	$\leq 36$	III	$\leq 38$
$Abr_{A45}$	$\leq 45$	IV	$\leq 46$

Työtä varten tehtyjen kokeiden perusteella Prall-koe soveltuu melko hyvin betonikivien kulutuskestävyyden testaamiseen. Saadut tulokset vastasivat käytännössä saatuja kokemuksia. Otokset olivat pieniä ja tulosten välillä oli suuria eroja, joten lisäkokeita tarvitaan. Nykyisin betonikiville ei ole asetettu nastarengaskulumiskestävyydelle vaatimuksia, mutta Prall-koe on vartenotettava vaihtoehto tähän tarkoitukseen. Betonikiville täytyy tehdä oma laatuluokittelu. Testimuuttujia voidaan myös vaihtaa. Viidentoista minuutin testi on liian pitkä aika monille heikommille kivityypeille. Betonikiville standardikoestusaika voisi olla joko 5 tai 10 minuuttia. Lisäksi esimerkiksi laitteen iskunopeutta on mahdollista pienentää. Lyhyempi koestusaika on kuitenkin yksinkertaisempi toteuttaa. Muuttujien ja luokittelujen määrittäminen vaatii kuitenkin vielä lisäkokeita.

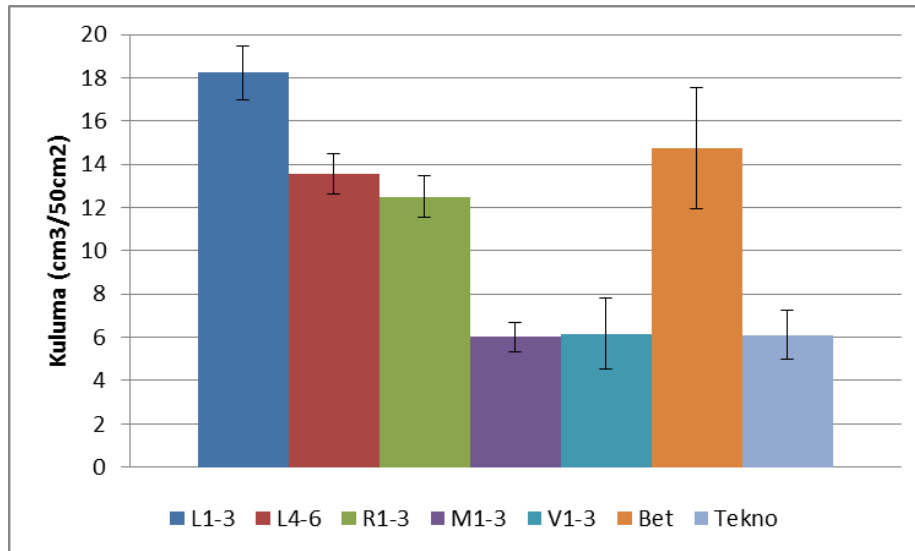
### 6.3.2 Böhme-testin tulosten tarkastelu

Standardissa SFS-EN 1338 on määritelty kulutuskestävyysluokat Böhme-testin vaatimusten mukaan. Ne on merkitty taulukkoon 13. Standardin mukaan yksikään yksittäinen tulos ei saa ylittää vaadittua arvoa. Betonikeskus ry (2007) on antanut myös oman suosituksensa alueille, joissa on moottoriajoneuvoliikennettä ja nastarengasrasitusta.

**Taulukko 13 Standardinmukaiset kulutuskestävyysluokat betonikiville. Taulukkoon on lisätty myös Betonikeskus ry:n suositus moottoriajoneuvoliikenteen alueilla (Rakennusteollisuus RT 2006; Betonikeskus ry 2007).**

Luokka	Merkintä	Vaatus (Böhme-testi)	Huom.
1	F	Ei mitattu	Käyttökohteissa, joissa on kevyttä liikennettä, kulutuskestävyyttä ei tarvitse testata. Esimerkkeinä ovat jalankulkutiet, pyörätiet ja piha-alueet.
3	H	$\leq 20 \text{ cm}^3 / 50 \text{ cm}^2$	Suosittelaa kohteisiin, joissa voi olla tilapäisesti moottoriajoneuvoliikennettä ja ajonopeus on hidas. Talvikunnossapito tapahtuu koneellisesti. Esimerkkeinä luokan 3 käyttökohteista ovat torit ja aukiot.
4	I	$\leq 18 \text{ cm}^3 / 50 \text{ cm}^2$	Suosittelaa kohteisiin, joissa kuormituksena on moottoriajoneuvoliikenne ja nastarengasrasitus. Esimerkkeinä luokan 4 käyttökohteista ovat katualueet ja suojatiet.
		$\leq 12 \text{ cm}^3 / 50 \text{ cm}^2$	Betonikeskus ry:n suositus alueille, joissa on moottoriajoneuvoliikennettä ja nastarengasrasitusta. EI STAN-DARDISSA.

Testatuista betonikivistä Kivikkotien uusi kivi oli ainoa läpivärjätty kivi ja ainoa, joka on tarkoitettu katualueelle, kaksi muuta kivityyppiä on tarkoitettu kevyen liikenteen alueille ja pihakaduille. Kivikkotien koekappaleista vain yksi alitti luokan 4 vaatimuksen ja yksikään ei päässyt lähelle Betonikeskus ry:n suositusta. Kivikkotien uusien kivien tulosten vaihteluväli oli 16,9-19,4  $\text{cm}^3/50\text{cm}^2$  ja keskihajonta 1,26  $\text{cm}^3/50\text{cm}^2$ . Kivet asennettiin syksyllä 2011 Kivikkotielle rakennettuun koekohteeseen ja kivilavoihin oli merkitty laatuluokaksi I eli luokka 4. Kokeiden perusteella voidaan todeta, että kivet eivät ole vaaditun tai luvattun laadun mukaisia. Todennäköisesti koekohteen betonikivet eivät kestä monta vuotta. Lemminkäisen pintavärjätty punainen kivi ja Ruduksen Kartano-kivi menestyivät yllättäen kokeessa paremmin kuin Kivikkotien kivi, mutta eivät eronneet tilastollisesti toisistaan (liite 22). Kartano-kiven kuluma oli 31 % pienempi kuin Kivikkotien uudella kivellä, kun taas Lemminkäisen pintavärjätyn punaisen kiven kuluma oli 25 % Kivikkotien uuden kiven kulumaa pienempi. Tulosten hajonta oli kuitenkin kaikilla kivityypeillä lähes samanlaista, variaatiokerroin vaihteli välillä 7-8 % (liite 21). Kartano-kiven ja Lemminkäisen pintavärjätyn punaisen kiven kaikki koekappaleet alittivat luokan 4 vaatimuksen. Lemminkäisen pintavärjätyn punaisen kiven tulosten vaihteluväli oli 12,6-14,5  $\text{cm}^3/50\text{cm}^2$  ja keskihajonta 0,95  $\text{cm}^3/50\text{cm}^2$  ja Ruduksen Kartano-kivellä vastaavasti 11,5-13,4  $\text{cm}^3/50\text{cm}^2$  ja 0,95  $\text{cm}^3/50\text{cm}^2$ . Nämä kivityypit on tarkoitettu jalankulkualueille ja kuuluvat näin laatu-luokkaan 3, joten ne läpäisivät selvästi vaatimuksensa. Testattujen betonikivien tiheydet olivat keskenään lähes samoja. Yksikään testatuista betonikivityypeistä ei täyttänyt Betonikeskus ry:n asettamaa tavoitetta moottoriajoneuvoliikenteen alueille, joilla on nastarengasliikennettä.



**Kuva 45 Koekappaleiden kuluman keskiarvot ja keskihajonnat**

Polymeerikivet alittivat selvästi luokan 4 vaatimukset ja myös Betonikeskus ry:n suosituksen. Polymeerikivien kuluma-arvo oli noin puolet parhaiden betonikivien kuluma-arvosta. Polymeerikivillä sekä valkoisilla (V1) että mustilla (M1) kivillä yksi tulos erosi selvemmin kahdesta muusta. Kyse saattaa olla kivien erilaisesta kulumiskestävyydestä tai koetta tehtäessä sattuneesta inhimillisestä erehdyksestä. Mustilla polymeerikivillä keskihajonta oli  $0,68 \text{ cm}^3/50\text{cm}^2$  ja valkoisilla  $1,64 \text{ cm}^3/50\text{cm}^2$ , variaatiokertoimet olivat vastaavasti 11 ja 27 % (liite 21). Hajonta oli kuitenkin suurempaa kuin betonikivillä kivityypeittäin tarkasteltaessa. Tarkasteltaessa betonikiviä ja polymeerikiviä omina ryhminään, betonikivien keskihajonta oli suurempi kuin polymeerikivillä, mutta variaatiokertoimet olivat lähes samat (betoni 19 %, tekno 18 %). Valkoiset ja mustat polymeerikivet eivät eronneet tilastollisesti toisistaan.

Kokeen tavanomainen kuluma-arvo betonikiville kokemusten mukaan on suojatiekiville  $10\text{--}12 \text{ cm}^3/50\text{cm}^2$ , mutta joissain tapauksissa tulos voi olla lähempänä  $18 \text{ cm}^3/50\text{cm}^2$ . Jos kivityyppi ei läpäise testiä, tulee valmistajan lähettää uusi erä testattavaksi. Kulutuskestävyys testataan jokaiselta kivityypiltä kerran vuodessa.

### 6.3.3 Tulosten vertailu

Tässä kappaleessa kivityypeistä käytetään Prall-kokeessa käytettyjä lyhenteitä. Kaikista testatuista betonikivityypeistä KTU, RK ja LP testattiin molemmilla kokeilla. Kivikkotien uusi suojatiekivi (KTU) menestyi Böhme-testissä huonoimmin, vaikka oli ainoa Böhme-kokeella testattu ajoneuvoliikenteen alueelle tarkoitettu betonikivityyppi. Prall-kokeessa KTU:n kulumakeskiarvo oli testatuista betonikivityypistä huonoin, mutta tilastollisen analyysin perusteella ei eronnut merkittävästi LP:stä ja RK:sta (liite 22). KTU:n koekappaleet hajosivat 15 minuutin Prall-kokeen aikana eivätkä täyttäneet luokan 4 vaatimuksia Böhme-testissä. Böhme-testissä LP:n ja RK:n tulokset eivät eronneet toisistaan, yksittäisten koekappaleiden Böhme-testin tulokset RK:lla olivat  $11,5$ ,  $12,6$  ja  $13,4 \text{ cm}^3/50\text{cm}^2$  ja LP:llä

12,6, 13,6 ja 14,6 cm<sup>3</sup>/50cm<sup>2</sup>. Prall-kokeessa LP kesti kuitenkin 15 minuutin koestuksen ehjänä, mutta RK hajosi ja jouduttiin testaamaan 5 minuutin koestusajalla, jotta saatiin tulos. Prall-kokeen perusteella LP oli betonikivistä kulutuskestävin. KTU ja RK eivät eronneet tilastollisesti toisistaan. Böhme-testin perusteella KTU:n kulutuskestävyys oli heikoin, kun taas RK:n ja LP:n tulokset eivät eronneet merkittävästi toisistaan. Tarkasteltaessa ainoastaan kulumakeskiarvoja kivityyppien järjestys kulutuskestävimmästä heikoimpaan Böhme-testin perusteella oli RK, LP ja KTU. Vastaavasti Prall-kokeen perusteella LP, RK ja KTU. Täysin yhteneviä testien tulokset eivät testattujen betonikivien välillä olleet, mutta tulokset olivat kuitenkin hyvin samansuuntaisia.

Polymeerikivet saivat molemmista kokeista todella hyvät tulokset. Kuluma-arvot olivat molemmissa kokeissa puolet parhaiden betonikivien kuluma-arvoista. Prall-kokeen mukaan kivet olivat myös tasa-laatuista, sillä tulosten hajonta oli pientä verrattuna betonikiviin. Prall-kokeessa mustat Teknokivet menestyivät valkoisia heikommin, mutta Böhme-testissä tuloksissa ei ollut havaittavissa tilastollisesti merkitseviä eroja. Tässä työssä tehtyjen kokeiden perusteella polymeerikivien kulutuskestävyys on erinomainen. Nämä tulokset tukevat maastossa tehtyjä havaintoja ja kivien valmistajien lupauksia kivien hyvistä lujuusominaisuuksista ja kestävydestä.

Betonikivillä Prall-kokeen tulosten hajonta oli suurempaa kuin Böhme-testin tulosten. Variaatiokerroin oli kaikilla testatuilla betonikivityypeillä suurempi Prall-kokeessa kuin Böhme-testissä. Polymeerikivillä tilanne oli päinvastainen. Böhme-testin tulosten variaatiokerroin oli huomattavasti suurempi sekä mustilla että valkoisilla kivillä kuin Prall-kokeen tulosten. Variaatiokerroin kaikille testatuille betonikiville oli viidentoista minuutin Prall-kokeessa 36 % ja viiden minuutin kokeessa 22 %, Böhme-testissä vastaava luku oli 19 %. Teknokivien variaatiokerroin Prall-kokeessa oli 9 % ja Böhme-testissä 18 %. Tämän perusteella Böhme-testillä päästään parempaan tarkkuuteen betonikivien kulutuskestävyyttä testattaessa kuin Prall-kokeella, polymeerikivillä Prall-koe oli Böhme-testiä tarkempi.

Betonikivillä Böhme-testin tulosten mukaan sekä Ruduksen Kartano-kivi että Lemminkäisen pintavärjätty kivi kestäisivät nastarengasrasituksen standardissa asetettujen vaatimusten mukaisesti. Ne läpäisivät luokan 4 vaatimukset ja olivat lähellä Betonikeskuksen vaatimuksia. Prall-kokeessa RK menestyi kuitenkin yhtä heikosti kuin Kivikkotien käytetty hajonnut kivi (KTKh). KTKh oli todettu käytännössä huonolaatuiseksi, se oli hajonnut muutamassa vuodessa rakenteessa oltuaan. Prall-kokeen tulokset siis viittaisivat siihen, että RK tai LP eivät kestäisi moottoriajoneuvoliikenteen alueilla. Kivikkotien uusi kivi ei läpäissyt standardin vaatimuksia Böhme-testissä, mutta tulokset olivat hyvin lähellä standardin vaatimuksia ja yhden koekappaleen tulos oli alle vaatimusten. Kivi asennettiin työtä varten rakennettuun koekohteeseen, jossa se oli kulunut pinnastaan jo puolessa vuodessa (kappale 5). Tulosten perusteella voidaan todeta se, että luokan 4 vaatimus kulumalle ( $\leq 18 \text{ cm}^3/50\text{cm}^2$ ) on riittämätön. Betonikeskus ry:n suosituksen  $\leq 12 \text{ cm}^3/50\text{cm}^2$  täytyisi olla vähimmäisvaatimuksena moottoriajoneuvoliikenteen alueilla. Sekin saattaa olla liian kevyt tähän tarkoitukseen, sillä RK:n ja LP:n Böhme-testin tulokset ovat melko lähellä Betonikeskus ry:n suositusta, mutta Prall-kokeesta saadut tulokset hyvin heikkoja.

### 6.3.4 Yhteenveto

Tulokset viittaisivat siihen, että yksi suurimmista syistä betonikivien nopeaan hajoamiseen rakenteessa on niiden heikko kulutuskestävyys, erityisesti nastarengaskulutuskestävyys. Böhme-testiä ei ole tehty nastarengaskulutuskestävyyden testaamiseen. Böhme-testissä koekappaleeseen kohdistuu hiertovoimaa, mutta ei iskuvaikutusta, joka on hiertoakin merkittävämpi tekijä nastarengaskulumisen kannalta. Prall-kokeessa iskuvaikutus syntyy teräskuulien avulla. Kulutusmekanismi on Prall-kokeessa selvästi erilainen ja vaativampi kuin Böhme-testissä. Prall-koe on osoittautunut asfaltilla hyväksi nastarengaskulumisen mittariksi ja tähän työhön tehtyjen kokeiden perusteella sitä voisi käyttää myös betonikivillä, mutta tämän varmistamiseksi tarvitaan lisäkokeita. Koestusaikaa täytyy lyhentää betonikiviä testattaessa. Asfaltilla käytetään 15 minuutin koestusaikaa, mutta betonikiville voisi soveltua paremmin lyhyempi koestusaika esimerkiksi 5 tai 10 minuuttia, sillä heikoimmat betonikivet hajosivat kokonaan käytettäessä 15 minuutin koestusaikaa. Kokeita tarvitaan vielä lisää, jotta voidaan määrittellä betonikiville sopivat koemenetelmät sekä suositukset kuluma-arvolle eri oloissa.

Böhme-testin suosituksia tulisi tiukentaa. Standardissa vaativimmalle luokalle 4 asetettu vaatimus ei ole riittävä ajoneuvoliikenteen alueilla, ei varsinkaan, jos kohteessa on myös nastarengasliikennettä. Betonikeskus ry:n suosituksen nastarengasliikenteen alueille,  $12 \text{ cm}^3/50\text{cm}^2$ , tulisi olla ehdoton minimi.

Saatujen tulosten perusteella voidaan todeta, että kulutuskestävyyden testaus on liian vähäistä ja riittämätöntä. Kerran vuodessa tehtävä kulutuskestävyyden osoittaminen ei riitä, kun kulutuskestävyys vaihtelee huomattavasti jo valmistuserien välillä. Toimituseräkohtainen kulutuskestävyyden testaaminen saattaisi olla liian hankalaa ja kallista, mutta vuotuisten tyyppitestausten määrää tulisi ainakin lisätä.

