



Aalto-yliopisto
Insinööritieteiden
korkeakoulu

Pauliina Kallio

Ruiskubetonoidun kalliotilan turvallisen paluuajan määrittäminen ja nuoren ruiskubetonin tartuntalujuus

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

Espoossa 10.3.2019

Valvoja: Professori Mikael Rinne

Ohjaaja: DI Olli Korhonen

Tekijä Pauliina Kallio

Työn nimi Ruiskubetonoidun kalliotilan turvallisen paluuajan määrittäminen ja nuoren ruiskubetonin tartuntalujuus

Maisteriohjelma Geoengineering**Koodi** ENG23

Työn valvoja Professori Mikael Rinne

Työn ohjaaja(t) DI Olli Korhonen

Päivämäärä 10.3.2019**Sivumäärä** 65+1**Kieli** suomi

Tiivistelmä

Kaivoskohteissa ja infrarakentamisen maanalaisissa louhintakohteissa ruiskubetonია käytetään kallion lujittamiseen yleensä yhdessä pultituksen kanssa. Koska ruiskubetonin lujuusominaisuudet muuttuvat ajan kuluessa, tulee ruiskutuksen jälkeen kulua riittävästi aikaa, jotta ruiskubetonoidun alueen alle on turvallista mennä jatkamaan työskentelyä. Tätä vaadittua aikaa kutsutaan paluuajaksi. Paluuajan pituus vaikuttaa turvallisuuden lisäksi koko tunneliprojektin aikatauluun; odotusaika määrittää sen, milloin seuraavaa työvaihetta päästään suorittamaan ruiskubetonoidun alueen alla. Tässä diplomityössä pää tavoitteena oli selvittää, kuinka turvallinen paluu aika tulisi määrittää.

Tiedetään myös, että tartuntalujuus on tärkeässä osassa ruiskubetonirakenteen toimivuuden kannalta. Koska ruiskubetonin tulisi usein toimia lujittavana rakenteena mahdollisimman pian ruiskutuksen jälkeen, tässä diplomityössä osatavoitteena oli selvittää nuoren ruiskubetonin tartuntalujuuden kehitystä ja testata tartuntalujuuden mittaustietelmää myös nuorelle ruiskubetonille.

Diplomityössä käytettiin tutkimusmenetelminä kirjallisuustutkimusta sekä empiiristä tutkimusta. Kirjallisuustutkimuksen avulla selvitettiin, millaisia vaatimuksia Australiassa ja Pohjois-Amerikassa on turvalliselle paluuajalle ja millaisia laskennallisia menetelmiä turvallisen paluuajan arviointiin on kehitetty. Kokeellisessa osassa pyrittiin määrittämään nuoren ruiskubetonin tartuntalujuuden kehitys ja testattiin tartuntalujuuden mittaustietelmää myös nuorelle ruiskubetonille. Kokeellisen osuuden tuloksena ei saatu haluttua tartuntalujuuden kehitystä, sillä näytteet murtuivat tartuntapinnan sijasta läheltä ruiskubetonikerroksen pintaa. Mittaustuloksena saatiin siis tartuntalujuuden sijasta ruiskubetonin sisäinen vetolujuus heikoimmassa kohdassa. Lisäksi saatiin tietoa siitä, että testattu menetelmä ei sovellu nuoren ruiskubetonin tartuntalujuuden mittaamiseen.

Tällä hetkellä Suomessa paluu aika määräytyy usein ruiskubetonilta vaadittujen varhaisen puristuslujuusvaatimusten perusteella. Perehtyminen ruiskubetonin murtumismekanismiin osoitti, että puristuslujuuden merkitys murtumismekanismien kannalta on hyvin vähäinen ja sen sijaan leikkauslujuuden ja tartunnan merkitys suuri. Diplomityössä tuotiin esille Suomessa nykyisin käytettyjen varhaisen puristuslujuusvaatimusten puutteellisuus ja perustelemattomuus paluuajan määrittämisen kannalta. Lisäksi esiteltiin ruiskubetonin leikkauslujuuteen perustuvat menetelmät paluuajan määrittämiseksi.

Avainsanat kalliolujitus, ruiskubetoni, paluu aika, tartuntalujuus, turvallisuus, puristuslujuus, leikkauslujuus



Author Pauliina Kallio

Title of thesis Determination of safe re-entry time for shotcreted underground premise and bond strength of early-age shotcrete

Master programme Geonegineering

Code ENG23

Thesis supervisor Professor Mikael Rinne

Thesis advisor(s) M. Sc. Olli Korhonen

Date 10.3.2019

Number of pages 65 +1

Language Finnish

Abstract

In mines and civil engineering underground excavation sites shotcrete is used for rock support, usually in conjunction with rock bolting. As the strength properties of shotcrete change over time, sufficient length of time should be passed after spraying to allow safe resume of works under the sprayed area. This length of time is called re-entry time. The length of the re-entry time also affects the timetable of the entire tunnel project; the waiting time defines, when next work phase can be carried out under shotcreted area. The main objective of this thesis was to find out how a safe re-entry time should be determined.

It is also known that bond strength is an important part of the functionality of shotcrete structure. As shotcrete should act as a reinforcing structure as soon as possible after spraying, the secondary objective of this thesis was to find out development of the bond strength of early-age shotcrete and to test an adhesion strength measuring method also for early-age shotcrete.

The research methods used in the thesis were literature research and empirical research. The literature study was used to find out what kind of requirements there are for a safe re-entry time internationally and what kind of computational methods has been developed for assessing the safe re-entry time. The aim of experimental part was to determine the development of bond strength of early-age shotcrete and to test the bond strength measurement method for the early-age shotcrete. As a result of the experimental part, no desired development of the bond strength was obtained because the samples failed near the surface of the shotcrete instead of failing on the bond. As a result of the measurement, instead of the bond strength, the internal tensile strength of the shotcrete was obtained at the weakest point. In addition, it was found that the test method was not suitable for measuring the bond strength of early-age shotcrete.

Currently, the re-entry time in Finland is often determined by the early compression strength required from shotcrete. Familiarization with shotcrete failure mechanisms showed that the significance of compressive strength is minor in the failure mechanisms, and instead shear strength and bond strength are important. In this thesis was brought up the shortcomings and unjustifiability of the early compressive strength requirements currently used in Finland in terms of determining re-entry time. Also, there was presented methods for the determination of re-entry time based on the shear strength of shotcrete.

Keywords rock support, shotcrete, re-entry time, bond strength, safety, compression strength, shear strength

Alkusanat

Tämä diplomityö on tehty Destia Oy:ssä. Haluan kiittää Destia Oy:tä diplomityöni mahdollistamisesta ja rahoittamisesta. Mielenkiintoisen tutkimusaiheen löytämisestä ja avusta diplomityön tekemisen aikana haluan kiittää diplomityöni ohjaajaa Olli Korhosta sekä esimiestäni Rami Tuovista. Suuret kiitokset avusta haluan osoittaa diplomityön valvojana toimineelle professori Mikael Rinteelle. Haluan kiittää myös kollegoitani Janne Sandellia ja Maarit Kelokaskea, jotka tukivat diplomityön tekoani alkutaipaleella.

Vanhempiani haluan kiittää hyvistä kommentteista sekä tuesta ja kannustuksesta, jota olen saanut heiltä koko opintojeni ajan. Osoitan kiitokset myös opiskeluystävilleni, joiden kanssa olen saanut viettää unohtumattomia hetkiä opintojeni aikana, sekä saanut ja tarjonnut vertaistukea tarvittaessa. Kiitän myös ystäviäni Matleena Kehusta, Satu Lemolaa ja Mirka Koskelaa, jotka ovat piristäneet vapaa-aikaani koko opintojen ajan ja jaksaneet kuunnella ajoittain ehkä liiankin yksityiskohtaisia selontekojani oppimistani asioista. Lopuksi haluan kiittää erityisesti Lauri Suuaa, sillä hän on piristänyt minua koko diplomityöprojektin ajan sekä jaksanut kannustaa myös vaikeimpina hetkinä.

Espossa 10.3.2019

Pauliina Kallio

Sisällysluettelo

Tiivistelmä	
Abstract	
Alkusanat	
Sisällysluettelo	1
Merkinnät ja lyhenteet	3
1 Johdanto	4
1.1 Tutkimuksen tausta	4
1.2 Tutkimusongelma	4
1.3 Tutkimuksen tavoite, tutkimusmenetelmät ja työn rakenne	5
1.4 Tutkimuksen rajaukset	5
2 Ruiskubetoni lujittavana rakenteena	7
2.1 Toimintaperiaate	7
2.2 Ruiskubetonirakenteen murtumismekanismit	11
2.3 Nuoren ruiskubetonirakenteen murtumismekanismit	13
3 Paluuajan arviointi	15
3.1 Ruiskubetonoitavan kohteen ominaispiirteet	15
3.2 Suunnittelun lähtökohdat	15
3.3 Paluu aika	16
3.4 Puristuslujuusvaatimukset	16
3.5 Ruiskubetonin varhaislujuus	17
3.5.1 Yleistä	17
3.5.2 Standardin mukaiset varhaislujuuden mittausmenetelmät	18
3.5.3 Muita varhaislujuuden mittausmenetelmiä	19
3.5.4 Massan koostumuksen vaikutuksia lujuuteen	20
3.6 Muita ruiskubetonin mekaanisia ominaisuuksia	21
3.6.1 Puristuslujuus ja tiheys	21
3.6.2 Jäännöslujuus ja taivutuslujuus	22
3.6.3 Energianabsorptiokapasiteetti	22
4 Ruiskubetonin tartunta	23
4.1 Tartunnan mekanismi	23
4.2 Vaatimukset tartuntalujuudelle	23
4.3 Tartuntalujuuden kehitys sekä yhteys puristuslujuuteen	24
4.4 Tartuntalujuuteen vaikuttavia tekijöitä	27
4.4.1 Ruiskubetonimassan koostumus	27
4.4.2 Ympäristö	28
4.4.3 Ruiskubetonoinnin toteuttaminen	33
5 Tartunnan mittaaminen	34
5.1 Mittausmenetelmiä	34
5.1.1 Suomessa käytössä olevat menetelmät	34
5.1.2 Amerikkalaisen standardin mukainen menetelmä	36
5.1.3 Muita menetelmiä	37
5.2 Nuoren ruiskubetonin tartunnan mittaaminen	40
5.3 Mittausmenetelmien arviointi	42
6 Menetelmiä paluuajan määrittämiseen	44
6.1 Paluu aika leikkauslujuuden avulla	44
6.2 Paluu aika puristuslujuuden ja leikkauslujuuden avulla	46

6.3	Paluu-aika ja tartuntalujuus	48
7	Tartuntalujuuden mittausmenetelmän testaus ratatunnelikohteessa	50
7.1	Mittauskohteen esittely	50
7.2	Mittausmenetelmä	51
7.3	Tartuntalujuuden mittaustulokset	53
7.4	Mittaustulosten tarkastelu	55
8	Johtopäätökset ja suositukset	58
	Lähdeluettelo	60
	Liiteluettelo	65
	Liitteet	

Merkinnät ja lyhenteet

A_S	[m ²]	leikkauspinnan poikkipinta-ala
F_R	[kN]	kalliomassan painosta aiheutuva voima
F_S	[kN]	ruiskubetonin oman painon aiheuttama voima
L_S	[m]	leikkauspinnan pituus
V_S	[m ³]	ruiskubetonin tilavuus
c	[kPa]	koheesio
f_C	[MPa]	ruiskubetonin keskiarvoinen yksiakselinen puristuslujuus
f_G	[N/mm ²]	ruiskubetonin varhaislujuus standardin mukaan
t_S	[m]	ruiskubetonikerroksen paksuus
τ	[kPa]	ruiskubetonin leikkauslujuus
τ_C	[MPa]	ruiskubetonin leikkauslujuus
τ_S	[kPa]	ruiskubetonin ja sen kannatteleman kalliolohkareen leikkauslujuus
γ_S	[kN/m ³]	ruiskubetonin tilavuuspaino
σ_n	[kPa]	normaalijännitys
σ_{VS}	[kPa]	ruiskubetonin tartuntalujuuden vähimmäisvaatimus
\emptyset	[°]	sisäinen kitkakulma
ASTM		amerikkalainen standardisoimisjärjestö (<i>engl. American Society for Testing and Materials</i>)
EFNARC		eurooppalainen betonialan järjestö (<i>engl. European Federation of National Associations Representing for Concrete</i>)
ITZ		rajapinnan siirtymävyöhyke (<i>engl. interfacial transition zone</i>)
JRC		raon karkeuskerroin (<i>engl. joint roughness coefficient</i>)
SMUTI		lujuuden tarkastelu käyttäen lämpökuvausta (<i>engl. Strength Monitoring Using Thermal Imaging</i>)
UCS		yksiakselinen puristuslujuus (<i>engl. uniaxial compressive strength</i>)

1 Johdanto

1.1 Tutkimuksen tausta

Ruiskubetonia voidaan käyttää lujittamaan kalliota ja maata tai sitä voidaan käyttää esimerkiksi betonirakenteiden korjaamiseen. Ruiskubetoni on sementtipohjainen aine, joka ruiskutetaan suurella nopeudella kallion pintaan. Ruiskubetonia käytetään kallion lujittamiseen sekä kaivoksissa että infrarakentamisen maanalaisissa kohteissa, yleensä yhdessä kalliopulituksen kanssa.

Ruiskutuksen jälkeen ruiskubetoni alkaa kovettua ja sen lujuusominaisuudet muuttuvat ajan kuluessa. Turvallisuuden kannalta oleellinen tieto on, milloin nuori ruiskubetoni on lujittunut riittävästi, jotta sen suojassa tai alapuolella voi jälleen työskennellä. Paluuajaksi kutsutaan sitä aikaa, joka odotetaan ennen kuin ruiskubetonoidun alueen alle viedään koneita tai ihmisiä.

Tunnelirakentamisen kohteissa turvallisuuden lisäksi tärkeässä osassa on kuitenkin myös tehokkuus; projekti halutaan saattaa päätökseen aikataulussa. Koska tunnelityössä toistuvat eri työvaiheet samanlaisina toistensa jälkeen, on ruiskubetonoinnin jälkeen tarvitulla odotusajalla vaikutusta koko projektin tehokkuuteen. Tämän takia paluuajan arviointi on tärkeää koko projektin edistymisen kannalta.

Suomessa ruiskubetonoitavissa maanalaisissa louhintakohteissa on kohteesta riippuen asetettu erilaisia vaatimuksia sille, milloin ruiskutetun alueen alle on mahdollista mennä työskentelemään. Vaatimuksena on usein paluuajan sijasta tietyn varhaisen puristuslujuuden saavuttaminen. Asetettua puristuslujuusvaatimusta ei usein ole perusteltu mitenkään. Puristuslujuusvaatimus voi lisäksi vaihdella huomattavasti; eräässä kohteessa vaatimuksena oli, että ruiskubetonin varhaisen puristuslujuuden tulee olla saavuttanut jopa 20 MPa:n arvo ennen kuin ruiskutetun alueen alla saa työskennellä, toisessa kohteessa taas vaadittiin ainoastaan 5 MPa:n puristuslujuutta. Todellista tietoa siitä, milloin ruiskubetonoidun alueen alle on turvallista mennä työskentelemään, ei juuri löydy.

1.2 Tutkimusongelma

Paluuajan määrittämisessä turvallisuus on ensisijaisen tärkeää, minkä takia sen tulisi perustua todelliseen tietoon ruiskubetonirakenteen toiminnasta ja murtumismekanismeista. Pelkkään puristuslujuuteen perustuva paluuajan määrittäminen on melko yksioikoista, eikä huomioi ruiskubetonin lujittavia mekanismeja kattavasti. Olisi tärkeää saada tietää, miten turvallinen paluu aika tulisi arvioida.

Puristuslujuuteen perustuvassa paluuajan määrittämisessä esimerkiksi ruiskubetonin tartuntaa alustansa ei ole otettu huomioon millään tavalla. Tartuntalujuuden tiedetään tutkimusten perusteella olevan tärkeässä osassa ruiskubetonin lujittavana rakenteena toimimisen kannalta. Nuoren ruiskubetonin tartuntalujuuden merkitystä turvallisuuden kannalta ei ole vielä tutkittu Suomessa, eikä tartuntalujuuden kehitystä ole myöskään pyritty selvittämään mitauksin.

1.3 Tutkimuksen tavoite, tutkimusmenetelmät ja työn rakenne

Tässä diplomityössä päätavoitteena oli selvittää, kuinka turvallinen paluu aika tulisi määrittää. Tavoitteen saavuttamista varten työssä on perehdytty kirjallisuuteen, julkaisuihin ja artikkeleihin, joiden avulla on tutkittu ruiskubetonin ominaisuuksia, toimintaa lujittavana rakenteena sekä rakenteen turvallisuuteen liittyviä asioita. Lisäksi on esitelty Australiassa ja Pohjois-Amerikassa käytettäviä paluu aikoja tai paluu ajan määrääviä vaatimuksia.

Osatavoitteena oli testata diplomityön kokeellisessa osuudessa erästä tartuntalujuuden mittausten menetelmää nuorelle ruiskubetonille sekä selvittää nuoren ruiskubetonin tartuntalujuuden kehitystä. Koska hyvä tartunta on tärkeässä osassa rakenteen toiminnan ja siten myös turvallisuuden kannalta, on diplomityöhön koottu myös tartuntaan ja tartuntalujuuteen vaikuttavia tekijöitä. Lisäksi on esitelty erilaisia mittausten menetelmiä, joilla tartuntalujuutta voidaan mitata myös nuoren ruiskubetonin ja kalliopinnan väliltä.

Diplomityön toisessa luvussa syvennyttään ruiskubetonin toimintaan lujittavana rakenteena. Kolmannessa luvussa perehdyttään paluu aikaan liittyviin asioihin sekä ruiskubetonirakenteen turvallisuuden ja laadun varmistamiseksi mitattaviin mekaanisiin ominaisuuksiin. Neljännessä luvussa perehdyttään tartunnan mekanismiin sekä esitellään tartuntaan vaikuttavat tekijät. Lisäksi nostetaan esille diplomityön kannalta huomionarvoiset tutkimukset ruiskubetonin tartuntalujuuden kehitykseen liittyen. Viidennessä luvussa esitellään erilaisia menetelmiä, joilla tartuntalujuutta voidaan mitata, sekä arvioidaan esiteltyjen menetelmien käytettävyyttä ja luotettavuutta. Kuudennessä luvussa esitellään paluu ajan määrittämiseen käytettäviä menetelmiä. Kokeellinen osuus on seitsemännessä luvussa, jossa esitellään mittauskohde, mittausmenetelmä ja tulokset sekä arvioidaan saatuja tuloksia ja käytettyä mittausmenetelmää.

1.4 Tutkimuksen rajaukset

Tämä diplomityö keskittyy erityisesti ruiskubetonin käyttöön maanalaisissa tiloissa kalliorakentamisen ja louhinnan kohteissa. Tästä ulkopuolelle jää esimerkiksi ruiskubetonin käyttö betonirakenteiden korjauskohteissa, sillä se liittyy enemmän perinteiseen betonirakentamiseen, eikä diplomityön laajuuden kannalta ole mielekästä perehtyä siihen tässä työssä. Lisäksi keskityttään pääasiassa staattisiin kallioympäristöihin, eikä käsitellä kallioympäristöjä, joissa on korkeita muuttuvia jännityksiä, sillä niissä vaatimukset ja ruiskubetonin toiminta ovat hyvin erilaisia.

Diplomityössä tärkeässä osassa oleva paluu ajan arviointi liittyy turvallisuuden lisäksi tunneliprojektin tehokkuuteen, mutta muilta osin tunnelityön tehokkuuteen vaikuttavia asioita ei käsitellä.

Tässä diplomityössä ruiskubetonirakenteen toimintaan liittyvistä lujuusominaisuuksista keskityttään erityisesti tartuntalujuuteen. Esimerkiksi leikkauslujuutta, vetolujuutta, taivutuslujuutta ja varhaista puristuslujuutta käsitellään vain tarvittavilta osin, mutta niihin ei syvennytä. Piiraisen (2010) diplomityössä on keskitytty tarkemmin selvittämään ruiskubetonin varhaislujuuden vaikutusta turvallisuuteen. Tässä työssä käsitelty ruiskubetonin tartunta koskee pääasiassa ruiskubetonin ja kalliopinnan välistä tartuntaa. Kuitenkin rajallisen saata-

vissa olevan tutkimustiedon takia työssä on hyödynnetty tutkimuksia, jotka ovat asian ymmärtämisen kannalta oleellisia, mutta joissa on ruiskubetonoinnin alustana käytetty betoni-
pintaa. Kokeellisessa osuudessa on tartuntalujuutta mitattu kahden ruiskubetonipinnan vä-
liltä, sillä kohde oli verhouksrakenteen korjauskohde.

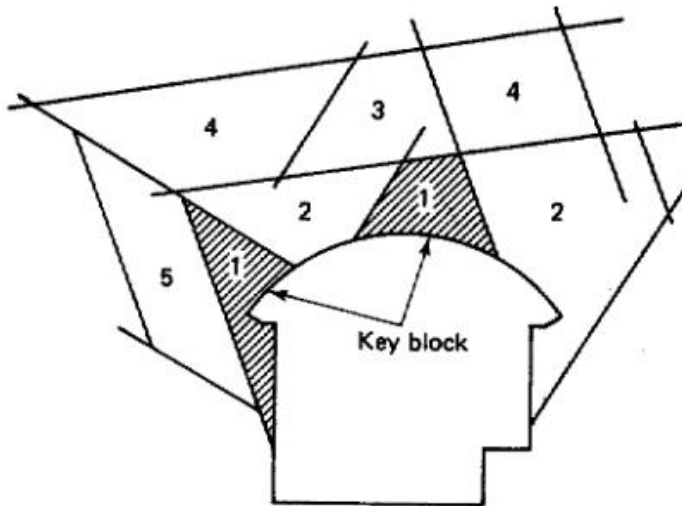
2 Ruiskubetoni lujittavana rakenteena

2.1 Toimintaperiaate

Ruiskubetonoimalla pyritään luomaan tiivistetty itsekantava ruiskubetonikerros, joka pystyy kantamaan myös muita kuormia. Ruiskubetonin rooli lujittavana rakenteena vaihtelee kuormitusympäristön sekä kuormituksen suuruuden ja suunnan mukaan. Ruiskubetonille aiheutuva kuormitus voi johtua joko kalliomassan rakenteesta tai siinä olevista jännityksistä. Ympäristössä, jossa on korkeita louhinnan aiheuttamia jännityksiä tai in-situ jännityksiä, ruiskubetonin toimintaa hallitsee kalliomassan välittämät veto- ja puristusjännitykset. Rakenteesta johtuvassa kuormitusympäristössä taas ruiskubetonin tulee säilyttää kallion avainlohkot paikallaan ja estää rakenteen purkautumista, mistä johtuen ruiskubetonin toiminta on silloin tartunnan ja taivutuksen hallitsemaa. (Banton 2004, s. 39.)

Kallioympäristössä, jossa on korkeita jännityksiä, ruiskubetonin käytöllä ei voi estää muodonmuutoksien tapahtumista. Ruiskubetonia voidaan kuitenkin käyttää apuna muodonmuutosten hallinnassa erityisesti yhdessä kalliopultituksen kanssa. (Hoek ym. 1995, s. 200.) Hoek ja Brownin (1980, s. 9 ja 244) mukaan päätavoitteena mille tahansa kallioperän tukijärjestelmälle tulisi olla kalliomassan auttaminen tukemaan itse itseään. Ruiskubetoni auttaa tämän tavoitteen saavuttamisessa, eli auttaa kalliomassaa ylläpitämään luontaista lujuuttaan, estämällä kalliomassan löyhtymistä (Barret ja McCreath 1995).

Shin ja Goodmanin (1981) kehittämän avainlohkoteorian mukaan rakoilevaan kallioon louhitun tilan reunoilla on avainlohkoja, joiden irtoaminen johtaa useampien muiden lohkojen irtoamiseen. Toisin sanoen, jos kaikki avainlohkot louhitun tilan reunoilla on tuettu, muutkin lohkot pysyvät paikoillaan eikä rakenne purkaudu (Goodman ja Shi 1985, s.19-23). Kuvassa 1 on esitetty avainlohkot ja niiden putoamisen seurauksena putoavat lohkot. Yleensä suuremmat avainlohkot on suunniteltu lujitettaviksi pitkillä kalliopulteilla ja pienemmät avainlohkot lyhyemmällä kalliopulteilla ja ruiskubetonilla (Rose 1985).



Kuva 1. Avainlohkoteoria maanalaisessa kalliotilassa. Kuvassa on kaksi avainlohkoa merkittyinä numerolla 1. Kun nämä avainlohkot ovat tuettuina, myös suuremmalla numerolla merkityt lohkot pysyvät paikoillaan, eikä rakenne purkautu. Lohkojen numerot osoittavat järjestyksen, jossa kalliomassan lohkot purkautuvat, kun avainlohkot ovat pudonneet. (Goodman ja Shi 1985, s. 20.)

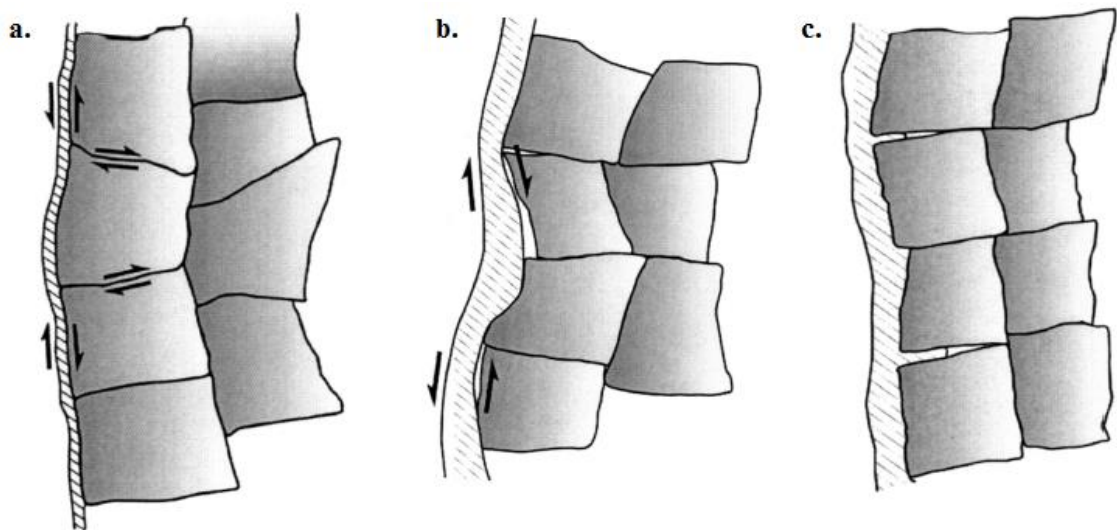
Mortonin ym. (2008) mukaan vuorovaikutus kalliomassan ja ruiskubetonin välillä on hyvin monimutkainen, eikä useista vauriomekanismeista koostuvaa ruiskubetonikerroksen murtumista yleisesti tunneta hyvin. Stacey (2001) on kuitenkin pyrkinyt kategorioimaan useita ruiskubetonin tarjoamia kalliota tukevia mekanismeja.

Staceyn (2001) mukaan ruiskubetoni ja muut kallion pinnan tukijärjestelmät, kuten lujitusverkko, tukevat kalliomassaa muun muassa seuraavalla kolmella tavalla:

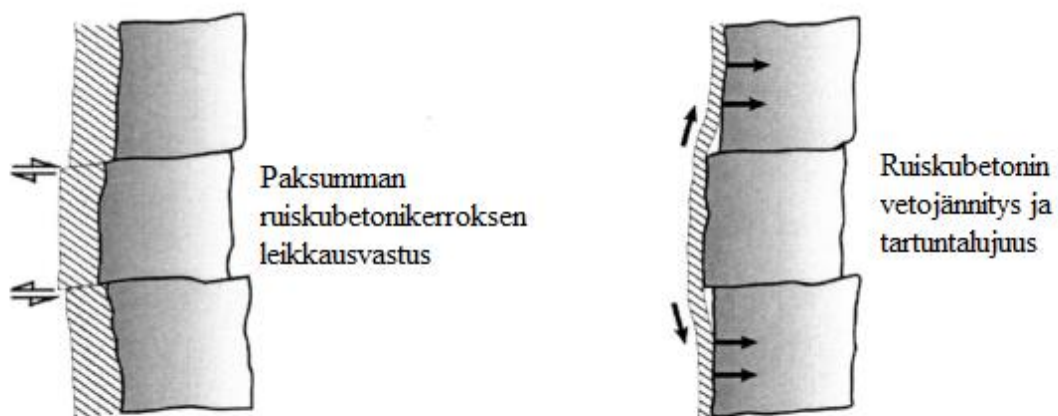
- edistämällä kalliolohkareiden lukittumista,
- estämällä kalliomassan laajentumista sulkemalla sen ilmatiiviiksi sekä
- kaarivaikutuksen avulla.

Kalliomassaa tukevista mekanismeista ensin mainitussa eli kalliolohkareiden lukittumisessa on neljä alamekanismia, jotka rajoittavat kalliomassan dilataatiota. Ensimmäisenä alamekanismina on lukitus, joka aiheutuu kallion ja ruiskubetonin välisen tartunnan sekä ruiskubetonin vetolujuuden ansiosta. Tartunta estää kallion ja ruiskubetonin rajapinnan leikkautumisen ja rajoittaa kalliolohkareiden kiertymistä (kuva 2a.). Toisena alamekanismina on leikkauslukittuminen, eli leikkauslujuuden kehittyminen kerrosten rajapinnalla epätasaisuuden seurauksena (kuva 2b.). Tämä tapahtuu tilanteessa, jossa kerrosten välinen tartunta ei ole riittävä. Leikkauslukittumista tehostaa karkea kalliopinta. Kolmantena alamekanismina on ruiskubetonin tunkeutuminen rakoihin ja halkeamiin, mikä estää lohkkareiden liikkumista (kuva 2c). Rakojen ja halkeamien tukkeutuminen on merkityksellinen mekanismi erityisesti korkeiden jännitysten ympäristössä, jossa jonkinasteista kalliomassan löyhtymistä on jo tapahtunut ja jossa on tapahtumassa jännitysten aikaansaamaa rakoilua. Viimeisenä alamekanismina on lohkkareiden siirtymien estyminen (kuva 3). Estyminen tapahtuu paksulla ruiskubetonikerroksella leikkausvastuksen avulla sekä ohuella ruiskubetonikerroksella vetolujuuden ja tartuntalujuuden avulla. Paksu rakenne tarjoaa myös vetolujuutta, mutta sen merkitys

on vähäisempi leikkauslujuuteen verrattuna. Vastaavasti ohut ruiskubetonikerros tarjoaa leikkauslujuutta, mutta sen merkitys on vähäisempi vetolujuuteen verrattuna. (Stacey 2001.)



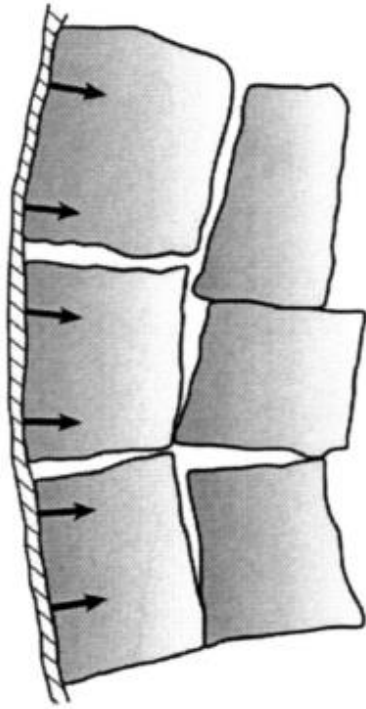
Kuva 2. Kalliolohkareiden lukittumisen alamekanismit. 2a. Leikkautumisen ja kiertymisen estyminen rakenteessa, jossa on tartunta kalliopinnan ja ruiskubetonin välillä. 2b. Leikkauslukittuminen. 2c. Avointen rakojen ja halkeamien tukkeutuminen. (Stacey 2001.)



Kuva 3. Kalliolohkareiden lukittumisen alamekanismi; lohcareiden siirtymisen estyminen. Paksun ruiskubetonikerroksen leikkausvastus sekä ruiskubetonin vetolujuuden ja tartuntalujuuden tarjoama vastus. (Muokattu kuvasta: Stacey 2001.)

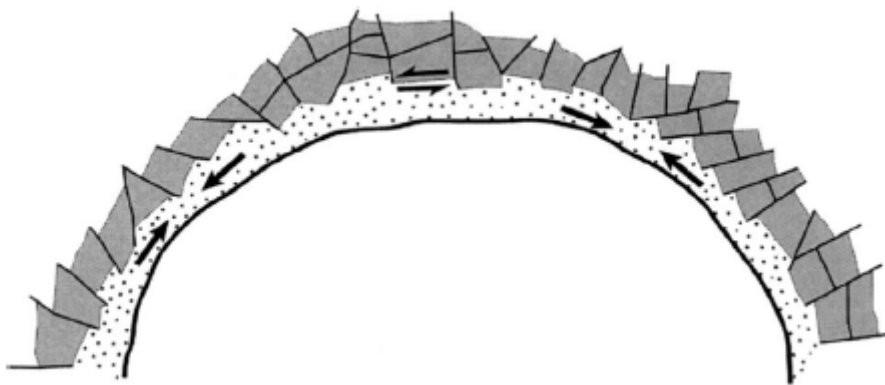
Jotta kalliomassa murtuu, tulee tapahtua kalliomassan laajentumista, jolloin raoissa ja halkeamissa tapahtuu avautumista. Ruiskubetonirakenteen ilmatiiveys estää tai rajoittaa ilman pääsemistä kalliomassaan ja siten estää kalliomassan laajentumisen (kuva 4). Stacey kuitenkin huomauttaa, että ilmatiivyyteen liittyvä tukimekanismi ei ole merkittävä ympäristössä,

jossa on ainoastaan staattista kuormitusta. On kuitenkin mahdollista, että dynaamisen kuormituksen tilanteessa, jossa nopea ilman tunkeutuminen kalliomassaan saadaan estettyä, ilmatiivis pintarakenne voi tarjota stabiliteettia jossain määrin. (Stacey 2001.)



Kuva 4. Ilmatiivis ruiskubetoni estää kalliomassan laajentumista (Stacey 2001).

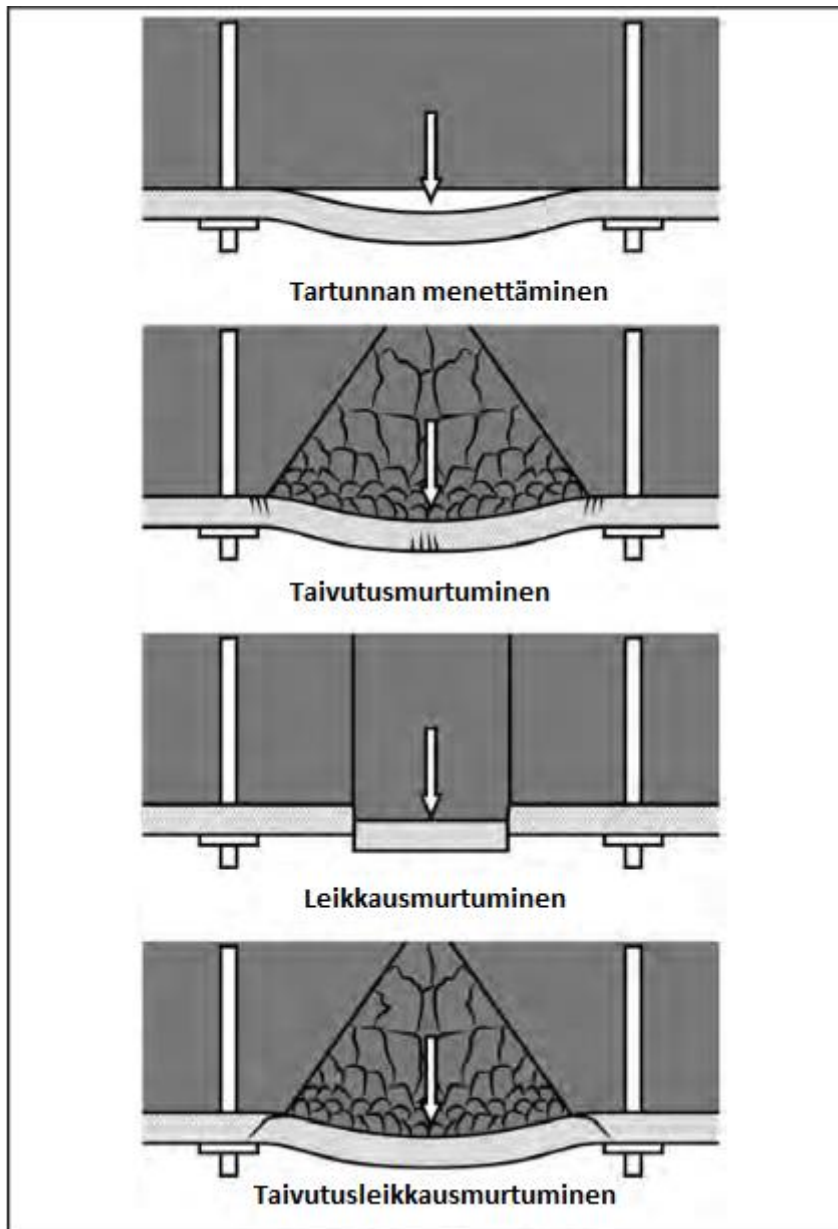
Kalliomassaa tukevan kaarivaikutuksen mahdollistaa riittävän paksu ruiskubetonikerros. Kalliomassan deformaatio aiheuttaa puristavia jännityksiä ruiskubetoniin, joka sen jälkeen estää deformaatiota tapahtumasta enempää (kuva 5). Joissain tapauksissa kaarivaikutuksen merkitys voi olla melko pieni, etenkin jos ruiskubetonikerros ei ole riittävän paksu.



Kuva 5. Kaarivaikutus. Ruiskubetoniin aiheutunut puristus tukee kalliomassaa. (Stacey 2001.)

2.2 Ruiskubetonirakenteen murtumismekanismit

Barrett ja McCreath (1995) esittävät lohkaraiselle kalliolle staattisessa jännitysympäristössä neljä todennäköisintä murtumistapaa, jotka ovat ruiskubetonin tartunnan menettäminen, taivutusmurtuminen, leikkausmurtuminen ja taivutusleikkausmurtuminen. Murtumistavat on esitetty kuvassa 6. Murtumistavat koskevat tilannetta, jossa ruiskubetonia käytetään yhdessä katon lujituspulttien kanssa. Lisäksi on vielä puristusmurtuminen ja vetomurtuminen, jotka esiintyvät kallioympäristöissä, joissa on korkeita jännityksiä. Niitä ei käsitellä tässä työssä tarkemmin. (Barrett ja McCreath 1995.)



Kuva 6. Havainnepiirroksia eri murtumistavoista (Barrett ja McCreath 1995 ja Morton ym. 2008). (Mukattu kuvasta: Seymour ym. 2010).

Ensisijainen murtumistapa hyvälaatuisella ruiskubetonilla kalliopinnalla on tartunnan menettäminen. Siinä tartunta irtoaa kalliopinnan ja ruiskubetonin väliltä. Irtoamisen voi aiheuttaa heikon tai olemattoman tartuntalujuuden lisäksi esimerkiksi kalliomassan muodonmuutokset, ruiskubetonin kutistuminen sekä räjäytyksistä johtuvat dynaamiset kuormat. On mahdollista, että tartunnan irtoamisen jälkeen ruiskubetoni kuitenkin ei välttämättä romahda, jos se on lujitettu ja ankkuroitu kalliopulteilla, siihen ei kohdistu löyhtyneen kallion aiheuttamaa kuormaa tai jos se toimii kaarena, joka välittää siihen kohdistuvat kuormat alas saakka kiinteälle tuelle. (Barret ja McCreath 1995; Holmgren 2001; Malmgren ym. 2005.)

Barretin ja McCreathin (1995) mukaan ruiskubetonin murtuminen tapahtuu yleensä kahdessa vaiheessa, jossa tartuntalujuuden menettämisen seurauksena tapahtuu taivutuslujuuden ylittyminen. Jos tartunta on irronnut kokonaan ja pulttien välisellä alueella on löyhtynyt kalliota, joka kuormittaa ruiskubetonia, voi sen seurauksena tapahtua taivutusmurtuminen tai taivutusleikkausmurtuminen. Kriittisempi murtumistapa edellä mainituista on taivutusmurtuminen, sillä se tapahtuu todennäköisemmin.

Taivutusmurtuminen tapahtuu taivutuslujuuden ylittymisen seurauksena. Taivutusmurtumisessa tartunnan menettänyt ruiskubetoni mallinnetaan kahteen suuntaan taivutettuna laatan. Jos tartunta on irronnut, voi ruiskubetoni estää kalliomassan löyhtymistä toimimalla taivutetun laatan tavoin, mikäli se on lujitettu esimerkiksi teräsverkolla tai -kuiduilla ja kiinnitetty toimimaan yhdessä systeempultituksen kanssa. Myös lujittamattoman ruiskubetonin kyky vastustaa taivuttavia momentteja voidaan määrittää, mutta kun taivutuskapasiteetti maksimiarvo on ylittynyt, sillä on vain vähän tai ei yhtään taivutuslujuutta. Lujittamattoman ruiskubetonin kyky vastustaa taivuttavia momentteja riippuu pulttien välimatkasta, ruiskubetonikerroksen paksuudesta ja ruiskubetonin taivutuslujuudesta. (Barrett ja McCreath 1995.)

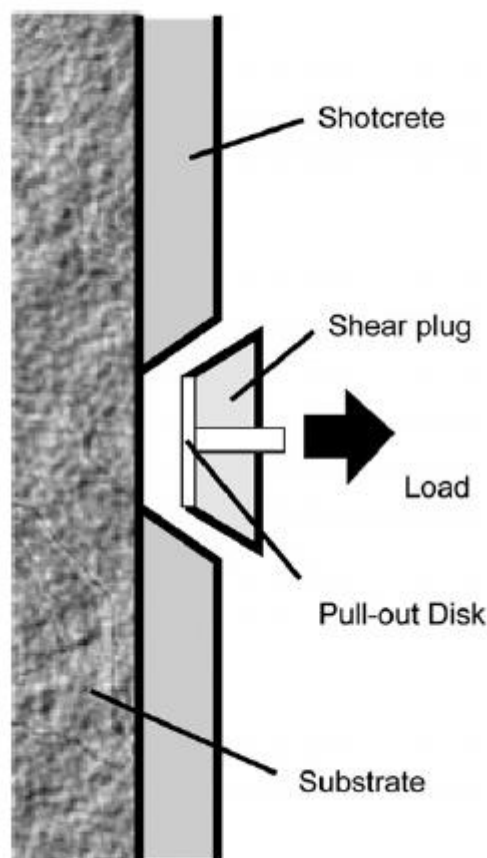
Taivutusleikkausmurtumisessa murtuminen tapahtuu lähellä tukia (pultteja), missä leikkausvoimat ovat suurimmat. Murtuma muodostuu noin 45 asteen kulmaan pystysuorasta tasosta, kohtisuoraan ruiskubetonissa olevia diagonaalisia vetojännityksiä vastaan. Siten ruiskubetoni todellisuudessa murtuu ruiskubetonin vetolujuuden ylittymisen seurauksena eikä leikkauslujuuden ylittymisen takia. (Barret ja McCreath 1995.)

Vaikka tartunta ei irtoaisi, voi silti ruiskubetoni murtua. Tällöin mahdollinen murtumistapa leikkausmurtuminen. Leikkausmurtumisessa ruiskubetonirakenteeseen kohdistunut kuorma ylittää ruiskubetonin leikkauslujuuden. Leikkausmurtuminen tapahtuu todennäköisemmin kalliomassassa, jossa on suuria jännityksiä. (Barret ja McCreath 1995; Drover ja Villaescusa 2015.)

Malmgrenin ym. (2005) mukaan ruiskubetoni murtuu ja putoaa todennäköisemmin sellaisista kohdista, joissa ruiskubetonikerros on ohut (alle 20 mm) ja tartuntalujuus kallioon on heikko tai olematon. Tartuntaan kerrospaksuus vaikuttaa siten, että ohuemmalla kerroksella ruiskubetonin kutistuminen on suurempaa kuin paksulla kerroksella ja kutistuminen taas voi tuhota ruiskubetonin ja kalliopinnan välisen tartunnan.

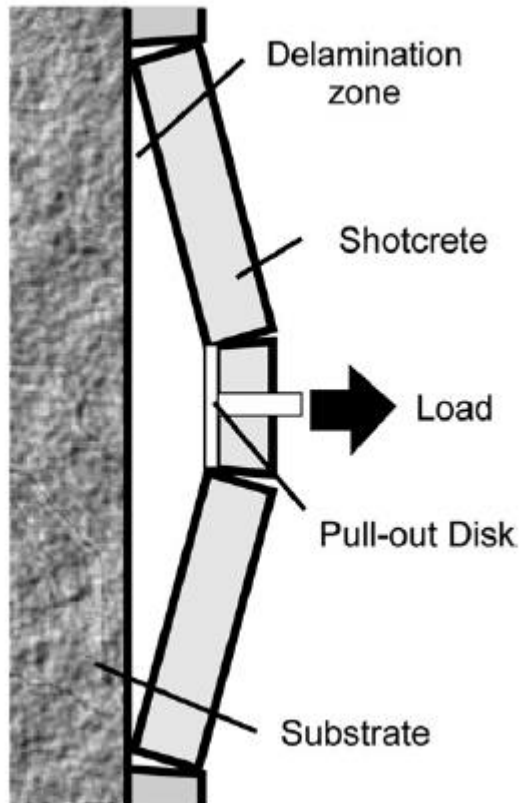
2.3 Nuoren ruiskubetonirakenteen murtumismekanismit

Bernard (2008) on määrittänyt kokeellisesti, että nuorelle kuidulliselle ruiskubetonille on olemassa kaksi erilaista murtumistapaa: leikkausmurtuminen ja taivutusmurtuminen. Kokeet on suoritettu kahdessa osassa: ensin on tehty laboratorioskokeet muovikuituiselle ruiskubetonille, jonka jälkeen on käytetty kenttäkokeissa teräskuituista ja muovikuituista ruiskubetonia. Laboratorioskokeissa ruiskubetoni on ruiskutettu betonipinnalle ja kenttäkokeissa kalliopintaan. Kokeissa ruiskubetonia on kuormitettu pistekuormalla, joka saatiin aikaiseksi vetämällä ennen ruiskubetonointia aluskerrokseen asennettuja teräslevyjä. Levyihin oli kiinnitetty terästanko, jonka avulla levyjä saatiin vedettyä ruiskubetonikerroksen lävitse. Leikkausmurtuminen oli tutkimusten mukaan pääasiallinen murtumistapa ensimmäisten tuntien jälkeen ruiskutuksesta (kuva 7).



Kuva 7. Leikkausmurtuminen vetokokeiden seurauksena (Bernard 2008).

Ruiskubetonin varhaislujuuden kehittyessä ajan kuluessa, leikkausmurtuminen voi vaihtua ruiskubetonin irtaantumiseen alusrakenteesta ja murtumistapa taivutusmurtumaksi (kuva 8). Murtuminen voi tapahtua taivutusmurtumana, mutta vain silloin, kun tartuntalujuus on suhteellisen huono ruiskubetonin ja aluskerroksen välillä. Noin 7 tunnin jälkeen ruiskutuksesta murtumistapa vaihtui leikkausmurtumisesta taivutusmurtumiseksi. (Bernard 2008.)



Kuva 8. Taivutusmurtuminen vetokokeiden seurauksena (Bernard 2008).

Nuorella kuidullisella ruiskubetonilla suurin osa murtumisista tapahtuu leikkausmurtumisena, jossa yksittäiset irtonaiset kivet tai pienet lohkat puskevat läpi ruiskubetonikerroksesta (Bernard 2008; Clark ym. 2011). Tämä johtuu tunnelityön luonteesta; riittävästi lujitunut ruiskubetoni on ensisijaisesti suunniteltu suojelemaan putoavilta kiviltä tai pieniltä lohkatiltoilta (Mohajerani ym. 2015).

Ansellin (2004) tutkimusten perusteella alle 24 tuntia vanhalle kuiduttomalle ruiskubetonille, joka on altistunut räjäytystärinälle, pääasiainen murtumistapa oli tartunnan irtoaminen. Ruiskubetonikerros voi näyttää vahingoittumattomalta, mutta on silti saattanut menettää lujittavan vaikutuksensa tartunnan irtoamisen seurauksena (Ansell 2004).

3 Paluuajan arviointi

3.1 Ruiskubetonoitavan kohteen ominaispiirteet

Stacey'n (2001) mukaan lujituksille kohdistuu erilaisia vaatimuksia kaivoksissa ja infrapuolen kohteissa. Kaivoskohteissa lujituksia suunniteltaessa otetaan huomioon muun muassa:

- turvallisuuden varmistaminen, jos tilassa käy ihmisiä
- jännitystila voi muuttua louhintojen edetessä
- stabiliteetin käsite vaihtelee;
 - esimerkiksi sorroslohinnassa epästabiilius on edellytys onnistuneelle ja turvallisuudelle louhinnalle
 - huolto- ja sisääntulotunnelien tulee olla stabiileja koko niiden käyttöajan ajan
- koska taloudellinen kannattavuus on tärkeässä osassa, ei ole mielekästä suunnitella lujituksia kestäväksi kauemmin kuin niiden käytön ajan.

Infrapuolen kohteissa taas otetaan huomioon muun muassa:

- pitkän aikavälin stabiliteetti (käyttöikä usein 100 vuotta)
- ei romahduksia, sillä niillä voi olla vakavia seurauksia
- ruiskubetonin ei tulisi halkeilla, sillä halkeilu voidaan tulkita rakenteen murtumiseksi.

Hollménin (2018) mukaan merkittävimmät erot ovat eri mittainen suunnittelukäyttöikä ja erilaiset muodonmuutosvaatimukset. Kaivoksissa ruiskubetonia käytetään yleensä vain turvallisuuden takia, mutta infrakohteissa lujitusten tulee taata lisäksi esimerkiksi 100 vuoden käyttöikä. Muodonmuutokset voivat olla kaivoksissa suuria, minkä takia esimerkiksi ruiskubetonin vahvistaminen verkottamalla on kaivoksissa yleisempää.

3.2 Suunnittelun lähtökohdat

Suunniteltaessa ruiskubetonirakennetta lähtökohtana yleensä on, että ruiskubetonin tulee kantaa lujituspulttien väliselle alueelle jäävä kuorma. Usein suunnittelussa käytetään lähtökohtana Q-luokitukseen perustuvaa lujitus-suositusdiagrammia. (Hollmén 2018). Q-lujitus-suositukseen perustuva mitoitusmenetelmä on empiirinen eli aikaisempiin kokemuksiin perustuva menetelmä (Sipola ym. 2018). Lisäksi lujituksen suunnittelussa voidaan hyödyntää esimerkiksi luvussa 2.1 esiteltyyn avainlohkoteoriaan perustuvia analyttisiä laskentamenetelmiä (Hollmén 2018).

Hollménin (2018) mukaan ruiskubetonirakenteen suunnittelua ei voi tehdä pelkkään kalliolaatuun tai pelkkään kuormitukseen perustuen. Esimerkiksi pintapuolisesti ehjältä näyttävässä kalliossa voi olla stokastisia eli satunnaisia rakoja lujituspulttien välisellä alueella, jotka vaativat lujittamista ruiskubetonin avulla. Pelkän kalliolaatumäärityksen sijaan tulee ruiskubetonirakennetta suunniteltaessa huomioida kallio-olosuhteet kokonaisuudessaan sekä kallio-pinnan muodon poikkeavuus teoreettisesta.

3.3 *Paluuaika*

Paluuaika (re-entry time) määrittää, milloin työt voivat jatkua ruiskubetonoidun alueen alla (Rispiin 2005). Toisin sanoen paluuaika on se aika, joka on odotettava, kunnes ruiskubetoni on saavuttanut riittävän lujuuden, jotta sen alla tai suojassa voi työskennellä. (Clark ym. 2001). Ruiskubetonin tulee kestää lujittavana rakenteena käyttökänsä ajan, minkä lisäksi sen tulee olla turvallisuuden ja tuottavuuden näkökulmasta riittävän lujittava rakenne jo varhaisessa vaiheessa ruiskubetonoinnin jälkeen (Rispiin ym. 2017).

Paluuaika on tärkeässä osassa koko tunneliprojektin etenemisen ja tehokkuuden kannalta sekä turvallisuuden kannalta. Paluuaajan pituus vaikuttaa koko tunnelityömaan tehokkuuteen, sillä työt eivät välttämättä etene ennen kuin ruiskubetonoidun alueen alle voi mennä takaisin työskentelemään. (Bernard 2008; Saw ym. 2015.)

Arvioitaessa sopivaa odotusaikaa ennen palaamista ruiskubetonoidulle alueelle, tulee ottaa huomioon muun muassa:

- kallio-olosuhteet
- ruiskubetonin lujuusominaisuudet
- kerrospaksuus
- ruiskutuksen laatu
- ruiskubetonin kovettumisolosuhteet

Lisäksi muun muassa räjäytystärinät tulee huomioida. (Rispiin 2005.)

3.4 *Puristuslujuusvaatimukset*

Usein paluuaika määritetään asetettujen ruiskubetonin puristuslujuusvaatimusten täyttymiseen perustuen. Puristuslujuusvaatimukset vaihtelevat maittain. Suomessa Petrow (2015) määrittelee, että tuoreen ruiskubetonoidun alueen alla ei tule kävellä ennen kuin ruiskubetoni on saavuttanut riittävän puristuslujuuden, joka arvioidaan tapauskohtaisesti. Yleensä 0,7 MPa:n vähimmäislujuus on riittävä (Petrow 2015, s. 61). Pöllän (2015) mukaan kohteissa, joissa on rikkonaista kalliota, tulee lujuuden olla huomattavasti suurempi, esimerkiksi luokkaa 15 MPa. Tällaisissa kohteissa ruiskubetoni kantaa oman painonsa lisäksi myös rikkonaisen kallion aiheuttamia kuormia.

Hollménin mukaan mahdolliset ruiskubetonille asetetut puristuslujuuden varhaislujuusvaatimukset perustuvat yleensä työturvallisuuteen. Edellä mainittu 0,7 MPa:n puristuslujuusvaatimus ei Hollménin mukaan ole yleisesti käytössä, kun taas 15 MPa:n (tai sen variaatiot, esimerkiksi 20 MPa tai 25 MPa) puristuslujuusvaatimus on ollut Suomessa varsin yleisenä käytäntönä. Puristuslujuuden osoittaminen työmaaolosuhteissa on kuitenkin kyseenalaista ja aikaperusteisissa muunnoksissa tulisi huomioida muuttuvien olosuhteiden vaikutus. Hyvä käytäntö olisi, että tarkkojen puristuslujuuden lukuarvojen sijaan suunnitelma-asiakirjoissa ruiskubetonilta vaaditaan ”riittävää” puristuslujuutta ennen kuin ruiskubetonoidun alueen alle saa turvallisesti mennä. Puristuslujuuden riittävyyden arviointi perustuisi tällöin koko ruiskubetonin toimitusketjun ammattitaitoon. (Hollmén 2018.)

Australiassa taas Clarkin ym. (2011) mukaan ruiskubetonin saavutettua noin 1 MPa:n puristuslujuus, ruiskubetonimateriaali on riittävän lujaa kantaakseen itsensä ja mahdollistaakseen

ruiskubetonikerroksen porausta vaativien lujitusten asentamisen huonontamatta ruiskubetonirakennetta. Tätä 1 MPa:n puristuslujuuskriteeriä noudatetaan esimerkiksi useissa kaivoksissa Australiassa. Vaadittu 1 MPa:n puristuslujuuden saavuttamiseen kulunut tyypillinen aika vaihtelee kaivoksien välillä noin tunnista kahteen tuntiin. Eräässä kaivoksessa on käytössä neljän tunnin paluu aika. (Rispiin 2005).