### 6.3.5 Virhetarkastelu

Prall-kokeessa virhettä aiheuttivat punnitustulokset. Koekappaleet porattiin ja sahattiin kokonaisista betonikivistä, jolloin ne myös samalla kastuivat. Punnittaessa koekappaleen massaa kuivana ( $m_1$ ) eivät ensimmäiset testatut koekappaleet olleet täysin kuivia. Nämä koekappaleet on merkitty liitteen 16 taulukkoon punaisella värillä. Muuttuja  $m_1$  on näillä koekappaleilla todellista arvoa hieman suurempi. Suurempi  $m_1$  vaikuttaa koekappaleen tiheyteen ja edelleen kuluma-arvoon. Näiden koekappaleiden laskettu tiheyden arvo on siis todellista suurempi ja kuluma-arvo hieman todellista pienempi. Virhe on suurin huokoisilla kivityypeillä RK, KTU, KK ja KP. Polymeerikivillä ja KKV:llä vedenimeytyminen oli huomattavasti pienempää. RK1 ja KTU1 hajosivat kokeen aikana, joten niiden kuluma-arvoon punnitusvirhe ei vaikuttanut. Liitteen 23 taulukkoon on laskettu korjattu tiheyden arvo ja kuluma-arvo. Tiheyden arvo on laskettu saman kivityypin muiden koekappaleiden vedenimeytymisen keskiarvon perusteella. Siksi liitteen 23 taulukon korjatut tiheyden arvot ovat vain suuntaa antavia ja niiden tarkoitus on kuvata virheen suuruutta. Vedenimeytymiseen punnitustuloksilla on ollut kuluma-arvoja

huomattavasti suurempi vaikutus, joten tarkasteltaessa vedenimeytymisen ja kulumiskestävyyden välistä suhdetta (kuva 44) näitä koekappaleita ei ole tarkastelussa otettu huomioon.

## 6.4 Koekohteen tarkastelu

Betonikivien kulumisen vain noin seitsemän kuukauden rasituksen jälkeen oli yllättävää. Betonikivien on todettu kestävän huonoimmillaan 2-3 vuotta ennen kuin ne alkavat hajota, mutta koekohteen perusteella kulumisen alkaa jo paljon aiemmin. Ehjän ja kuluneen betonikiven ero kohteessa oli silmämääräisesti selvästi havaittavissa ja kulumisen muistutti inventoinneissa esiintynyttä kiven pinnan kuoriutumista. Kyse saattaa olla tietenkin myös pinnan sementtiliiman poiskulumisesta, jolloin pinnan kulumisen huomattavasti hidastuu ja tasoittuu ajan myötä. Todennäköisempää on kuitenkin, että betonikivet kuluvat muutamassa vuodessa yhtä huonoon kuntoon kuin edelliset kohteessa käytetyt betonikivet. Myös kiville aikaisemmin tehdyt laboratorioskokeet viittaisivat tähän. Polymeerikivissä ei ollut havaittavissa kulumisvaurioita ja niiden kulutuskestävyydestä ei voi koekohteen perusteella vielä tehdä päätelmiä. Koekohteesta saadut varhaiset kokemukset tukevat kuitenkin jo aikaisempia havaintoja siitä, että nykyiset betonikivet eivät sovellu ajoneuvoliikenteen alueille.



## 7 YHTEENVETO, PÄÄTELMÄT JA SUOSITUKSET

Tässä työssä tarkasteltiin betonikiveysten kestävyyttä ajoneuvoliikenteen alueilla, erityisesti kulutuskestävyyttä. Betonikiveyksissä yleisesti esiintyviä vaurioita selvitettiin inventoimalla betonikivikohteita Helsingin ja Vantaan alueilla. Kirjallisuustutkimuksessa selvitettiin betonikivien kulutuskestävyyteen vaikuttavia ominaisuuksia ja betonikivien kulutuskestävyyttä testattiin laboratoriossa. Tähän kappaleeseen on koottu yhteen työn tulokset ja päätelmät sekä listattu tärkeimpiä suosituksia.

### Betonikiveyksissä esiintyviä vaurioita

Inventointien perusteella havaittuja ongelmia olivat huonolaatuiset betonikivet, väärin perustein valitut betonikivet, puutteellinen ankkurointi ja pohjarakenteen pettäminen. Vakavin ongelma inventointikohteissa olivat huonolaatuiset betonikivet. Tyypillisin ja ongelmallisin vaurio oli betonikiven pinnan kuoriutumisen. Kohteissa oli myös lohkeilleita ja haljenneita kiviä, mutta kyseiset vauriot eivät yleensä johdu kiven huonosta laadusta, vaan esimerkiksi pohjarakenteen pettämisestä tai saumaushiekan puuttumisesta. Monissa betonikiveyksissä oli kiviä, joista kiven pinta oli kuoriutunut paikoin jopa 2 cm syvyydeltä. Betonikiviä eniten kuluttavat ajoneuvoliikenne ja erityisesti nastarenkaat, tiesuola sekä veden jäätyminen ja sulaminen. Ajettaessa päällysteen yli nastarenkailla, päällysteeseen kohdistuu nastan aiheuttama iskuvaikutus, joka rikkoo päällysteen pintaa ja hiertovaikutus. Iskuvaikutus kasvaa nopeuden kasvaessa ja hiertovaikutus on suurimmillaan ajoneuvon kiihdyttäessä, jarruttaessa ja kääntyessä. Monissa kohteissa kuten Kivikkotiellä ja Myyrmäen terminaalien taksiasemalla oli havaittavissa eniten vaurioita juuri kohdissa, joissa ajoneuvot kiihdyttävät tai kääntyvät. Kivien kuoriutumista esiintyi myös terminaaleissa ja kokemusten mukaan myös kevyen liikenteen alueilla, joten kuoriutuminen ei aiheudu ainoastaan nastarengaskulutuksesta vaan myös suolan ja veden vaikutuksesta. Betonikivi on huokoinen materiaali, joka imee vettä sisäänsä. Perättäiset jäätymis-sulamissyklit ja suola voivat yhdessä rapauttaa betonikiveä. Hyvä esimerkki oli Norrtäljentiellä, jossa painumaan seisoamaan jäänyt suolainen vesi oli rapauttanut kivien pintaa. Nykyiset säänkestävyydestit on tehty Keski-Euroopan oloihin eivätkä vastaa Suomen oloja.

Myyrmäen terminaalissa, Elielinaukiolla ja Paciuksenkaarella oli käytetty pintavärjättyjä kiviä. Ajoneuvoliikenteen alueilla tulisi aina käyttää läpivärjättyjä suojatiekiviä ja kivet tulisi valita kestävyysominaisuuksien eikä ulkonäön perusteella. Betonikiveykset tulisi aina myös ankkuroida huolella kiinteään rakenteeseen tai reunatukeen. Reunatukena graniittinen luonnonkivi havaittiin parhaaksi rakenteeksi, myös jotkin betonielementtirakenteet olivat toimineet hyvin. Betoninen reunatuki tai betonikivien liittäminen suoraan asfalttiin oli monessa kohteessa johtanut vaurioihin. Puutteellinen reunatuenta heikentää betonikiveyksen vaakasuntaista lukkiutumista ja alentaa kantavuutta. Laajoissa kohteissa tulisi ladontakuviona käyttää sidekiviä ja kalanruotoladontaa, joilla voidaan parantaa vaakasuntaista lukkiutumista ja kantavuutta. Betonikiveys mitoitetaan kantavuuden mukaan ja, jos mitoi-

tus on tehty oikein, pohjarakenteen pettäminen johtuu useimmiten veden tai roudan vaikutuksesta. Kokemusten mukaan ajoneuvoliikenteen alueilla betonikiveysten kantava kerros tulisi rakentaa sidottuna. Yleisimmin käytetään kantavan kerroksen asfalttibetonia. Sidottua kantavaa kerrosta käytettäessä tulee kuitenkin huolehtia kuivatuksesta. Kantavan kerroksen alimpiin kohtiin tulee porata reikiä tai käyttää vettä läpäisevää asfalttia. Elielinaukiolla terminaalin kaarteisiin syntyneet epätasaisuudet johutuivat ilmeisesti juuri puutteellisesta kuivatuksesta.

### **Betonikivien kulutuskestävyys**

Kirjallisuuden perusteella betonikivien kulutuskestävyyteen vaikuttavat kivien sementtipitoisuus, sementin lujuus, kiviaineksen laatu, vesi-sementtisuhte ja jälkihoito. Betonikivien kulutuskestävyys kasvaa sementtipitoisuuden kasvaessa. Kirjallisuustutkimuksen mukaan sementtipitoisuuden tulee olla minimissään  $380 \text{ kg/m}^3$ , jotta saavutetaan riittävä kestävyys. Sementin lujuus vaikuttaa myös merkittävästi kulutuskestävyyteen, nopeasti lujittuvan sementin on havaittu parantavan kulutuskestävyyttä. Luja kiviaines ja maksimiraekoon kasvattaminen parantavat erityisesti nastarengaskulutuskestävyyttä. Kiviaineksen tulee olla sekä iskunkestävää että hierronkestävää. Usein käytetään pienempää raekokoa, jotta saadaan kiveen tasainen ja siisti pinta. Vesi-sementtisuhteen kasvaessa betonikivien kulutuskestävyys heikkenee. Vesi-sementtisuhteen tulee olla mahdollisimman pieni kuitenkin niin, että massan työstettävyys säilyy. Betonikivien kulutuskestävyys kasvaa ajan suhteen ainakin 200 päivän ikään saakka. Kulutuskestävyyden kannalta riittävän pitkä jälkihoitoaika on tärkeää. Jos kivi joutuu tuoreena rakenteeseen, se ei kestä.

Betonikivistandardin SFS-EN 1338 mukaan betonikivien kulutuskestävyys määritellään pyöräkulustestillä tai vaihtoehtoisesti Böhme-testillä, joka on Suomessa yleisesti käytössä. Kumpikaan testeistä ei ole tarkoitettu nastarengaskulutuskestävyyden testaamiseen. Laboratoriokokeet tehtiin Böhme-testillä ja asfaltin nastarengaskulutuskestävyyden testaamiseen tarkoitettulla Prall-kokeella. Böhme-testillä testatuista betonikivityypeistä yksikään ei täyttänyt Betonikeskus ry:n suositusta ( $\leq 12 \text{ cm}^3/50 \text{ cm}^2$ ) moottoriajoneuvoliikenteen alueille. Kolmesta testatusta betonikivityypistä ainoa ajoneuvoliikenteen alueelle tarkoitettu Kivikkotien uusi kivi ei läpäissyt standardissa asetettua luokan 4 vaatimusta ( $\leq 18 \text{ cm}^3/50 \text{ cm}^2$ ). Kaksi muuta kivityyppiä Lemminkäisen punainen pintavärjätty kivi ja Ruduksen Kartano-kivi alittivat kyseisen vaatimuksen, vaikkei kumpikaan näistä kivityypeistä ole tarkoitettu moottoriajoneuvoliikenteen alueille. Kolmen koekappaleen keskiarvotulos Kivikkotien uudelle kivelle oli  $18,2 \text{ cm}^3/50 \text{ cm}^2$ , Kartano-kivelle  $12,5 \text{ cm}^3/50 \text{ cm}^2$  ja Lemminkäisen punaiselle pintavärjätylle kivelle  $13,6 \text{ cm}^3/50 \text{ cm}^2$ .

Prall-kokeella testattiin betonikivien kulutuskestävyyttä, mutta myös kokeen soveltuvuutta betonikivien testaamiseen. Prall-kokeiden tuloksista havaittiin, että eri kivityyppien välillä oli suuria eroja kestävydessä. Parhaimmilla betonikivillä kuluma-arvo vaihteli välillä  $30\text{-}50 \text{ cm}^3$  ja heikoimmat kivet hajosivat palasiksi 15 minuutin kokeen aikana. Kokeessa hajonneet kivityypit testattiin myös 5 minuutin koestusajalla, jolloin tulokset vaihtelivat  $40\text{-}60 \text{ cm}^3$  välillä. Ainoastaan kaksi betonikivityyppiä kahdes-

tatoista alitti asfalttikoekappaleille asetetun (Asfalttinormit 2008) alimman kulumisluokan IV arvon 46 cm<sup>3</sup>. Kivityypeistä Kivikkotien käytettyä ehjää (KTKe), Kivikkotien käytettyä hajonnutta (KTKh), Keravan käytettyä harmaata (KKH) ja Keravan käytettyä valkoista (KKV) oli käytetty rakenteessa. KTKe, KKH ja KKV olivat säilyneet rakenteessa hyvin, KTKh oli hajonnut jo muutamassa vuodessa. Prall-kokeen kuluma-arvojen keskiarvot kivityypeille olivat seuraavat: KTKe 36 cm<sup>3</sup>, KKH 50 cm<sup>3</sup> ja KKV 30 cm<sup>3</sup>. KTKh hajosi 15 minuutin kokeen aikana, joten se testattiin 5 minuutin koestusajalla, jolloin kuluma-arvon keskiarvoksi saatiin 40 cm<sup>3</sup>. Prall-kokeen tulokset tukivat siis käytännön havainnot.

Tehtyjen kokeiden perusteella Prall-koetta voidaan käyttää betonikivien testaamiseen, mutta tarvitaan vielä lisäkokeita. Asfaltin kulutusluokkia ei voida käyttää betonikivillä, lisäksi kokeen muuttujia kuten kokeen kestoä täytyy muuttaa. Käytettäessä 15 minuutin koestusaikaa osa kivistä hajosi kokeen aikana, jolloin kuluma-arvoa ei saatu. Betonikiville standardikoestusaika voisi olla joko 5 tai 10 minuuttia. Böhme-testille standardissa asetettuja vaatimuksia ajoneuvoliikenteen alueille tulisi tiukentaa. Standardissa vaativimmalle luokalle 4 asetettu vaatimus ei ole riittävä ajoneuvoliikenteen alueilla, ei varsinkaan, jos kohteessa on myös nastarengasliikennettä. Betonikeskus ry:n suosituksen tulisi olla ehdoton minimi. Polymeerikivien kulutuskestävyys oli erinomainen, ne täyttivät molemmissa kokeissa tiukimmat vaatimukset. Polymeerikivi on ainakin kestävyysominaisuuksiltaan hyvä vaihtoehto betonikiville, mutta niiden huomattavasti korkeampi hinta laskee kysyntää.

### **Betonikivien laatu vaikuttaa heikentyneen**

Betonikivien käyttöönottoa perusteltiin kolmekymmentä vuotta sitten niiden paremmalla kulutuskestävyydellä ja pidemmällä elinkaarella. Vielä 1980-luvun lopussa ja 1990-luvun alussa betonikivien kulutuskestävyyttä pidettiin parempana kuin asfaltin. Vantaan kaupungin kokemusten mukaan betonikivien kestävyys on kuitenkin heikentynyt kahdenkymmenen vuoden aikana. Tämän vuoksi esimerkiksi Helsingissä ja Vantaalla on betonikivien käyttöä huomattavasti vähennetty ajoneuvoliikenteen alueilla. Laboratoriokokeiden perusteella betonikivien kulutuskestävyys on heikko. Tulosten perusteella voidaan todeta, että betonikivityyppien välillä on suuria eroja kulutuskestävyydessä. Lisäksi betonikivien ja asfaltilla tavallisesti saatavien kuluma-arvojen ero oli merkittävä. Prall-kokeiden perusteella betonikivien kulutuskestävyys vaikuttaisi olevan asfalttia heikompi, joten betonikivien laatu on heikentynyt ainakin asfalttiin verrattuna.

Juha Komonen (1991) käytti diplomityössään VTT:n kulutusradalla testaamiensa betonikivien sementtipitoisuutena 450 kg/m<sup>3</sup>, kun esimerkiksi Rudus käyttää betonikivissään 350 kg/m<sup>3</sup>. Pienempi sementtipitoisuus voisi selittää kivien heikkoa kestävyttä, mutta myös sementin lujuudella on suuri vaikutus betonikivien kulutuskestävyyteen. Betonikivillä täytyy olla riittävän pitkä jälkihoitoaika, jonka aikana kivet kehittävät lujuutensa. Betonikivien kulutuskestävyys kasvaa myös ajan suhteen. Nykyisin kaupungeilla ja valmistajilla ei ole käytössään varastoja kuten aikaisemmin, joten kiviä valmistetaan enemmän tilausten mukaan. Tällöin on vaarana, että kivi joutuu liian nopeasti rakenteeseen, jolloin sen

lujuusominaisuudet eivät ole vielä kehittyneet. Kivien valmistajien mukaan kivien kierto tehtaassa on sellainen, että alle kuukauden ikäiset kivet eivät päädy rakenteeseen. Kiireisimpinä aikoina näin ei kuitenkaan ole vaan muutaman päivän ikäiset kivet lähetetään asiakkaalle.

Laadun parantaminen ja tasaisuus ovat erittäin tärkeitä betonikivien kestävyiden kannalta. Nykyisin valmistajia vaaditaan testauttamaan kivensä kulutuskestävyyden ja säänkestävyyden osalta kerran vuodessa, mikä ei riitä, kun laatu vaihtelee huomattavasti jo valmistuserien välillä. Tilaaja voi esittää urakka-asiakirjoissa omat vaatimuksensa kulutuskestävyydelle, mutta kerran vuodessa tapahtuva tyyppitestausta ei vielä takaa, että toimituserän kivet ovat luvatumukaisia. Toimituseräkohtainen laadunvalvonta saattaa olla liian hankala toteuttaa, mutta ainakin tyyppitestien määrää tulisi lisätä.

### Suosituks

Seuraavassa ovat listattuina työn tärkeimmät suositukset:

1. *Betonikiviä tulisi käyttää ainoastaan vähäliikenteisillä kaduilla.* Tutkimuksen perusteella betonikivet eivät sovellu hyvin ajoneuvoliikenteen alueille, varsinkaan niille, joissa on vilkas liikenne. Havaintojen ja kokemusten perusteella betonikiviä tulisi käyttää ajoneuvoliikenteen alueilla vain tonttikaduilla ja paikallisilla kokoojakaduilla, joissa liikennemäärät ovat 500 ajoneuvoa vuorokaudessa tai sen alle. Näillä liikennemäärillä betonikivet ovat kestäneet kokemusten mukaan ehjinä. Betonikivien välillä on kuitenkin todella suuria laatueroja, joten ei voida taata, että kiveys kestää edes näin pienillä liikennemäärillä.
2. *Kulutuskestävyysvaatimuksia tulisi tiukentaa.* Standardissa on määritelty kulutuskestävyysvaatimukseksi alueilla, joissa on moottoriajoneuvoliikennettä tai nastarengasrasitusta Böhmetestin tulokseksi  $\leq 18 \text{ cm}^3 / 50 \text{ cm}^2$ . Vaatimus ei ole kuitenkaan riittävä, vaan Betonikeskus ry:n suosituksen  $\leq 12 \text{ cm}^3 / 50 \text{ cm}^2$  tulisi olla ehdoton minimi ajoneuvoliikenteen alueilla.
3. *Kulutuskestävyyden testausta tulisi lisätä.* Nykyisin valmistajien tulee testauttaa kulutuskestävyys kaikilla valmistamillaan betonikivityypeillä kerran vuodessa. Betonikivien laatu vaihtelee kuitenkin huomattavasti eri kivityyppien ja valmistuserien välillä, joten kerran vuodessa tapahtuva testaus ei takaa riittävää laatua, lisäksi kivien valmistajat valitsevat itse testattavat kivet.
4. *Lisäkokeet Prall-laitteella.* Työtä varten tehtyjen kokeiden perusteella Prall-koe voisi hyvin soveltua myös betonikivien nastarengaskulumisen testaamiseen. Tämän varmistamiseksi ja kokeen muuttujien määrittämiseksi tulisi kuitenkin tehdä lisäkokeita.

## 8 LÄHDELUETTELO

- Atici, U. & Ersoy, A. 2008. *Evaluation of destruction specific energy of fly ash and slag admixed concrete interlocking paving blocks (CIPB)*. Elsevier. *Construction and Building Materials* 22. Vol 22, Issue 7. s. 1507-1514. [Viitattu: 29.3.2012]. Saatavissa: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061807000979>.
- Beaty, A.N.S. 1992a. *Bedding sands for concrete block pavements subject to heavy channelised loading*. [Viitattu: 18.7.2011]. Saatavissa: <http://www.sept.org/techpapers/515.pdf>.
- Beaty, A.N.S. 1992b. *Predicting the performance of bedding sands*. *Proceedings 4th International Conference on Concrete Block Paving*. s. 273-284. [Viitattu: 18.7.2011]. Saatavissa: <http://www.icpi.org/sites/default/files/techpapers/59.pdf>.
- Betonikeskus ry. 2007. *Raskaan liikenteen päällysteratkaisut - Betonikiveyksellä kestävyyttä ja näyttävyyttä*. ISBN 978-952-5075-84-7. [Viitattu: 11.7.2011]. Saatavissa: <http://www.betoni.com/fi/Betonituotteet/Raskasliikenne/>.
- Betoniteollisuus ry. 2011. <http://www.betoni.com/fi/Tietoa+betonista/Perustietopaketti/Ongelmia+ja+luuloja/>. [Viitattu: 7.7.2011].
- Betoniyhdistys. 2007. *by 52, Lentotuhkan käyttö betonissa 2007. BY-päivä, Säätöalo, Helsinki. Luentoesitys 22.11.2007*. [Viitattu: 29.3.2012]. Saatavissa: [http://www.betoniyhdistys.fi/index.php?\\_\\_EVIA\\_WYSIWYG\\_FILE=634&name=file](http://www.betoniyhdistys.fi/index.php?__EVIA_WYSIWYG_FILE=634&name=file).
- Clark, A.J. 1980. *Freeze-Thaw Durability Tests Upon Concrete Paving Block Specimens*. *First International Conference on Concrete Block Paving*. s. 106-112. [Viitattu: 26.7.2011]. Saatavissa: <http://www.icpi.org/node/1812>.
- CEN. 2012. <http://www.cen.eu/cen/Sectors/TechnicalCommitteesWorkshops/CENTechnicalCommittees/Pages/default.aspx?param=6159&title=Paving%20units%20and%20kerbs>. [Viitattu: 21.3.2012]
- Dowson, A. 1998. *A manufacturers perspective of variation within the production process of concrete paving blocks*. *Third International Workshop on Concrete Block Paving*. [Viitattu: 27.7.2011]. Saatavissa: <http://www.sept.org/techpapers/882.pdf>.
- Dowson A.J. 2003. *Joint stabilisation of concrete block paving*. *Proceedings 7th International Conference on Concrete Block Paving*. s. 1-9. [Viitattu: 18.7.2011]. Saatavissa: <http://www.sept.org/techpapers/1062.pdf>.
- Fenwick, R. 1988. *Curing regimes necessary for the production of top quality concrete paving blocks at minimum cost*. *Proceedings 3<sup>rd</sup> International Concrete Block Paving Conference*. s. 332-338. [Viitattu: 27.7.2011]. Saatavissa: <http://www.icpi.org/node/1561>.
- Fukuda, T., Sato, I., Komura, M., Tsuda, T. 1984. *Improvement of wear resistance of concrete surface by polymer impregnated concrete and its application to urban block paving*. *Proceedings 1st International Conference on Concrete Block Paving*. s. 270-275. [Viitattu: 18.7.2011]. Saatavissa: <http://www.sept.org/techpapers/345.pdf>.
- Ghafoori, N. & Sukandar, B.M. 1995. *Abrasion Resistance of Concrete Block Pavers*. *ACI Materials Journal*. Vol. 92, No. 1. s. 25-33. [Viitattu: 16.1.2012]. Saatavissa: <http://www.concrete.org/PUBS/JOURNALS/OLJDetails.asp?keywords=Abrasion+Resistance+of+Co>

ncre-

te+Block+Pavers&srctype=ALL&date=anytime&searchmonth=1&searchday=1&searchyear=2012&publication=ALL&ID=1174.

Gudbjartsson, J.T. & Iversen, K. 2003. *High-quality wear-resistant paving blocks in Iceland. Proceedings of the 7th International Conference on Concrete Block Paving*. ISBN 0-958-46091-4. [Viitattu: 18.7.2011]. Saatavissa: <http://www.sept.org/techpapers/1044.pdf>.

Helsingin Sanomat. 2009.

<http://www.hs.fi/kaupunki/artikkeli/Elielinaukion+kiveys+uusiksi+vuoden+p%C3%A4%C3%A4st%C3%A4+kes%C3%A4ll%C3%A4/HS20090409SI1KA03hkl>. [Viitattu: 5.7.2011].

Houben, L.J.M. & Knol, J. 2009. *Mechanical paving in the Netherlands. Proceedings 9th International Conference on Concrete Block Paving*. [Viitattu: 12.1.2012]. Saatavissa: <http://www.icpi.org/sites/default/files/techpapers/1468.pdf>.

Hudson, K.C. & Kreisel, H. 1992. *Bedding course materials. Proceedings 4th International Conference on Concrete Block Paving*. s. 263-272. [Viitattu: 18.7.2011]. Saatavissa: <http://www.sept.org/techpapers/58.pdf>.

Humpola, B. 1996. *Some aspects of concrete block pavers quality. Proceedings of the 5th International Conference on Concrete Block Paving*. s. 103-113. [Viitattu: 12.1.2011]. Saatavissa: <http://www.icpi.org/node/2364>.

Humpola, B., Bullen, F., Knapton, J.. 1996. *Quick Quality Control of Concrete Block Pavers In Australia. The 5th International Conference on Concrete Block Paving*. s. 55-64. [Viitattu: 12.1.2011]. Saatavissa: <http://www.icpi.org/sites/default/files/techpapers/659.pdf>.

ICPI. 2004a. *ICPI Tech Spec 5 Cleaning, Sealing and Joint Sand Stabilization of Interlocking Concrete Pavement*. [Viitattu: 31.8.2011]. Saatavissa: <http://www.corcorantile.com/ICPI%20Tech%20Spec%205-Cleaning.pdf>.

ICPI. 2004b. *ICPI Tech Spec 11 Mechanical Installation of Interlocking Concrete Pavements*. [Viitattu: 31.8.2011]. Saatavissa: [http://www.angelusblock.com/docs/ICPI\\_Tech\\_Spec\\_No\\_11.pdf](http://www.angelusblock.com/docs/ICPI_Tech_Spec_No_11.pdf).

ICPI. 2006. *ICPI Tech Spec 4 Structural Design of Interlocking Concrete Pavement for Roads and Parking Lots*. [Viitattu: 14.7.2011]. Saatavissa: [http://www.rinoxpavers.com/Files/ICPI\\_Tech\\_Spec\\_4-structural-design-interlocking-concrete-pavement-Road-Parking-Lots.pdf](http://www.rinoxpavers.com/Files/ICPI_Tech_Spec_4-structural-design-interlocking-concrete-pavement-Road-Parking-Lots.pdf).

InfraRyl. 2006. *InfraRYL Infrarakenteiden yleiset laatuvaatimukset. Osa 1: Väylät ja alueet. Hämeenlinna: Rakennustietosäätiö RTS*. ISBN 951-682-801-9.

Inuzuka, M., Kaku, T., Katsuo, S. 1998. *On deterioration of cement concrete exposed to deicing agents. Third International Workshop on Concrete Block Paving*. [Viitattu: 27.7.2011]. Saatavissa: <http://sept.org/techpapers/899.pdf>.

Isotalo, J. 1987. *Impact of studded tyres and their role in pavement management. 2nd North American Pavement Management Conference*. [Viitattu: 18.1.2012]. Saatavissa: <http://www.pavementmanagement.org/ICMPfiles/1987034.pdf>.

Jungk, A.E. & Veit, A. 1988. *Colouring of Concrete Blocks - The State of an Art. Proceedings 3<sup>rd</sup> International Concrete Block Paving Conference*. s. 273-275. [Viitattu: 18.7.2011]. Saatavissa: <http://www.icpi.org/node/1375>.

Justnes, H. 1994. *Polymer cement concrete (PCC) – of interest for concrete block paving. Proceedings of Second International Workshop on Concrete Block Paving.* s. 291-298. [Viitattu: 29.3.2012]. Saatavissa: <http://www.icpi.org/sites/default/files/techpapers/521.pdf>.

Järvinen, R. 2009. *Betoni- ja luonnonkivipäällysteet. Teknillinen korkeakoulu. Luentoesitys 16.4.2009.*

Karasawa, A., Fujita, H., Sakai, E., Takamori, T., Shiroishi, T. 2006. *Evaluation of freeze-thaw resistance of concrete paving blocks. 8th International Conference on Concrete Block Paving.* s. 469-477. [Viitattu: 18.7.2011]. Saatavissa: <http://www.sept.org/techpapers/1332.pdf>.

Karlsson, J. *Asiamies. Rakennusteollisuus RTT. Sähköposti 20.3.2012.*

Kiviteollisuusliitto ry. 2012. <http://finstone.fi/standardit/index.php>. [Viitattu: 21.3.2012].

Komonen, J. 1991. *Betonikivipäällysteen kulutuskestävyyden parantaminen. Diplomityö. Teknillinen korkeakoulu, rakennus- ja maanmittaustekniikan osasto. Espoo. 117 s.*

Koppinen, T. 2011. *Ylläpitöinsinööri. Helsingin kaupungin rakennusvirasto. Sähköposti 17.8.2011.*

Lam, C.S., Poon, C.S., Chan, D. 2007. *Enhancing the performance of pre-cast concrete blocks by incorporating waste glass – ASR consideration. Elsevier. Cement and Concrete Composites. Vol. 29. Iss. 8. s.616-625.* [Viitattu: 29.3.2012]. Saatavissa: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0958946507000595>.

Lemminkäinen. 2011. *Vierailu Lemminkäinen Oy:n betonikivitehtaalla Tuusulassa 16.8.2011.*

Meyer, A. 1980. *Materials and specifications in West Germany. Proceedings of the 1st International Conference on Concrete Block Paving.* [Viitattu: 18.7.2011]. Saatavissa: <http://sept.org/techpapers/70.pdf>.

Närhi, S. 2006. *Kivien koneellinen ladonta nopeuttaa työtä ja säästää työntekijää. Betoni –lehti. 2/2006. s. 61-65.* [Viitattu: 11.5.2011]. Saatavissa: <http://www.betoni.com/default.aspx?intObjectID=8709>.

Pagbilao, D., Todoroki, Y., Miura, Y. 2000. *Flexural and compressive strength characteristics of concrete paving blocks and establishment of strength criteria. JIPEA World Congress 2000.* [Viitattu: 30.7.2011]. Saatavissa: <http://sept.org/techpapers/1121.pdf>.

Panda, B.C. & Ghosh, A.K. 2002a. *Structural behavior of concrete block paving. I: Sand in bed and joints. Journal of Transportation Engineering. Vol. 128, No. 2. s. 123-129.* [Viitattu: 23.2.2012]. Saatavissa: [http://ascelibrary.org/teo/resource/1/jtpedi/v128/i2/p123\\_s1?isAuthorized=no](http://ascelibrary.org/teo/resource/1/jtpedi/v128/i2/p123_s1?isAuthorized=no).

Panda, B.C. & Ghosh, A.K. 2002b. *Structural behavior of concrete block paving. II: Concrete blocks. Journal of Transportation Engineering. Vol. 128, No. 2. s. 130-135.* [Viitattu: 7.7.2011]. Saatavissa: [http://ascelibrary.org/teo/resource/1/jtpedi/v128/i2/p130\\_s1?isAuthorized=no](http://ascelibrary.org/teo/resource/1/jtpedi/v128/i2/p130_s1?isAuthorized=no).

PANK. 2011. *Asfalttinormit 2011. PANK ry. 118 s. ISBN 978-952-99985-1-7.*

Paving Expert. 2011. <http://www.pavingexpert.com/manuf01.htm#face>. [Viitattu: 30.7.2011]

Paving Expert. 2012. <http://www.pavingexpert.com/news100.htm>. [Viitattu: 4.5.2012].

Pentikäinen, J. 1980. *Betonikivet kadunrakentamisessa ja kevyen liikenteen alueilla. Tie ja liikenne. 5:1980. s. 244-245. ISSN 0355-7855.*

Penttala, V. 2011. *Betonitekniikka 1. Aalto-yliopisto, insinööritieteiden korkeakoulu. Rak-82.1111 BETONITEKNIikka 1 -kurssin opetusmoniste.*

*Pohjolan Teknokivi Oy. 2010. Yritysesittely –kalvot.*

*Pohjolan Teknokivi Oy. 2011. Vierailu Teknokiven tehtaalla 3.8.2011.*

*Poon, C.S. & Chan, D. 2006. Paving blocks made with recycled concrete aggregate and crushed clay brick. Elsevier. Construction and Building Materials. Vol. 20. Iss. 8. s.569-577. [Viitattu: 29.3.2012]. Saatavissa: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061805000851>.*

*Poon, C.S. & Lam, C.S. 2008. The effect of aggregate-to-cement ratio and types of aggregates on the properties of pre-cast concrete blocks. Elsevier. Cement and Concrete Composites. Vol. 30. Iss.4. s. 283-289. [Viitattu: 1.6.2012]. Saatavissa: <http://www.sciencedirect.com.libproxy.aalto.fi/science/article/pii/S0958946507001734>.*

*Rakennusteollisuus RT. 2006. Betonituotteet ympäristörakentamisessa. Painoyhtymä Oy. 80 s. ISBN 952-5075-77-X.*

*Rudus. 2011. Vierailu Rudus Oy:n betonikivitehtaalla Hyrylässä 4.8.2011.*

*Setzer, M.J. & Auberg, R. 1994. Testing of Freeze Thaw and Deicing Salt Resistance. Second International Workshop on Concrete Block Paving. [Viitattu: 7.7.2011]. Saatavissa: <http://sept.org/techpapers/492.pdf>.*

*SFSedu. 2012.*

*[http://www.sfsedu.fi/www/fi/rakentaminen\\_ja\\_arkkitehtuuri/rakennusmateriaalit/muut\\_rakennusmateriaalit/index.php](http://www.sfsedu.fi/www/fi/rakentaminen_ja_arkkitehtuuri/rakennusmateriaalit/muut_rakennusmateriaalit/index.php). [Viitattu: 21.3.2012].*

*SFS-EN 1338. 2003. Betoniset päällystekivet. Vaatimukset ja testausmenetelmät. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 1+64 s.*

*SFS-EN 12697-16. 2004. Asfalttimassat. Testausmenetelmät. Osa 16: Nastarengaskuluminen. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 1 + 30 s.*

*SFS-EN 12697-6 + A1. 2007. Asfalttimassat. Testausmenetelmät. Osa 6: Asfalttinäytteen kappalettiheyden määrittäminen. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 1 + 16 s.*

*Shackel, B. 1980. The performance of interlocking pavements under accelerated trafficking. Proceedings 1st International Conference on Concrete Block Paving. [Viitattu: 18.7.2011]. Saatavissa: <http://www.icpi.org/sites/default/files/techpapers/85.pdf>.*

*Shackel, B. 1990. Design and Construction of Interlocking Concrete Block Pavements. Lontoo: Elsevier Applied Science. 229 s. ISBN 1 85166 566 8.*

*Shackel, B. & Shi, X. 1992. The abrasion testing of concrete pavers. Proceedings 4th International Concrete Block Paving Conference. s. 229-238. [Viitattu: 12.1.2012]. Saatavissa: <http://www.icpi.org/sites/default/files/techpapers/21.pdf>.*

*Shackel, B., O'Keeffe, W., O'Keeffe, L. 1993. Concrete block paving tested as articulated slabs. Proceedings 5th International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation. s. 89–95. [Viitattu: 22.2.2012]. Saatavissa: [http://www.concretepavements.org/iccp/5th\\_iccp/volume%201/Concrete%20Block%20Paving%20Tested%20as%20Articulated%20Slabs.pdf](http://www.concretepavements.org/iccp/5th_iccp/volume%201/Concrete%20Block%20Paving%20Tested%20as%20Articulated%20Slabs.pdf)*

*Shackel, B & Pearson, A. 1994. Developments in the specification of concrete segmental pavers for Australian conditions. Proceedings 2nd International Workshop on Concrete Block Paving. [Viitattu: 12.1.2012]. Saatavissa: <http://www.icpi.org/node/1660>.*