Rispiinin (2005) mukaan Pohjois-Amerikassa paluuajan pituus on vaihdellut aiemmin 8 ja 18 tunnin välillä. Nykyisin useissa kaivoksissa tavallista ruiskubetonia käytettäessä paluu aika on kahdeksan tuntia. Käytettäessä ruiskubetonia, jolla on korkea varhaislujuus, paluu aikana käytetään nykyisin neljää tuntia Pohjois-Amerikan kaivoksissa.

Iwakin ym. (2001) mukaan Tazawa (1996) on määrittänyt empiiristen tutkimusten perusteella, että 0,5-1 MPa:n puristuslujuus on riittävä suojaamaan putoavilta kiviltä. Tähän verrattuna esimerkiksi 15 MPa:n puristuslujuusvaatimus, ennen kuin ruiskubetonoidun alueen alle saa mennä, on korkea. Jos noudatettaisiin esimerkiksi käytäntönä olevaa 15 MPa:n puristuslujuusvaatimusta, saavutettaisiin se esimerkiksi Brynen ym. (2014) saamien ruiskubetonin puristuslujuuden mittaustulosten perusteella vasta aikaisintaan yli 20 tunnin kuluttua ruiskutuksesta tai alhaisemmassa +7 C°:n lämpötilassa vasta noin 40 tunnin kuluttua ruiskutuksesta. Brynen ym. (2014) tekemiin tutkimuksiin perehdytään tarkemmin luvussa 4.3.

Saw ym. (2015) kritisoivat 1 MPa:n puristuslujuusvaatimusta. Kriteerinä oleva ruiskubetonin 1 MPa:n puristuslujuusvaatimus on epälooginen, sillä murtumista estävä vaikutus on pääasiassa riippuvainen ruiskubetonin riittävästä leikkauslujuudesta sekä mahdollisesti tartuntalujuudesta ruiskubetonin ja kalliopinnan välillä. Määritettäessä turvallista paluu aikaa, ruiskubetonin puristuslujuuden sijasta olisi mielekkäämpää ottaa huomioon sen leikkauslujuus. Luvussa 6 perehdytään tarkemmin paluuajan määrittämiseen käytettäviin menetelmiin.

3.5 Ruiskubetonin varhaislujuus

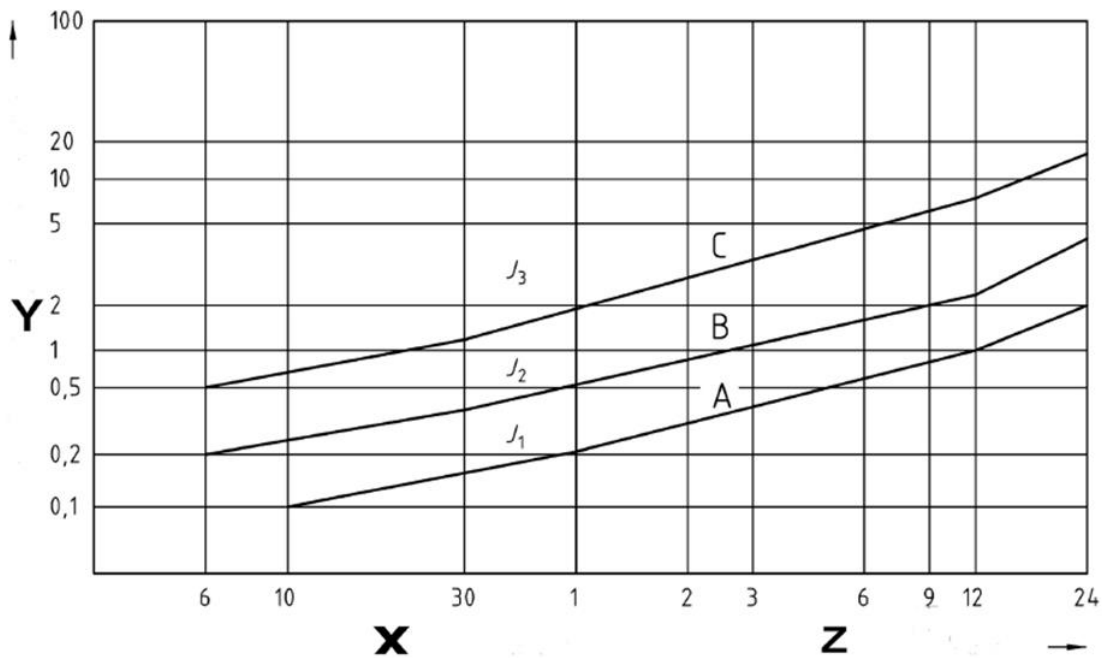
3.5.1 Yleistä

Ruiskubetonin varhainen lujuudenkehitys on tärkeää turvallisuuden kannalta ja, jotta voidaan varmistaa ruiskubetonin toimiminen lujittavana rakenteena (Ahuja ja Jones 2016). Standardin SFS-EN 14487-1 (2006) mukaan määriteltynä nuori ruiskubetoni (engl. early-age shotcrete) on korkeintaan 24 tuntia vanhaa. Maailmanlaajuisesti ei kuitenkaan ole määritelmää sille, minkä ikäistä ruiskubetonia kutsutaan nuoreksi ruiskubetoniksi (Mohajerani ym. 2015). Yleisesti alle 24 tuntia vanhaa ruiskubetonia kutsutaan tuoreeksi ruiskubetoniksi (enl. fresh shotcrete tai green shotcrete), joten nuoreksi ruiskubetoniksi voidaan siten kutsua ruiskubetonia, joka on 1-3 vuorokautta vanhaa (Mohajerani ym. 2015). Koska useissa tutkimuslähteissä tarkoitetaan nuorella ruiskubetonilla alle 3:n vuorokauden ikäistä ruiskubetonia, niin myös tässä työssä kutsutaan standardista poiketen 1-3 vuorokautta vanhaa ruiskubetonia nuoreksi ruiskubetoniksi, ja korkeintaan 24 tuntia vanhaa ruiskubetonia tuoreeksi ruiskubetoniksi.

Tuoreen ruiskubetonin puristuslujuudesta käytetään nimitystä varhaislujuus. Varhaislujuuden kehityksen perusteella voidaan tuore ruiskubetoni luokitella kolmeen eri varhaislujuusluokkaan: J1, J2 ja J3. Kuvan 9 mukaisesti tuoreen ruiskubetonin varhaislujuusluokat rajautuvat käyrien A, B ja C avulla. Varhaislujuusluokka J1 määrittyy käyrien A ja B rajaamalta

alueelta, luokka J2 käyrien B ja C rajaamalta alueelta ja luokka J3 käyrän C yläpuoliselta alueelta. (SFS-EN 14487-1 2006.)

Tuore ruiskubetoni on vaatimuksenmukaista, jos varhaislujuusmittausten tuloksena saatu puristuslujuus f_G [N/mm²] on varhaislujuusluokkien alueella. Lujuusluokan J_1 ruiskubetonirakenteelta ei edellytetä lujuutta ruiskutuksen jälkeisten ensimmäisten tuntien aikana. Tällainen ruiskubetoni ruiskutetaan kuivalle alustalle ohuina kerroksina. Lujuusluokan J_2 ruiskubetoni voidaan ruiskuttaa lujuusluokkaa J_1 paksumpina kerroksina ja käyttäen suurempaa tehoa. Ruiskutus voidaan myös suorittaa alustalle, jossa on jossain määrin vesivuotoa. Luokan J_2 ruiskubetonoinnin jälkeen louhintatyötä on mahdollista jatkaa välittömästi. Lujuusluokan J_3 ruiskubetonia käytetään erikoistapauksissa, esimerkiksi erittäin rikkonaisen tai voimakkaasti vettä vuotavan kallioinnin ruiskubetonoinnissa. (Petrow 2015, s. 29-31, 72.)



Merkinnät

X Minuuttia

Y Puristuslujuus f_G yksikkönä $\frac{N}{mm^2}$

Z Tuntia

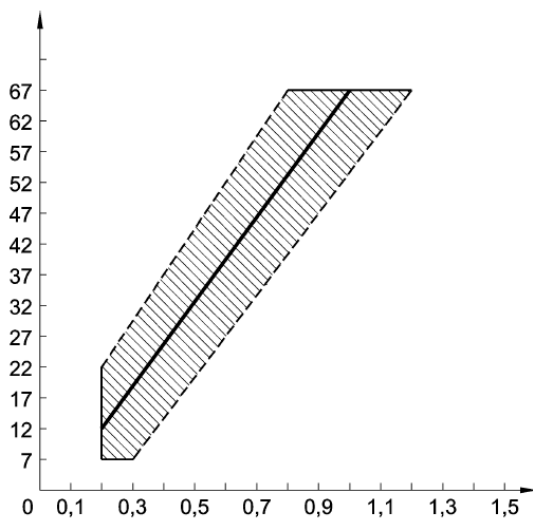
Kuva 9. Varhaislujuusluokat J_1 , J_2 ja J_3 ruiskubetonille. Käyrät A, B ja C rajaavat määritysalueet kullekin varhaislujuusluokalle (SFS-EN 14487-1 2006).

3.5.2 Standardin mukaiset varhaislujuuden mittausmenetelmät

Varhaislujuuden kehityksen määrittämiseen käytetään neulantunkeumamenetelmää ja/tai pulttipyssymenetelmää, jotka on esitetty standardiehdotuksessa SFS-EN 14488-2. Neulantunkeumamenetelmällä saadaan mitattua alkulujuus eli varhainen puristuslujuus ensimmäisen kolmen tunnin sisällä ruiskutuksesta. Alkulujuus on lujuusalueella 0,2...1,2 MPa. Pulttipyssymenetelmällä tehtävä naulan vetokoe voidaan suorittaa noin 3...24 tunnin sisällä ruiskutuksesta ja siinä ruiskubetonin lujuusalue on 2...16 MPa. (Petrow 2015, s. 29-31.)

Neulantunkeumamenetelmässä (menetelmä A) mitataan voimaa, joka tarvitaan laitteessa olevan neulan työntämiseen 15 mm:n (± 2 mm) syvyydelle ruiskubetoniin. Laitteessa oleva tunkeumamittari mittaa neulaan aiheutunutta työntövastusvoimaa, jonka avulla saadaan määritettyä puristuslujuus, josta tässä tapauksessa käytetään nimitystä alkulujuus. (SFS-EN 14488-2 2006.)

Penetrometrissä olevan neulan tulisi olla halkaisijaltaan $3 \text{ mm} \pm 0,1 \text{ mm}$, ja sen kärjen kulman tulisi olla $60^\circ \pm 5^\circ$. Mittaus suoritetaan 10 kertaa mitaten kullakin kerralla eri kohdasta ruiskubetonia. Mittaustuloksista lasketaan keskiarvo, ja sen perusteella määritetään konversiotaulukon avulla lujuus (kuva 10). Mittauksia on hyvä suorittaa useampia ja eri ajanhetkinä, jotta saadaan määritettyä puristuslujuuden kehitys ajan suhteen ja sen perusteella varhaislujuusluokka mahdollisimman luotettavasti. Kaikki neulantunkeumamittaukset on kuitenkin suoritettava sellaisen ajan sisällä, että tuloksena saatava lujuus on edelleen alkulujuusalueella. (Mecmesin 2014; SFS-EN 14488-2 2006.)



Kuva 10. Työntövastusvoimaa vastaavan alkulujuuden määrittämiseen käytettävä konversiotaulukko. Pystyakselilla on saatu työntövastusvoima (yksikössä daN), ja vaakakselilta luetaan puristuslujuus (MPa). Kuvassa esitetty konversiotaulukko on tarkoitettu ruiskubetonille, jossa suurin kiviaineksen raekoko on 8 mm. (SFS-EN 14488-2.)

Pulitipussyymenetyelmässä (menetelmä B) eli Wolfgang Kusterlen kehittämässä hiltimenetyelmässä ammutaan panosnaulaimella ruiskubetoniin naula, jonka tunkeutumissyvyys määritetään. Sen jälkeen naulaa vedetään ja mitataan ulosvetämiseen tarvittu voima. Varhaislujuus saadaan määritettyä tarvittu voiman ja tunkeuman avulla laitevalmistajan esittämän konversioikäyrän avulla. (HILTI 2011; SFS-EN 14488-2 2006.)

3.5.3 Muita varhaislujuuden mittausmenetelmiä

Ahuja ja Jones (2016) kritisoivat neulantunkeumamenetelmää ja pulitipussyymenetyelmää, jotka molemmat rikkovat ruiskubetonipintaa mittauksista suoritettaessa. Sen takia, ja lisäksi turvallisuussyistä, mittaukset suoritetaan usein erillisestä ruiskubetonoidusta paneelista, eikä ruiskubetonoidusta kalliotilasta. Paneelissa ja kalliotilassa olevan ruiskubetonin lämpötila-

historia voi kuitenkin olla erilainen, mikä on voinut vaikuttaa varhaislujuuden kehittymiseen. Lisäksi molemmissa menetelmissä puristuslujuus mitataan vain rajatulta alueelta, jolloin tuloksia ei voi välttämättä yleistää laajemmalle alueelle.

Ahuja ja Jones (2016) ovat kehittäneet menetelmän, jonka avulla voidaan tarkkailla koko ruiskubetonikerroksen varhaislujuuden kehitystä turvallisesti etäältä ja vahingoittamatta ruiskubetonipintaa. Menetelmää kutsutaan nimellä SMUTI (Strength Monitoring Using Thermal Imaging) eli lujuuden tarkastelu käyttäen lämpökuvasta.

Betonin lujuuden kehityksen ja sementin hydrataatioasteen välillä tiedetään olevan lineaarinen riippuvuus (Byfors 1980). Ahujan ja Jonesin (2016) mukaan, kun riippuvuus on tiedossa tietylle betoniseokselle, saadaan arvioitua hydrataatioasteen avulla seoksen puristuslujuus. Sementin hydrataatioprosessi on eksoterminen eli lämpöä vapauttava, minkä takia SMUTI-menetelmässä käytetään lämpökameraa, jotta saadaan luotua ruiskubetonin aika-lämpötilahistoria. Aika-lämpötilahistorian avulla taas saadaan määritettyä Arrheniuksen kaavaa hyödyntämällä ruiskubetonin varhaislujuus. Lämpökameralla kuvattaessa ruiskubetonoitu alue saadaan kuvattua kokonaisuudessaan, eikä ruiskutetun alueen alla tarvitse kulkea.

3.5.4 Massan koostumuksen vaikutuksia lujuuteen

Ruiskubetonin perusseos koostuu sementistä ja kiviaineksesta, jota kutsutaan runkoaineeksi. Perusseoksen lisäksi ainesosia ovat vesi, mineraaliset seosaineet, lisäaineet ja mahdolliset muut aineet, kuten kuidut. Ruiskubetonin lujuusluokka vaihtelee yleensä välillä C30/37...C60/75 ja vesisementtisuhte välillä 0,35...0,5. Korkealaatuiselle ruiskubetonille vesi-sementtisuhte saa olla suurimmillaan 0,45. (Petrow 2015, s. 14.) Vesi-sementtisuhte vaikuttaa betonin lujuuteen; vesi-sementtisuhteen kasvattaminen, eli vesimäärän kasvattaminen, pienentää betonin lujuutta (Nykänen 1979, s. 87). Ruiskubetonin sementtimäärä on melko suuri ja vesi-sementtisuhte taas melko pieni verrattuna tavanomaiseen valubetoniin.

Sementin sopivalla annostelulla pyritään saavuttamaan esimerkiksi optimaalinen loppulujuus, varhaislujuus sekä työstettävyyttä. Liian vähäinen hienoaineksen määrä huonontaa ruiskubetonin tartuntaa alustansa sekä lisää hukkaroiskeen eli ruiskutettavasta pinnasta takaisin kimpoavan ruiskubetonin määrää. Standardissa SFS-EN 14487-1 (2006) on määritetty, että sementin minimimäärän tulee olla ruiskubetonissa vähintään 300 kg/m³, sen ollessa kuitenkin yleensä luokkaa 400...500 kg/m³. Ruiskubetonissa käytettävälle sementille on asetettu vaatimukset standardissa SFS-EN 197-1+A1. (Petrow 2015, s.13-21.) Sementtinä käytetään yleensä normaalisti tai nopeasti kovettuvia sementtejä (Pöllä 1988, s. 33). Suositeltavia sementtejä ovat CEM I ja CEM II (Petrow 2015, s.13.)

Hienoainesmäärän kasvattamiseen voidaan käyttää sementin määrän lisäämisen sijasta seosaineita, sillä seosaineet ovat yleensä hinnaltaan edullisempia. Ruiskubetonissa käytettäviä seosaineita voivat olla silika, jauhettu masuunikuona, lentotuhka ja kalkkikivifilleri. Yleisin edellä mainituista seosaineista on silika, jota voidaan käyttää märkäseosmenetelmässä 5...8 % sementin painosta. (Petrow 2015, s. 19-21.) Silikaa käyttämällä voidaan muun muassa vaikuttaa ruiskubetonin lujuuden kehitykseen varhais- ja loppulujuutta kasvattavasti (Wolsiefer ja Morgan 2003).

Hoekin ym. (1995) mukaan käyttämällä ruiskubetonissa mikrosilikaa 8...13 % sementin painosta, ruiskubetonin puristuslujuus voi jopa kaksin- tai kolminkertaistua yksinkertaiseen ruiskubetonimassaan verrattuna. Hoek ym. (1995) esittää, että muita saavutettuja etuja ovat muun muassa korkeampi taivutuslujuus, parempi tartuntalujuus alustaan sekä hukan vähentyminen. Johtuen massan tahmeudesta, työstettävyys kuitenkin huononee ja sen palauttamiseksi massaan voidaan sekoittaa notkeutta lisäävää ainetta eli notkistinta. Nykäsen (1979, s. 56) mukaan notkistinta voidaan käyttää myös veden määrän vähentämiseen, jolloin vesisementtisuhte pienenee, minkä seurauksena saadaan betonin lujuutta kasvatettua sekä tiiveyttä ja säilyvyyttä parannettua.

Betonissa käytettävälle vedelle on asetettu vaatimuksia standardissa SFS-EN 1008, sillä käytettävän veden laadulla voi olla vaikutusta betonin lujuuden kehittymiseen ja betonin sitoutumisaikaan. Vaatimukset koskevat myös ruiskubetonin sisältämää vettä. Veden soveltuvuutta arvioidaan muun muassa sen värin, happamuuden sekä öljy- ja rasvapitoisuuden perusteella. Veden sisältämillä klorideille ja sulfaateille sekä haitallisille epäpuhtauksille, kuten fosfaateille, on asetettu suurin sallittu pitoisuus, jota ei tule ylittää. (SFS-EN 1008 2002.)

Betonin sitoutumisen ja kovettumisen nopeuttamiseen voidaan käyttää kiihdytinainetta eli kiihdytintä. Kiihdytinaineen käyttö alentaa betonin loppulujuutta, mutta varhaislujuuden kehitystä sillä saadaan nopeutettua. Ruiskubetonikiihdyttimiä käytettäessä tavoitellaan ruiskubetonille joko nopeampaa lujuuden kehitystä tai kerralla ruiskutetun kerroksen suurempaa kerrospaksuutta. Ruiskubetonointimenetelmät jaotellaan yleensä sen perusteella, missä vaiheessa veden lisääminen kuivaseokseen tapahtuu. Näin jaoteltuna menetelmät ovat kuivaseosmenetelmä ja märkäseosmenetelmä. Märkäseosmenetelmässä kiihdytin on valmiiksi nestemäisessä muodossa ja se lisätään ruiskutuslaitteen kautta. Kuivaseosmenetelmässä voidaan käyttää nestemäistä kiihdytinainetta, joka sekoitetaan ruiskutuslaitteesta syötettävän veden sekaan tai jauhemaista kiihdytintä annostelemalla se ruiskun syöttöaukkoon. Betonimassan ja kiihdytinaineen lämpötila sekä sementtityyppi ja sementin määrä vaikuttavat sitoutumisnopeuteen ja varhaislujuuden kehitykseen. (Paalumäki ym. 2015, s. 250; Petrow 2015, s. 9, 15-19.)

3.6 Muita ruiskubetonin mekaanisia ominaisuuksia

3.6.1 Puristuslujuus ja tiheys

Ruiskubetonin puristuslujuus määritetään standardin SFS-EN 12504-1 mukaisesti. Näytteet puristuslujuuden määrittämistä varten voidaan porata joko 28 vuorokauden ikäisestä ruiskubetonirakenteesta lieriöinä tai vaihtoehtoisesti standardin SFS-EN 14488-1 mukaisesti ruiskutetuista kappaleista. Koestettavien lieriöiden halkaisijan tulee olla kummassakin tapauksessa vähintään 50 mm ja korkeus/halkaisijasuhde 2,0. Jos lujuustulosta verrataan kuu- tiolujuuteen, tulisi korkeus/halkaisijasuhde olla 1,0. (SFS-EN 14487-1 2006.)

On tärkeää, että vaadittu puristuslujuus saavutetaan ruiskubetonin suhteituksella, joka minimoi ruiskubetonin kutistumisen. Vähäinen kutistuminen parantaa tartuntaa ja vähentää halkeilua sekä parantaa kestävyyttä. (Melbye ym. 2001, s. 155)

Ruiskubetonin tiheys on korkeampi verrattuna tavalliseen valubetoniin johtuen siitä, että ruiskubetoni tiivistyy, kun se ruiskutetaan suurella nopeudella. Tiiveytensä ja korkean tiheydensä ansiosta ruiskubetonin veden läpäisevyys on huonompi eli ruiskubetoni on vesitiiviimpää, minkä takia ruiskubetonin pakkasenkestävyysominaisuudet ovat paremmat ja pinnan halkeilu vähäisempää. (Sprayed concrete association (SCA) 1999, s. 6). Tiheyden mittaamisessa noudatetaan standardia SFS-EN 12390-7, jolloin tiheys mitataan puristuslujuuden määrittämisen yhteydessä (Petrow 2015, s. 31).

3.6.2 Jäännöslujuus ja taivutuslujuus

Jäännöslujuudella tarkoitetaan haljenneen palkin poikkileikkauksen kuormankantokykyä suhteessa ehjän poikkileikkauksen kuormankantokykyyn. Se määritetään kuidulliselle ruiskubetonille palkkikokeessa standardin SFS-EN 14488-3 mukaisesti, minkä yhteydessä voidaan määrittää myös taivutuslujuus. Testit suoritetaan yleensä 28 vuorokauden ikäiselle ruiskubetonille. (SFS-EN 14487-1 2006; Lumme 2008.)

Palkkikokeessa betonipalkkia kuormitetaan taivuttamalla, minkä seurauksena jollain kuorman arvolla betoninen palkki halkeaa ja palkin kuormankantokyky riippuu enää kuitujen kuormankantokyvystä. Jäännöslujuus vastaa tiettyä muodonmuutosta kuorma-taipuma – käyrällä ja se lasketaan jännityksenä. Myös taivutuslujuus eli taivutusmurtolujuus ilmoitetaan jännityksenä ja se kertoo maksimikuormituksen, jonka kuidullinen ruiskubetoni kestää. (SFS-EN 14487-1 2006; Lumme 2008; Petrow 2015, s. 31.)

3.6.3 Energianabsorptiokapasiteetti

Ruiskubetonin energianabsorptiokyvyn tulee olla sitä suurempi mitä enemmän ruiskubetonitavassa aluskerroksessa voi tapahtua muodonmuutoksia tai siirtymiä (Petrow 2015, s. 32). Energianabsorptiokapasiteetti määritetään kuituvahvisteiselle ruiskubetonille EFNARC-laattakokeen avulla, joka suoritetaan standardin SFS-EN 14488-5 mukaisesti (SFS-EN 14487-1 2006).

EFNARC-laattakokeessa ruiskubetonilaattaa kuormitetaan ja sen seurauksena aiheutumaa taipumaa mitataan. Tuloksena saadaan kuormitus-venymä – käyrä, jonka avulla saadaan laskettua energianabsorptio venymän funktiona. Energianabsorptiokapasiteetti on jaoteltu kolmeen luokkaan, joiden määritelmät on esitetty taulukossa 1. (SFS-EN 14488-5 2007).

Taulukko 1. Määritelmät energianabsorptioluokille. (SFS-EN 14487-1 2006.)

Energianabsorptioluokka	Energianabsorptio J taipumalla 25 mm asti
E500	500
E700	700
E1000	1 000

4 Ruiskubetonin tartunta

4.1 Tartunnan mekanismi

Tiedetään, että ruiskubetonin ja kallion muodostaman liittorakenteen kestävyys kannalta tartuntalujuus on merkittävässä osassa. Tartuntalujuudella tarkoitetaan yleensä aluskerroksen, kuten kalliopinnan, ja ruiskubetonin välistä tartuntavetolujuutta. Tartunta muodostuu, kun ruiskubetonimassa iskeytyy kovalla nopeudella ruiskubetonitavaan pintaan ja ruiskubetonimassassa oleva hienoaines täyttää pinnassa olevat raot ja epätasaisuudet, jonka seurauksena ruiskubetonimassan karkeampi aines tarttuu muodostuneeseen laastikerrokseen. Sementti toimii rakenteessa liiman tavoin, jolloin sitoutumisvaiheessa muodostuu sementin ja runkoaineen välinen tartunta (Pöllä 1988, s. 41-43).

Ruiskubetonirakenteen tartuntalujuus voidaan tarkemmin jakaa tartuntavetolujuuteen ja leikkaustartuntalujuuteen, jotka vaikuttavat yhdessä ruiskubetonin ja aluskerroksen (kuten kalliopinnan) välillä. Tartuntavetolujuudella tarkoitetaan ruiskubetonin kykyä pysyä kontaktissa aluskerroksen kanssa, kun vetojännitys vaikuttaa kohtisuoraan kerrosten rajapintaa vastaan. Leikkaustartuntalujuudella taas tarkoitetaan liittorakenteen kykyä vastustaa jännityksiä, jotka ovat yhdensuuntaisia kerrosten rajapinnan kanssa. (Kumar ym. 2002.)

Tartuntalujuuden kehitys ruiskubetonin ja kalliopinnan välillä on monimutkainen prosessi ja riippuu sementin hydrataatiosta, joka vaikuttaa myös ruiskubetonin puristuslujuuden ja vetolujuuden kehitykseen. Nuoren ruiskubetonin mikrorakenne ja tartuntalujuus muuttuvat ajan myötä sementin hydrataation edetessä. Tartuntalujuus on riippuvainen muun muassa ruiskubetonin homogeenisuudesta, mikä puolestaan riippuu käytetystä kalustosta ja ruiskuttajan ammattitaidosta. (Bryne 2014.)

Brynen (2014) mukaan ruiskubetonin ja kallion välinen rajapinta on rajapintojen siirtymävyöhykkeen (ITZ, interfacial transition zone) yhdistämä. Mikroskooppitutkimuksin on pystytty toteamaan, että rajapintojen siirtymävyöhykkeellä sementtiliima on harvempaa kuin ruiskubetonikerroksessa. Lisäksi ruiskubetonissa kiviainesrakeet ovat pakkautuneet tiiviimmin kuin rajapintojen siirtymävyöhykkeellä. Mielenkiintoinen yksityiskohta on, että mikrorakenteen tutkimusten perusteella rajapintojen siirtymävyöhykkeellä ruiskubetonin ja graniitin välillä ei ole kemiallista sitoutumista, vaan vuorovaikutus on fyysikaalinen. (Bryne 2014.)

4.2 Vaatimukset tartuntalujuudelle

Suomessa tehtävissä kalliolujituksissa tartuntalujuuden ruiskubetonin ja kalliopinnan välillä tulisi olla vähintään 0,5 MPa. Tartuntalujuus ruiskubetonilla on riittävä, jos vähintään kolmen näytteen näyte-erän tartuntalujuuden keskiarvo on yhtä suuri kuin tartuntalujuudelle määritelty arvo. (Petrow 2015, s. 40 ja 73.)

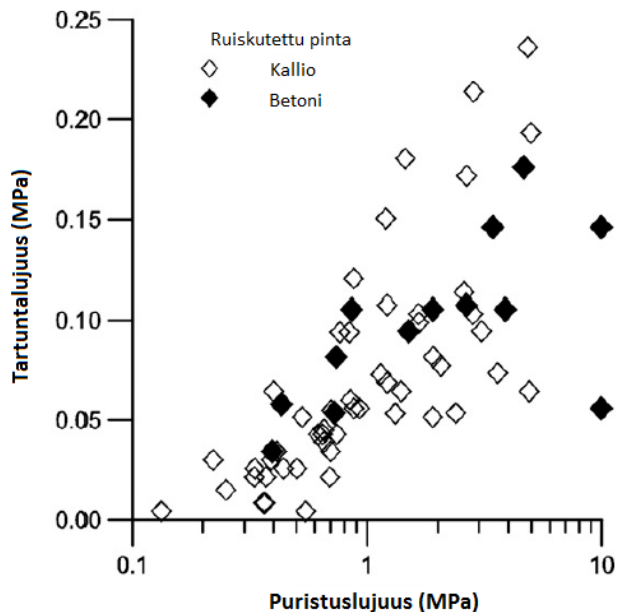
Kantavien betonirakenteiden korjauskohteissa ruiskubetonin tartuntalujuuden tulee saavuttaa vähintään 1,2...1,5 MPa:n lujuus. Tällöin tulee ottaa huomioon, että alustan vetolujuuden on oltava vähintään 1,5 MPa. Ei-kantavissa rakenteissa riittää, että tartuntalujuus on vähintään 0,7 MPa, ja alustan vetolujuus on suurempi kuin vaadittu tartuntalujuus. (Petrow 2015,

s. 40.) Tiehallinnon (2009) ohjeen mukaan sillankorjauskohteissa tartuntalujuuden tulee olla vähintään 1,5 MPa.

4.3 Tartuntalujuuden kehitys sekä yhteys puristuslujuuteen

Bernard (2008) on suorittamiensa kokeiden perusteella tutkinut yhteyttä kuidullisen ruiskubetonin puristuslujuuden ja tartuntalujuuden välillä ensimmäisen 24 tunnin sisällä ruiskutuksesta. Kokeet tehtiin laboratorio-olosuhteissa ruiskubetonimalla betonilaatan päälle, sekä todellisissa olosuhteissa ruiskubetonimalla kalliopintaa. Kokeista saadut mittaustulokset ovat kuvassa 11, jossa tartuntalujuus on esitetty puristuslujuuden funktiona.

Tulosten perusteella voidaan todeta, että tartuntalujuus alkaa pienestä arvosta ja kasvaa puristuslujuuden funktiona. Useat mittauspisteet jäävät kuitenkin reilusti alle suurimmasta saavutetusta tartuntalujuudesta kunkin puristuslujuuden tasolla, mikä kertoo siitä, että jotkin asiat ovat vaikuttaneet tartuntalujuuden kehitykseen. (Bernard 2008.) Tartuntalujuuteen vaikuttavia tekijöitä eritellään tarkemmin luvussa 4.4.



Kuva 11. Tartuntalujuus puristuslujuuden funktiona logaritmisella asteikolla esitettynä. Mustalla merkityt mittaustulokset ovat betonipinnalle ruiskutetusta ruiskubetonista mitattuja ja valkoiset mittaustulokset kalliopinnalle ruiskutetusta ruiskubetonista mitattuja tartunta- ja puristuslujuuden arvoja. (Muokattu kuvasta: Bernard 2008).

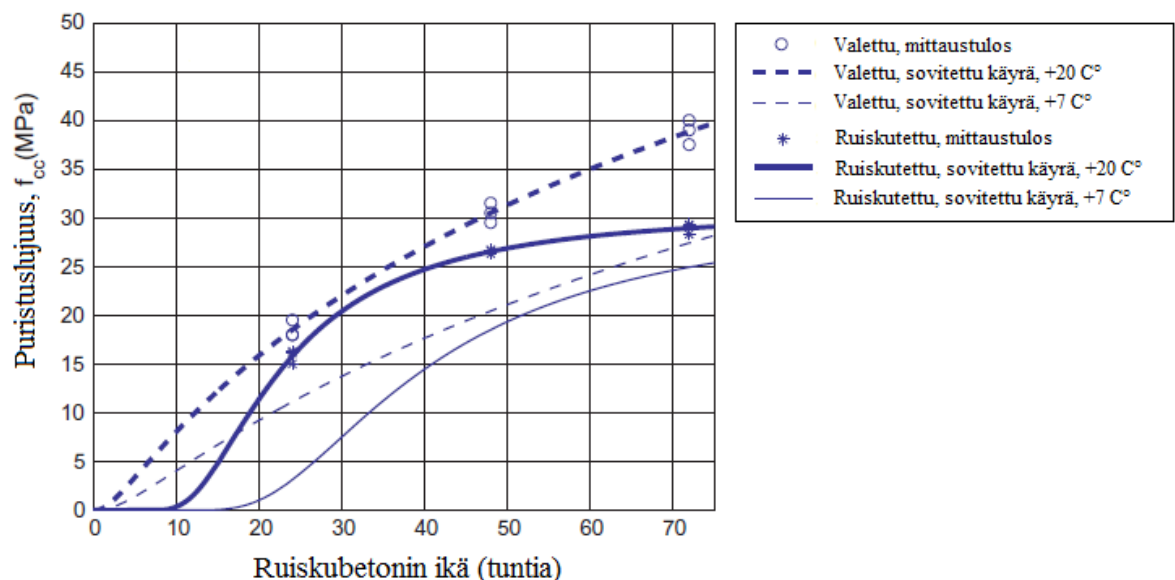
Myös Bryne ym. (2014) ovat suorittaneet tartuntalujuusmittauksia laboratorio-olosuhteissa alle 24 tuntia vanhalle ruiskubetonille. Tutkimuksessa ruiskubetonin tartuntalujuutta ja puristuslujuutta on mitattu, kun ruiskutuksesta oli kulunut 2, 4, 8, 12, 18, 24, 36, 48 ja 72 tuntia. Tartuntalujuuden testausarvoja oli kaksi, joista toiset olivat $+7\text{ }^{\circ}\text{C}$ ja toiset $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$ lämpötilassa. Mittauksissa käytetty ruiskubeton oli kuidutonta ja tartuntalujuusmittauksissa se ruiskutettiin graniittilaatalle paksuuteen 60 mm. Puristuslujuutta mitattiin sekä ruiskutetusta

ruiskubetonista että valetusta betonista, jonka laastikoostumus oli samanlainen kuin ruiskubetonilla. Vesi-sementtisuhte oli 0,45 ja käytetty sementti CEM I 42,5 N – SR 3 MH/LA. Ruiskubetonin koostumus on esitetty taulukossa 2. Lisäksi on käytetty alkalivapaata kiihdytinainetta 3-5 % sementin painosta.

Taulukko 2. Brynen ym. (2014) tutkimuksissa käyttämän ruiskubetonin koostumus.

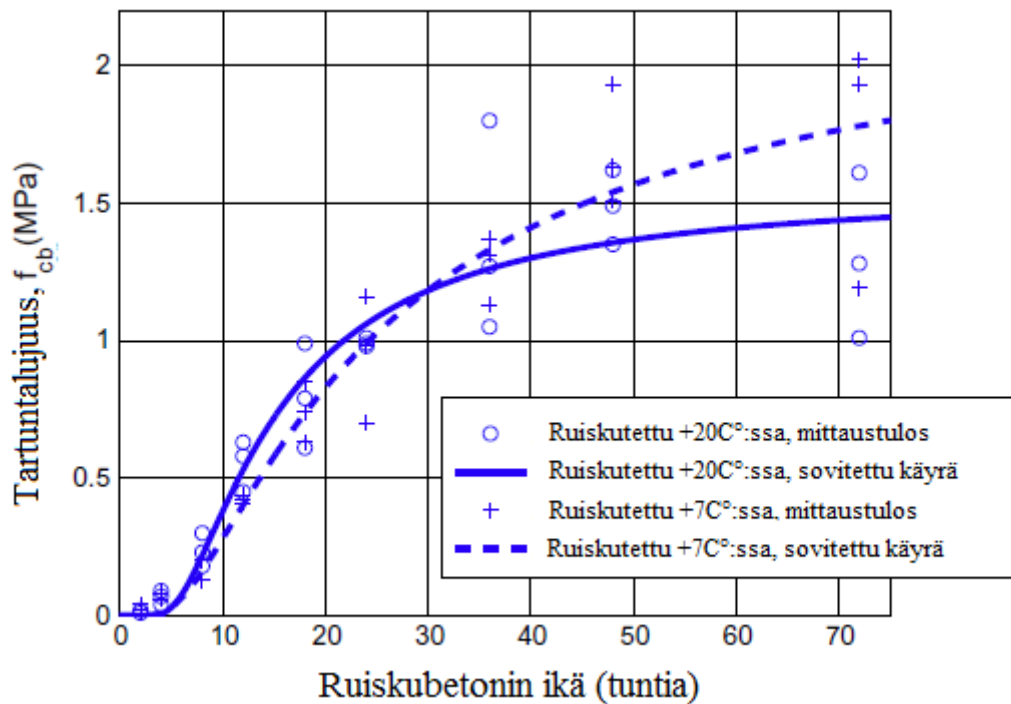
Koostumus	Pitoisuus [kg/m ³]
Sementtipitoisuus	495
Silika D	19,8
Vesi	221
Notkistin (Glenium 51)	3,5
Kiviaines, 0...2 mm	394
Kiviaines, 0...8 mm	1183
Tiheys	2316

Kuvassa 12 on puristuslujuusmittauksista saadut tulokset sekä niiden mukaisesti sovitetut käyrät. Vaaka-akselilla on ruiskubetonin ikä. Sekä ruiskubetoni, että valettu betoni on mitattu +20 C°:ssa. Jotta tuloksia on voitu verrata ruiskubetonin tartuntalujuusmittausten tuloksiin, on +20 C°:een puristuslujuusmittauksen tulokset kuitenkin laskettu myös +7 C°:een lämpötilalle. Laskemiseen on käytetty betonin kypsyysian funktiota (maturity function), samassa muodossa, kuin Byfors (1980) on käyttänyt sitä. Tuloksista nähdään, että sekä valetulle että ruiskutetulle betonille +20 C°:ssa puristuslujuus kasvoi nopeammin kuin +7 C°:ssa. Kuitenkin kummassakin lämpötilassa valetun betonin puristuslujuus oli korkeampi kuin ruiskubetonin puristuslujuus. (Bryne ym. 2014.)



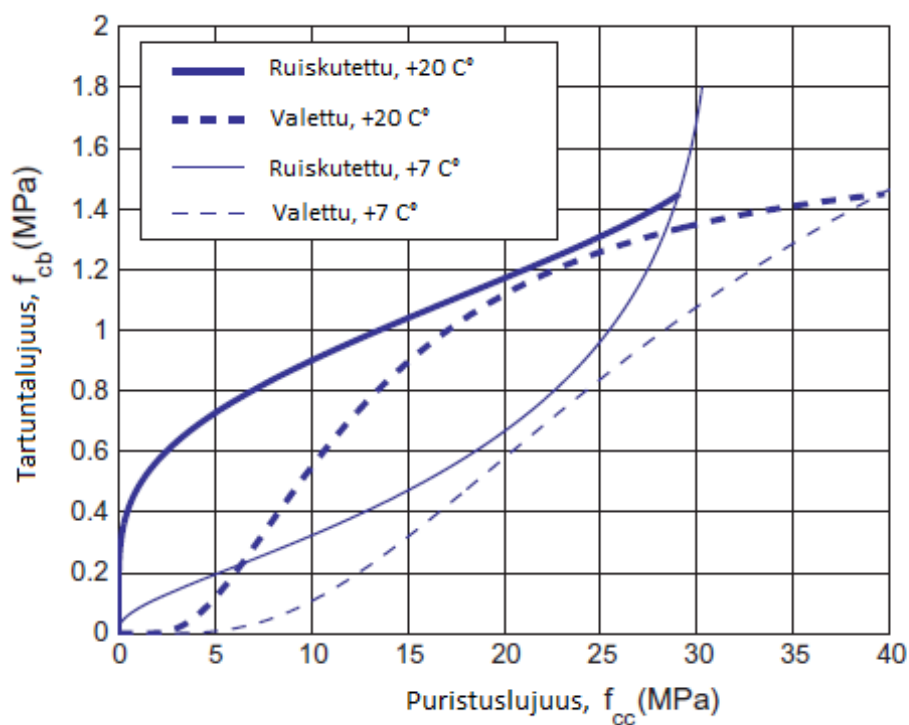
Kuva 12. Puristuslujuus ajan funktiona valetulle ja ruiskutetulle ruiskubetonille. Kuvassa mittaustulokset sekä mittaustuloksiin sovitetut käyrät. (Muokattu kuvasta: Bryne ym 2014).

Kuvassa 13 on tartuntalajuuden mittaustulokset iän funktiona, sekä mittaustulosten mukaisesti sovitetut käyrät ruiskubetonille +7 C°:ssa ja +20 C°:ssa. Tuloksista voidaan havaita, että +20 C°:een ympäröivässä lämpötilassa olevan ruiskubetonin tartuntalajuus kasvoi ensin nopeammin, kuin +7 C°:een lämpötilassa olevalla ruiskubetonilla. Kuitenkin noin 35 tunnin kuluttua tartuntalajuus kasvoi suuremmaksi +7 C°:een lämpötilassa olevalle ruiskubetonille. Kuvien 12 ja 13 tuloksista voidaan huomioda, että lämpötila vaikuttaa puristuslujuuden ja tartuntalajuuden kehitykseen siten että, molemmat kasvavat ensin nopeammin korkeammassa lämpötilassa (+20 C°:ssa) kuin matalammassa lämpötilassa (+7 C°:ssa). (Bryne ym. 2014). Tämä voi johtua siitä, että alemmassa lämpötilassa sementin hydrataatioprosessi on hitaampi (Bryne 2014).



Kuva 13. Ruiskubetonin ja graniitin välisen tartuntalajuuden mittaustulokset, sekä tulosten mukaisesti sovitetut käyrät ajan funktiona +7 C°:ssa ja +20 C°:ssa (Muokattu kuvasta: Bryne ym. 2014).

Kuvassa 14 on esitetty tartuntalajuuden mittaustulokset puristuslujuuden funktiona lämpötiloissa +7 C° ja +20 C° tehdyille mittauksille. Tuloksista voidaan havaita, että tartuntalajuus ja puristuslujuus eivät olleet suoraan verrannollisia keskenään. On kuitenkin huomioitava, että yksittäiset erityisen korkeat tai matalat mittaustulokset vaikuttavat sovitettuun käyrrään (Bryne ym. 2014).



Kuva 14. Tartuntalujuus puristuslujuuden funktiona ruiskutetulle ja valetulle betonille testi-
lämpötiloissa +7 C° ja +20 C° (Muokattu kuvasta: Bryne ym. 2014).

4.4 Tartuntalujuuteen vaikuttavia tekijöitä

4.4.1 Ruiskubetonimassan koostumus

Pöllän (1988, s. 47) mukaan ruiskubetonimassassa merkittävimmin tartuntalujuuteen vaikuttaa vesi-sementtisuhde ja käytetyt lisäaineet. Kun vesi-sementtisuhdetta kasvatetaan, tartuntalujuus pienenee, mikä mahdollisesti johtuu ruiskubetonin lujuusominaisuuksien muuttumisesta. Vesi-sementtisuhteen kasvattaminen kasvattaa lisäksi kuivumiskutistumaa, minkä seurauksena aiheutuva liike voi irrottaa tartunnan ruiskubetonin ja aluskerroksen väliltä. (Pöllä 1988, s. 47.) Malmgrenin ym. (2005) mukaan rajoitettu kutistuminen (restrained shrinkage) voi tuhota ruiskubetonin ja kallion välisen tartunnan, jos kohtisuoraan aluskerrosta vastaan olevan vetojännityksen suuruus ylittää tartuntalujuuden suuruuden pintojen välillä (Malmgren ym. 2005). Kutistumista voidaan vähentää pienentämällä veden määrää betonissa sekä pitämällä hienoaineksen ja sementin määrän alhaisena (Melbye ym. 2001, s. 155).

Liian suuri vesi-sementtisuhde voi aiheuttaa liiallisen kutistumisen lisäksi vesitiiveyden kannalta haitallisten kapillaarihuokosten liiallista muodostumista (Orantie ym. 2006). Kapillaarihuokosten kautta vesi pääsee tunkeutumaan betoniin (Salparanta ja Kuosa 2008). Betonin lujuus heikkenee huokosten määrän kasvaessa (Nykänen 1979, s. 86). Lämpötilan laskiessa alle veden jäätymispisteen, kapillaarihuokosissa oleva vesi voi jäätymä ja aiheuttaa sisäisiä halkeamia betonin laajetessa jäätymisen seurauksena (Nykänen 1979, s. 108). Kapillaarihuokoisuuden lisääntyminen nopeuttaa myös ruiskubetonin karbonatisoitumista ilman hiilidioksidin päästessä rakenteeseen helpommin (Tiehallinto 2009).

Heti ruiskubetonoinnin jälkeen ruiskubetonin fysikaaliset ominaisuudet ja tartunta kallioon riippuvat lisäystä kiihdytinaineesta ja muodostuvasta mikrorakenteesta (Bryne ym. 2014). Rungas kiihdyttimien käyttö voi lisätä ruiskubetonin kuivumiskutistumaa, joka pienentää tartuntalujuutta (Pöllä 1988, s. 47). Toisaalta käyttämällä kiihdytintä sopivissa määrin, tartuntaa saadaan parannettua, koska ruiskubetoni tarttuu pintaan heti ja valuminen vältetään (Melbye ym. 2001, s. 26).

Ruiskubetonin seosaineista mikrosilikaa käyttämällä voidaan parantaa tartuntalujuuden lisäksi puristuslujuutta. Lisäämällä ruiskubetonimassaan mikrosilikaa noin 8...13 % sementin painosta, voidaan saavuttaa jopa kaksin- tai kolminkertainen puristuslujuus verrattuna tavalliseen ruiskubetonimassaan. Kuten todettu, myös tartunta paranee mikrosilikan lisäyksen seurauksena. Toisaalta työstettävyyden huononee, koska ruiskubetonimassa on tahmeampaa. (Hoek ym. 1995, s. 192.) Pöllän (1988, s. 47) mukaan taas massaan lisätty silika parantaa tarttuvuutta ruiskutusvaiheessa, mutta sitoutumisen aikana se voi aiheuttaa suurta plastista kutistumista.

Kutistumisen aiheuttamalla halkeamilla on taipumus huonontaa tartuntaa (Kumar ym. 2002). Pöllän (1988, s. 47) mukaan märkäseosmenetelmässä ruiskubetonimassaan lisätyt kuidut estävät halkeamien muodostumista ja sitä kautta liikkeen ruiskubetonin ja kalliopinnan välillä.

Myös tartunta-aineita käyttämällä voidaan parantaa ruiskubetonin tartuntaa alustaansa. Tartunta-aine levitetään ruiskutettavalle alueella ennen ruiskubetonointia. Tartunta-aineita hyödynnetään erityisesti korjauskohteissa. (Petrow 2015, s. 23.)

4.4.2 Ympäristö

Perusedellytyksenä hyvälle tartunnalle ruiskubetonin ja kalliopinnan välillä on puhdas ja kiinteä kalliopinta, jossa ei ole tartuntaa estäviä aineksia. (Pöllä 1988, s. 42.) Usein puhdistaminen suoritetaan mekaanisella rusnauksella ja pesemällä ruiskubetonoitava pinta vedellä ennen ruiskutusta.

Lundmark ja Nilsson (1999) tekemät tutkimukset viittaavat siihen, että käyttämällä kalliopinnalla mekaanisen rusnauksen ja pesun sijasta painevesisuihkua, saavutetaan suurempi tartuntalujuus. Lundmarkin ja Nilssonin saamien tartuntalujuustulosten hajonta oli kuitenkin suurta, joten tulosten perusteella oli mahdotonta sanoa, kuinka paljon suurempi tartuntalujuus saavutetaan. Kuchtan (2002) tekemissä tutkimuksissa taas verrattiin ruiskubetonin tartuntalujuutta, kun ruiskubetonoitava betonipinta on rusnattu mekaanisesti ja pesty 0,7 MPa:n painevesisuihkulla tai, kun pinta on puhdistettu käyttämällä pelkästään 21 MPa:n painevesisuihkua. Tuloksista havaittiin, että suuremmalla paineella (21 MPa) tehdyllä puhdistuksella 28 vuorokautta kovettuneen ruiskubetonin tartuntalujuus oli noin nelinkertainen verrattuna mekaanisella rusnauksella ja pienemmällä paineella (0,7 MPa) tehtyyn puhdistukseen. Tuloksena saatiin mittausten keskiarvona noin 0,45 MPa:n tartuntalujuus pienemmällä paineella puhdistetussa betonipinnassa ja tartuntalujuuksien keskiarvona suuremmalla paineella puhdistetussa pinnassa noin 1,9 MPa.

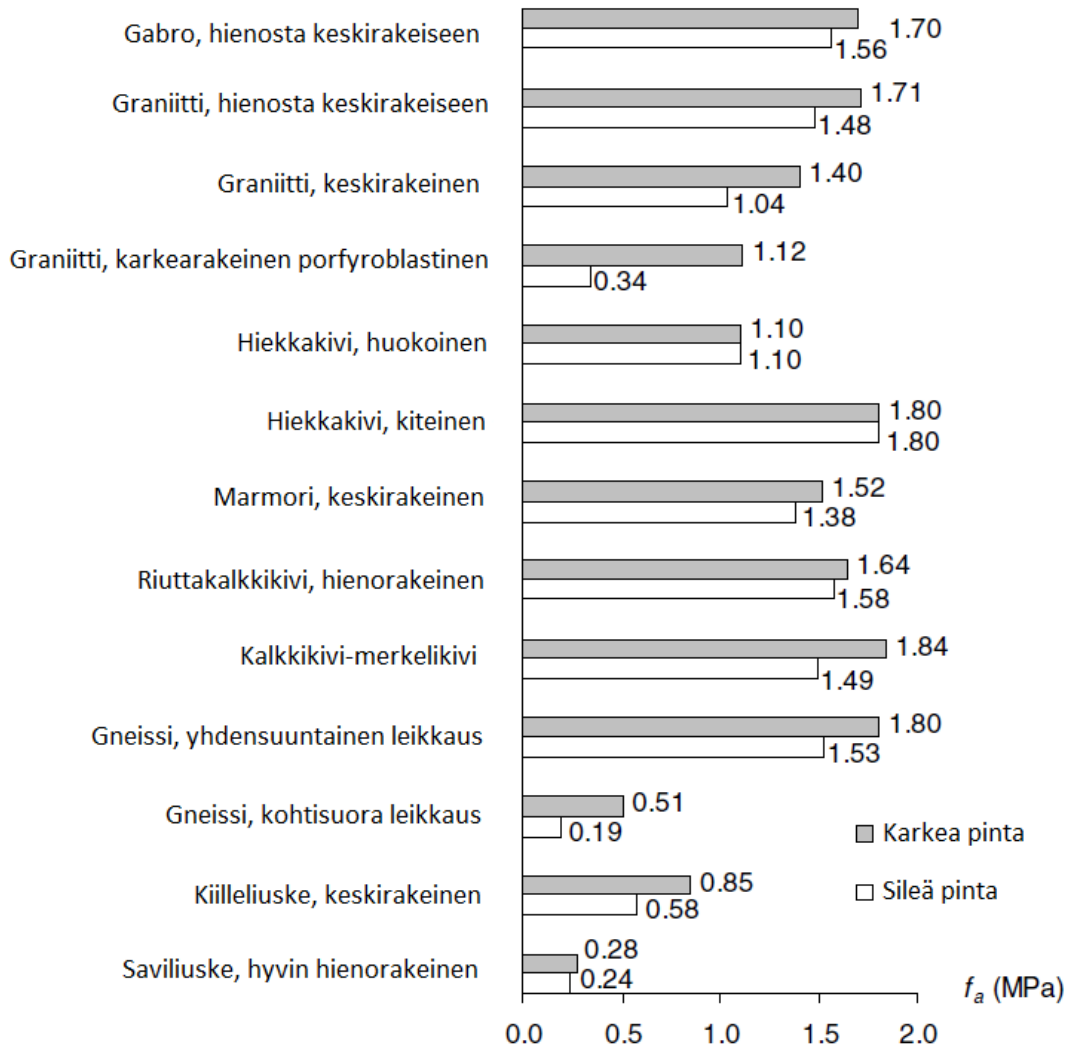
Myös Malmgrenin ym. (2005) mukaan ruiskubetonin ja kallion välinen tartuntalujuus oli huomattavasti suurempi painevesisuihkulla (22 MPa) puhdistettuun kalliopintaan ruiskutetulla ruiskubetonilla, kuin mekaanisesti rusnatulla ja vedellä pestyllä (0,7 MPa) kalliopinalla, mikä nähdään taulukon 3 tartuntalujuustuloksista. Mekaanisesti rusnatulla ja vedellä pestyllä mittausten keskimääräinen tartuntalujuus oli 0,33 MPa ja painevesisuihkulla puhdistetulla se oli 0,68 MPa.

Taulukko 3. Tartuntalujuuden mittaustulokset Malmgrenin ym. (2005) mukaan.

Menetelmä	Veden paine [MPa]	Mittausten lukumäärä (kpl)	Tartuntalujuus, keskiarvo [MPa]	Keskihajonta [MPa]
Mekaaninen rusnaus ja vesipesu	0,7	25	0,33	0,29
Painevesisuihku	22	21	0,68	0,36

Malmgrenin ym. (2005) mukaan rusnaamalla ja vedellä puhdistettaessa tartuntalujuusmittauksessa tartunnan murtuminen tapahtui useimmiten kalliosta. Painevesipuhdistetulla pinnalla suurin osa murtumisista taas tapahtui ruiskubetonin ja kallion välisestä tartuntakohdasta. Tätä voi selittää se, että painevesisuihkulla puhdistettaessa räjäytystyön vaurioittama kerros kalliota irtoaa kalliuseinämistä ja katosta, joten ruiskubetonoitavalla kalliopinta on parempilaatuinen ja lujempi.

Hahnin ja Holmgrenin (1979) mukaan mineralogisella koostumuksella on suurempi vaikutus tartuntaan kuin kalliopinnan karkeudella, mikä käy ilmi kuvasta 15. Kuvassa 15 on esitetty tartuntalujuuksia ruiskubetonin ja eri kivilajeista koostuvien kivilaattojen välillä, sekä tartuntalujuus karkealle ja sileälle kivipinnalle kunkin kivilajin osalta. Pinnan karkeudella on Hahnin ja Holmgrenin tutkimustulosten mukaan kuitenkin jonkun verran vaikutusta tartuntalujuuteen hiekkakiveä lukuun ottamatta. Myös Bernardin (2008) mukaan keskimääräinen tartuntalujuus oli huomattavasti alhaisempi joillain kivilajeilla kuin toisilla. Esimerkiksi tiettytyypiset metamorfiset kivilajit eivät Bernardin mukaan muodosta riittävää tartuntalujuutta ruiskubetonin kanssa.



Kuva 15. Tartuntalujuus (f_a) ruiskubetonin ja eri kivilajeista koostuvien kivilaattojen välillä Hahnin ja Holmgrenin (1979) mukaan. (Muokattu kuvasta: Malmgren ym. 2005).

Karkeuden ja tartuntalujuuden välinen yhteydestä ei ole yksimielistä näkemystä. Mahdollinen karkeuden tartuntalujuutta lisäävä vaikutus selittyy Pöllän (1988, s. 42) mukaan siten, että karkeuden kasvaessa ruiskubetonoitavan pinnan tartuntapinta-ala kasvaa, mikä lisää tartuntalujuutta. Lisäksi karkealla pinnalla rajapintaan syntyy leikkausjännityksiä, jotka kasvattavat tartuntalujuutta.

Kalliopinnan karkeutta arvioitaessa voidaan käyttää eri karkeuksille JRC-arvoa eli raon karkeuskerrointa. Karkeus mitataan JRC-menetelmässä käyttämällä muototulkkia, joka painetaan kalliopintaa vasten ja verrataan siihen saatua profiilia Bartonin ja Choybeyn (1977) laatimiin karkeusprofiileihin. Karkeusprofiileissa karkeus on jaettu JRC-arvon perusteella eri luokkiin siten, että sileimmän pinnan JRC-arvo on 0-2 ja karkeimman 18-20.