- Shackel, B. 1998. *An experimental study of methods for sealing concrete block pavements. Third International Workshop on Concrete Block Paving*. [Viitattu: 27.4.2012]. Saatavissa: <http://www.sept.org/techpapers/910.pdf>.
- Shackel, B. & Lim, D.O.O. 2003. *Mechanisms of paver interlock. Proceedings 7th International Conference on Concrete Block Paving*. ISBN: 0-958-46091-4 [Viitattu: 31.8.2011]. Saatavissa: [http://www.cmaa.com.au/html/TechInfo/TechInfoPaving\\_technical\\_papers.html](http://www.cmaa.com.au/html/TechInfo/TechInfoPaving_technical_papers.html).
- SKTY. 2003. *Katu 2002 – kadunrakennuksen tekniset ohjeet*. Jyväskylä. SKTY: n julkaisu nro 11. 281 s. ISBN 952-9710-06-2.
- Syrjä, T. 2009. *Betoni- ja luonnonkivipäällysteiden asennus koneellistuu. Laadukasta ja kestäväää ympäristöä betonilla ja luonnonkivellä –seminaari*. [Esitys]. [Viitattu: 24.1.2012]. Saatavissa: <http://www.betoni.com/download.aspx?intFileID=1922&intLinkedFromObjectID=10569>.
- Tielaitos. 1993. *Asfalttipäällysteiden suunnitteluperusteiden vertailu nastallisen ja nastattoman liikenteen välillä*. Helsinki. ISBN 951-47-6989-9.
- Tveter, T. 1994. *Accelerated wear testing of high strength road concrete in Norway. Proceedings 2nd International Workshop on Concrete Block Paving*. [Viitattu: 18.7.2011]. Saatavissa: <http://www.icpi.org/sites/default/files/techpapers/494.pdf>.
- Uygunoğlu, T., Topcu, I.B., Gencel, O., Brostow, W. 2012. *The effect of fly ash content and types of aggregates on the properties of pre-fabricated concrete interlocking blocks (PCIBs)*. Elsevier. *Cement and Concrete Materials*. Vol. 30. s. 180-187. [Viitattu: 29.3.2012]. Saatavissa: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061811006970>.
- Van Gemert, D., Czarnecki, L., Maultzsch, M. Schorn, H. Beeldens, A. Lukowski, P., Knapen, E. 2005. *Cement concrete and concrete-polymer composites: Two merging worlds. A report from 11th ICPIC Congress in Berlin, 2004*. Elsevier. *Cement & Concrete Composites*. Vol. 25, Iss. 9-10. s. 926-933. [Viitattu: 29.3.2012]. Saatavissa: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0958946505000612>.
- Veit, A. 2000. *Suggestions for improving coloured concrete products. JIPEA World Congress 2000*. [Viitattu: 18.7.2011]. Saatavissa: [www.sept.org/techpapers/1116.pdf](http://www.sept.org/techpapers/1116.pdf).
- Weijo, I. 2009. *Betoniparvekkeet suomalaisessa ilmastossa. Julkisivu 2009 -tapahtuma*. [Esitys]. [Viitattu: 7.7.2011]. Saatavissa: <http://www.wanhasatama.com/eman/ShowFair.phx?eid=eman.julki09>
- Wäppling, M. 2000. *Field test on concrete block pavements: Investigation of load distribution capacity. JIPEA World Congress 2000*. [Viitattu: 4.7.2011]. Saatavissa: <http://www.icpi.org/sites/default/files/techpapers/1103.pdf>.
- Yaginuna, H., Yoshida, T., Ikeda, T. 2000. *Evaluation of durability of bedding sand for interlocking block pavement under repeated loading by heavy vehicles. JIPEA World Congress 2000*. [Viitattu: 18.7.2011]. Saatavissa: <http://www.sept.org/techpapers/1108.pdf>.
- Ympäristöministeriö. 2012. <http://www.ymparisto.fi/download.asp?contentid=133708&lan=fi>. [Viitattu: 21.3.2012].

## 9 LIITELUETTELO

Liite 1	Valokuvat betonikivitehtaalta
Liite 2	Kantavan kerroksen murskeen vaatimukset ja asennushiekan rakeisuuskäyrä
Liite 3	Yleisimmät ladontakuviot ja betonikiveyksen lukkiutumismekanismit
Liite 4	Betonikiveyksen asentamisen vaiheet
Liite 5	Koneellisessa asennuksessa käytettäviä laitteita
Liite 6	Kantavuusmitoitus
Liite 7	Standardinmukainen tyyppitestauksen näytteenottosuunnitelma
Liite 8	Keravan Asemantien Ekokivipäällysteen vaurioita
Liite 9	Inventointikohteiden vauriokuvaukset
Liite 10	Inventointikuvat: Korotetut suojatiet
Liite 11	Inventointikuvat: Korotetut liittymät
Liite 12	Inventointikuvat: Linja-autoterminaalit
Liite 13	Inventointikohteiden rakennepiirustukset
Liite 14	Inventointikuvat: Liikennemäärien vaikutus kulutuskestävyyteen
Liite 15	Prall-kokeen koekappaleet
Liite 16	Prall-koekappaleiden punnitustulokset
Liite 17	Prall-kokeessa ja Böhme-testissä käytettyjen laitteiden kuvat
Liite 18	Böhme-koekappaleiden kuvat
Liite 19	Böhme-testien testiraportit
Liite 20	Kuvat koekohteen rakentamisesta ja vaurioista
Liite 21	Laboratoriokokeiden tulosten variaatiokertoimet
Liite 22	Laboratoriokokeiden tilastolliset analyysit
Liite 23	Prall-koekappaleiden vedenimeytyvyys

Liite 1 Valokuvat betonikivitehtaalta



**Kuva 1** Valmiit kivet kulkevat ennen jälkihoitoon menoa metalliharjasten läpi. Harjakset poistavat kiven reunaviisteisiin jääneen ylimääräisen massan. Tällaisia massajäämiä voi syntyä käytettäessä vanhoja muotteja.

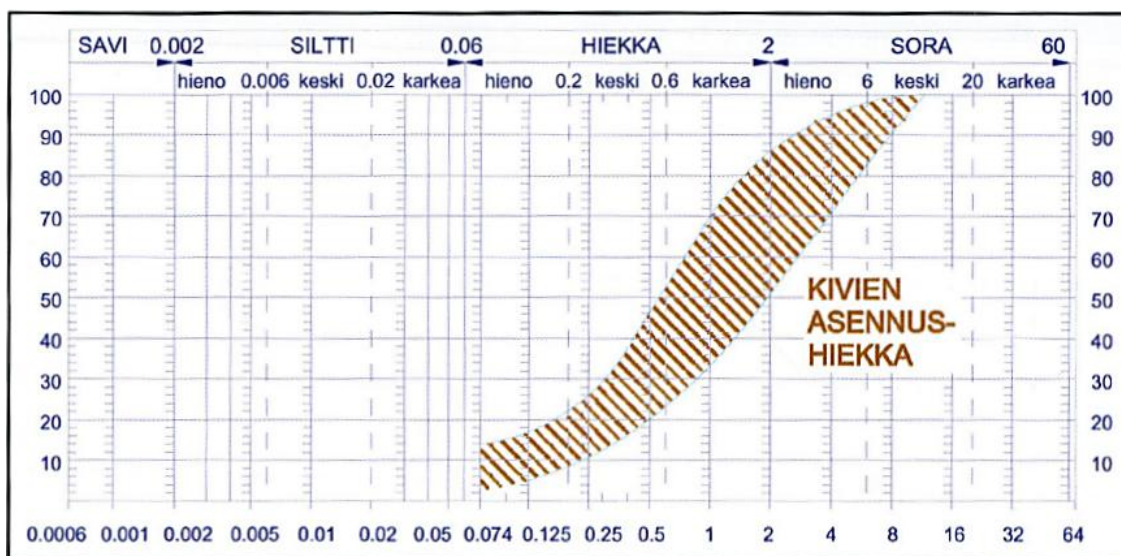


**Kuva 2** Linjan yläpuolella näkyviin metalliosiin voidaan asentaa suuttimet, joilla kivet voidaan pintakäsitellä (esim. pesubetoni).

## Liite 2 Kantavan kerroksen murskeen vaatimukset ja asennushiekan rakeisuuskäyrä

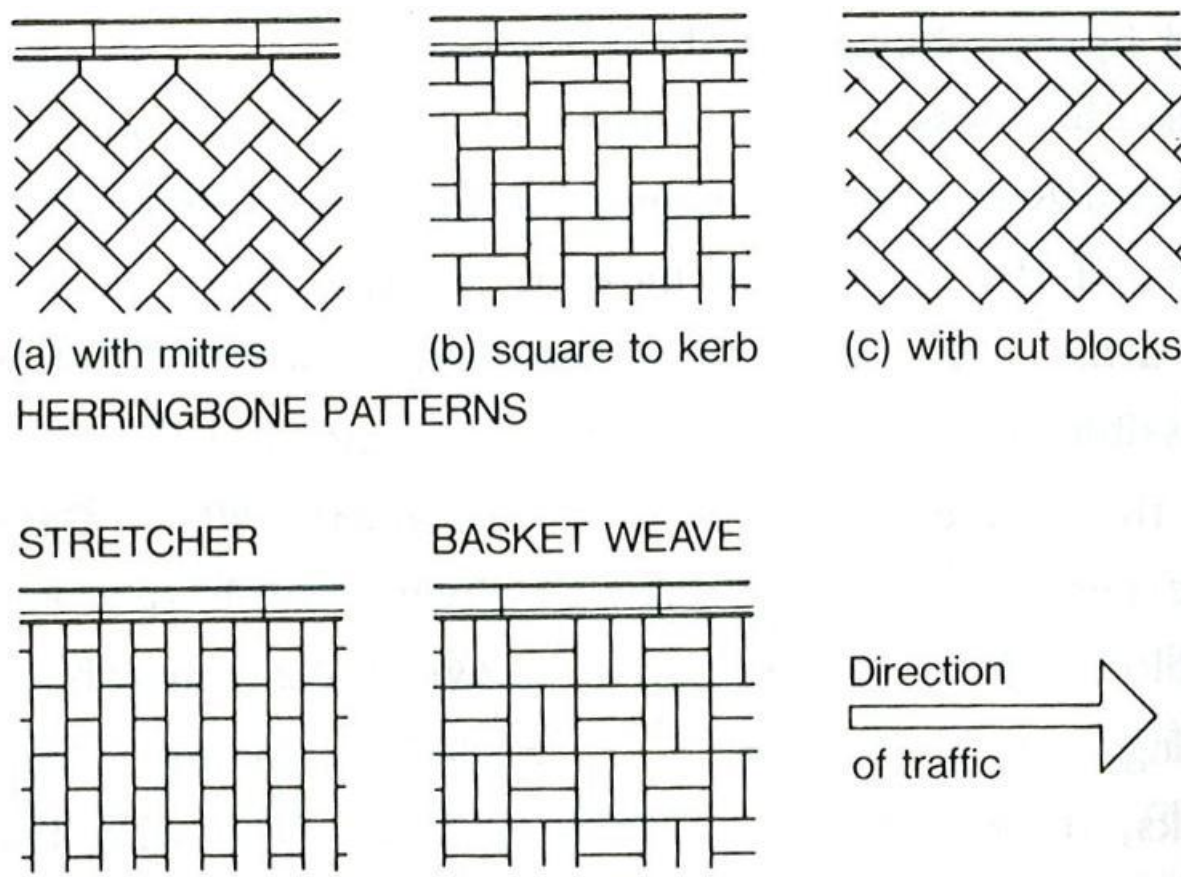
**Kantavan kerroksen murskeen vaatimukset (InfraRyl 2006).**

Ominaisuus	Vaatus
Hienoainespitoisuus	soramurske: $\leq 9\%$ kalliomurske: $\leq 7\%$
Iskunkestävyys	Los Angeles luku: $\leq 30$
Rakeiden murtopintaisuus	murtopintaisten rakeiden osuus $\geq 50\%$ , kokonaan pyöristyneiden rakeiden osuus $\leq 10\%$
Jäätymis-sulamiskestävyys (jokin menetelmä)	SFS-EN 1097-6: $\leq 1\%$ , SFS-EN 1367-1: $\leq 4\%$ , SFS-EN 923-3: ei viitteitä heikoista tai paljon vettä imevistä rakeista
Raemuoto	litteysluku $\leq 50$

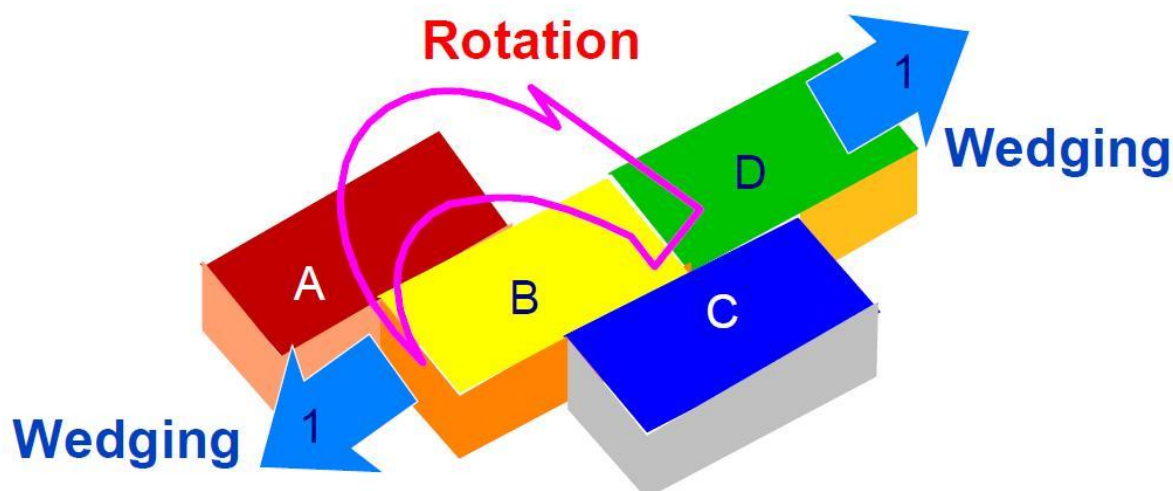


Asennushiekan rakeisuuden ohjealue (Rakennusteollisuus RT 2006).

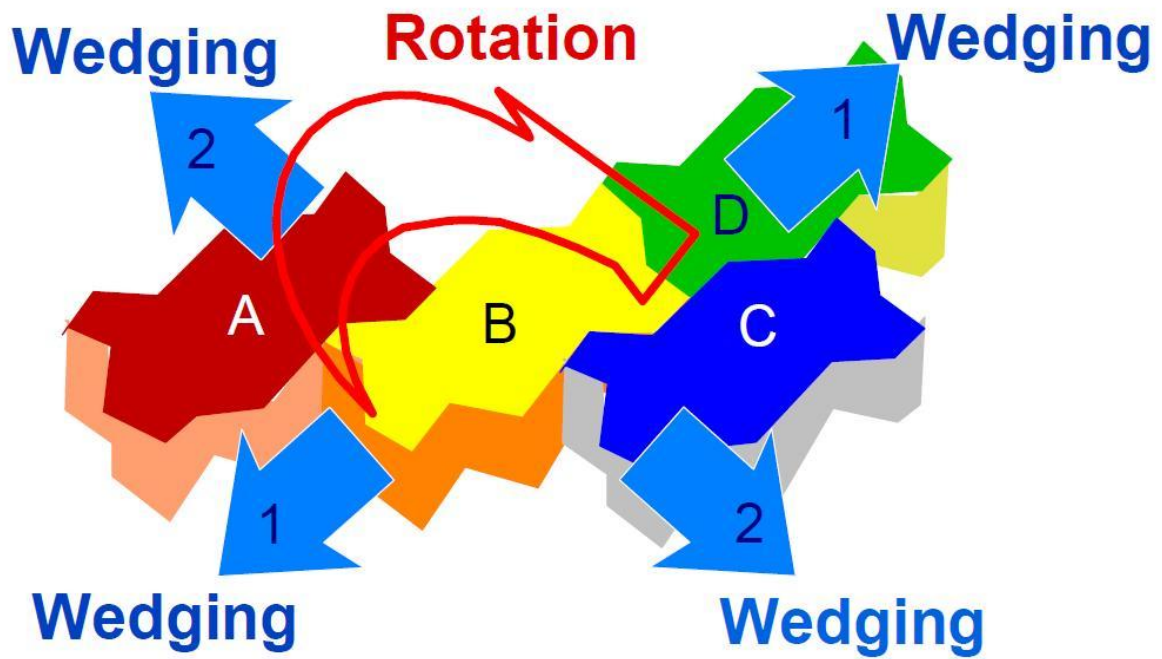
Liite 3 Yleisimmät ladontakuviot ja betonikiveyksen lukkiutumismekanismit



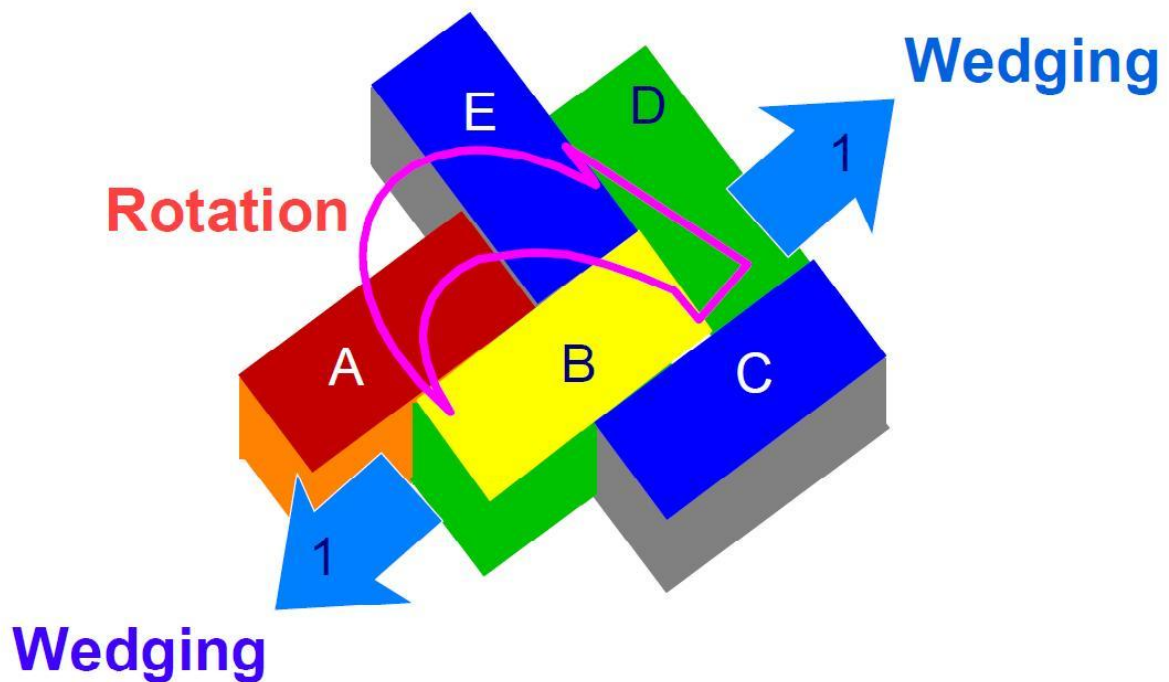
Kuva 1 Yleisimmät ladontakuviot (Shackel 1990, s. 90).



Kuva 2 Kierron vaikutus betonikiveyksen kiilautumiseen käytettäessä suorakaidekiviä (Shackel ja Lim 2003).

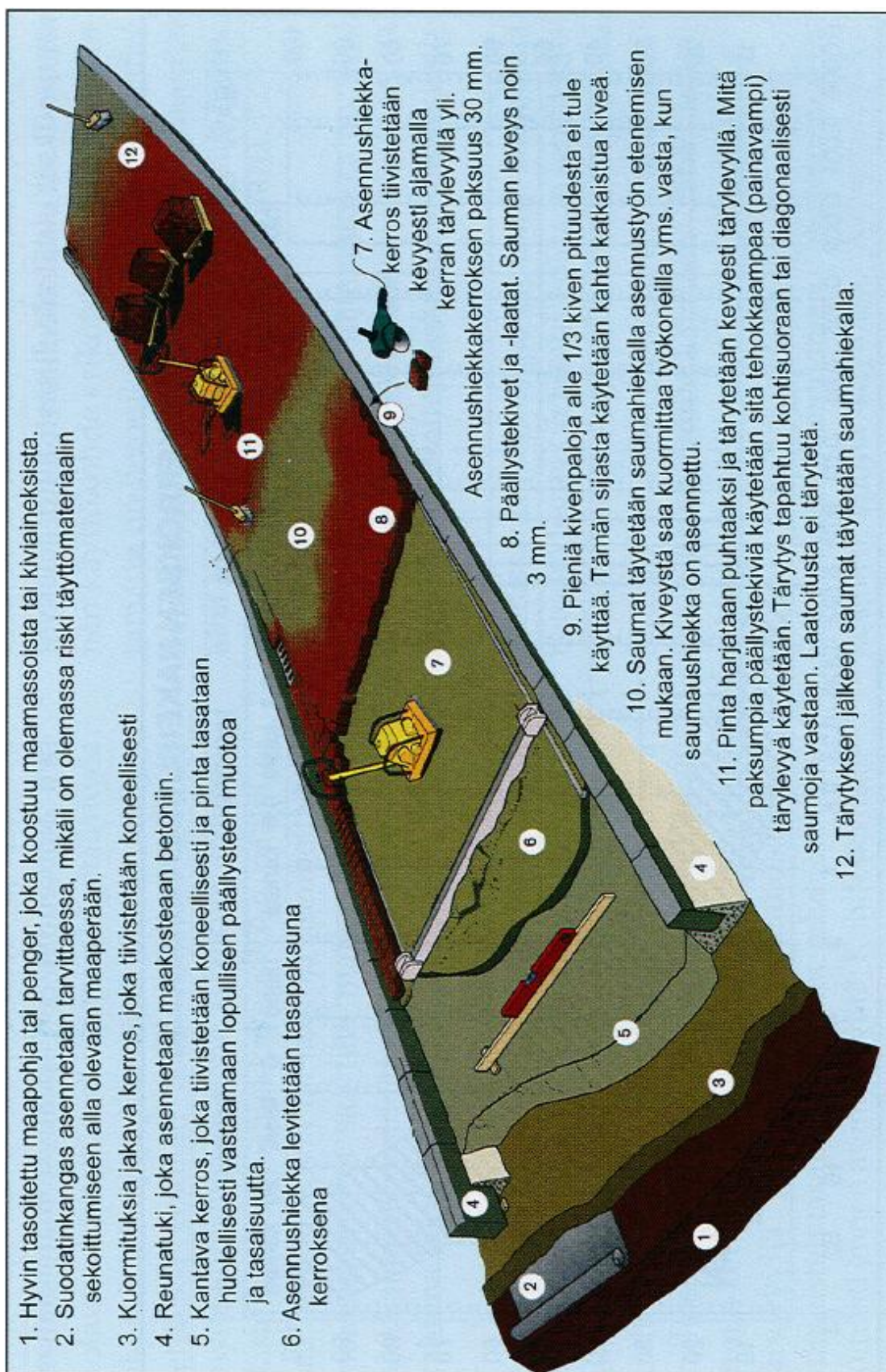


Kuva 3 Kierron vaikutus betonikiveyksen kiilautumiseen käytettäessä sidekiviä (Shackel ja Lim 2003).



Kuva 4 Kierron vaikutus betonikiveyksen kiilautumiseen käytettäessä kalanruotoladontaa (Shackel ja Lim 2003).

## Liite 4 Betonikiveyksen asentamisen vaiheet



Liite 5 Koneellisessa asennuksessa käytettäviä laitteita



Kuva 1 Streetwise 1200 (Paving Expert 2012).



Kuva 2 Paving Stone Layer (Houben ja Knol 2009).





**Kuva 3 Reunakiven päällä vedettävä oikolauta (ICPI 2004b).**

## Liite 6 Kantavuusmitoitus

Taulukko 1 Kantavuusvaatimukset katuluokittain (SKTY 2003).

Katuluokka	Kuvaus	Liikennemäärä, ajon./vrk (raskaat ajoneuvot)	Kantavuus (MN/m <sup>2</sup> )
1	Erittäin raskaasti liikennöity moottori- tai pääkatu (ajokaistoja 2+2)	> 30 000 (3000)	500
2	Raskaasti liikennöity moottori- tai pääkatu (ajokaistoja 2+2)	10...30 000 (1000)	420
3	Pääkatu, kokooja- tai vilkasliikenteinen kerrostaloalueen asuntokatu (ajokaistoja 1+1)	2500...10 000 (250)	350
4	Asuntokatu tai pientaloalueen kokoojakatu. Raskaan liikenteen pysäköintialueet	500...2500 (50)	250
5	Pientaloalueen asuntokatu tai huoltoliikenteen väylät. Henkilöautojen pysäköintialueet	10...500 (2)	200
6	Jalkakäytävät, pyörätiet, puistotiet. Ei ajoneuvoliikennettä		175

Taulukko 2 Pohjamaan kantavuusluokitus (Betonikeskus ry 2007)

Maalaji	Tarkennus	Lyhennys	Luokka
Kallio	Kallio Louhe Murske	Ka Lo M	A
Kivet		Ki	A
Sora		Sr	B
Soramoreeni	Routimaton Routiva	rton SrMr SrMr	C E (F)
Hiekka	Routimaton karkea Routimaton keskikarkea Routimaton hieno Routiva keskikarkea Routiva hieno	rton kaHk rton keHk rton hHk ke Hk hHk	C D D (E) E E (F)
Hiekkamoreeni	Routimaton Routiva	rton HkMr HkMr	D (E) E (F)
Siltti Silttimoreeni		Si SiMr	F (G,E)
Savi	Kuivakuori ( $h \geq 1$ m) Sitkeä ( $Su \geq 25$ kN/m <sup>2</sup> ) Pehmeä ( $Su < 25$ kN/m <sup>2</sup> )	kuivak. Sa Sa Sa	E F (E) G
Lieju Turve		Lj Tv	G
Kantavuus	A = 300 MN/m <sup>2</sup> B = 200 MN/m <sup>2</sup> (150...280) C = 100 MN/m <sup>2</sup> (70...150) D = 50 MN/m <sup>2</sup> (35...70) E = 20 MN/m <sup>2</sup> (15...35) F = 10 MN/m <sup>2</sup> (5...15) G = 5 MN/m <sup>2</sup>		

Taulukko 3 Rakennekerrosmateriaalit ja niiden E2-moduulit (Betonikeskus ry 2007)

Materiaali	E <sub>2</sub> -moduuli MN/m <sup>2</sup>
Asennushiekka	50...100
Betonikivi I (lukkiutuva)	5000
Betonikivi II (lukkiutumaton)	2500
Bitumisora	1500
Sementillä lujitettu kitkamaa	1500...2000
Kalkilla lujitettu koheesiomaa	200...400
Murske tai murskesora <ul style="list-style-type: none"> <li>• normaali (0/50 tai 0/65)</li> <li>• huono rakeisuuskäyrän muoto</li> <li>• hienorakenteinen (0/35)</li> </ul>	350 280 200
Luonnonsora <ul style="list-style-type: none"> <li>• karkearakeinen, tasalaatuinen, kesällä tiivistetty</li> <li>• normaali</li> <li>• hienorakeinen</li> </ul>	280 200 150
Hiekka <ul style="list-style-type: none"> <li>• normaali</li> <li>• hienorakeinen tai huonosti kuivatettu</li> </ul>	70 50
Murskattu moreeni (alla riittävä eristyskerros)	100

Taulukko 4 Betonikivipäällysteen mitoitus ja kadun rakennekerrokset (Betonikeskus ry 2007)

Katuluokka		1	2	3	4	5	6
Betonikiven paksuus		≥80 mm	≥80 mm	≥80 mm	≥80 mm	≥80 mm	≥80 mm
Pohjamaa	Rakennekerros	mm	mm	mm	mm	mm	mm
A	kantava, sidottu kantava, sitomaton tukikerros	100 150 -	70 150 -	50 150 -	- 150 -	- 150 -	- 150 -
B	kantava, sidottu kantava, sitomaton tukikerros	100 150 -	70 150 -	50 150 -	- 150 -	- 150 -	- 150 -
C	kantava, sidottu kantava, sitomaton tukikerros	150 200 -	120 150 -	80 150 -	50 150 -	- 150 -	- 200 -
D	kantava, sidottu kantava, sitomaton tukikerros	150 150 400	120 150 300	80 150 300	50 150 300	- 150 300	- 150 300
E	kantava, sidottu kantava, sitomaton tukikerros	150 150 600	120 150 550	80 150 500	50 150 550	- 150 400	- 150 600
F	kantava, sidottu kantava, sitomaton tukikerros	150 150 800	120 150 750	80 150 750	50 150 800	- 150 650	- 150 800
G	kantava, sidottu kantava, sitomaton tukikerros	150 150 1050	120 150 950	80 150 950	50 150 1000	- 150 800	- 150 1000

## Liite 7 Standardinmukainen tyyppitestauksen näytteenottosuunnitelma

## Tyyppitestauksen näytteenottosuunnitelma ja vaatimustenmukaisuuden ehdot

Ominaisuus	Vaatimukset	Testausmenetelmä	Kivien lukumäärä	Vaatimustenmukaisuuden ehdot
Visuaaliset ominaisuudet	5.4	Liite J	20 <sup>1)</sup>	Yhdessäkään kivessä ei saa näkyä halkeilua, hilseilyä tai delaminoitumista <sup>2)</sup>
Pintakerroksen paksuus	<b>väh.paksuus 4 mm</b>	C.6 <sup>2)</sup>	8	Jokaisen kiven tulee täyttää vaatimukset
Muoto ja mitat	5.2	Liite C <sup>2)</sup>	8 <sup>1)</sup>	Jokaisen kiven tulee täyttää ilmoitetun luokan vaatimukset
Halkaisuvetolujuus ja murtokuorma	5.3.3	Liite F	8	Yhdenkään kiven vetolujuus ei saa olla alle 3,6 MPa eikä murtokuorma alle 250 N/mm
Kulutuskestävyys (vain luokille 3 ja 4)	5.3.4.	Liite G tai H	3	Jokaisen kiven tulee täyttää ilmoitetun luokan vaatimukset
Liukastumisvastus/luisumisvastus (vain jos se on testattu)	5.3.5	Liite I	5	Viiden kiven tuloksen keskiarvo ilmoitetaan
Säänkestävyys – luokka 2 – luokka 3	5.3.2 5.3.2	Liite E Liite D	3 3	Yhdenkään kiven vedenimeytyminen ei saa olla suurempi kuin 6 massaprosenttia  Kolmen kiven tuloksen keskiarvon tulee olla enintään 1,0 kg/m <sup>2</sup> eikä mikään yksittäinen tulos saa olla suurempi kuin 1,5 kg/m <sup>2</sup>
<sup>1)</sup> Näitä kiviä voidaan käyttää seuraaviin testeihin. <sup>2)</sup> C.6 koskee vain kiviä, joissa on pintakerros.				

Liite 8 Keravan Asemantien Ekokivipäällysteen vaurioita



## Liite 9 Inventointikohteiden vauriokuvaukset

	Kohde	Vauriot
<b>Korotetut suojatiet</b>	Kivikkotie	▪ betonikivien kuoriutuminen
	Kiviportintie	▪ betonikivien kuoriutuminen ▪ betonikiviä paikattu asfaltilla
	Jaalaranta	▪ yhdessä kohdassa saum aushiekka lähtenyt, mikä voi johtaa myöhemmin vaurioihin
	Rajakyläntie	▪ haljenneita kiviä, saattaa johtua liian ohuista betonikivistä ▪ puutteellinen ankkurointi
	V enemestarintie	▪ painuma
	Paciuksenkaari	▪ käytetty pintavärjättyä betonikiviä, joista pintakerros kulunut pois
<b>Korotetut liittymät</b>	Norrtäljentie	▪ betonikivien kuoriutuminen ▪ painumia ▪ kivissä kulumaa
	Laivalahdenkaari	▪ puutteellinen ankkurointi ▪ asfaltin ja betonikiveyksen liittymäkohdassa asfaltti murtunut ▪ kohdassa rakenne painunut ja kiviä haljennut
	Messityönkatu	▪ betonikivien kuoriutuminen
	Vuosaarentie	▪ betonikivien kuoriutuminen ▪ viisteessä painuma ▪ haljenneita kiviä
	Paciuksenkaari	▪ käytetty pintavärjättyä betonikiviä, joista pintakerros osittain kulunut pois
<b>Terminaalit</b>	Elielinaukio	▪ betonikivien kuoriutuminen ▪ painumia ▪ kivilinjat siirtyneet ▪ betonikiviä paikattu asfaltilla ▪ kaarteissa betonikivet vaihdettu asfalttipäällysteeseen
	Myyrmäen terminaali	▪ betonikivien kuoriutuminen ▪ yhdessä kohdassa betonikivet jauhautuneet hiekaksi ▪ painumia ▪ kivilinjat siirtyneet ▪ puutteellinen ankkurointi ▪ betonikiviä paikattu asfaltilla
	Mellunmäen aitiö	▪ betonikivien kuoriutuminen ▪ painumia ▪ puutteellinen ankkurointi suojateiden kohdalla ▪ betonikiviä paikattu asfaltilla

Liite 10 Inventointikuvat: Korotetut suojatiet

Kivikkotie:





Kiviportintie:



Paciuksenkaari:





Rajakyläntie:



Jaalaranta:



Liite 11 Inventointikuvat: Korotetut liittymät

Messitytönkatu:



Norrtäljentie:



Vuosaarentie:



Laivalahdenkaari:





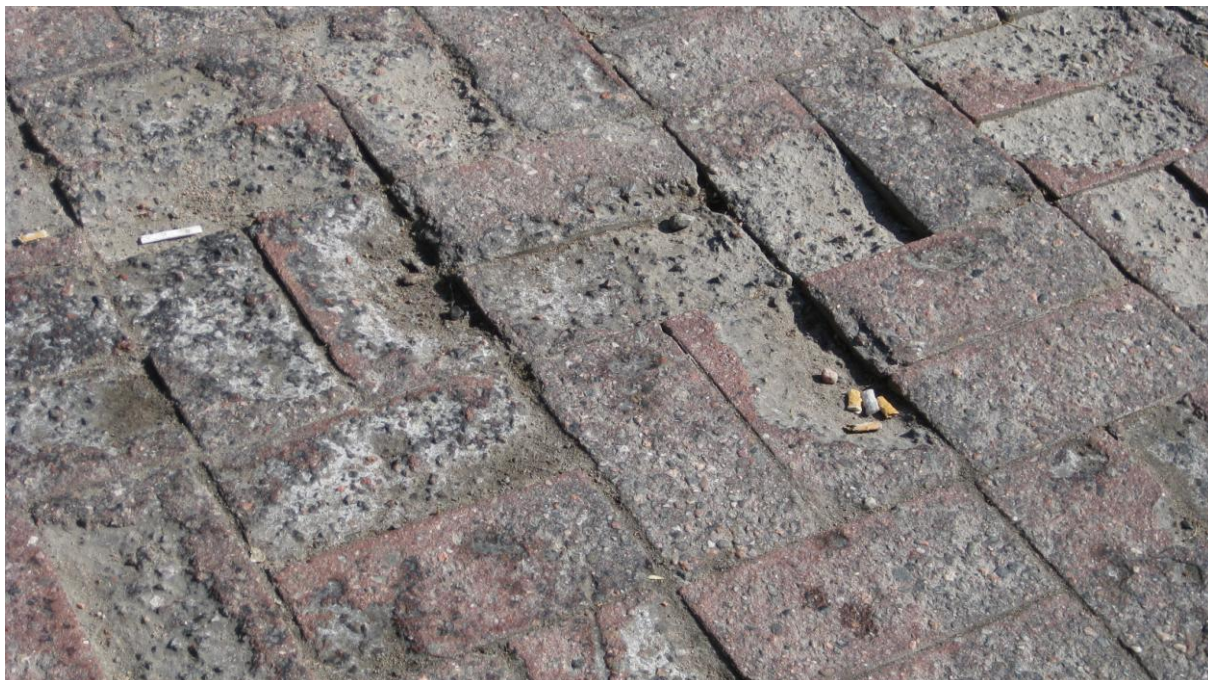
Paciuksenkaari:





Liite 12 Inventointikuvat: Linja-autoterminaalit

Myyrmäen terminaali:





Elielinaukio:





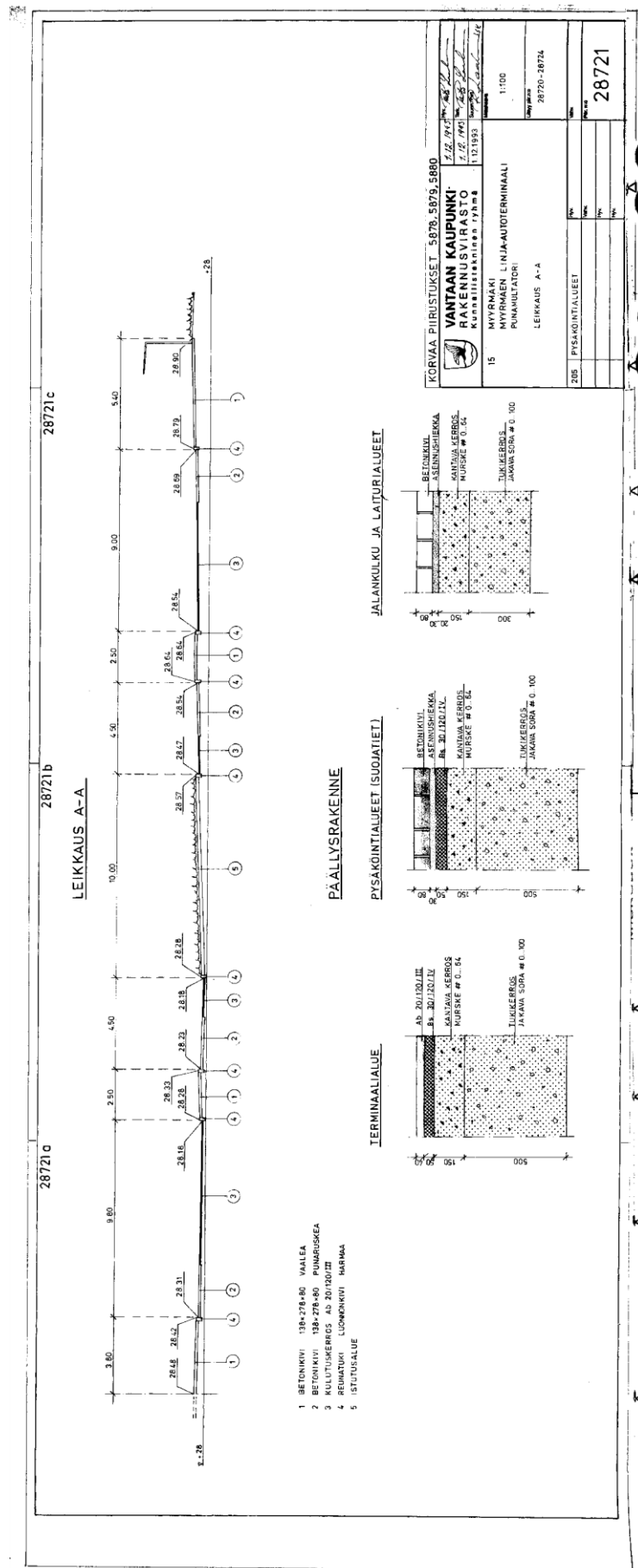
Mellunmäenraito:





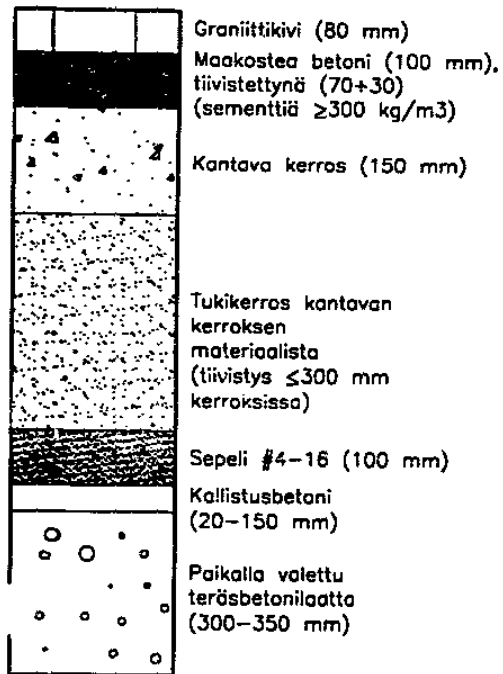


Liite 13 Inventointikohteiden rakennepiirustukset

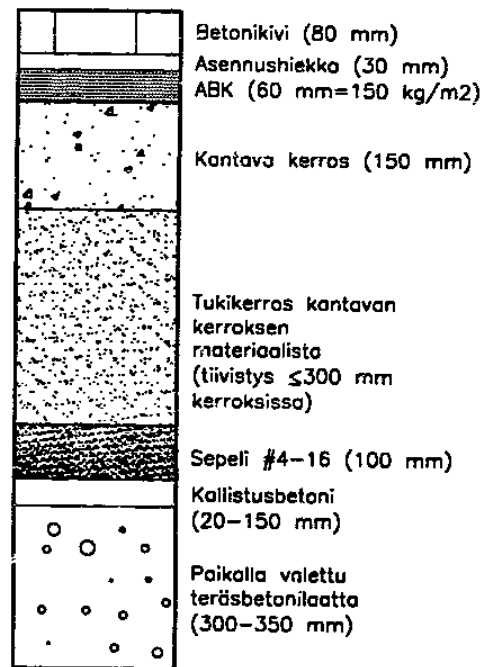


# RAKENNELEIKKAUKSET PYSÄKÖINTILAITOKSEN KOHDALLA 1:10

## ASEMA- JA ELIELINAUKIO/ KÄVELYALUEET (graniittikiveys)



## ELIELINAUKION TERMINAALIALUE/ AJORATA (betonikiveys)

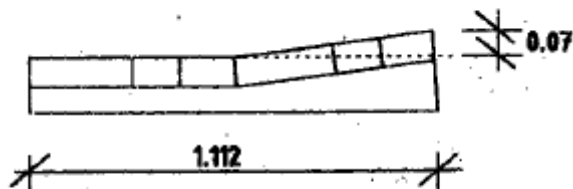


PYSÄKÖINTILAITOKSEN ULKOPUOLELLA KATURAKENTEET 2-E  
ASEMAN TONTIN KOHDALLA MAAKOSTEA BETONI KORVATAAN ASFALTILLA (ABK)

Elielinaukion rakennekerrokset

Korotusehdotus

1:20



Tehdasvalmistainen elementti  
korotusosaksi  
(betonikiven ja raudoitettun  
betonilaatan yhdistelmä)

Vuosaarentien korotetun liittymän luiskaelementti

Liite 14 Inventointikuvat: Liikennemäärien vaikutus kulutuskestävyyteen

Vanhan Hämeen kyläntien ja Sänkitien liittymä:



**Sänkitie (200 ajon./vrk).**



**Vanha Hämeen kyläntie (2000 ajon./vrk).**

Yläkaskentien ja Vanhan Suutarinkyläntien liittymä:



**Vanha Suutarinkyläntie (200 ajon./vrk).**



**Yläkaskentie (2000 ajon./vrk).**

Ilotulustie ja Iimalantori:



**Ilotulustie (200 ajon./vrk)**



**Iimalantori (6800 ajon./vrk)**

Liite 15 Prall-kokeen koekappaleet



**LP1, 100 cm<sup>3</sup>**



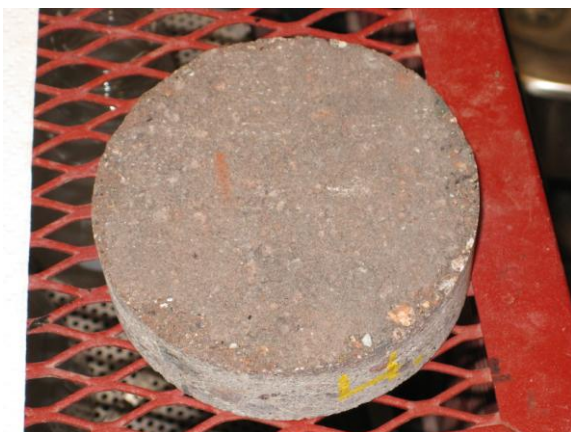
**LP2, 84 cm<sup>3</sup>**



**LP3**



**LP3, 79 cm<sup>3</sup>**



**LP4**



**LP4, 70 cm<sup>3</sup>**



**KTKe1**



**KTKe1, 38 cm<sup>3</sup>**



**KTKe2**



**KTKe2, 34 cm<sup>3</sup>**



**RV1**



**RV1**



**RV2**



**RV2, 45 cm<sup>3</sup> (5 min)**



**KTKh1**



**KTKh1**



**KTKh2**



**KTKh2, 31 cm<sup>3</sup> (5 min)**



**KTKh3**



**KTKh3, 37 cm<sup>3</sup> (5 min)**



**KTKh4**



**KTKh4, 52 cm<sup>3</sup> (5 min)**





**KTU2**



**KTU2, 62 cm<sup>3</sup> (5 min)**



**KTU3**



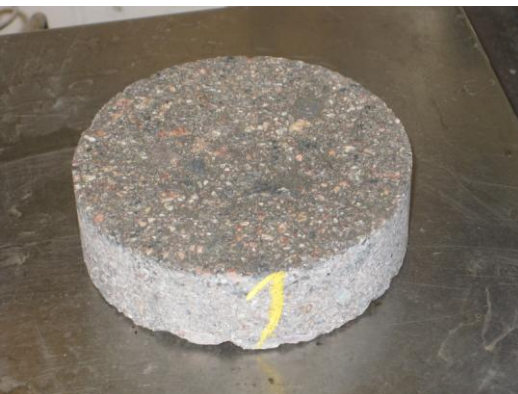
**KTU3, 52 cm<sup>3</sup> (5 min)**



**KTU4**



**KTU4**



**KNH1**



**KNH1, 44 cm<sup>3</sup>**



**RK1**



**RK1**



**RK2**



**RK2, 38 cm<sup>3</sup> (5 min)**



**RK3**



**RK3, 48 cm<sup>3</sup> (5 min)**



**RK4**



**RK4**



**KK1, 50 cm<sup>3</sup>**



**KK2, 44 cm<sup>3</sup>**



**KK3**



**KK3, 50 cm<sup>3</sup>**



**KK4**



**KK4, 51 cm<sup>3</sup>**



**KNK1**



**KNK1, 68 cm<sup>3</sup>**



**KKH2**



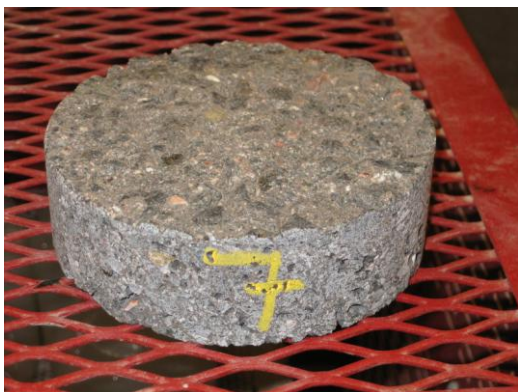
**KKH2, 49 cm<sup>3</sup>**



**KKH3**



**KKH3, 47 cm<sup>3</sup>**



**KKH4**



**KKH4, 48 cm<sup>3</sup>**



**KKH1, 57 cm<sup>3</sup>**



**KKV1**



**KKV1, 30 cm<sup>3</sup>**



**KKV3**



**KKV3, 29 cm<sup>3</sup>**



**KKV4**



**KKV4, 29 cm<sup>3</sup>**



**KKV2, 30 cm<sup>3</sup>**



TM3



TM3, 16 cm<sup>3</sup>



TM4



TM4, 16 cm<sup>3</sup>



TM1, 16 cm<sup>3</sup>



TM2, 17 cm<sup>3</sup>



TV1, 14 cm<sup>3</sup>



TV2, 15 cm<sup>3</sup>



TV3



TV3, 13 cm<sup>3</sup>



TV4



TV4, 14 cm<sup>3</sup>



EM1



EM1, 15 cm<sup>3</sup>



EM2



EM2, 13 cm<sup>3</sup>



EM3



EM3, 13 cm<sup>3</sup>



EM4



EM4, 14 cm<sup>3</sup>



EV1



EV1, 9 cm<sup>3</sup>

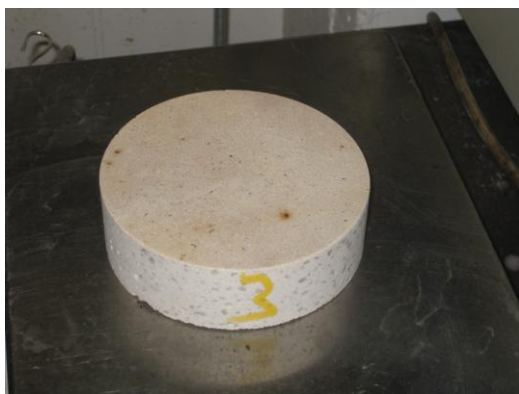


EV2



EV2, 8 cm<sup>3</sup>





**EV3**



**EV3, 9 cm<sup>3</sup>**



**EV4**



**EV4, 10 cm<sup>3</sup>**



**KP1**



**KP1, 61 cm<sup>3</sup>**



**KP2**



**KP2, 67 cm<sup>3</sup>**

Liite 16 Prall-koekappaleiden punnitustulokset (punainen: m1 ei täysin kuiva)

LP	m1	m2	ipk, en.	vesi, en.	ipk, jäl.	vesi, jäl.	kuluma, cm3	tiheys, g/cm3
1	517,2	298,3	526,4	302,7	300	173,9	<b>100</b>	2,264
2	533,5	310,1	543,2	312,5	350,2	202,6	<b>84</b>	2,285
3	540,2	317,6	547,1	319,7	361,7	212,9	<b>79</b>	2,350
4	572,9	336,5	581,1	339,4	416,5	245,3	<b>70</b>	2,338

KTU	m1	m2	ipk, en.	vesi, en.	ipk, jäl.	vesi, jäl.	kuluma, cm3	tiheys, g/cm3
<b>1</b>	<b>506,5</b>	<b>289,4</b>	<b>506,2</b>	<b>288,9</b>	-	-	<b>kivi hajosi</b>	<b>2,332</b>
2	492	290,3	510,4	291	373,1	217,9	<b>62</b>	2,232 5 min
3	560,3	327,8	573,9	331,4	455,3	266,5	<b>52</b>	2,273 5 min
4	547,5	321,8	559,9	323,7	-	-	<b>kivi hajosi</b>	2,296

KTKe	m1	m2	ipk, en.	vesi, en.	ipk, jäl.	vesi, jäl.	kuluma, cm3	tiheys, g/cm3
1	566	337,2	569	339,5	475,7	284,4	<b>38</b>	2,438
2	572,4	342,3	575,7	344,6	492,4	294,9	<b>34</b>	2,448

KTKh	m1	m2	ipk, en.	vesi, en.	ipk, jäl.	vesi, jäl.	kuluma, cm3	tiheys, g/cm3
1	552,6	319,1	560,6	324,4			<b>kivi hajosi</b>	2,284
2	545	313,8	555,6	319,1	484,9	280,9	<b>31</b>	2,25 5 min
3	523,2	300,4	535,2	307,8	452	262,3	<b>37</b>	2,224 5 min
4	533,9	308,4	546	314,3	429,8	249,1	<b>52</b>	2,243 5 min

RK	m1	m2	ipk, en.	vesi, en.	ipk, jäl.	vesi, jäl.	kuluma, cm3	tiheys, g/cm3
<b>1</b>	<b>512,4</b>	<b>291,1</b>	<b>513,7</b>	<b>291,9</b>			<b>kivi hajosi</b>	<b>2,298</b>
2	518,7	296,1	532,7	304,2	450,6	259	<b>38</b>	2,189 4 min 40 s (vino pohja)
3	508	290,4	519,1	293,5	413,6	237,1	<b>48</b>	2,217 5 min
4	520,5	295	531,2	299			<b>kivi hajosi</b>	2,200

KK	m1	m2	ipk, en.	vesi, en.	ipk, jäl.	vesi, jäl.	kuluma, cm3	tiheys, g/cm3
<b>1</b>	<b>540,2</b>	<b>313,8</b>	<b>541,1</b>	<b>314,7</b>	<b>422,5</b>	<b>247,3</b>	<b>50</b>	<b>2,373</b>
<b>2</b>	<b>553,1</b>	<b>324,3</b>	<b>554,1</b>	<b>325,1</b>	<b>448,8</b>	<b>264,6</b>	<b>44</b>	<b>2,403</b>
3	538,3	315,2	543,2	317,6	426,2	250,4	<b>50</b>	2,357
4	521,6	304,7	527,3	307,7	407,2	239	<b>51</b>	2,339

KKH	m1	m2	ipk, en.	vesi, en.	ipk, jäl.	vesi, jäl.	kuluma, cm3	tiheys, g/cm3
<b>1</b>	<b>576,9</b>	<b>347,7</b>	<b>579,4</b>	<b>349,1</b>	<b>438,3</b>	<b>265,1</b>	<b>57</b>	<b>2,486</b>
<b>2</b>	<b>572</b>	<b>347</b>	<b>574,3</b>	<b>348,1</b>	<b>451,3</b>	<b>275,5</b>	<b>49</b>	<b>2,512</b>
3	547,3	331,3	553,6	332,9	438,2	265,8	<b>47</b>	2,458
4	565,2	343,7	574	344,4	457,1	276	<b>48</b>	2,45

KKV	m1	m2	ipk, en.	vesi, en.	ipk, jäl.	vesi, jäl.	kuluma, cm3	tiheys, g/cm3
<b>1</b>	<b>552,6</b>	<b>325,2</b>	<b>553,4</b>	<b>326</b>	<b>480,5</b>	<b>283</b>	<b>30</b>	<b>2,417</b>
<b>2</b>	<b>552,2</b>	<b>322,5</b>	<b>553,6</b>	<b>323,8</b>	<b>482,8</b>	<b>282,4</b>	<b>30</b>	<b>2,385</b>
3	556,3	328,5	559,3	330,2	488,9	288,7	<b>29</b>	2,406
4	531	315,3	532,5	316,2	462,9	274,9	<b>29</b>	2,441