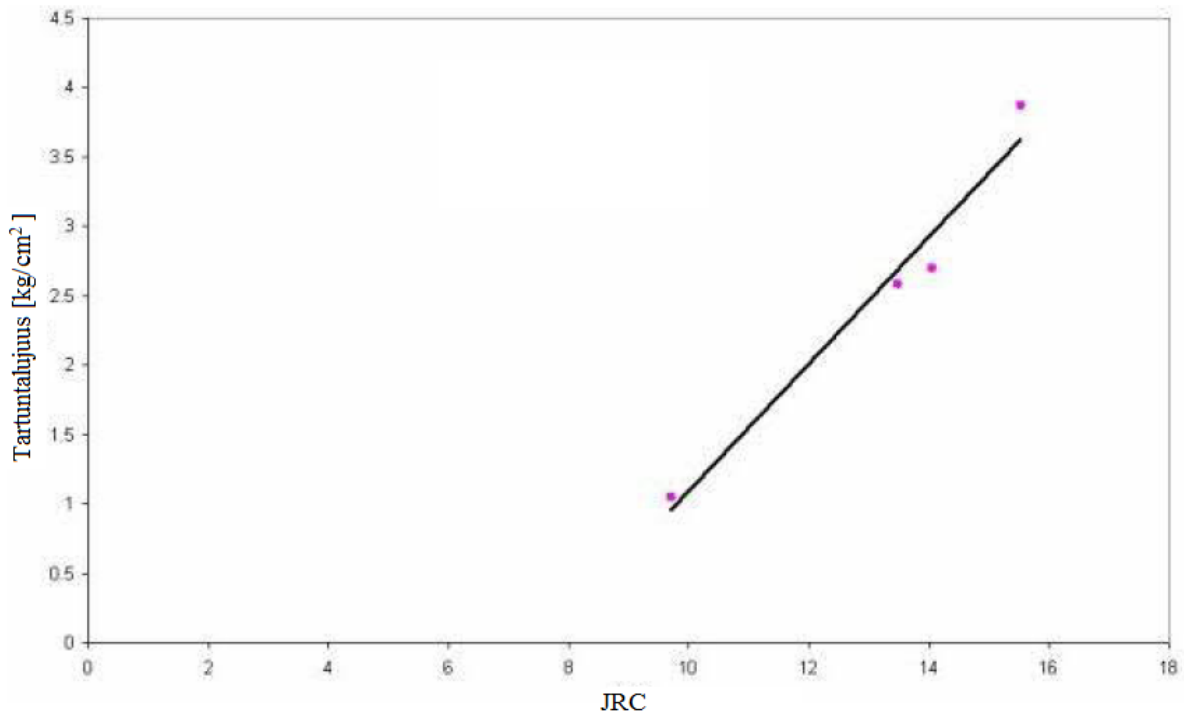
Kumarin ym. (2002) tutkimusten mukaan ruiskubetonoitavan kalliopinnan karkeudella on merkittävä vaikutus tartuntalujuuden suuruuteen, kun kalliopinnan JRC on välillä 8...17. Tällä karkeusalueella tartuntalujuus oli riippuvainen pinnan karkeudesta. Tutkimuksissa ruiskubetonoitavana pintana on käytetty karkeudeltaan erilaisia kivipintoja. Mittauksissa

mahdollinen mineralogisen koostumuksen vaikutus mittausten välillä on eliminoitu rikkomalla suurempi kivipinta pienempiin, karkeudeltaan erilaisiin osiin. Tartuntalujuuden mittaustulokset on esitetty taulukossa 4 ja kuvaajalla karkeuden funktiona kuvassa 16.

Taulukko 4. Karkeuden vaikutus tartuntalujuuteen kivipinnan ja ruiskubetonin välillä. Kaikki kiviäytteet (R2, R3 ja R7) ovat keskirakeista hiekkakiveä. (Muokattu taulukosta: Kumar ym. 2002).

Kivinäyte	JRC(X)	JRC(Y)	JRC, keskiarvo	Tartuntalujuus (kg/cm ²)	Tartuntalujuus [MPa]
R2	15.032	4.399	9.7155	1.05	0.103
R3	13.681		15.52	3.87	0.38
R7	8.985	17.969	13.477	2.585	0.254

Kumarin ym. (2002) tutkimuksessa tartuntalujuuden yksikkönä on käytetty kg/cm². Taulukoon 4 on laskettu myös tartuntalujuus yksikössä MPa, jotta tulosten vertailu muihin tartuntalujuuden mittaustuloksiin on yksinkertaisempaa.



Kuva 16. Tartuntalujuus kivipinnan karkeuden funktiona (JRC) (Muokattu kuvasta: Kumar ym. 2002).

Eriävän näkemyksen karkeuden vaikutuksesta tartuntalujuuteen antaa Seymourin ym. (2010) tutkimus. Seymour ym. ovat tutkineet karkeuden vaikutusta tartuntalujuuteen beto-

nipinnan ja ruiskubetonin välillä. Betonipinnat oli jaoteltu karkeaan (JRC 16-18), keskikarkeaan (JRC 14-16) ja sileään (JRC 6-8). Saatujen tartuntalujuuden mittaustulosten perusteella karkeus ei merkittävästi vaikuttanut tartuntalujuuden suuruuteen. Keskiarvo tartuntalujuudelle oli sileällä pinnalla 1,07 MPa, keskikarkealla 1,09 MPa ja karkealla 1,15 MPa.

Kumarin ym. (2002) saamat tartuntalujuuden mittaustulokset ovat kokonaisuudessaan huomattavasti pienempiä kuin Seymourin ym. (2010) saamat mittaustulokset. Ruiskubetonoitavan pinnan materiaalilla voi olla vaikutusta asiaan. Malmgrenin ym. (2005) mukaan tartuntalujuus on huomattavasti suurempi ruiskubetonin ja betonipinnan kuin ruiskubetonin ja kalliopinnan välillä. Kuitenkin Kumarin ym. (2002) tartuntalujuustulokset ovat myös huomattavasti pienempiä, kuin Hahnin ja Holmgrenin (1979) saamat tartuntalujuustulokset samalle kivilajille, eli hiekkakivelle, ruiskutettaessa. Karkeuden vaikutuksesta tartuntalujuuteen ei siis ole varmuutta, mutta ainakin voidaan todeta, että vaikutus on parhaimmillaankin melko pieni.

Ruiskubetonin tarttuvuus on parempi, kun ruiskutus tehdään kosteaan pintaan (Ritola ja Vuopio 2002). Pinnan kosteuden vaikutus on positiivinen ruiskubetonin tartunnan kannalta, mutta vesivuodoilla taas on negatiivinen vaikutus. Ruiskubetonoidessa vettä vuotavaa pintaa, vuotava vesi saattaa kuljettaa ruiskubetonin sementtipartikkeleja ja aiheuttaa ruiskubetonikerroksen alle pysyvän eroosioalueen, jossa tartunta on huono tai sitä ei ole ollenkaan (Kumar ym. 2002). Vesivuotojen seurauksena tuore betonikerros voi irrota (Pöllä 1988, s. 110).

Jos ruiskutettavan pinnan lämpötila on liian alhainen, voi lämpötilaeron seurauksena ruiskubetoni halkeilla ja tartunta heikentyä (Tiehallinto 2009).

Tärinän vaikutus ruiskubetonirakenteeseen tulee ottaa huomioon erityisesti betonin sitoutumisen ja kovettumisen alkuvaiheessa. Tärinää voi aiheutua räjäytystöistä tai esimerkiksi liikenteestä. Värähtelynopeus, joka aiheutuu liikenteestä, saa olla maksimissaan 20 mm/s. Kallioliujituksissa, ennen betonin sitoutumisen alkua, tärinän ohjearvo on 10 mm/s, kun ruiskubetoni saattaa irrota alustastaan. Sitoutumisvaiheessa ja kovettumisvaiheen alussa tärinän ohjearvona on 2...10 mm/s aina puristuslujuuteen 5 MPa saakka. Kovettumisvaiheessa noudatetaan rakenteen ohjearvoa. (Peatrow 2015, s. 58-59; Tiehallinto 2009.)

Ansell (2004) on tutkinut räjäytystärinöiden vaikutusta alle 24 tuntia vanhaan ruiskubetonirakenteeseen Kiirunanvaaran kaivoksessa. Tutkimuksissa käytetty ruiskubetoni oli kuidutonta ja ilman teräsverkkoa. Tutkimustuloksiin perustuen tärinän aiheuttama ruiskubetonin ja kallion välisen tartunnan irtoaminen oli pääasiallinen murtumistapa. Ansellin mukaan tuore, lujittamaton ruiskubetoni voi kuitenkin kestää tärinätasoja, joilla rikkonainen kalliomassa jo vaurioituu vakavasti.

Kuten luvussa 4.3 on jo esitetty, myös ruiskutusympäristön lämpötilalla voi olla vaikutusta tartuntalujuuden kehittymiseen. Brynen ym (2014) tutkimustulosten mukaan +20 C°:een ympäröivässä lämpötilassa olevan ruiskubetonin tartuntalujuus kasvoi ensin nopeammin, kuin +7 C°:een lämpötilassa olevalla ruiskubetonilla, mutta noin 35 tunnin kuluttua tartuntalujuus kasvoi suuremmaksi +7 C°:een lämpötilassa olevalle ruiskubetonille.

4.4.3 Ruiskubetonoinnin toteuttaminen

Ruiskutustekniikka ja ruiskuttajan ammattitaito vaikuttavat tartuntalujuuteen ruiskubetonin ja kalliopinnan välillä. Syntyneen hukkaroiskeen määrää voidaan käyttää mittarina ruiskubetonitekniiikan laadukkuuden arvioimisessa. Hukkaroiskeen määrä riippuu pääasiassa neljästä tekijästä: ruiskutussuuttimen kulmasta ruiskutettavaan pintaan, kiihdytinaineen annostelusta, ruiskutusetaisytydestä ja ruiskutettavasta alueesta. Merkittävin vaikutus hukkaroiskeen määrään on ruiskutuskulmalla, joka tulisi olla 90° , jotta tiivistyminen on optimaalista. Ruiskutettavan pinnan ja suuttimen välinen etäisyys taas tulisi olla 1...2 metriä. Jos välimatka on liian suuri (yli 3 metriä), hukkaroiskeen määrä lisääntyy ja tiivistyminen on huonompaa, mikä johtaa alhaisempaan puristuslujuuteen. Liian vähäinen kiihdytinaineen annostelu aiheuttaa riittämätöntä kiinnittymistä, mutta liian suuri kiihdytinaineen annostelu taas tekee pinnasta liian kovan ja aiheuttaa suurempien kiviainesten kimpoamista. Ruiskutettavan pinnan epätasaisuus ja kovuus voivat lisätä hukkaroiskeen määrää. (Malmgren ym. 2005; Melbye ym. 2001, s. 183-187.) Jos hukkaroisetta muodostuu liian paljon, sideainepitoisuus aluskerrokseen kiinnittyvässä ruiskubetonissa saattaa kasvaa liian suureksi, mikä aiheuttaa liian suurta kutistumaa (SFS-EN 14487-1 2006). Kutistumisen seurauksena aiheutuva liike taas voi huonontaa tartuntaa (Pöllä 1988, s. 47).

Työvirheet voivat vaikuttaa tartuntaan huonontavasti. Esimerkiksi liian ohut ruiskubetonikerros voi huonontaa tartuntaa kahdella tavalla. Ensimmäisenä, ohuen ruiskubetonikerroksen kutistuminen on suurempaa kuin paksun kerroksen. Liiallinen kutistuminen taas voi huonontaa tartuntaa, kuten edellä on todettu. Toisena, ohut ruiskubetonikerros mahdollistaa ilman hiilidioksidin ja suolojen vaikutuksen rakenteeseen. Sen seurauksena ruiskubetoniin voi muodostua halkeamia kuivumiskutistumisen tai korroosion aiheuttamana, ja tartunta on heikko. Sateelta suojaamattomilla pinnoilla vesi voi päästä halkeamista rakenteen sisään, sekä jäätyessään irrottaa tartunnan ruiskubetonin ja aluskerroksen väliltä. Myös liian suuri vaihtelu ruiskubetonin kerrospaksuuksissa voi aiheuttaa halkeilua rakenteeseen. (Tiehallinto 2009; Malmgren ym. 2005.)

Halkeilua voi aiheutua myös kuivumisen seurauksena, jos ruiskubetonoidun pinnan jälkihoito on tehty huonosti. (Tiehallinto 2009.) Huonon jälkihoidon takia betonin suojaus kosteuden menettämiseltä ei ole riittävä, jolloin tilavuuden pienenemisen seurauksena voi muodostua leveitä rakoja halki koko poikkileikkauksen (Malmgren ym. 2005). Kun ruiskubetoniin on lisätty kiihdytinainetta, on ruiskubetoni sen jälkeen plastisessa tilassa lyhyen ajanjakson. Muutaman tunnin kuluessa kiihdytinaineen lisäyksen jälkeen tapahtuu merkittävä osa ruiskubetonin kutistumasta. Kutistuminen tuoreessa ruiskubetonissa johtuu kiihdytinaineen kemiallisista reaktioista, kosteuden haihtumisesta sekä ruiskubetonin jäähtymisestä. Ruiskubetonin jälkihoidolla pyritään estämään kosteuden liiallinen poistuminen ruiskubetonista. Jälkihoito tulee aloittaa riittävän ajoissa, esimerkiksi sitä mukaa kuin kerrosta ruiskutetaan. Kun ruiskubetonin lämpötila on tasautunut ympäristön lämpötilan kanssa, saattaa jälkihoidon aloittaminen olla jo liian myöhäistä. Myöhästynyt jälkihoito on yleensä nähtävissä vaalentuneena ruiskubetonipintana. (Orantie ym. 2006.)

Jälkihoitomenetelmän valinnalla voi olla tärkeä merkitys erityisesti silloin, kun ruiskubetonin tukeva vaikutus riippuu tartuntalujuudesta (Malmgren ym. 2005). Pöllän (1988, s. 47) mukaan tartunta voi irrota kerrosten väliltä kasvaneen kuivumiskutistumisen seurauksena aiheutuvan liikkeen takia.

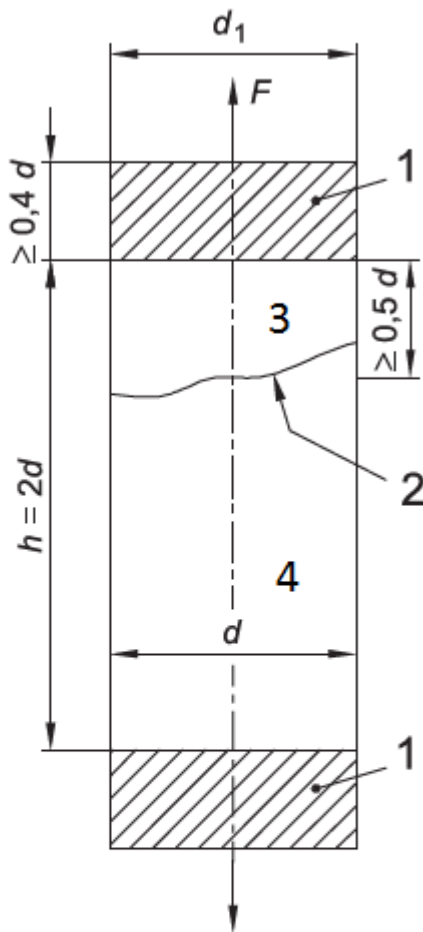
5 Tartunnan mittaaminen

5.1 Mittausmenetelmiä

5.1.1 Suomessa käytössä olevat menetelmät

Suomessa käytetään tartuntalujuuden mittauksessa standardin SFS-EN 14488-4 + A1 mukaista mittausmenetelmää. Menetelmällä mitataan ruiskubetonin ja aluskerroksen välistä tartuntalujuutta vähintään 28 vuorokautta vanhasta ruiskubetonista. Standardin mukaan vaihtoehtoiset in-situ -testaustavat tartuntalujuuden mittaamiseksi ovat myös sallittuja, jos ne täyttävät kaikki standardin asettamat vaatimukset. (SFS-EN 14488-4 + A1 2008.)

Mittaus aloitetaan poraamalla ruiskubetonikerroksen läpi ympyrälieriö, jonka halkaisija (d) on 50...100 mm ja näytteen paksuus enemmän kuin 2d. Lieriö porataan aluskerroksen sisälle saakka siten, että materiaalien liitoskohta olisi lähellä puoliväliä näytteen kokonaispaksuudesta, ja irrotetaan rakenteesta. Sen jälkeen näytteen kumpaankin pintaan liimataan keskelle lieriötä teräslevy, jonka halkaisija on 1 mm:n tarkkuudella sama kuin poratun lieriön halkaisija ja paksuus vähintään 0,4 kertainen halkaisijaan verrattuna. Sitten teräslevyihin ja sitä kautta porattuun lieriöön kohdistetaan yhtäjaksoinen kasvava vetävä voima nopeudella (0,05 ± 0,01) MPa/s. Vetävä voima kohdistetaan vastakkaisiin suuntiin näytteen päissä. Voima kohdistetaan kohtisuoraan pintaa vastaan ja sen tulee kohdistua keskelle lieriötä 1 mm:n tarkkuudella. Suurin saavutettu vetävän voiman arvo kirjataan ylös. Tartuntalujuus (yksikkö [MPa]) lasketaan jakamalla suurin saavutettu vetovoima ja ruiskubetonilieriön pinta-alalla. Kuvassa 17 on esitetty pystyleikkaus näytteen geometriasta. (SFS-EN 14488-4 + A1 2008.)



- h Lieriön korkeus
- d_1 Teräslevyn halkaisija = $d \pm 1$ mm
- d Lieriön halkaisija
- F Kohtisuoraan kohdistettu voima, ± 1 mm lieriön keskikohdasta
- 1 Teräslevy
- 2 Tartuntapinta
- 3 Ruiskubetoni
- 4 Aluskerros, esim. kallio

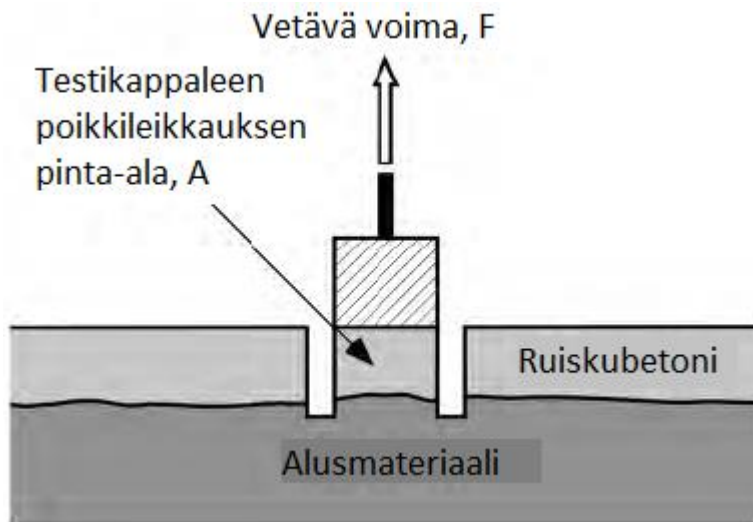
Kuva 17. Pystyleikkaus tartuntalujuusnäytteestä. Näytteen molempiin päihin on liimattu teräslevyt, joiden avulla saadaan vetolaitteella kohdistettua vetävä voima näytteeseen. (Muokattu kuvasta: SFS-EN 14488-4 + A1 2008).

Standardin mukaisessa menetelmässä näytteen murtuminen voi tapahtua kolmella eri tavalla. Ensimmäinen murtumatapa on suoraan materiaalien liitoskohdasta, jolloin saadaan tietoon todellinen tartuntalujuus pintojen välillä. Jos murtuminen ei kuitenkaan tapahdu täysin liitoskohdasta, tiedetään, että todellinen tartuntalujuus on pintojen välillä suurempi, kuin saatu mittaustulos. Jos taas murtuminen tapahtuu liimauskohdasta, tulee liimaaminen ja vetokoe suorittaa uudelleen. (SFS-EN 14488-4 + A1 2008).

Tartuntaa voidaan arvioida myös ruiskubetonia koputtelemalla, jolloin sauvalla tai vasaralla tehdyn koputuksen tuottamaa ääntä arvioidaan. Koputuskoe voidaan suorittaa vähintään 7 vuorokauden ikäiselle rakenteelle. (Petrov 2015, s. 40.) Pihlströmin (2015) mukaan kalliolla kiinni olevasta ruiskubetonista kuuluva ääni eroaa irtonaisesta ruiskubetonista kuuluvasta komahduksesta. Koputuskokeen yhtenä ongelmana voi Pihlströmin mukaan olla se, että irronnutta ruiskubetonia ja irtonaista alustaa on vaikea erottaa toisistaan, jolloin esimerkiksi kallion rikkonaisuusvyöhyke saatetaan virheellisesti arvioida irronneeksi ruiskubetoniksi.

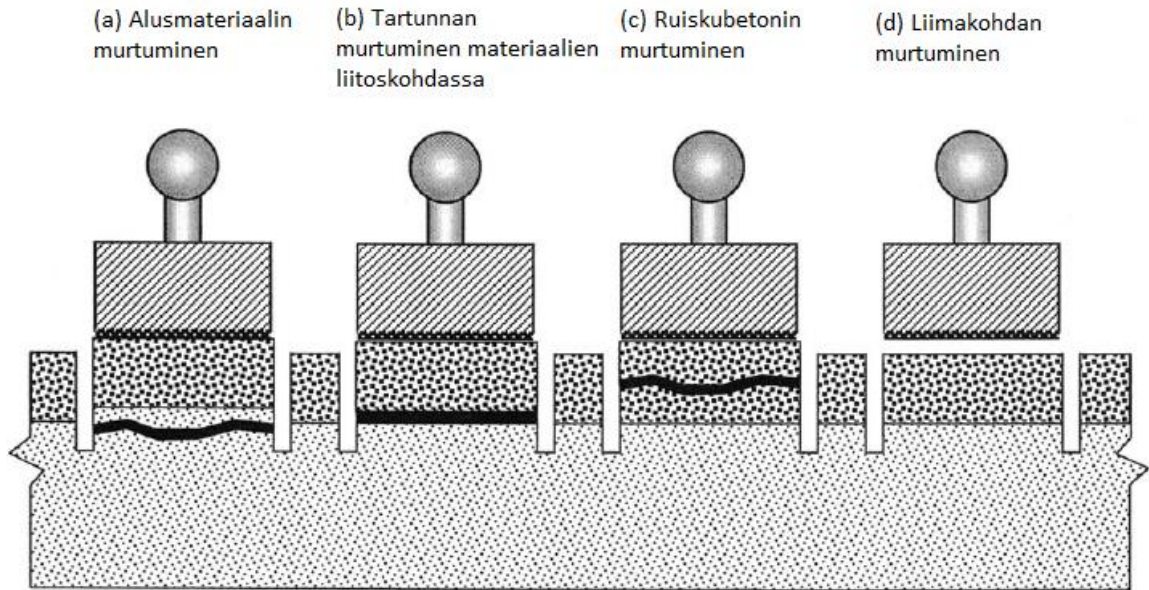
5.1.2 Amerikkalaisen standardin mukainen menetelmä

Amerikkalaisen standardin mukainen menetelmä tartuntalujuuden mittaamiseen on esitetty standardissa ASTM C1583/C1583M – 13 (2013), joka on samankaltainen kuin Suomessa käytetyn standardin mukainen menetelmä. Amerikkalaisessa menetelmässä näytettä ei kuitenkaan porata irti, vaan porattua ympyrälieriötä vedetään vain ruiskubetonipinnasta siihen liimatun teräslevyn avulla. Yksinkertaistettu poikkileikkaus testausmenetelmästä on esitetty kuvassa 18.



Kuva 18. Amerikkalaisen standardin mukainen tartuntalujuuden mittausmenetelmä. Kuvassa poikkileikkaus, jossa teräslevyä vedetään kohtisuoraan pinnasta ulospäin. (Muokattu kuvasta: Seymour ym. 2010).

Menetelmässä porataan alusmateriaaliin (kallio) vähintään 10 mm:n syvyyteen materiaalien liitoskohdasta. Poraus tehdään kohtisuorassa pintaa vastaan ja porattavan lieriön halkaisija on 50 mm. Pintaan liimataan teräslevy, jonka halkaisija on 50 mm ja paksuus vähintään 25 mm. Teräslevyä vedetään kohtisuoraan pintaa vastaan levyn keskeltä. Vetävän voiman tulee olla yhtäjaksoinen ja kasvaa tasaisesti nopeudella $(0,035 \pm 0,015)$ MPa/s. Murtumiseen vaadittu voima ja murtumistapa kirjataan ylös. Murtumistapoja on neljä erilaista ja ne on esitetty kuvassa 19. Jos murtuminen tapahtuu liimakohdan murtumisena, täytyy mittausproseduuri suorittaa uudelleen. (ASTM C1583 / C1583M-13 2013.)

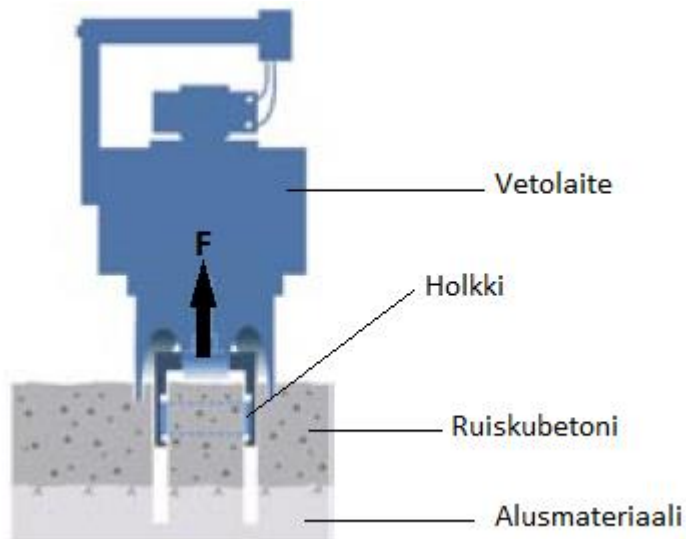


Kuva 19. Amerikkalaisen standardin C1583/C1583M – 13 mukaiset murtumistavat tartuntalujuuden mittauksessa. Tapoja on neljä erilaista: tavassa (a) alusmateriaali eli yleensä kallio murtuu, tavassa (b) murtuminen tapahtuu todellisesta materiaalien liitoskohdasta, tavassa (c) ruiskubetoni murtuu ennen tartunnan irtoamista ja tavassa (d) liimakohta murtuu. (Muokattu kuvasta: ASTM C1583 / C1583M-13 2013.)

5.1.3 Muita menetelmiä

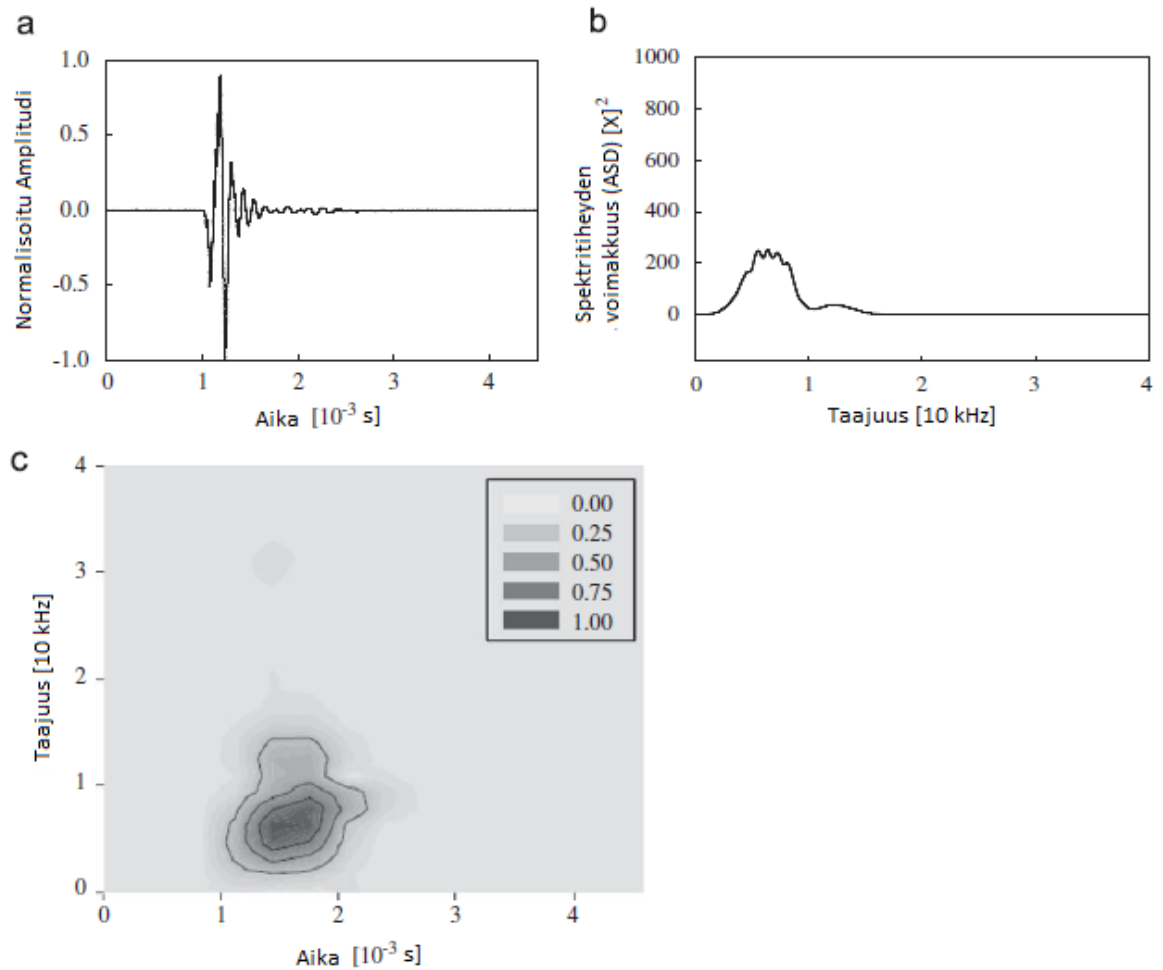
Tartuntalujuuden mittaamenetelmiä, jotka toimivat samalla peruseriaatteella kuin amerikkalainen menetelmä, on kehitetty useita. Esimerkiksi ruotsalaisten kehittämässä menetelmässä hyödynnetään liimattavan teräslevyn sijasta kitkalla toimivaa holkkia poratun lieriön ympärillä ja sitä vedetään kohtisuoraan ulospäin pinnasta. Ruotsalaisessa menetelmässä myös poraus ennen vetokoetta tehdään hieman eri lailla; siinä porataan kahta terää käyttäen siten, että sisemmällä terällä porataan koestettava näyte aluskerrokseen asti ja ulommalla porataan ohjaava kolo koestuslaitetta varten. Erikseen porattu ohjauskolo varmistaa sen, että vetävä voima kohdistuu näytteeseen yhdensuuntaisesti poraussuunnan kanssa. Porauksen jälkeen koestettavan ruiskubetonilieriön ympärille puristetaan holkki, minkä jälkeen testauslaitte asetetaan ohjaavaan koloon ja kiinnitetään holkkiin. Sitten holkkia vedetään koestuslaitteella pinnasta ulospäin. (Seymour ym. 2010; Nordström ja Grändås 2005.)

Kuvassa 20 on esitetty poikkileikkaus, jossa näkyy porattu lieriö, jonka ympärille on puristettu holkki. Holkkia vedetään kuvassa näkyvällä vetolaitteella, joka on asetettu ohjauskoloon. Ohjauskolo varmistaa, että veto tapahtuu yhdensuuntaisesti lieriön keskiakselin kanssa. (Nordström ja Grändås 2005.)



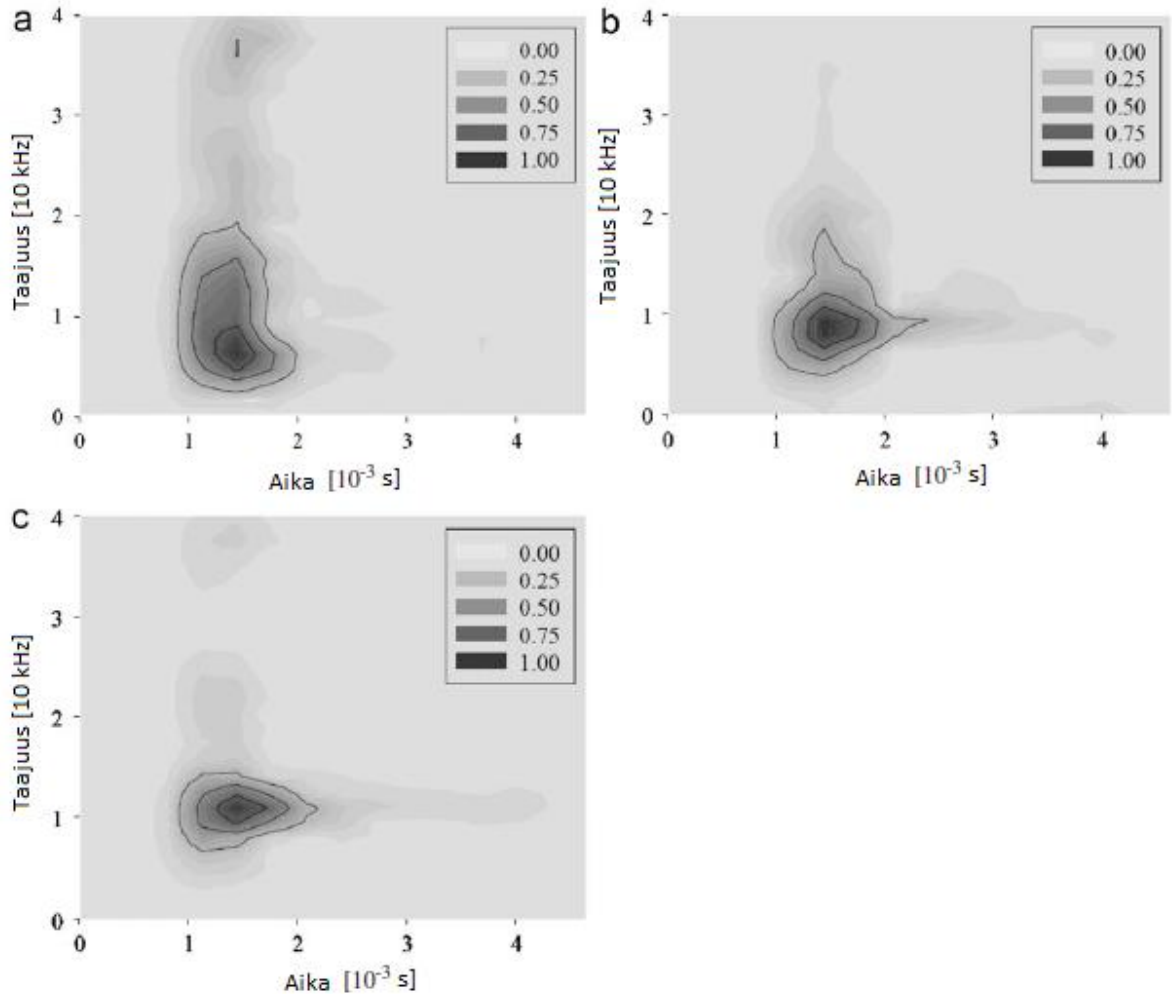
Kuva 20. Ruotsalaisten kehittämä menetelmä tartuntalujuuden mittaamiseen. (Muokattu kuvasta: Nordström ja Grändås 2005.)

Isku-kaiku (impact-echo) menetelmän käyttöä ruiskubetonin tartunnan tilan arvioinnissa on tutkittu Songin ja Chon (2009) toimesta. Songin ja Chon (2009) mukaan sekä numeeriset, että kokeelliset tulokset osoittivat, että ruiskubetonin tartunnan tilaa voidaan arvioida taajuusalueella resonanssin taajuuden muutosten ja geometrisen vaimennussuhteen muutosten perusteella, sekä aika-taajuus –alueella kuvaajan muodon muutosten ja korrelaatiokertoimen muutosten perusteella. Menetelmän etuna on se, että ruiskubetonirakennetta ei vaurioiteta tutkimusten aikana. Mittauksia on suoritettu sekä laboratorio-olosuhteissa, että kenttäkokeilla. Mittauslaitteisto koostuu kiihtyvyyssanturista, oskilloskoopista (piirtää mitattavan signaalin kuvaajan), signaalin muokkaajasta (signal conditioner) sekä kannettavasta tietokoneesta. Iskun lähteenä on käytetty halkaisijaltaan 10 mm:n suuruista teräspalloa. Tartunnan tilalle on kolme erilaista mahdollisuutta: joko tartunta ei ole ollenkaan irronnut tai tartunta on irronnut tai tartunta voi olla irronnut niin paljon, että ruiskubetonin ja aluskerroksen välillä on selkeä tyhjä tila. (Song ja Cho 2009.)



Kuva 21. Mittaustuloksena saatavia signaaleja, joista (a) aika-alueen, (b) taajuusalueen ja (c) aika-taajuus -alueen kuvaaja (Muokattu kuvasta: Song ja Cho 2009).

Mittausten yhtenä tuloksena saadaan lyhyen aikavälin Fourier -muunnosta (short-time Fourier transform) hyödyntäen aika-taajuus -kuvaaja, josta saadaan selville tartunnan tila. Kuvassa 21 on esitetty mittauksesta saatavat signaalit ja niiden analysoinnin avulla luotu aika-taajuus -kuvaaja. Aika-taajuus -kuvaajissa on näkyvissä erilaisia muotoja tai ominaispiirteitä riippuen siitä, millainen tartunnan tila on. (Song ja Cho 2009.) Havainnollisuuden vuoksi kuvassa 22 on esitetty aika-taajuus -kuvaajat eri tilanteista. Myös geometrisen vaimennussuhteen (geometric damping ratio) avulla arvioidaan tartunnan tilaa; kun tartunta tila huononee, geometrinen vaimennussuhde pienenee (Song ja Cho 2009).

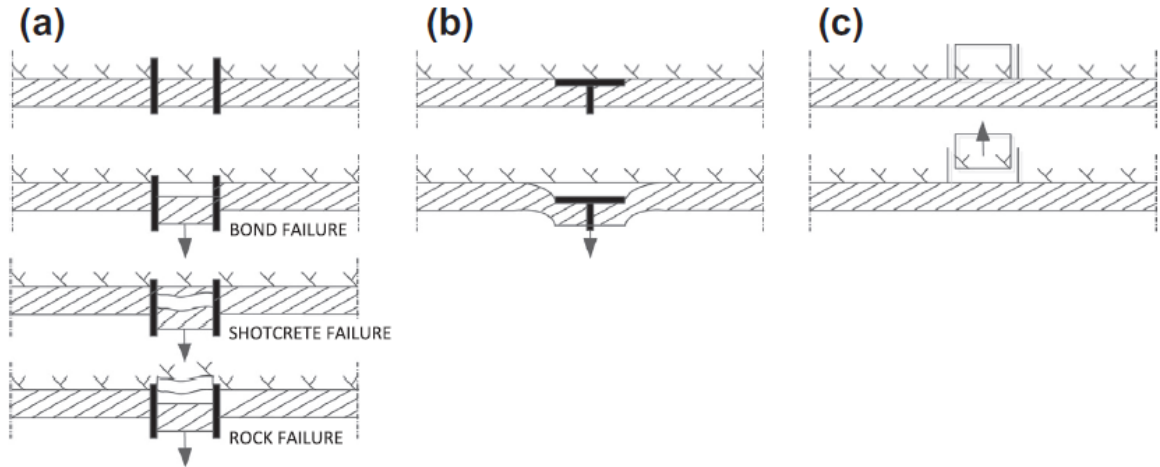


Kuva 22. Mittaustulokset aika-taajuus –kuvaajina. Tapaukset: (a) tartunta ei ole irronnut, (b) tartunta on irronnut jonkin verran, (c) tartunta irronnut ja tyhjä tila ruiskubetonin ja kalliopinnan välillä. (Muokattu kuvasta: Song ja Cho 2009.)

5.2 Nuoren ruiskubetonin tartunnan mittaaminen

Ruiskubetonin tartuntalujuuden mittaamenetelmät voidaan ryhmitellä kolmeen erilaiseen päätyyppiin, jotka on esitetty kuvassa 23. Kaikissa tavoissa tartuntaa mitataan kohtisuoraan pintaa vastaan. Menetelmässä (a) tartuntalujuus mitataan vetämällä etukäteen ruiskubetonin ja kallion pintakerroksen läpi porattua lieriönmuotoista näytettä kohtisuoraan ulospäin pinnasta. Menetelmän huonoja puolia on, että sen käyttö vaatii kovettuneen ruiskubetonin ja menetelmän vaatima poraaminen saattaa aiheuttaa vahinkoa ruiskubetonin ja aluskerroksen väliselle tartunnalle. Menetelmässä (b) ruiskubetonipinnan läpi vedetään teräslevyä, joka on asetettu kallion pintaan ennen ruiskubetonointia. Tässä menetelmässä ei saada tietoon todellista tartuntalujuutta, sillä murtumismekanismi on yhdistelmä tartunnan irtoamisesta ja ruiskubetonin vetojännityksen ylittymisestä. Menetelmä soveltuu käytettäväksi myös hyvin nuorelle ruiskubetonille. Menetelmässä (c) testattavaa näytettä vedetään vastakkaiselta puolelta kuin menetelmissä (a) ja (b). Ruiskubetoni ruiskutetaan kivilaatalle, johon on etukäteen porattu ympyrälieriön muotoiset irralliset kappaleet. Kappaleet on kuitenkin kiinnitetty kivilaattaan ja saumat tilkitty ennen ruiskutusta. Ruiskutuksen jälkeen kappaleita vedetään

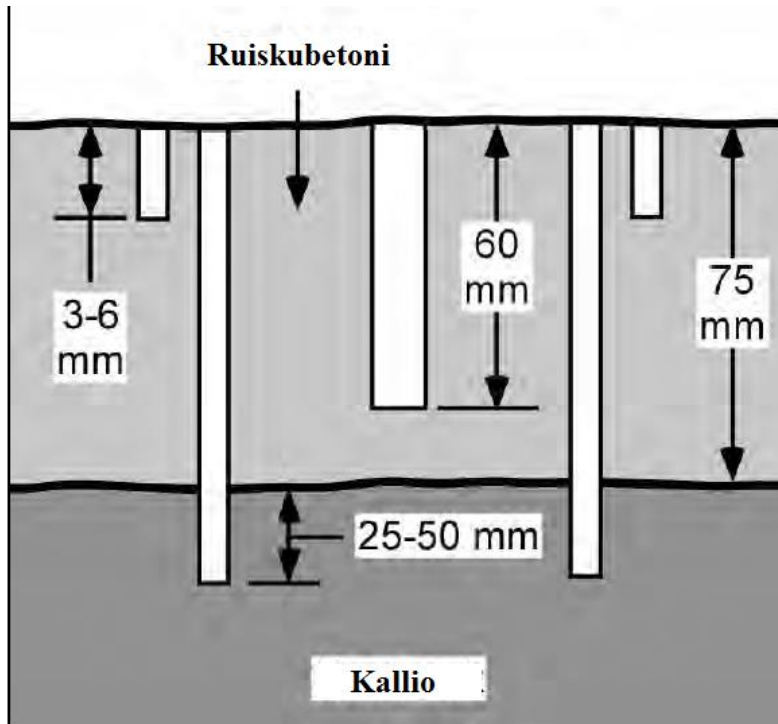
ulospäin kivipinnasta ja saadaan selville tartuntalujuus, kun kappale irtoaa ruiskutetusta kerroksesta. (Bryne ym. 2014.)



Kuva 23. Ruiskubetonin tartuntalujuuden mittausmenetelmien päätyypit (Bryne ym. 2013).

Menetelmät (b) ja (c) soveltuvat myös nuorelle ruiskubetonille. Menetelmällä (c) voidaan tartuntalujuutta mitata jopa vain muutaman tunnin ruiskubetonoinnin jälkeen. Menetelmää (c) ei voi käyttää suoraan kalliopintaan ruiskutetun ruiskubetonin tartunnan mittaamiseen, sillä vetolaitteet tulee olla asennettuina vastakkaiselle puolelle ruiskubetonia (Bryne ym. 2014).

Seymour ym. (2010) ovat kehittäneet tartuntalujuuden mittausmenetelmää, jota voisi hyödyntää kalliorakentamiskohteissa. Mittaukset on suoritettu 1, 3, 7, 14, 28 ja 90 vuorokautta vanhalle ruiskubetonille. Kehitettyssä mittausmenetelmässä porataan ensin 16 mm x 51 mm reikä, jotta saadaan porausalusta ankkuroitua paikalleen. Sen jälkeen porausalueen keskelle porataan syvyydeltään n. 60 mm:n ja halkaisijaltaan 11,1 mm:n reikä, jonka keskelle epoksiliiman avulla asennetaan vetoankkuri. Kun epoksi on kovettunut, porataan lieriön muotoinen sisähalkaisijaltaan 102 mm:n reikä ruiskubetonin pinnasta kallioon saakka siten, että reikä ulottuu vielä n. 25-50 mm kalliomassaan. Lopuksi porataan lieriön ulkopuolelle halkaisijaltaan 127 mm: lieriö noin 3-6 mm:n syvyyteen ruiskubetonipinnasta. Kuvassa 24 on esitetty poikkileikkaus, jossa näkyy porattavat reiät. Ulompaa lieriötä käytetään vetolaitteen asettamis pohjana. Kun epoksi on täysin kovettunut, sisintä ruiskubetonilieriötä vedetään siihen kiinnitetystä ankkurista. (Seymour ym. 2010.)



Kuva 24. Poikkileikkaus, jossa näkyy ruiskubetonintartuntavetolujuuden mittaamista varten poratut porareivät. Vetoankkuri asetetaan keskimmäiseen 60 mm:n syvyiseen reikään. (Muokattu kuvasta: Seymour ym. 2010.)

5.3 Mittausmenetelmien arviointi

Kuten standardissa SFS-EN 14488-4 + A1 on esitetty, ei murtuminen tapahdu aina todellisesta materiaalien liitoskohdasta. Sama ongelma koskee myös amerikkalaista mittausmenetelmää. Murtumiskohdan sijainti riippuu tartuntalujuuden suuruuden lisäksi kallion vetolujuudesta ja ruiskubetonin vetolujuudesta (Malmgren ym. 2005). Mittauksin ei siis välttämättä saada tietoon todellista tartuntalujuutta kerrosten välillä.

Suomessa käytetyssä standardin mukaisessa menetelmässä yhtenä ongelmana on myös irtiporattujen näytteiden mahdollinen vaurioituminen ennen laboratorioissa tehtävää koestusta. Vauriot voivat pienentää tartuntalujuutta, eikä niitä välttämättä näe, jos ne ovat esimerkiksi mikrorakoilua (Nordström ja Grändås 2005). Lisäksi poraamisella voi olla mahdollisesti vaikutusta tartuntalujuuteen (Bryne ym. 2014).

Menetelmissä, jotka vaativat ruiskubetonirakenteen poraamista tai irtikairaamista saadaan tietoa tartuntalujuudesta vain testatulta alueelta. Tulokset eivät siis kerro sitä, kuinka laajalla alueella tartuntalujuus on saman suuruinen kuin näytteen koestuksen perusteella saatu tartuntalujuuden arvo. Lisäksi nämä menetelmät eivät välttämättä poissulje sitä, että jossain kohdassa, josta mittausta ei ole suoritettu, saattaa ruiskubetoni olla irronnut tai tartuntalujuus huomattavasti pienempi kuin testatulla alueella. Käyttämällä lisäksi koputuskoikeita voidaan saada lisätietoa siitä, kuinka laajalta alueelta tartunta on mahdollisesti irronnut.

Isku-kaiku menetelmällä ei saada tietoa siitä, kuinka suuri tartuntalujuuden arvo on. Saadaan siis tietoon vain se, onko tietyllä alueella tartunta jo irronnut ja kuinka pahasti se on irronnut,

eli onko kallion ja ruiskubetonin välillä jo suurikin tyhjä tila. Songin ja Chon mittauksissa on käytetty melko paksua ruiskubetonikerrosta, jossa suurin kerrospaksuus on ollut 18 cm. Suomessa käytetyt ruiskubetonin kerrospaksuudet ovat yleensä pienempiä, joten menetelmän toimivuutta tulisi testata pienemmillä kerrospaksuuksilla. Lisäksi Songin ja Chon mittauksissa on käytetty kuidutonta ruiskubetonia, joten mittausmenetelmän soveltuvuutta kuidulliselle ruiskubetonille tulisi vielä testata (Song ja Cho 2009). Isku-kaiku menetelmä vaikuttaa myös työmaakäyttöön turhan monimutkaiselta ottaen huomioon, että sillä ei saavuteta merkittävästi enemmän tietoa irronneista ruiskubetonialueista, kuin perinteisin koputuskein.

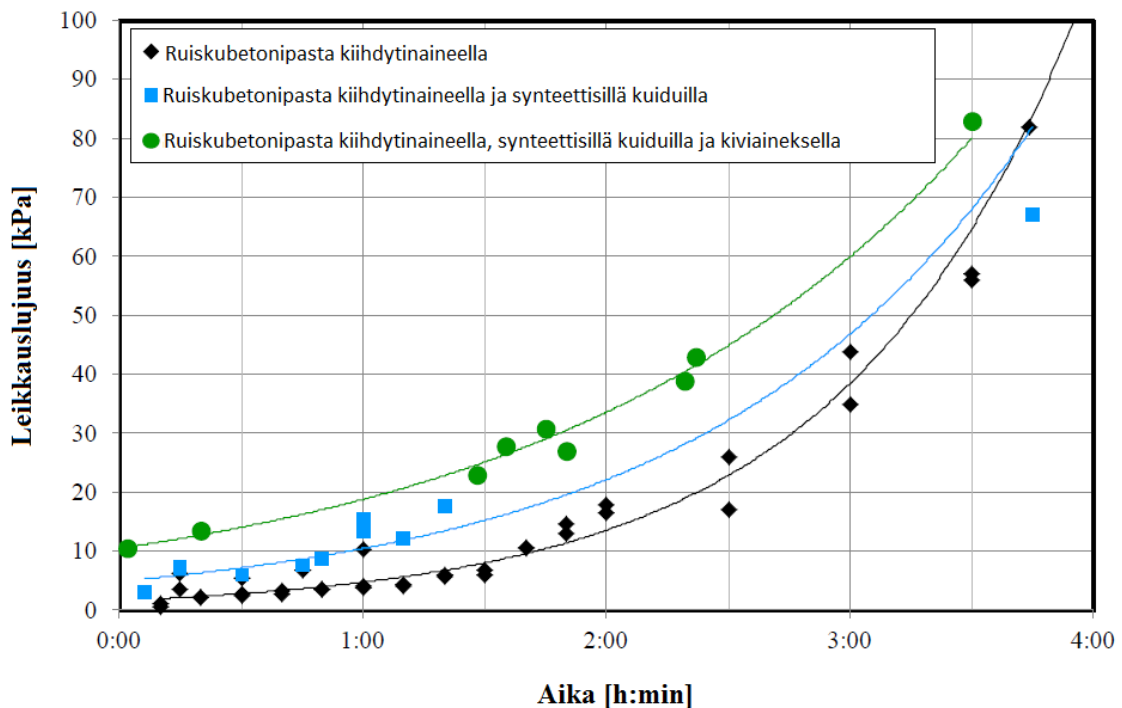
Erityisesti nuorelle ruiskubetonille kehitetyistä menetelmistä Brynen ym. (2014) kehittämä menetelmä (c) soveltuu lähinnä vain laboratorio-olosuhteisiin. Mittausmenetelmässä tarvitaan erillinen kivilaatta, johon ruiskubetoni ruiskutetaan. Työmaaolosuhteissa menetelmä olisi liian työläs. Kivipinta pitäisi joko tuoda muualta, jolloin se ei enää vastaa työmaalla ruiskubetonoitavaa kalliopintaa, tai irrottaa kalliopinnasta, mikä voi käydä hyvin monimutkaiseksi. Seymourin ym. (2010) kehittämä menetelmä soveltuu työmaakäyttöön. Menetelmä vaatii kuitenkin juuri siihen tarkoitukseen hankittavaa porakalustoa, koska porattavia lieriöitä on useita eri kokoja.

6 Menetelmiä paluajan määrittämiseen

6.1 Paluuaika leikkauslujuuden avulla

Sawin ym. (2015) mukaan tuoreen ruiskubetonin kestävyuden kannalta tärkeimmässä osassa ovat ruiskubetonin puristuslujuuden sijasta ruiskubetonin leikkauslujuus ja mahdollisesti sen vetolujuus sekä tartuntalujuus ruiskubetonin ja kalliopinnan välillä. Kuten luvussa 2.3 on esitetty, nuorella ruiskubetonilla leikkausmurtuminen on yleisin murtumistapa (Bernard 2008; Clark ym. 2010). Saw ym. (2015) ovat mitanneet ruiskubetonin leikkauslujuuden kehityksen ensimmäisten tuntien jälkeen ruiskutuksesta sekä esittävät, kuinka ruiskubetonilta vaadittava leikkauslujuus voidaan laskea.

Ruiskubetonin leikkauslujuuden mittaustulokset ensimmäisen neljän tunnin kuluessa, on esitetty kuvassa 25. Leikkauslujuus on mitattu erikseen kolmelle koostumukseltaan erilaiselle massalle. Mittaustuloksissa esitetty ruiskubetonipasta koostuu sementistä, vedestä, ilmasta ja seosaineesta. Kolme koostumukseltaan erilaista massaa ovat: ruiskubetonipastasta, johon on lisätty pelkästään kiihdytinainetta, ruiskubetonipastasta, johon on lisätty kiihdytinainetta ja synteettisiä kuituja sekä ruiskubetonipastasta, johon on lisätty kiihdytinainetta, synteettisiä kuituja ja kiviainesta. Kuvan 25 tuloksista nähdään, kuinka leikkauslujuus kasvaa ajan kuluessa. Hitaimmin leikkauslujuus kehittyy massalla, jossa on ruiskubetonipastan lisäksi ainoastaan kiihdytinainetta. (Saw ym. 2015)



Kuva 25. Leikkauslujuuden mittaustulokset ajan funktiona, sekä mittaustuloksiin sovitetut käyrät. (Muokattu kuvasta: Saw ym. 2015.)

Sawin ym. (2015) mukaan tuoreella ruiskubetonikerroksella on kaksi rakenteellista vaatimusta, jotka sen tulee täyttää:

- ruiskubetonin tulee kantatella oma massansa

- ruiskubetonin tulee kannatella mahdollisen kalliolohkareen massa

Laskelmin Saw ym. (2015) ovat osoittaneet, että muutamien tuntien kuluessa ruiskutuksesta, ruiskubetoni voi jo kannatella merkittävän määrän epästabiilia kalliota.

Saw ym. (2015) mukaan ruiskubetonin leikkauslujuus saadaan laskettua käyttämällä Mohr-Coulomb –vaurioitumisteoriaa (kaava 1).

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (1)$$

missä τ on leikkauslujuus [kPa]
 c on koheesio [kPa]
 σ_n on normaalijännitys [kPa]
 ϕ on sisäinen kitkakulma [°]

Tässä yhteydessä normaalijännitys (σ_n) on merkityksetön. Vaikka todellisuudessa koheesio (c) ja sisäisen kitkakulma (ϕ) muuttuvat jännitystilän muuttuessa, oletetaan niiden olevan muuttumattomia tässä yhteydessä. (Saw ym. 2015.)