<b>KNK</b>	m1	m2	ipk, en.	vesi, en.	ipk, jäl.	vesi, jäl.	kuluma, cm3	tiheys, g/cm3
1	515,7	296,9	522	298,9	367,5	212,2	<b>68</b>	2,287

<b>KNH</b>	m1	m2	ipk, en.	vesi, en.	ipk, jäl.	vesi, jäl.	kuluma, cm3	tiheys, g/cm3
1	526,3	304,8	531,7	308,3	430,5	250,7	<b>44</b>	2,316

<b>KP</b>	m1	m2	ipk, en.	vesi, en.	ipk, jäl.	vesi, jäl.	kuluma, cm3	tiheys, g/cm3
1	530,9	306,5	532,6	307,9	390,3	226,6	<b>61</b>	2,334
2	514,3	293,6	522,1	297,2	371,1	213	<b>67</b>	2,247

<b>RV</b>	m1	m2	ipk, en.	vesi, en.	ipk, jäl.	vesi, jäl.	kuluma, cm3	tiheys, g/cm3
1	492,9	285,4	520,9	288,9			<b>kivi hajosi</b>	2,089
2	494,6	285,1	521,4	289,8	428,3	240,7	<b>45</b>	2,09 5 min

<b>TM</b>	m1	m2	ipk, en.	vesi, en.	ipk, jäl.	vesi, jäl.	kuluma, cm3	tiheys, g/cm3
1	495,7	268,3	495,8	269,1	460,4	249,5	<b>16</b>	2,175
2	489,5	266	489,6	266,5	453	246,3	<b>17</b>	2,185
3	504,1	275,8	504,4	276,6	469,8	257	<b>16</b>	2,201
4	509,4	277,9	510	278,7	474,8	258,9	<b>16</b>	2,191

<b>TV</b>	m1	m2	ipk, en.	vesi, en.	ipk, jäl.	vesi, jäl.	kuluma, cm3	tiheys, g/cm3
1	435,4	213,6	435,4	213,8	407,4	200	<b>14</b>	1,960
2	438,4	214,1	438,4	214,6	409,8	200,2	<b>15</b>	1,951
3	451,6	221,9	452,2	222,9	425,8	209,2	<b>13</b>	1,958
4	429	209,6	429,5	210,6	403,1	197,2	<b>14</b>	1,948

<b>EM</b>	m1	m2	ipk, en.	vesi, en.	ipk, jäl.	vesi, jäl.	kuluma, cm3	tiheys, g/cm3
1	465,8	238,7	468,6	241,1	438,4	225,3	<b>15</b>	2,023
2	464,2	238,1	467,1	240,9	439,9	226,3	<b>13</b>	2,024
3	482,9	254,6	485,6	257,3	457,7	242,2	<b>13</b>	2,087
4	485,3	255	488,1	257,8	459,9	242,7	<b>14</b>	2,078

<b>EV</b>	m1	m2	ipk, en.	vesi, en.	ipk, jäl.	vesi, jäl.	kuluma, cm3	tiheys, g/cm3
1	457,2	240,3	459	242	440,4	231,8	<b>9</b>	2,087
2	460,4	241,9	461,9	243,4	444,8	234,1	<b>8</b>	2,089
3	488,9	259,5	491	261,2	472,7	251	<b>9</b>	2,108
4	479,9	254,3	482	256,1	462	245	<b>10</b>	2,104

kaikki massat ilmoitettu grammoina

ipk = pintakuivatun kappaleen massa ilmassa

vesi = massa vedessä

en. = ennen koestusta

jäl. = koestuksen jälkeen

**Taulukko 1 Kosteina punnittujen (m1) koekappaleiden korjatut tiheydet ja kuluma-arvot**

	Tiheys	Korjattu tiheys	Tiheyden muutos	Korjattu kuluma- arvo	
	g/cm3	g/cm3	%	cm3	
<b>KTU1</b>	2,332	2,243	-3,82	kivi hajosi	
<b>RK1</b>	2,298	2,211	-3,79	kivi hajosi	
<b>KK1</b>	2,373	2,334	-1,64	<b>51</b>	+1
<b>KK2</b>	2,403	2,363	-1,66	<b>45</b>	+1
<b>KKH1</b>	2,486	2,465	-0,84	57	
<b>KKH2</b>	2,512	2,488	-0,96	49	
<b>KKV1</b>	2,417	2,406	-0,46	30	
<b>KKV2</b>	2,385	2,382	-0,13	30	
<b>KP1</b>	2,344	2,303	-1,76	<b>62</b>	+1
<b>TM1</b>	2,175	2,174	-0,05	16	
<b>TM2</b>	2,185	2,181	-0,18	17	
<b>TV1</b>	1,960	1,950	-0,51	14	
<b>TV2</b>	1,951	1,945	-0,31	15	

Liite 17 Prall-kokeessa ja Böhme-testissä käytettyjen laitteiden kuvat



**Prall-koekappaleiden valmistukseen käytetty timanttipora**



**Prall-laite**



**Koekappale Prall-laitteen testipesässä. Taustalla kokeessa käytetyt teräskuulat.**

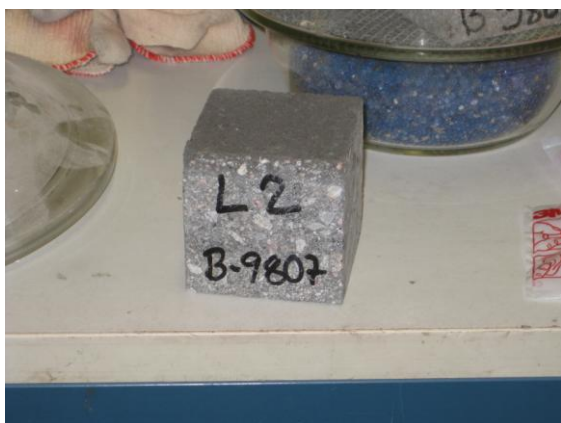


**Böhme-laite. Koekappale on testausradan vasemmassa laidassa olevassa pitimessä.**



**Koekappale näkyy kuvan keskellä. Testausrata pyörii vastapäivään.**

Liite 18 Böhme-koekappaleiden kuvat



L2, ennen testiä



L2, testin jälkeen



L4, ennen testiä



L4, testin jälkeen



R1, ennen testiä



R1, testin jälkeen

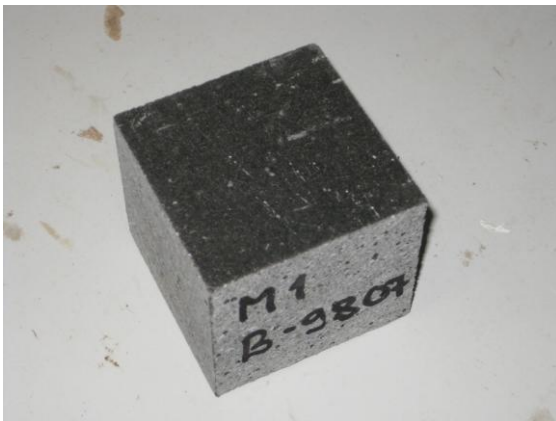




V1, ennen testiä



V1, testin jälkeen



M1, ennen testiä



M1, testin jälkeen



L2 ja L3 testaamattomia, L1 testattu

## Liite 19 Böhme-testien testiraportit

Koekappaleen tunnus ja Koe pvm.	Kulutuskestävyyden määritys						Työ vaihe	Vaihepainot (0,1g)		Tiheys g/cm <sup>3</sup>
	Koe kappaleen mitoitus(0,1mm)							erotus		
	pit.	lev.	korkeus	4:stä	kulmasta					
<b>L1</b>	67,7	68,7	69,2	68,7	68,6	69,2	A	721,8		A 2,252
27.9.2011			68,1	67,7	67,5	68,1	T	712,1		T 2,257
			64,2	64,1	64,1	64,3	4	677,4		H
Työvaiheet:	Keskiarvot		A	68,93	---		1			K 2,030
A=alkumittaus	h/h - häviöt		T	67,85	1,08		2			P
T=tasoitushion-			4	64,18	3,68		3			
ta ja mittaus	Massan menetys: Työvaiheet T-4						g		34,7	
1,2,3,4 hionta	T-4g/tiheys						cm <sup>3</sup>		17,09	
ja paino	T-4						cm <sup>3</sup> /50cm <sup>2</sup>		<b>18,4</b>	
4=myös mitoit.	ala						46,51			
<b>L2</b>	68,9	68,3	68,1	68,6	68,8	68,9	A	721,6		A 2,235
27.9.2011			67,3	67,4	67,5	67,7	T	712,1		T 2,243
			64,3	64,1	63,9	64,1	4	678,7		H
Kerros tiheydet:	Keskiarvot		A	68,60	---		1			K 2,103
A=alkutiheys	h/h - häviöt		T	67,48	1,13		2			P
T=tasoitushiont.			4	64,10	3,38		3			
H=hiontakoe	Massan menetys: Työvaiheet T-4						g		33,4	
K=kulutuskerr.	T-4g/tiheys						cm <sup>3</sup>		15,88	
P=pohjaosa	T-4						cm <sup>3</sup> /50cm <sup>2</sup>		<b>16,9</b>	
	ala						47,06			
<b>L3</b>	68,9	68,5	68,4	68,8	69,6	69,2	A	710,7		A 2,182
27.9.2011			67,6	67,7	68,1	67,9	T	700,5		T 2,188
			64,2	63,8	63,9	63,9	4	663,4		H
Kerros tiheydet:	Keskiarvot		A	69,00	---		1			K 2,029
A=alkutiheys	h/h - häviöt		T	67,83	1,18		2			P
T=tasoitushiont.			4	63,95	3,88		3			
H=hiontakoe	Massan menetys: Työvaiheet T-4						g		37,1	
K=kulutuskerr.	T-4g/tiheys						cm <sup>3</sup>		18,29	
P=pohjaosa	T-4						cm <sup>3</sup> /50cm <sup>2</sup>		<b>19,4</b>	
	ala						47,20			

Koekappaleen tunnus ja Koe pvm.	Kulutuskestävyyden määritys						Työ vaihe	Vaihepainot (0,1g)		Tiheys g/cm <sup>3</sup>
	Koe kappaleen mitoitus(0,1mm)							erotus		
	pit.	lev.	korkeus	4:stä	kulmasta					
<b>L4</b>	68,8	68,5	69,2	683,8	68,9	69,3	A	724,4		A 0,690
27.9.2011			68,6	68,1	68,1	68,5	T	717,7		T 2,229
			66,0	65,6	65,6	66,0	4	692,6		H
Työvaiheet:	Keskiarvot h/h - häviöt		A	222,80	---		1			K 2,109
A=alkumittaus			T	68,33	154,48		2			P
T=tasoitushionta ja mittaus 1,2,3,4 hionta ja paino 4=myös mitoit.			4	65,80	2,52		3			
	Massan menetys: Työvaiheet T-4							g	25,1	
	T-4g/tiheys							cm <sup>3</sup>	11,90	
	T-4							cm <sup>3</sup> /50cm <sup>2</sup>	<b>12,6</b>	
								47,13		
<b>L5</b>	68,6	68,9	68,7	68,9	69,4	69,4	A	727,7		A 2,228
27.9.2011			68,1	68	68,5	68,7	T	721,2		T 2,233
			65,6	65,3	65,6	65,9	4	694,1		H
Kerros tiheydet:	Keskiarvot h/h - häviöt		A	69,10	---		1			K 2,104
A=alkutiheys			T	68,33	0,78		2			P
T=tasoitushiont.			4	65,60	2,73		3			
H=hiontakoe K=kulutuskerr. P=pohjaosa	Massan menetys: Työvaiheet T-4							g	27,1	
	T-4g/tiheys							cm <sup>3</sup>	12,88	
	T-4							cm <sup>3</sup> /50cm <sup>2</sup>	<b>13,6</b>	
								47,27		
<b>L6</b>	67,6	68,8	69,5	69,4	68,8	68,9	A	709,4		A 2,206
27.9.2011			68,7	68,5	68,0	68,1	T	701,9		T 2,209
			65,6	65,5	65,3	65,3	4	674,5		H
Kerros tiheydet:	Keskiarvot h/h - häviöt		A	69,15	---		1			K 2,032
A=alkutiheys			T	68,33	0,83		2			P
T=tasoitushiont.			4	65,43	2,90		3			
H=hiontakoe K=kulutuskerr. P=pohjaosa	Massasn menetys: Työvaiheet T-4							g	27,4	
	T-4g/tiheys							cm <sup>3</sup>	13,49	
	T-4							cm <sup>3</sup> /50cm <sup>2</sup>	<b>14,5</b>	
								46,51		

Koekappaleen tunnus ja Koe pvm.	Kulutuskestävyyden määrittäminen						Työ vaihe	Vaihepainot (0,1g)		Tiheys g/cm <sup>3</sup>
	Koe kappaleen mitoitukset(0,1mm)							erotus		
	pit.	lev.	korkeus	4:stä	kulmasta					
<b>R1</b>	68,7	68,2	68,7	69,2	69,7	69,2	A	697,5		A 2,151
29.9.2011			68,0	68,3	68,8	68,4	T	690,0		T 2,154
			65,8	65,8	66,3	66,4	4	667,1		H
Työvaiheet: A=alkumittaus T=tasoitushionta ja mittaus 1,2,3,4 hionta ja paino 4=myös mitoit.	Keskiarvot		A	69,20	---		1			K 2,125
	h/h - häviöt		T	68,38	0,83		2			P
			4	66,08	2,30		3			
	Massan menetys: Työvaiheet T-4							g	22,9	
							T-4g/tiheys	cm <sup>3</sup>	10,78	
							T-4	cm <sup>3</sup> /50cm <sup>2</sup>	11,5	
								46,85		
<b>R2</b>	68,5	68,9	68,5	69,0	69,4	68,9	A	712,6		A 2,190
29.9.2011			67,8	68,1	68,4	68,1	T	704,7		T 2,193
			65,1	65,2	65,7	65,7	4	677,7		H
Kerros tiheydet: A=alkutiheys T=tasoitushiont.  H=hiontakoe K=kulutuskerr. P=pohjaosa	Keskiarvot		A	68,95	---		1			K 2,139
	h/h - häviöt		T	68,10	0,85		2			P
			4	65,43	2,68		3			
	Massan menetys: Työvaiheet T-4							g	27,0	
							T-4g/tiheys	cm <sup>3</sup>	12,63	
							T-4	cm <sup>3</sup> /50cm <sup>2</sup>	13,4	
								47,20		
<b>R3</b>	68,1	68,0	69,1	68,4	68,7	69,2	A	687,9		A 2,158
29.9.2011			68,1	67,6	67,9	68,3	T	680,4		T 2,162
			65,5	65,3	65,4	65,6	4	655,4		H
Kerros tiheydet: A=alkutiheys T=tasoitushiont.  H=hiontakoe K=kulutuskerr. P=pohjaosa	Keskiarvot		A	68,85	---		1			K 2,138
	h/h - häviöt		T	67,98	0,88		2			P
			4	65,45	2,52		3			
	Massan menetys: Työvaiheet T-4							g	25,0	
							T-4g/tiheys	cm <sup>3</sup>	11,69	
							T-4	cm <sup>3</sup> /50cm <sup>2</sup>	12,6	
								46,31		

Koekappaleen tunnus ja Koe pvm.	Kulutuskestävyyden määrittäminen						Työ vaihe	Vaihepainot (0,1g)		Tiheys g/cm <sup>3</sup>	
	Koe kappaleen mitoitukset(0,1mm)							erotus			
	pit.	lev.	korkeus	4:stä	kulmasta						
<b>M1</b>	67,9	69,2	61,2	61,1	61,1	61,3	A	635,3		A 2,210	
28.9.2011			60,8	60,5	60,7	60,9	T	630,7		T 2,210	
			59,3	58,7	59,5	60,0	4	615,4		H	
Työvaiheet: A=alkumittaus T=tasoitushionta ja mittaus 1,2,3,4 hionta ja paino 4=myös mitoit.	Keskiarvot		A	61,18	---		1			K 2,412	
	h/h - häviöt		T	60,73	0,45		2			P	
			4	59,38	1,35		3				
	Massan menetys: Työvaiheet T-4								g	15,3	
								T-4g/tiheys	cm <sup>3</sup>	6,34	
								T-4	cm <sup>3</sup> /50cm <sup>2</sup>	6,8	
									46,99		
<b>M2</b>	69,0	70,9	61,9	62,3	62,5	62,5	A	663,4		A 2,177	
29.9.2011			61,6	61,8	62,2	62,2	T	660,7		T 2,180	
			60,4	60,3	61,1	61,4	4	647,0		H	
Kerros tiheydet: A=alkutiheys T=tasoitushiont.	Keskiarvot		A	62,30	---		1			K 2,435	
	h/h - häviöt		T	61,95	0,35		2			P	
			4	60,80	1,15		3				
	Massan menetys: Työvaiheet T-4								g	13,7	
								T-4g/tiheys	cm <sup>3</sup>	5,63	
								T-4	cm <sup>3</sup> /50cm <sup>2</sup>	5,8	
									48,92		
<b>M3</b>	70,1	70,8	63,1	62,8	63,0	63,2	A	679,9		A 2,174	
29.9.2011			62,8	62,4	62,6	62,7	T	676,8		T 2,178	
			61,6	61,0	61,6	61,9	4	664,1		H	
Kerros tiheydet: A=alkutiheys T=tasoitushiont.	Keskiarvot		A	63,03	---		1			K 2,326	
	h/h - häviöt		T	62,63	0,40		2			P	
			4	61,53	1,10		3				
	Massan menetys: Työvaiheet T-4								g	12,7	
								T-4g/tiheys	cm <sup>3</sup>	5,46	
								T-4	cm <sup>3</sup> /50cm <sup>2</sup>	5,5	
									49,63		

Koekappaleen tunnus ja Koe pvm.	Kulutuskestävyyden määrittäminen						Työ vaihe	Vaihepainot (0,1g)		Tiheys g/cm <sup>3</sup>
	Koe kappaleen mitoitukset(0,1mm)							erotus		
	pit.	lev.	korkeus	4:stä	kulmasta					
<b>V1</b>	71,9	71,2	63,0	63,0	62,9	63,0	A	611,5		A 1,897
28.9.2011			62,8	62,5	62,7	62,8	T	609,0		T 1,897
			61,9	61,6	61,9	62,0	4	600,2		H
Työvaiheet: A=alkumittaus T=tasoitushionta ja mittaus 1,2,3,4 hionta ja paino 4=myös mitoit.	Keskiarvot		A	62,98	---		1			K 2,022
	h/h - häviöt		T	62,70	0,27		2			P
			4	61,85	0,85		3			
	Massan menetys: Työvaiheet T-4								g	8,8
								cm <sup>3</sup>	4,35	
								cm <sup>3</sup> /50cm <sup>2</sup>	4,3	
									51,19	
<b>V2</b>	68,9	68,8	64,2	64,1	64,0	64,4	A	577,1		A 1,897
28.9.2011			63,6	63,7	63,4	63,9	T	573,2		T 1,900
			62,5	61,8	61,6	62,8	4	559,2		H
Kerros tiheydet: A=alkutiheys T=tasoitushiont.	Keskiarvot		A	64,18	---		1			K 2,002
	h/h - häviöt		T	63,65	0,53		2			P
			4	62,18	1,48		3			
	Massan menetys: Työvaiheet T-4								g	14
								cm <sup>3</sup>	6,99	
								cm <sup>3</sup> /50cm <sup>2</sup>	7,4	
									47,40	
<b>V3</b>	69,0	68,8	61,9	61,5	61,4	62,2	A	651,3		A 2,222
28.9.2011			61,6	61,2	60,8	61,6	T	557,8		T 1,917
			60,2	60	59,5	60,1	4	544,9		H
Kerros tiheydet: A=alkutiheys T=tasoitushiont.	Keskiarvot		A	61,75	---		1			K 2,013
	h/h - häviöt		T	61,30	0,45		2			P
			4	59,95	1,35		3			
	Massan menetys: Työvaiheet T-4								g	12,9
								cm <sup>3</sup>	6,41	
								cm <sup>3</sup> /50cm <sup>2</sup>	6,8	
									47,47	

Liite 20 Kuvat koekohteen rakentamisesta ja vaurioista

Rakentaminen:



Vasen: reunakivet asennetaan maakostean betonin varaan. Oikea: lopuksi laatikko täytetään maakostealla betonilla.