Saw ym. (2015) mukaan leikkauslujuus, joka vähintään vaaditaan ruiskubetonilta, jotta se kannattelee oman painonsa, saadaan laskettua kaavalla (2). Tässä oletetaan, että koko kuorma tulee leikkauslujuuden kannateltavaksi ja tartuntalujuutta ei huomioida.

$$\tau = \frac{F_S}{A_S} \quad (2)$$

missä τ on leikkauslujuus [kPa]
 F_S on ruiskubetonin oman painon aiheuttama voima [kN]
 A_S on leikkauspinnan poikkipinta-ala [m²]

Leikkauspinnan poikkipinta-ala (A_S) saadaan määritettyä kaavan (3) avulla (Saw ym. 2015).

$$A_S = L_S \sqrt{2} t_S \quad (3)$$

missä A_S on leikkauspinnan poikkipinta-ala [m²]
 L_S on leikkauspinnan pituus [m]
 t_S on ruiskubetonikerroksen paksuus [m]

Ruiskubetonin oman painon aiheuttama voima (F_S) saadaan laskettua kaavalla (4). Vastavasti saadaan laskettua kalliomassan painon aiheuttama voima F_R , kun lasketaan kalliolohkareen tilavuus V_R ja kalliomassan tilavuuspaino γ_R . (Saw ym. 2015.)

$$F_S = V_S \gamma_S \quad (4)$$

missä F_S on ruiskubetonin oman painon aiheuttama voima [kN]
 V_S on ruiskubetonin tilavuus [m³]
 γ_S on ruiskubetonin tilavuuspaino [kN/m³]

Vähimmäisvaatimus leikkauslujuudeksi ruiskubetonille, joka kannattelee oman painonsa lisäksi kalliolohkareen massan, saadaan laskettua kaavalla (5). Ruiskubetonin kannatteleva

kalliolohkare voidaan mallintaa esimerkiksi kuutiona tai tetraedrin muotoisena kalliolohkareena. (Saw ym. 2015.)

$$\tau_S = \frac{F_T}{A_S} = \frac{F_S + F_R}{L_S \sqrt{2} t_S} \quad (5)$$

missä τ_S on vaadittava leikkauslujuus [kPa]
 F_S on ruiskubetonin oman painon aiheuttama voima [kN]
 F_R on kalliomassan painosta aiheutuva voima [kN]
 L_S on leikkauspinnan pituus [m]
 t_S on ruiskubetonikerroksen paksuus [m]

Leikkauspinnan pituus (L_S) riippuu leikkautuvan pinnan muodosta. Kuution muotoiselle kalliolohkareelle leikkauspinnan pituus (L_S) on siten 4 m, ja tetraedrinmuotoiselle 3 m, jos sivun pituudeksi valitaan 1 m. Laskelmissa on käytetty kuution muotoiselle kalliolohkareelle sivun pituutta 1 m, sillä sellaisen ajatellaan muodostuvan kaivoksissa käytetyn pultituksen takia, jossa pulttien välimatka ja riviväli ovat 1,2 x 1,2 metriä. Kun synteettisillä kuiduilla vahvistetun ruiskubetonin tyypillinen tilavuuspaino γ_S on 23 kN/m³, kalliomassan keskimääräinen tilavuuspaino γ_R on 27 kN/m³ ja ruiskubetonikerroksen paksuus esimerkiksi 50 mm eli 0,05 m, saadaan laskettua leikkauslujuuden vähimmäisvaatimukseksi kaavalla (5) noin 99,5 kPa eli 0,0995 MPa, kun kalliolohkare on kuution muotoinen. Samalla tavalla 60 mm:n eli 0,06 m:n ruiskubetonikerrokselle saadaan leikkauslujuuden vähimmäisvaatimukseksi 83,6 kPa eli 0,0836 MPa. Vastaavasti, jos kalliolohkare on tetraedrin muotoinen, saadaan ruiskubetonin leikkauslujuuden vähimmäisvaatimukseksi noin 20,4 kPa. Mikäli ruiskubetonin tarvitsee kantaa pelkästään oma painonsa, saadaan kaavalla (2) laskettua vaadituksi leikkauslujuudeksi noin 4,1 kPa. (Saw ym. 2015.)

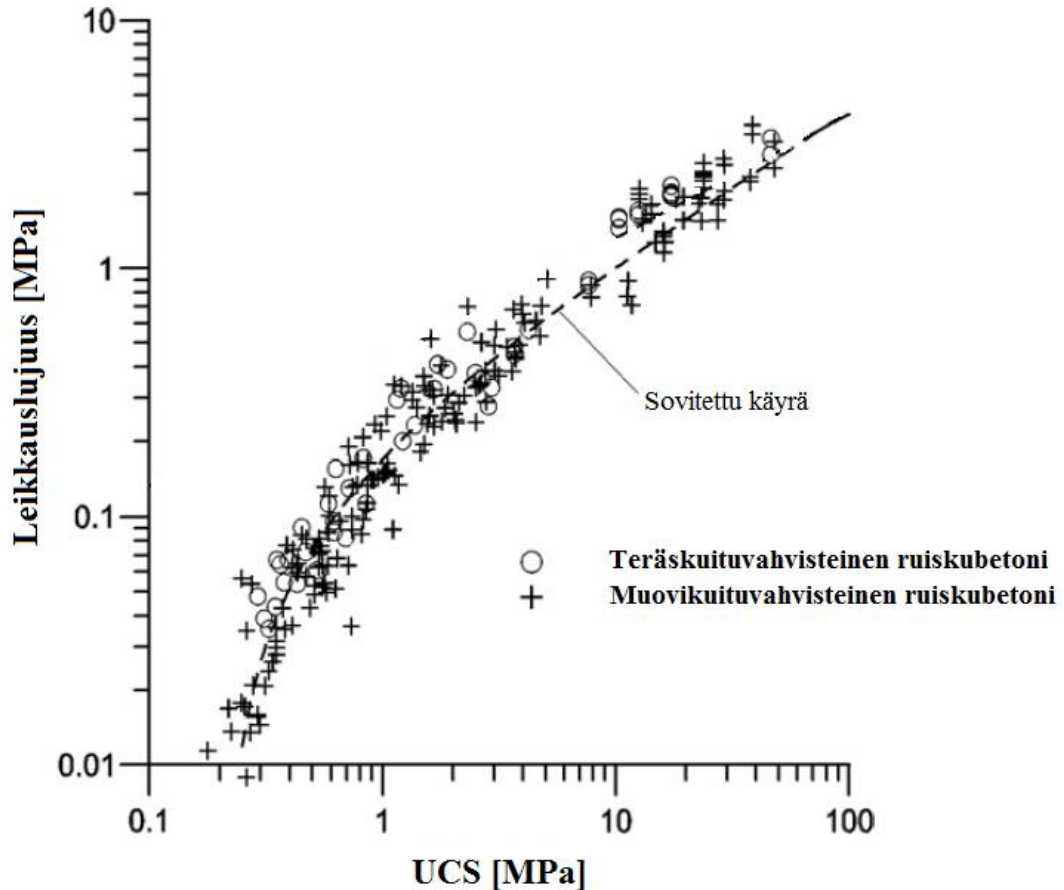
Saw ym. (2015) mukaisten leikkauslujuuden mittaustulosten, eli edellä esitetyn kuvan 25 avulla, voidaan nyt määrittää edellä laskettujen vaadittujen leikkauslujuuksien saavuttamiseen kuluva aika. Jos käytetään konservatiivisinta massaa, jolla leikkauslujuus kehittyy hitaimmin, eli ruiskubetonipastaa, jossa on pelkästään kiihdytinainetta lisättynä, saavutetaan viimeistään tunnin kuluttua ruiskutuksesta leikkauslujuus 4,1 kPa. Leikkauslujuus 20,4 kPa saavutetaan noin 2 tunnin ja 25 minuutin kuluttua ruiskutuksesta. Leikkauslujuus 99,5 kPa (0,0995 MPa) taas saavutetaan noin 3 tunnin ja 50 minuutin kuluttua.

Saw ym. (2015) mukaan ruiskubetonin kerrospaksuus vaikuttaa ruiskubetonin vaaditun leikkauslujuuden kehittymiseen. Ohuemmilla kerroksilla tarvitaan pidempi kovettumisaika ennen turvallista paluuta ruiskubetonikerroksen alle.

6.2 Paluuaika puristuslujuuden ja leikkauslujuuden avulla

Mohajeranin ym. (2015) mukaan kuitenkin ruiskubetonin leikkauslujuuden mittaaminen koikeellisesti on hyvin hankalaa, eikä sopivaa mittaamenetelmää ole tarjolla. Siitä johtuen leikkauslujuutta on pyritty määrittämään hyödyntämällä ruiskubetonin leikkauslujuuden ja puristuslujuuden välistä yhteyttä.

Kovettuneelle ruiskubetonille on määritetty yhteys yksiakiaalisen puristuslujuuden (UCS) ja leikkauslujuuden välillä, mutta nuorelle ruiskubetonille yhtä selkeää yhteyttä ei ole määritetty (Mohajerani ym. 2015). Bernardin (2008) tutkimuksien mukaan kuidullisen ruiskubetonin leikkauslujuuden ja yksiakiaalisen puristuslujuuden välillä on kuitenkin yhteys. Bernardin (2008) mittaustulokset leikkauslujuuden ja yksiakiaalisen puristuslujuuden välisen yhteyden hahmottamiseksi on esitetty kuvassa 26.



Kuva 26. Leikkauslujuus yksiakiaalisen puristuslujuuden (UCS) suhteen. Mittaustulokset teräskuituvahvisteiselle ruiskubetonille ja muovikuituvahvisteiselle ruiskubetonille, sekä tulosten mukaisesti sovitettu käyrä. (Muokattu kuvasta: Bernard 2008.)

Leikkauslujuus ei kasva lineaarisesti puristuslujuuden funktiona, vaan suhde noudattaa käyrän yhtälöä (6) (Bernard 2008).

$$\tau_c = 0,28f_c^{0,6} - 0,11 \quad (6)$$

missä τ_c on ruiskubetonin leikkauslujuus [MPa]
 f_c on ruiskubetonin keskiarvoinen yksiakiaalinen puristuslujuus [MPa]

Bernard (2008) esittää, että määritettäessä turvallista paluuaikaa, voidaan ruiskubetonin puristuslujuuden avulla arvioida leikkauslujuus. Leikkauslujuuden avulla taas voidaan laskea

ruiskubetonikerroksen leikkauskestävyys. Jos leikkauskestävyys riittävän selkeästi ylittää irrallisten kalliolohkareiden aiheuttamat kuormat, turvallinen paluu voi olla mahdollista. On kuitenkin varmistuttava ensin, että myös tartuntalujuus ruiskubetonin ja kalliopinnan välillä on riittävä, ettei tapahdu taivutusmurtumista.

Luvussa 6.1 Sawin ym. (2015) esittämällä menetelmällä laskettiin 50 mm:n paksuiselle kerrokselle ruiskubetonia leikkauslujuuden vähimmäisarvoksi 0,0995 MPa (eli noin 0,1 MPa), kun kannateltavan kalliomassa on kuution muotoinen. Edellä esitellyn Bernardin (2008) määrittämän leikkauslujuuden ja yksiaksiaalisen puristuslujuuden välisen yhteyden avulla, saataisiin leikkauslujuudella 0,1 MPa tarvittavaksi puristuslujuudeksi noin 0,6 MPa, kun puristuslujuus määritetään mittaustuloksiin sovitetulta käyrältä. Tarvittava puristuslujuus olisi tässä esimerkissä jopa alle 1 MPa. Tällainen tulos on kuitenkin vain suuntaa antava, eikä yhteen tutkimukseen perustuvaa leikkauslujuuden ja puristuslujuuden yhteyttä ole mielekästä yleistää. Lisäksi yksittäiset mittaustulokset vaihtelevat sovitetun käyrän molemmin puolin. On myös muistettava, että Sawin ym. (2015) esittämät menetelmät yksinkertaistavat kuormitustilanteita, eivätkä huomioi esimerkiksi ympäristön vaikutuksia.

6.3 Paluuaika ja tartuntalujuus

Kuten luvussa 2.2 on esitetty, ruiskubetonin tartunnan irtoamisen seurauksena voi tapahtua taivutusmurtuminen tai taivutusleikkausmurtuminen, jos pulttien välisellä alueella on löyhentyntä kalliota, joka kuormittaa ruiskubetonirakennetta (Barrett ja McCreath 1995). Bernardin (2008) mukaan myös nuori ruiskubetonirakenne voi murtua tartunnan menettämisen seurauksena taivutusmurtumalla, kuten luvussa 2.3 on todettu. Turvallisuuden näkökulmasta siis myös tartuntalujuuden merkitys on suuri.

Brynen ym. (2014) huomauttavat, että tilanteessa, jossa ei käytetä ollenkaan tai käytetään vain vähäistä pulttitusta ruiskubetonin ankkuroimiseen, on tärkein ruiskubetonin ominaisuus silloin riittävän tartunnan muodostaminen kalliopinnan kanssa. Erityisesti käytettäessä ruiskubetonin sitkeyden parantamiseksi kuituja, saattaa muodostua suuria alueita, joilla tartuntaa ei ole, koska ruiskubetonikuori säilyttää toimivuutensa niin kauan, kun kallion muodonmuutokset ovat infinitesimaalisen pieniä. Brynen ym. (2008) mukaan jopa muutaman millimetrin muodonmuutokset voivat aiheuttaa vakavia vaurioita rakenteen toiminnalle.

Sawin ym. (2015) mukaan vähimmäisvaatimus ruiskubetonin ja kalliopinnan väliselle tartunnalle (σ_{VS}) saadaan laskettua käyttämällä kaavaa (7). Tartuntalujuuden vähimmäisvaatimus on yhtä suuri kuin ruiskubetonin oman painon aiheuttama kohtisuora jännitys. Vähimmäisvaatimus saadaan, kun oletetaan, että kaikki kuorma kohdistuu tartuntaan, jolloin ruiskubetonin leikkauslujuus oletetaan olevan nolla.

$$\sigma_{VS} = \gamma_S t_S \quad (7)$$

missä σ_{VS} on ruiskubetonin tartuntalujuuden vähimmäisvaatimus [kPa]
 γ_S on ruiskubetonin tilavuuspaino [kN/m^3]
 t_S on ruiskubetonikerroksen paksuus [m]

Synteettisillä kuiduilla vahvistetun ruiskubetonin tyypillinen tilavuuspaino γ_S on 23 kN/m^3 . Siten esimerkiksi 50 mm:n eli $0,05 \text{ m:n}$ paksuiselle ruiskubetonikerrokselle saadaan tartuntalujuuden vähimmäisvaatimukseksi $1,15 \text{ kPa}$ eli $0,00115 \text{ MPa}$. Ruiskubetonikerrokselle, jonka paksuus on 60 mm eli $0,06 \text{ m}$ taas saadaan vähimmäisvaatimukseksi $1,38 \text{ kPa}$ eli $0,00138 \text{ MPa}$. Tuoreen ruiskubetonin tartuntalujuuden kehityksestä ei ole vielä saatavilla tarkkaa tutkimustietoa. Kuitenkin luvussa 4.3 esiteltyjen Brynen ym. (2014) tartuntalujuusmittausten perusteella voidaan todeta, että tartuntalujuus $0,00138 \text{ MPa}$ saavutetaan alle 10 tunnin kuluttua ruiskutuksesta.

Käytettäessä yllä esitettyä tartuntalujuuden vähimmäisvaatimuksen laskentakaavaa, tulee pitää mielessä, että se ei huomioi mitään ulkoisia kuormia, vaan ainoastaan ruiskubetonin oman painon aiheuttaman kuorman. Sitä voidaan hyödyntää siis vain kohteissa, joissa kalliolohkareet eivät kuormita ruiskubetonirakennetta. Lisäksi laskelma ei ota huomioon tartuntaan vaikuttavia tekijöitä, esimerkiksi ympäristön vaikutuksia tartuntalujuuteen.

7 Tartuntalujuuden mittausmenetelmän testaus ratatunnelikohteessa

7.1 Mittauskohteen esittely

Nuoren ruiskubetonin tartuntalujuuden mittauskohde sijaitsee Salossa. Kyseessä on noin 580 metriä pitkä Lavianmäen ratatunneli, jolle tehtiin verhouksrakenteen korjaus, eli vanhan ruiskubetonikerroksen päälle asennettiin lujiteverkko kiinnikkeiden avulla ja sen päälle ruiskutettiin uusi noin 60 mm:n kerros muovikuiduilla vahvistettua ruiskubetonia. Kuvassa 27 on esitetty verkkorakenne, joka jäi uuden ruiskubetonikerroksen alle. Verkon materiaalina oli teräs B500K, verkon silmäkoko oli 200x200 mm ja paksuus 8 mm.



Kuva 27. Aiemmin ruiskubetonoidun pinnan päälle asennettiin verkko ja ruiskutettiin uusi ruiskubetonikerros.

Ruiskubetonin lujuusluokka oli C30/37 ja suurin kiviaineksen raekoko oli 8 mm. Massa oli notkeudeltaan luokkaa S3 (vetelä) ja se sisälsi PP-Mix 6 -polypropeenikuituja, joiden pituus oli 6 mm. PP-Mix 6 -kuidut parantavat betonin palonkestoa palotilanteessa sekä auttavat plastisen kutistuman aiheuttaman halkeilun hallinnassa (Semtu Oy 2011).

Ruiskubetonin tartuntalujuusmittaukset suoritettiin kahdelta eri alueelta: tunnelin alkupäästä, johon tehtiin ennen varsinaisen ruiskubetonointityön aloitusta yksi koeruiskutusalue (alue 1), sekä tunnelin vastakkaisesta päästä (alue 2). Molemmat mittauskohdat sijaitsivat lähellä tunnelin suuaukkoja ja käytännön toteuttamisen helpottamiseksi mittaukset tehtiin seinästä.

Kummallakin alueella tartuntalujuuden mittaukset suoritettiin sellaisista kohdista, jotka oli ruiskutettu yhdestä kuormasta ruiskubetonia. Näin varmistettiin, että ruiskubetonimassan mahdollisesti vaihtelevat ominaisuudet kuormien välillä eivät vaikuta alueelle suoritettujen

mittausten tuloksiin. Alueen 2 ruiskubetonimassan painumaksi mitattiin työmaalla 183 mm. Alueen 1 painumaa ei mitattu. Painuma mitattiin käyttämällä standardin SFS-EN 12350-2 mukaista painumakoetta. Vesi-sementtisuhde oli alueen 1 massassa 0,44 ja alueen 2 massassa 0,43. Käytetty sideaine oli molemmissa portlandsementtiä CEM I 52,5 N. Molemmissa massoissa kuitupitoisuus on noin $2,5 \text{ kg/m}^3$ ja kiihdytinaine MasterRoc SA 167:n määrä noin 5 %. Lopullisen ruiskubetonipinnan jälkihoito suoritettiin MasterKure -jälkihoitoaineella.

7.2 Mittausmenetelmä

Mittausmenetelmä noudatti samaa periaatetta, kuin luvussa 5.1.2 esitelty Amerikkalaisen standardin mukainen menetelmä. Tartuntalujuusmittaukset tehtiin alueelta 1, kun ruiskutuksesta oli kulunut 4,5 tuntia, 72 tuntia ja 28 vuorokautta. Alueen 2 mittaukset tehtiin 24 tunnin, 72 tunnin ja 28 vuorokauden kuluttua ruiskutuksesta. Molemmilla alueilla mittaamiseen käytettiin HZP-ConsurTest tartuntalujuusmittauslaitetta (kuva 28). HZP-ConsurTest –laite on suunniteltu erityisesti tartuntavetolujuuden ja vetolujuuden mittaamiseen muun muassa betonista (FORM+TEST 2017). Mittaus suoritettiin siten, että ensin ruiskubetonipinta hiottiin tasaisemmaksi, jonka jälkeen siihen porattiin halkaisijaltaan 50 mm:n kokoinen ympyrälieriö noin 60 mm:n syvyyteen. Poraamiseen käytettiin HILTI TE 30-A36 akkukombivarsaa, jossa on aktiivinen värinävaimennus ja väännönrajoitin. Sen jälkeen puhdistetun ruiskubetonilieriön pintaan liimattiin teräslevy, jota liiman kovettumisen jälkeen vedettiin kohtisuoraan pinnasta ulospäin tartuntavetolujuusmittauslaitteella. HZP-ConsurTest -laitteessa on automaattinen kuormitus ja digitaalinen kuormitustieto siirtyy Bluetooth -yhteyden välityksellä suoraan tabletille (FORM+TEST 2018). Kuormitusarvojen resoluutio on 0,001 kN (FORM+TEST 2018). Kunkin ajanhetken mittaus koostui kolmesta erillisestä vetomittauksesta, eli toisin sanoen näytteitä oli kolme kappaletta kullakin ajanhetkellä.



Kuva 28. Tartuntavetolujuuden mittaamiseen käytetty HZP-ConsurTest –mittauslaite.

Alueen 2 tartuntalujuuden mittausasetelma 28 vuorokauden kuluttua ruiskutuksesta on esitetty kuvassa 29. Siinä on näkyvillä teräslevyt, jotka on liimattu ruiskubetonilieriöiden pintaan. Testattavat näytteet on numeroitu näytteiksi L1, L2 sekä L3 ja niistä kullekin suoritettiin vetokoe. Kuvassa 30 on tilanne näytteen L2 vetokokeen suorittamisen jälkeen; ruiskubetonin oma vetolujuus on ylittynyt ja ruiskubetonia on irronnut näytteen pinnasta.



Kuva 29. Tartuntalujuusmittaus 28 vuorokauden kuluttua ruiskutuksesta alueella 2. Kuvassa on ruiskubetoniin porattuihin ympyrälieriöihin liimatut teräslevyt eli näytteet L1, L2 ja L3. Näytteiden yläpuolella näkyy 28 vuorokautta aiemmin suoritettujen tartuntalujuusmittausten jättämiä lieriöitä.



Kuva 30. Alueen 2 näytteen L2 vetokoe. Ruiskubetonilieriön pinta on antanut periksi ja teräslevyn pinnassa on näkyvissä ruiskubetonista irronnut osuus. Kuvassa on näkyvissä osittain myös HZP-ConsurTest vetolaite, jolla teräslevyä vedettiin.

7.3 Tartuntalujuuden mittaustulokset

Mittausmenetelmän testauskohteessa mittaustuloksina saatiin tartuntalujuuden sijasta todellisuudessa ruiskubetonin vetolujuus; lähes kaikki näytteet murtuivat ruiskubetonista, eivätkä kerrosten välisestä tartuntakohdasta, mikä voitiin todeta irronneen ruiskubetoniosuuden paksuuden perusteella. Alueella 2 jokainen mittaus murtui ruiskubetonikerroksesta. Alueella 1 kaksi kappaletta kolmesta 28 vuorokauden jälkeen mitatuista näytteistä murtui ruiskubetonikerrosten välisestä tartuntakohdasta, mutta kaikki muut näytteet murtuivat ruiskubetonikerroksesta. Kunkin ajanhetken kolmesta erillisestä vetomittauksesta on laskettu keskiarvo. Keskiarvona lasketut mittaustulokset alueelle 1 on esitetty taulukossa 5 ja alueelle 2 taulukossa 6. Lisäksi taulukoista 3 ja 4 näkyy keskiarvoisten vetolujuustulosten keskiha-

jonta. Kaikkien mittausten tulokset on esitetty *liitteessä 1*. Kuten edellä on todettu, tartunta-vetolujuusmittauksista saatiin todellisuudessa tietoon vain ruiskubetonin vetolujuus kullakin ajanhetkellä, joten kutsun sitä tartuntalujuuden sijasta vetolujuudeksi. Vetolujuus on laskettu murtovoiman avulla, kun tiedetään näytteen pinta-ala, jolle murtovoima on jakautunut. Vetolujuus lasketaan jakamalla murtovoima ympyränmuotoisen halkaisijaltaan 50 mm:n alueen pinta-alalla.

Taulukko 5. Alueen 1 ruiskubetonin murtovoiman ja vetolujuuden mittaustulokset eri ajanhetkinä ruiskutuksen jälkeen. Tulokset laskettiin keskiarvona kunakin ajanhetkenä suoritusta kolmesta mittauksesta. Lisäksi laskettiin keskihajonta vetolujuuden tuloksille. Alueella 1 ei suoritettu 24 tunnin mittausta.

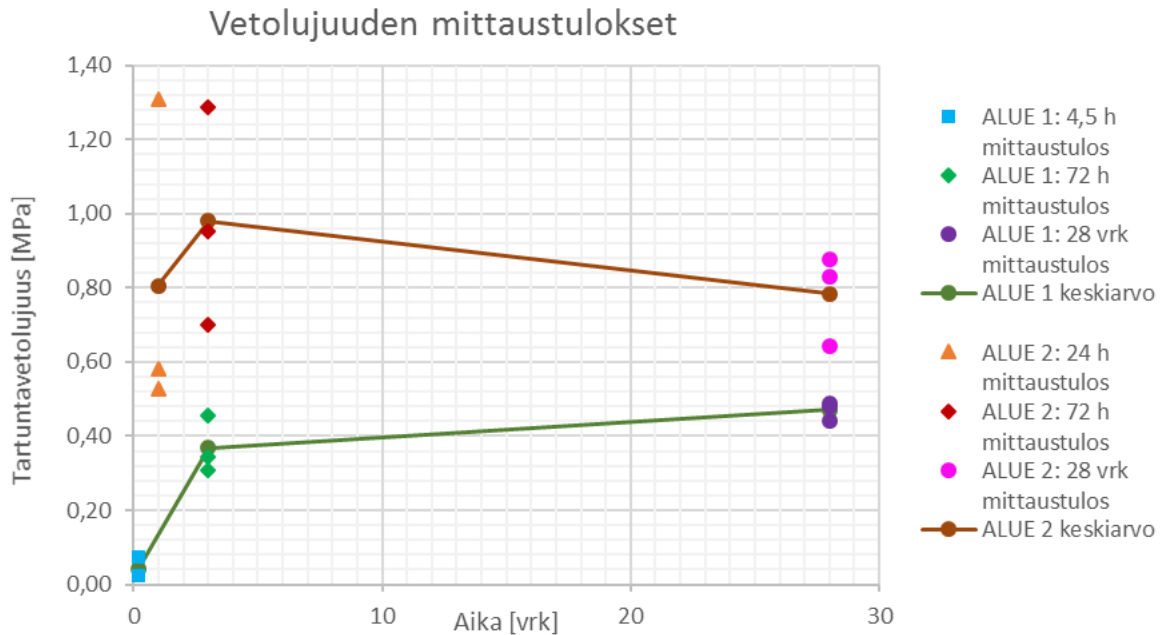
Ruiskutuksesta kulunut aika	Murtovoima [kN]	Vetolujuus [MPa]	Keskihajonta [MPa]
4,5 h	0,08	0,04	0,02
24 h	-	-	-
72 h	0,73	0,37	0,06
28 vrk	0,92	0,47	0,02

Taulukko 6. Alueen 2 ruiskubetonin murtovoiman ja vetolujuuden mittaustulokset alueelta 2 eri ajanhetkinä ruiskutuksen jälkeen. Tulokset laskettiin keskiarvona kunakin ajanhetkenä suoritusta kolmesta mittauksesta. Lisäksi laskettiin keskihajonta vetolujuuden tuloksille. Alueella 2 ei suoritettu 4,5 tunnin mittausta.

Ruiskutuksesta kulunut aika	Murtovoima [kN]	Vetolujuus [MPa]	Keskihajonta [MPa]
4,5 h	-	-	-
24 h	1,58	0,81	0,36
72 h	1,93	0,98	0,24
28 vrk	1,54	0,78	0,10

Vetolujuuden mittaustulokset ja kehitys saatujen mittaustulosten perusteella on esitetty kuvaajalla kuvassa 31. Tuloksista voidaan huomata, että alueen 2 saadut vetolujuuden arvot olivat kokonaisuudessaan korkeampia kuin alueen 1 vetolujuudet. Keskiarvoinen vetolujuus 72 tunnin kohdalla alueella 2 oli lähes kaksinkertainen alueen 1 vetolujuuteen verrattuna.

Alueella 1 vetolujuus kasvoi ajan funktiona. Erikoista alueen 2 vetolujuuden kehityksessä oli, että 28 vuorokauden kuluttua ruiskutuksesta keskiarvoinen vetolujuus oli jopa alhaisempi kuin 24 tunnin kuluttua ruiskutuksesta. Tässä on kuitenkin otettava huomioon, että yksittäiset mittaustulokset vaikuttavat merkittävästi piirrettyyn keskiarvokäyrään. Alueen 2 tuloksissa oli kokonaisuudessaan suurempi hajonta kuin alueen 1 tuloksissa.