Vasen: asennushiekan tiivistystä. Oikea: tiivistetty ja tasattu asennushiekkakerros.



Vasen: kivien ladontaa. Oikea: asennushiekkakarros tasataan oikolaudalla.



**Vasen: puolikkaan korotuksen kivet ladottuna. Oikea: saumaushiekan levitystä.**



**Vasen: lopuksi päällyste täyrytetään. Oikea: kohde ensimmäisen työpäivän jälkeen.**



**Vasen: toisena työpäivänä asennustyö etenee vastaavasti kuin ensimmäisenä. Oikea: päällyste viisteitä lukuunottamatta valmis. Saumaushiekkaa jätetään päällysteen päälle, sillä saumaushiekan tiivistyessä päällä oleva hiekka valuu saumoihin.**



Vauriot:



**Betonikivien kulunutta pintaa.**

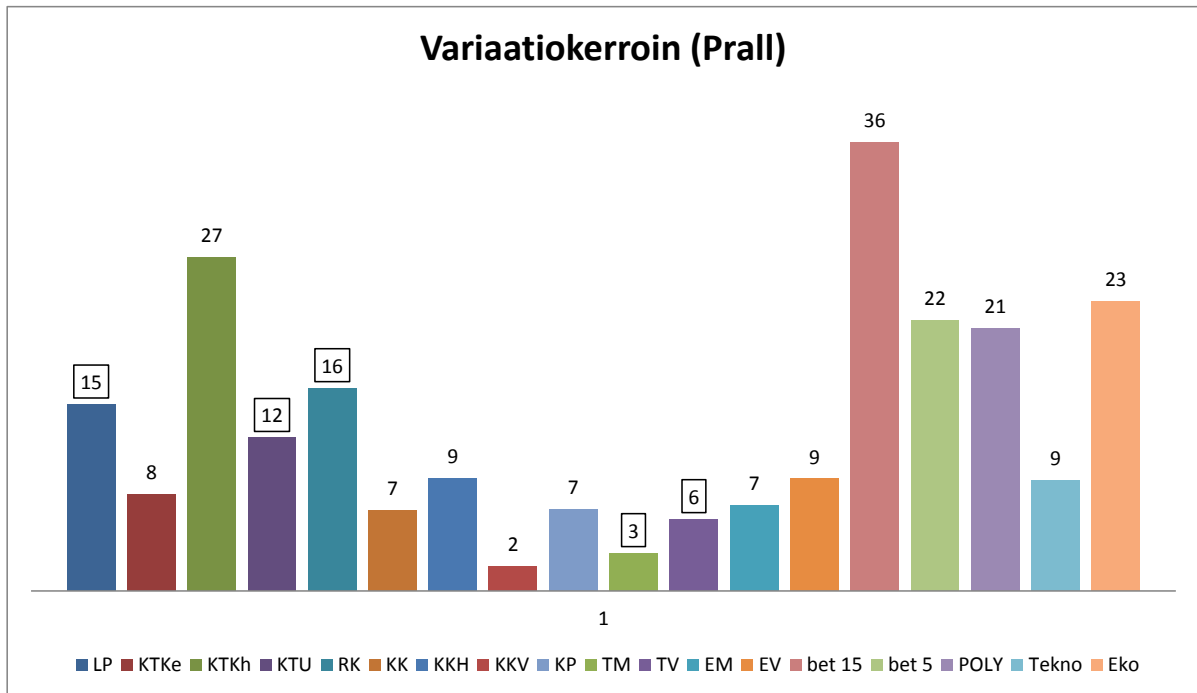


**Polymeerikivien kohdalla päällysteen pinta on hieman epätasainen.**

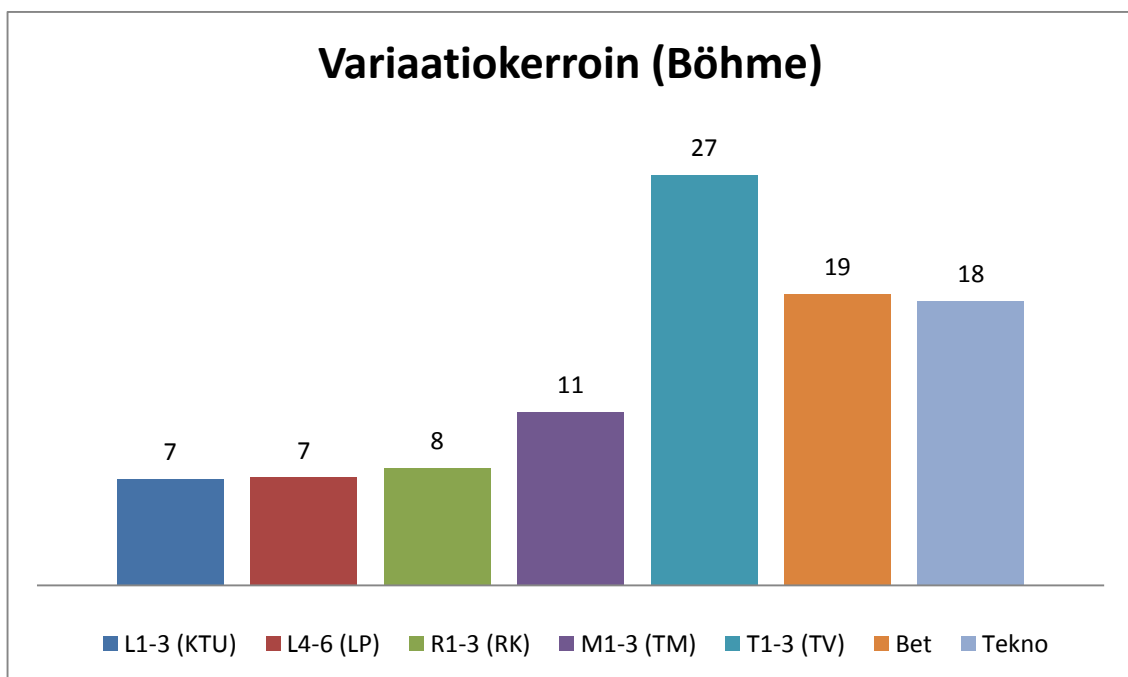


**Polymeerikivet ovat kuitenkin säilyneet pääosin hyväkuntoisena.**

Liite 21 Laboratoriokokeiden tulosten variaatiokerroimet



**Prall-kokeiden variaatiokerroimet. Myös Böhme-testillä testatut kivityypit taulukossa neliötynä.**



**Böhme-testien variaatiokerroimet.**

## Liite 22 Laboratoriokokeiden tilastolliset analyysit

## PRALL:

Statistix - 30 Day Trial Version 9.0

Prall 5 min

**Bonferroni All-Pairwise Comparisons Test**

Variable	Mean	Homogeneous Groups
KTU	57.000	A
RK	43.000	A
KTKh	40.000	A

Alpha 0.05 Standard Error for Comparison 8.3417 TO 9.1378  
 Critical T Value 3,961 Critical Value for Comparison 33.040 TO 36.193  
 There are no significant pairwise differences among the means.

Statistix - 30 Day Trial Version 9.0

Prall 15 min

**Bonferroni All-Pairwise Comparisons Test**

Variable	Mean	Homogeneous Groups
LP	83.250	A
KP	64.000	B
KKH	50.250	BC
KK	48.750	BC
KTKe	36.000	CD
KKV	29.500	D
TM	16.250	E
TV	14.000	E
EM	13.750	E
EV	9.0000	E

Alpha 0.05 Standard Error for Comparison 3.4046 TO 4.8148  
 Critical T Value 3,666 Critical Value for Comparison 12.480 TO 17.649  
 There are 5 groups (A, B, etc.) in which the means  
 are not significantly different from one another.

Statistix - 30 Day Trial Version 9.0

Prall 15 Bet

**Bonferroni All-Pairwise Comparisons Test**

Variable	Mean	Homogeneous Groups
LP	83.250	A
KP	64.000	AB
KKH	50.250	BC
KK	48.750	BC
KTKe	36.000	CD
KKV	29.500	D

Alpha 0.05 Standard Error for Comparison 4.6107 TO 6.5206  
 Critical T Value 3,530 Critical Value for Comparison 16.274 TO 23.015  
 There are 4 groups (A, B, etc.) in which the means  
 are not significantly different from one another.

Statistix - 30 Day Trial Version 9.0

Prall 15 Poly

**Bonferroni All-Pairwise Comparisons Test**

Variable	Mean	Homogeneous Groups
TM	16.250	A
TV	14.000	B
EM	13.750	B
EV	9.0000	C

Alpha 0.05 Standard Error for Comparison 0.5590  
 Critical T Value 3,153 Critical Value for Comparison 1.7624  
 There are 3 groups (A, B, etc.) in which the means  
 are not significantly different from one another.

Statistix - 30 Day Trial Version 9.0

Prall 15 LP, KP

**Bonferroni All-Pairwise Comparisons Test**

Variable	Mean	Homogeneous Groups
LP	83.250	A
KP	64.000	A

Alpha 0.05 Standard Error for Comparison 9.6120  
 Critical T Value 2,776 Critical Value for Comparison 26.687  
 There are no significant pairwise differences among the means.

Statistix - 30 Day Trial Version 9.0

Prall 15 KP, KKH, KK

**Bonferroni All-Pairwise Comparisons Test**

Variable	Mean	Homogeneous Groups
KP	64.000	A
KKH	50.250	B
KK	48.750	B

Alpha 0.05 Standard Error for Comparison 2.8221 TO 3.4564  
 Critical T Value 3,128 Critical Value for Comparison 8.8263 TO 10.810  
 There are 2 groups (A and B) in which the means  
 are not significantly different from one another.

Statistix - 30 Day Trial Version 9.0

Prall 15 KKH, KK, KTKe

**Bonferroni All-Pairwise Comparisons Test**

Variable	Mean	Homogeneous Groups
KKH	50.250	A
KK	48.750	A
KTKe	36.000	B

Alpha 0.05 Standard Error for Comparison 2.6926 TO 3.2977  
 Critical T Value 3,128 Critical Value for Comparison 8.4212 TO 10.314  
 There are 2 groups (A and B) in which the means  
 are not significantly different from one another.

Statistix - 30 Day Trial Version 9.0

Prall 15 KTKe, KKV

**Bonferroni All-Pairwise Comparisons Test**

Variable	Mean	Homogeneous Groups
KTKe	36.000	A
KKV	29.500	B

Alpha 0.05 Standard Error for Comparison 1.2990  
 Critical T Value 2,776 Critical Value for Comparison 3.6067  
 All 2 means are significantly different from one another.

**BÖHME:**

Statistix - 30 Day Trial Version 9.0

Böhme

**Bonferroni All-Pairwise Comparisons Test**

Variable	Mean	Homogeneous Groups
KTU	18.233	A
LP	13.567	B
RK	12.500	B
TV	6.1667	C
TM	6.1333	C

Alpha 0.05 Standard Error for Comparison 0.9262  
 Critical T Value 3,581 Critical Value for Comparison 3.3170  
 There are 3 groups (A, B, etc.) in which the means are not significantly different from one another.

Statistix - 30 Day Trial Version 9.0

Böhme Bet

**Bonferroni All-Pairwise Comparisons Test**

Variable	Mean	Homogeneous Groups
KTU	18.233	A
LP	13.567	B
RK	12.500	B

Alpha 0.05 Standard Error for Comparison 0.8688  
 Critical T Value 3,287 Critical Value for Comparison 2.8561  
 There are 2 groups (A and B) in which the means are not significantly different from one another.

Statistix - 30 Day Trial Version 9.0

Böhme LP, RK

**Bonferroni All-Pairwise Comparisons Test**

Variable	Mean	Homogeneous Groups
LP	13.567	A
RK	12.500	A

Alpha 0.05 Standard Error for Comparison 0.7775  
 Critical T Value 2,776 Critical Value for Comparison 2.1586  
 There are no significant pairwise differences among the means.

Statistix - 30 Day Trial Version 9.0

Böhme Tekno

**Bonferroni All-Pairwise Comparisons Test****Variable      Mean      Homogeneous Groups**

TV            6.1667      A

TM            6.1333      A

Alpha                      0.05      Standard Error for Comparison      1.0061

Critical T Value      2,776      Critical Value for Comparison      2.7934

There are no significant pairwise differences among the means.

## Liite 23 Prall-koekappaleiden vedenimeytyminen

**Koekappaleiden vedenimeytyminen. Punaisella merkittyjen koekappaleiden punnitustulos  $m_1$  ei ole täysin kuivista koekappaleista, jolloin niiden vedenimeytymisarvo on harhaanjohtava. Kyseisiä koekappaleita ei ole huomioitu kuvan 44 kuvaaajassa.**

Koekappale	Kuluma-arvo (cm <sup>3</sup> )	Vedenimeytyminen (%)	
RV1	<b>kivi hajosi</b>	5,68	
RV2	<b>45</b>	5,42	5 min
KTU2	<b>62</b>	3,74	5 min
RK2	<b>38</b>	2,70	5 min
KTU3	<b>52</b>	2,43	5 min
KTKh3	<b>37</b>	2,29	5 min
KTKh4	<b>52</b>	2,27	5 min
KTU4	<b>kivi hajosi</b>	2,26	
RK3	<b>48</b>	2,19	5 min
RK4	<b>kivi hajosi</b>	2,06	
KTKh2	<b>31</b>	1,94	5 min
LP2	<b>84</b>	1,82	
LP1	<b>100</b>	1,78	
KKH4	<b>48</b>	1,56	
KP2	<b>67</b>	1,52	
KTKh1	<b>kivi hajosi</b>	1,45	
LP4	<b>70</b>	1,43	
LP3	<b>79</b>	1,28	
KNK1	<b>68</b>	1,22	
KKH3	<b>47</b>	1,15	
KK4	<b>51</b>	1,09	
KNH1	<b>44</b>	1,03	
KK3	<b>50</b>	0,91	
EM2	<b>13</b>	0,62	
EM1	<b>15</b>	0,60	
EM4	<b>14</b>	0,58	
KTKe2	<b>34</b>	0,58	
EM3	<b>13</b>	0,56	
KKV3	<b>29</b>	0,54	
KTKe1	<b>38</b>	0,53	
EV4	<b>10</b>	0,44	
<b>KKH1</b>	<b>57</b>	<b>0,43</b>	
EV3	<b>9</b>	0,43	
<b>KKH2</b>	<b>49</b>	<b>0,40</b>	
EV1	<b>9</b>	0,39	
EV2	<b>8</b>	0,33	
<b>KP1</b>	<b>61</b>	<b>0,32</b>	
KKV4	<b>29</b>	0,28	
<b>RK1</b>	<b>kivi hajosi</b>	<b>0,25</b>	
<b>KKV2</b>	<b>30</b>	<b>0,25</b>	
<b>KK2</b>	<b>44</b>	<b>0,18</b>	
<b>KK1</b>	<b>50</b>	<b>0,17</b>	
<b>KKV1</b>	<b>30</b>	<b>0,14</b>	
TV3	<b>13</b>	0,13	
TM4	<b>16</b>	0,12	
TV4	<b>14</b>	0,12	
TM3	<b>16</b>	0,06	
<b>TM2</b>	<b>17</b>	<b>0,02</b>	
<b>TM1</b>	<b>16</b>	<b>0,02</b>	
<b>TV1</b>	<b>14</b>	<b>0,00</b>	
<b>TV2</b>	<b>15</b>	<b>0,00</b>	
<b>KTU1</b>	<b>kivi hajosi</b>	<b>-0,06</b>	



$$W_a = \frac{M_1 - M_2}{M_2} * 100$$

jossa

$W_a$  on koekappaleen vedenimeytyminen prosentteina koekappaleen massasta

$M_1$  on koekappaleen massa kyllästytynäänä (g)

$M_2$  on koekappaleen massa kuivana (g).