Kuva 31. Vetolujuuden mittaustulokset alueelle 1 ja 2 eri ajanhetkinä, sekä kunkin ajanhetken kolmesta mittaustuloksesta lasketun keskiarvon mukaisesti piirretty keskiarvokuvaaja.

7.4 Mittaustulosten tarkastelu

Lavianmäestä saatujen mittausten perusteella ei saatu selkeää tietoa siitä, minkä ajan kuluttua ruiskutuksesta tartuntalujuus 0,5 MPa on täytetty. Alueen 2 tuloksissa jo 24 tunnin jälkeen ruiskutuksesta keskimääräinen vetolujuus oli noin 0,81 MPa eli selkeästi yli vaaditun 0,5 MPa. Sen sijaan alueella 1 ei saavutettu tartuntalujuutta 0,5 MPa edes 28 vuorokauden kuluttua ruiskutuksesta, vaan keskimääräinen tartuntavetolujuus oli 0,47 MPa.

Kuten edellä on jo todettu, todellista tartuntalujuutta kerrosten välillä ei kummallakaan alueella saatu pääosin tietoon, sillä murtuminen tapahtui lähes kaikissa mittauksissa ruiskubetonikerroksesta eikä tartuntakohdasta. Ruiskubetonin sisäinen vetolujuus ylittyi ennen kuin tartuntalujuus kerrosten välillä ylittyi. Alueella 1 saatiin ainoastaan kahdesta 28 vuorokauden jälkeen ruiskutuksesta tehdystä mittauksesta tietoon ruiskubetonin tartuntalujuus. Kokonaisuudessaan ruiskubetonin oma vetolujuus oli alueella 1 huonompi kuin alueella 2. Selkeää syytä huonommalle vetolujuudelle alueella 1 ei löytynyt ainakaan massasta, joka oli hyvin samanlainen molemmilla alueilla. Vesi-sementtisuhteet olivat molemmissa massoissa hyvin lähellä toisiaan: alueella 1 vesi-sementtisuhte oli 0,44 ja alueella 2 se oli 0,43. Yhtenä mahdollisena syynä voi olla ruiskutustekniikka, joka ei välttämättä ollut vielä vakiintunut alueen 1 ruiskutukseen, koska se oli koeruiskutus.

Ruiskubetonilieriö murtui lähes jokaisessa mittauksessa hyvin läheltä ruiskubetonin pintaa tai maksimissaan 10 mm:n syvyydeltä ruiskubetonilieriön pinnasta sen sijaan, että lieriö olisi murtunut kahden pinnan välisen tartunnan kohdalta. Mittaustulokset antoivat siis tiedon ainoastaan siitä, että tartuntalujuus 28 vuorokautta vanhalla tai sitä nuoremmalla ruiskubetonilla oli kahden pinnan välillä suurempi kuin saatu mittaustulos. Kuvassa 32 näkyy alueen 2

mittaustulos 28 vuorokautta vanhasta ruiskubetonista, jossa näkyy, kuinka ruiskubetoni murtui täysin ruiskubetonilieriön pinnan tuntumasta, eikä tartuntapintojen väliltä. Kuvasta nähdään myös, että teräslevyyn on kuitenkin jäänyt ruiskubetonia ohut kerros, eli teräslevyn liimaukseen käytetty liima ei pettänyt.



Kuva 32. Ruiskubetonin murtuminen ruiskubetonilieriön pinnasta 28 vuorokautta vanhasta ruiskubetonista alueen 2 tartuntalujuusmittauksessa.

Alueen 2 mittaustuloksissa keskihajonta oli suurta ja lujuuden kehitys odottamaton. Tähän on todennäköisesti vaikuttanut mittausmenetelmä, joka on osoittautunut puutteelliseksi. Eri-tyisesti 28 vuorokauden kuluttua ruiskutuksesta mitattu alhaisempi vetolujuus, kuin 24 tunnin kuluttua ruiskutuksesta saatu vetolujuus kielii mittausvirheestä. Syynä voi olla mittaus-

pinnan epätasaisuus; jos pintaa ei ole ennen mittausta hiottu joissain kohdissa riittävän tasaiseksi, ei vetävä voimakkaan jakaudu tasaisesti ruiskubetonipinnalle. Tällöin pinta-ala, jolle vetävä voima kohdistuu, on pienempi epätasaisuuden takia ja siten voiman vaikutus suurempi jäljelle jäävällä pinta-alalla. Tällöin ruiskubetoni voi murtua jo pienemmällä vetolujuudella, kuin tasaisella pinnalla. Toisaalta pinnan hiominen on mahdollisesti voinut rikkoa ruiskubetonia pinnan tuntumasta ja aiheuttaa siihen osittain rikkoutuneen alueen.

Nuoren ruiskubetonin tartuntavetolujuutta on haastavaa mitata luvussa 7.2 kuvatulla menetelmällä, sillä ruiskubetoni ei ole kovettunut vielä riittävästi. Erikoista kuitenkin on, että ruiskubetoni oli alueella 2 jokaisessa mittauksessa - mukaan lukien 28 vuorokauden kuluttua ruiskutuksesta – murtunut ihan pinnan tuntumasta. Ruiskubetoni on 28 vuorokauden jälkeen kovettunut. Tällöin pinnan tuntumasta murtumisen syynä ei voi olla pelkästään liian pehmeä ruiskubetoni, vaan mittausmenetelmässä tai mittauksen suorittamisessa oli todennäköisesti epäkohtia.

Testattaessa tartuntalujuuden mittausmenetelmää, joka on kuvattu luvussa 7.2, huomattiin, että se ei todennäköisesti sovi nuorelle ruiskubetonille. Kuten edellä on todettu, vetokokeissa ruiskubetoni murtui ennen tartunnan irtoamista lähes jokaisessa mittauksessa. Koska nuoren ruiskubetonin kovettuminen ei ole tapahtunut vielä kokonaan, on todennäköistä, että se murtuu tartuntapinnan sijasta vielä todennäköisemmin ruiskubetonista, kuin kovettunut ruiskubetoni.

Vertailemalla saatuja mittaustuloksia muiden tekemien tutkimusten kanssa, voidaan todeta, että tulokset olivat osittain samankaltaisia verrattuna esimerkiksi Brynen ym. (2014) saamiin tuloksiin ja osittain täysin eriäviä. Brynen ym. (2014) saamat mittaustulokset on esitetty luvussa 4.3. Brynen ym. (2014) mittaamat tartuntalujuudet olivat saavuttaneet 0,5 MPa:n rajan alle 15 tunnin kuluttua ruiskutuksesta. Tässä työssä tehdyssä Lavianmäen mittauksessa alueella 1 ei saavutettu vetolujuutta 0,5 MPa ollenkaan. Alueella 2 taas 24 tunnin kuluttua ruiskutuksesta ruiskubetonin vetolujuus oli 0,8 MPa, mutta puutteellisten mittausten takia tietoa sitä aikaisemmasta vetolujuudesta tai tartuntalujuudesta ei ole. Brynen ym. (2014) tutkimuksissa tartuntalujuus myös kasvaa ajan kuluessa koko 72 tunnin ajan. Lavianmäen mittaustuloksissa molemmilla alueilla saatu ruiskubetonin vetolujuus kasvoi 72 tuntiin saakka, mutta alueella 2 tulos romahti 28 vuorokauden jälkeen tehdyssä mittauksessa. Luvussa 6.3 esitetyllä Sawin ym. (2015) määrittämällä laskentakaavalla 60 mm:n paksuiselle ruiskubetonikerrokselle tartuntalujuuden vähimmäisvaatimukseksi laskettiin 0,00138 MPa, mikä saavutettaisiin Laviamäessä tehtyjen mittaustulosten perusteella jo aiemmin, kuin 4,5 tunnin kuluttua ruiskutuksesta.

8 Johtopäätökset ja suositukset

Päätavoitteena oli selvittää, kuinka turvallinen paluuaika tulisi määrittää. Suomessa käytössä on erisuuruisia puristuslujuusvaatimuksia, joiden todettiin olevan muualla maailmassa käytettäviin puristuslujuusvaatimuksiin verrattuna hyvin korkeita. Suomessa käytäntönä oleva 15 MPa on verrattain korkea Australiassa käytettävään 1 MPa:n puristuslujuusvaatimukseen. Diplomityössä todettiin myös, että molemmat ovat silti melko perustelemattomia, sillä murtumismekanismeja tarkasteltaessa huomattiin, että puristuslujuus ei ole tärkeässä asemassa nuoren ruiskubetonin murtumismekanismeissa, vaan tärkeässä osassa ovat nuoren ruiskubetonin leikkauslujuus ja tartunta.

Paluuaikaa arvioitaessa keskeistä on, että ruiskubetonin ja kalliopinnan välillä on hyvä tartunta sekä ruiskubetonin leikkauslujuus on riittävä. Tartuntalujuuden ja leikkauslujuuden vähimmäisarvojen laskemiseksi esiteltiin kaksi erilaista menetelmää: puhtaasti ruiskubetonin leikkauslujuuteen perustuva laskennallinen menetelmä sekä leikkauslujuuden ja puristuslujuuden väliseen yhteyteen perustuva menetelmä. Esimerkkilaskelmissa saatiin 60 mm:n paksuiselle ruiskubetonikerrokselle leikkauslujuuden vähimmäisvaatimukseksi 0,0836 MPa, kun kannateltavana on oman painon lisäksi kuution muotoinen kalliolohkare, jonka sivun pituus on 1 m. Tartuntalujuuden vähimmäisvaatimukseksi saatiin 0,00138 MPa. Menetelmiä voidaan kuitenkin käyttää vain apuna paluuaikaa määritettäessä. On otettava huomioon, että laskennalliset menetelmät yksinkertaistavat kuormitustilanteita, eivätkä ota huomioon kaikkia tarvittavia muuttujia; esimerkiksi ympäristön vaikutuksia ei ole niissä huomioitu ollenkaan. Molemmissa menetelmissä on lisäksi vielä puutteita. Esimerkiksi leikkauslujuuden mittaaminen on haastavaa, minkä takia leikkauslujuusmenetelmää ei voida välttämättä vielä hyödyntää. Leikkauslujuuden ja puristuslujuuden välistä yhteyttä hyödyntävässä menetelmässä taas tarvitaan vielä lisätutkimuksia, ennen kuin voidaan varmistua siitä, että yhteys on määritetty oikein.

Osatavoitteena pyrittiin mittaamaan nuoren ruiskubetonin tartuntalujuutta vanhaan ruiskubetoniin ja selvittämään mittauksin tartuntalujuuden kehitystä. Tartuntalujuusmittaus ei ratatunnelikohteessa onnistunut nuorelle ruiskubetonille, sillä nuoren ruiskubetonin oma sisäinen vetolujuus ylittyi ennen tartuntakohdan tartuntalujuuden ylittymistä. Toisin sanoen murtuminen tapahtui nuorelle ruiskubetonille aina ruiskubetonikerroksen pinnasta, eikä pintojen välisestä tartuntakohdasta. Tämän takia tietoon saatiin ainoastaan ruiskubetonin oma vetolujuus, eikä haluttua tartuntalujuuden kehitystä saatu selvitettyä. Mittausmenetelmä ei siis soveltunut nuoren ruiskubetonin tartuntalujuuden mittaamiseen tässä diplomityössä tehtyjen mittausten perusteella, joissa tartuntalujuutta ei saatu tietoon. Vaikka tartuntalujuutta ei saatu mitattua, tiedetään kuitenkin, että tartuntalujuus on suurempi, kuin mittaustuloksena saatu vetolujuus.

Tartunnan saavuttamisen varmistaminen on murtumismekanismeihin perustuen tärkeässä osassa ruiskubetonirakenteen toiminnan kannalta. Diplomityöhön on koottu tekijöitä, jotka vaikuttavat tartuntaan kerrosten välillä. Tekijöistä yhtenä tärkeimmistä voidaan mainita esimerkiksi pinnan puhtaus ja vaurioituneen pintakerroksen irrottaminen puhdistamalla korkealla paineella ruiskubetonoitava kalliopinta. Lisäksi diplomityössä tehdyn kirjallisuusselvityksen perusteella huomattiin, että karkeuden vaikutuksesta tartuntalujuuteen on eriäviä tutkimustuloksia, eikä karkeuden vaikutuksesta voida olla vielä varmoja, joten tulevaisuudessa sitä tulisi tutkia lisää.

Leikkauslujuuden eri mittausmenetelmiä tulisi tutkia, ja selvittää, sopisiko niistä jokin työmaalla käytettäväksi nuorelle ruiskubetonille. Toisena vaihtoehtona olisi tutkia lisää leikkauslujuuden ja puristuslujuuden välistä yhteyttä nuorella ruiskubetonilla. Jos yhteys saadaan useammilla tutkimuksilla selvitettyä yhdenmukaisesti, voitaisiin leikkauslujuuteen perustuvaa paluuajan määrittämiseen käytettävä menetelmä ottaa käyttöön Suomessa. Tällöin leikkauslujuuden sijasta mitattaisiin varhaista puristuslujuutta (varhaislujuutta), kuten tähänkin asti, mutta varhaiset puristuslujuusvaatimukset olisi asetettu perustuen rakenteelta vaadittavaan leikkauslujuuteen. Sitä kautta lujuusvaatimukset perustuisivat myös ruiskubetonin murtumismekanismeihin.

Nuoren ruiskubetonin tartuntaa mitattaessa, tulisi testata jotain muuta menetelmää, kuin tässä diplomityössä kokeellisessa osuudessa testattua menetelmää. Esimerkiksi ruotsalaisten käyttämää menetelmää, jossa ruiskubetonilieriötä vedetään pintaan liimatun levyn sijasta ruiskubetonilieriön pinnan ympärille asetetun metallilieriön avulla, kannattaisi testata myös nuorelle ruiskubetonille. Lisäksi nuorelle ruiskubetonille kehitettyä menetelmää, jossa ruiskubetonilieriön keskelle porataan reikä, johon liimataan vetoankkuri, tulisi testata.

Tutkimus oli hyödyllinen, sillä sen perusteella voidaan todeta, että Suomessa paluuajan arviointitapoja tulisi kehittää. Tutkimuksen avulla huomattiin, kuinka nykyisin käytetyt puristuslujuusvaatimukset eivät perustu ruiskubetonin murtumismekanismeihin. Jotta kalliorakentamista saadaan kehitettyä, täytyy uutta tutkimustietoa pyrkiä hyödyntämään ja ottamaan käyttöön myös käytännön toteutuksessa.

Lähdeluettelo

Ahuja, V., Jones, B. 2016. Non-destructive approach for shotcrete lining strength monitoring. Teoksessa: Society for mining, metallurgy and exploration (SME). Proceedings of the World Tunnel Congress. San Francisco, California, USA. 22-28.4.2016. S. 1178-1187. ISBN: 9781510822627.

Ansell, A. 2004. In situ testing of young shotcrete subjected to vibrations from blasting. Tunneling and underground space technology. Vol. 19:6. S. 587-596. ISSN 0886-7798.

ASTM C1583 / C1583M-13. 2013. Standard test method for tensile strength of concrete surfaces and the bond strength or tensile strength of concrete repair and overlay materials by direct tension (Pull-off method). West Conshohocken, PA, USA: ASTM International. 5 s. DOI: 10.1520/C1583_C1583M-13.

Banton, C., Diederichs, M.S., Hutchinson, D.J., Espley, S. 2004. Mechanisms of shotcrete roof support. Teoksessa: Bernard, E.S. (toim.). Shotcrete: More engineering developments. London, UK: CRC Press. S. 39-45. ISBN: 9780415358989.

Barrett, S.V.L., McCreath, D.R. 1995. Shotcrete support design in blocky ground: towards a deterministic approach. Tunneling and underground space technology. Vol. 10:1. S. 79-89. ISSN 0886-7798.

Barton, N.R., Choubey, V. 1977. The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock mechanics. [Verkkolehti]. Vol. 10:1-2. S. 1-54. [Viitattu 29.10.2018]. ISSN 0723-2632 (painettu). ISSN 1434-453X (sähköinen). Saatavissa: DOI: 10.1007/BF01261801.

Bernard, E.S. 2008. Early-age load resistance of fibre reinforced shotcrete linings. Tunneling and underground space technology. Vol. 23:4. S. 451-460. ISSN 0886-7798.

Bryne, L. 2014. Time dependent material properties of shotcrete for hard rock tunneling. Doctoral Thesis. Royal Institute of Technology (KTH), School of architecture and built environment, Department of Civil and Architectural Engineering. Stockholm, Sweden. xiv, 79 s.

Bryne, L., Ansell, A., Holmgren, J. 2014. Laboratory testing of early age bond strength of shotcrete on hard rock. Tunneling and underground space technology. Vol. 41. S. 113-119. ISSN 0886-7798.

Byfors, J. 1980. Plain concrete at early ages, Research Fo 3:80. Stockholm, Sweden: Swedish cement and concrete research institute. 464 s. ISSN 0346-6906.

Clark, C.C., Stepan, M.A., Seymour, J.B., Martin, L.A. 2011. Early strength performance of modern weak rock mass shotcrete mixes. Mining Engineering. Vol. 63:1. S. 54-59. ISSN 0026-5187.

Drover, C., Villaescusa, E. 2015. Performance of shotcrete surface support following dynamic loading of mining excavations. Teoksessa: Lu, M., Sigl, O., Li, G. Shotcrete for underground support XII. Singapore.11-13.10.2015. ECI symposium series. [Viitattu

8.11.2018]. ISBN: 978-0-939204-58-8 (sähköinen). Saatavissa: http://dc.engconfintl.org/shotcrete_xii/3.

FORM+TEST. 2017. Bond strength tester HZP-ConsurTest. [Verkkoaineisto]. [Viitattu 7.3.2019]. Saatavissa: <https://www.formtest.de/de-wAssets/docs/Catalogue/L210.02-en-Bond-Strength-Tester-HZP-ConsurTest-LQ.pdf>.

FORM+TEST. 2018. Presentation – ConsurTest – Bond strength testing in the course of industry 4.0. [Verkkoaineisto]. [Viitattu 8.3.2019]. Saatavissa: <https://www.formtest.de/de-wAssets/docs/Presentation/ConsurTest-Bond-Strength-Testing-in-the-Course-of-Industry-4.0.ppsx>.

Goodman, R.E., Shi, G., Hall, W.J. (toim.). 1985. Block theory and its application to rock engineering. London: Prentice-hall international, inc. 338 s. ISBN: 0-13-078189-4.

Hahn, T., Holmgren, J. 1979. Adhesion of shotcrete to various types of rock surfaces. 4th ISRM congress. Montreux, Switzerland. 2-8.9.1979. S. 431-440.

HILTI. 2011. Dermination of the early strength of sprayed concrete with stud driving method Hilti DX 450-SCT. [Verkkoaineisto]. [Viitattu 9.3.2019]. Saatavissa: https://www.hilti.com.hk/media-canonical/AS-SET_DOC_LOC_6255389_APC_RAW/Hilti-DX-450-SCT_Operating%20-Instructions.

Hoek, E., Brown, E.T. 1980. Underground excavations in rock. 1st ed. London, UK: CRC Press. 532 s. ISBN: 978-0-4191-6030-4.

Hoek, E., Kaiser, P.K., Bawden, W.F. 1995. Support of underground excavations in hard rock. 1st ed. Alankomaat, Rotterdam: A.A. Balkema. 215 s. ISBN: 90-5410-186-5.

Hollmén, K. 2018. Diplomi-insinööri. Sitowise Oy, kallio- ja tunnelisuunnittelu. Tuulikuja 2, 02100 Espoo. Haastattelu 25.10.2018.

Holmgren, B.J. 2001. Shotcrete linings in hard rock. Teoksessa: Hustrulid, W. (toim.), Bull-ock, R. (toim.). Underground mining methods: engineering fundamentals and international case studies. Littleton, Colorado, USA: Society for mining, metallurgy, and exploration (SME). S. 569-577. ISBN: 0-87335-193-2.

Iwaki, K., Hirama, A., Mitani, K., Kaise, S., Nakagawa, K. 2001. A quality control method for shotcrete strength by pneumatic pin penetration test. NDT&E international. Vol 34:6. S. 395-402. ISSN 0963-8695.

Kuchta, M.E. 2002. Quantifying the increase in adhesion strength of shotcrete applied to surfaces treated with high-pressure water. SME preprint 02-035. SME annual meeting. Phoenix, Arizona, USA. 25-27.2.2002. Society for mining, metallurgy and exploration (SME). Preprint 02-035.

Kumar, D., Behera, P.K., Singh, U.K. 2002. Shotcreting in rock excavation and its adhesion strength. Electronic journal of geotechnical engineering. [Verkkolehti]. Vol. 7. [Viitattu

18.10.2018]. ISSN 1089-3032 (sähköinen). Saatavissa:
<http://www.ejge.com/2002/Ppr0203/Ppr0203.htm>.

Lumme, Pentti. 2008. Kuitubetonien käyttö lisäänty rakenteissa – jopa kantavissa rakenteissa. *Betoni*. Vol. 3. S. 72-77. ISSN 2323-1262.

Lundmark, T., Nilsson, L. 1999. Vattenskrotning vid sprutbetongarbeten. Master's thesis, examensarbete nr 119. Kunliga tekniska högskolan (KTH), Department of Structural Engineering. Stockholm, Sweden. 45 s. ISBN: 1103-4297.

Mecmesin. 2014. Shotcrete penetrometer user guide. [Verkkoaineisto]. [Viitattu 9.3.2019]. Saatavissa: <https://www.mecmesin.com/documents/manuals/431-447-01%20Shotcrete%20Penetrometer%20User%20Guide.pdf>.

Malmgren L., Nordlund, E., Rolund, S. 2005. Adhesion strength and shrinkage of shotcrete. *Tunneling and underground space technology*. Vol. 20:1. S. 33-48. ISSN 0886-7798.

Melbye, T., Dimmock, R., Garshol, K. 2001. *Sprayed concrete for rock support*. 9th ed. MBT International underground construction group, Division of MBT. 246 s.

Mohajerani, A., Rodrigues, D., Ricciuti, C. Wilson, C. 2015. Early-age strength measurement of shotcrete. *Journal of materials*. [Verkkolehti]. Vol. 2015. [Viitattu 17.9.2018]. Article ID 470160. Saatavissa: DOI: 10.1155/2015/470160.

Morton, E., Thompson, A., Villaescusa, E. 2008. Static testing of shotcrete and membranes for mining applications. Teoksessa: SAIMM & SANIRE & ISRM. 6th International Symposium on ground support. Cape Town, South Africa: The South African institute of mining and metallurgy. 30.3-3.4.2008. S. 195-212.

Nordström, E., Grändås, J. 2005. Effective in-place testing of bond strength with swedish friction grip. *Shotcrete magazine*. [Verkkolehti]. Vol. 7: Summer 2005. S. 18-19. [Viitattu 11.9.2018]. Saatavissa: https://www.shotcrete.org/media/Archive/2005Sum_Nordstrom-Grandas.pdf.

Nykänen, Jukka. 1979. *Betoniteknikka*. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto. 471 s. ISBN: 951-758-014-2.

Orantie, K., Ritola, J., Kronlöf, A. 2006. Kalliotilojen ruiskutettavat vesitiiviit komposiittirakenteet. [Verkkoainesito]. VTT tiedotteita 2358. [Viitattu 26.9.2018]. 158 s. ISBN: 951-38-6885-0 (sähköinen). Saatavissa: <https://www.vtt.fi/inf/pdf/tiedotteet/2006/T2358.pdf>.

Paalumäki, T., Lappalainen, P., Hakapää, A. 2015. *Kaivos- ja louhintateknikka*. 3rd ed. Helsinki: Opetushallitus ja Kaivosteollisuus ry. 479 s. ISBN: 978-952-13-5778-7.

Pihlström, M. 2015. Polymeerikuituvahvisteisen ruiskubetonin laatuvaatimukset ja laadunvarmistusmenetelmät kalliorakentamisessa. *Insinööriyö*. Metropolia Ammattikorkeakoulu, Rakennustekniikka, Infrarakentaminen. Helsinki. 56 s.

Piirainen, M. 2010. Ruiskubetonin varhaislujuuden vaikutus työturvallisuuteen ja käytettäviin kerrospaksuuksiin. Diplomityö. Aalto-Yliopisto, Insinööritieteiden korkeakoulu, Kalliorakentaminen. Espoo. 77 s.

Petrow, S. 2015. Ruiskubetoniohjeet 2015, by 63. Suomen betoniyhdistys ry. Helsinki: BY-Koulutus Oy. 88 s. ISBN: 978-952-68068-3-9.

Pöllä, J. 1988. Ruiskubetoni ja sen käyttö kallion lujittamisessa. Espoo: Valtion teknillinen tutkimuskeskus (VTT). 170 s. ISBN: 951-38-3297-X.

Pöllä, J. 2015. Ruiskubetonoinnin toteuttaminen. Ruiskubetoniohjeet –kurssi 2015 [Verkkoaineisto]. [Viitattu 4.10.2018]. Saatavissa: http://www.betoniyhdistys.fi/media/jukka-p-föll-e4_ruiskubetonoinnin-toteuttaminen_01062015.pdf.

Rispin, M. 2005. Reentry into a shotcreted underground heading. Shotcrete magazine. [Verkkolehti]. Vol 7: Spring 2005. S. 26-30. [Viitattu 30.10.2018]. Saatavissa: https://www.shotcrete.org/media/Archive/2005Spr_Rispin.pdf.

Rispin, M., Kleven, O.B., Dimmock, R., Myrdal, R. 2017. Shotcrete: early strength and re-entry revisited – practice and technology. Teoksessa: Hudyma, M., Potvin, Y. Proceedings of the first international conference on underground mining technology. Sudbury, Canada. 11–13.10.2017. Perth, Western Australia, Australia: Australian Centre for Geomechanics (ACG). S. 55-70. ISBN: 9780992481070.

Ritola, J., Vuopio, J. 2002. Kalliotilojen vesitiiviyyden hallinta. [Verkkoaineisto]. VTT Tiedotteita 2147. 124 s. [Viitattu 24.10.2018]. ISBN: 951-38-6059-0. Saatavissa: <https://www.vtt.fi/inf/pdf/tiedotteet/2002/T2147.pdf>.

Rose, D. 1985. Steel-fiber reinforced shotcrete for tunnel linings: the state of art. Teoksessa: Mann, C.D. Proceedings: 1985 Rapid excavation and tunneling conference. Vol 1. New York, New York, USA. 16-20.6.1985. S. 392-412. ISBN: 0-89520-439-8.

Salparanta, L., Kuosa, H. 2008. Kloridien tunkeutumisen pienentäminen betoniin. Betoni. Vol. 78:3. S. 82-87. [Viitattu 1.11.2018]. ISSN 1235-2136 (painettu). ISSN 2323-1262 (sähköinen). Saatavissa: <https://vdocuments.site/betoni-3-2008.html>.

Saw, H., Villaescusa, E., Windsor, C. 2015. Safe re-entry time with in-cycle shotcrete for support of underground excavations. Teoksessa: Lu, M., Sigl, O., Li, G. Shotcrete for underground support XII. Singapore.11-13.10.2015. ECI symposium series. [Viitattu 13.11.2018]. ISBN: 978-0-939204-58-8 (sähköinen). Saatavissa: http://dc.engconfintl.org/shotcrete_xii/10/.

Semtu Oy. 2011. PP-Mix polypropeenikuitu. [pdf]. Semtu Oy. [Viitattu 31.7.2018]. Saatavissa: https://www.semtu.fi/download_file/view/10393/219.

Seymour, B., Martin, L., Clark, C., Stepan, M., Jacksha, R., Pakalnis, R., Roworth, M., Carceres, C. 2010. A practical method of measuring shotcrete adhesion strength. 2010 SME annual meeting and exhibit. Phoenix, Arizona, USA. 28.2-3.3.2010. Littleton, CO: Society for mining, metallurgy and exploration inc.

SFS-EN 1008. 2002. Betonin valmistukseen käytettävä vesi. Näytteenotto, testaus ja veden soveltuvuuden arviointi betonin valmistukseen, mukaan lukien betonteollisuuden prosesseista talteen otettu vesi. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS ry. 16 s.

SFS-EN 14487-1 + A1. 2006. Ruiskubetoni. Osa 1: Määritelmät, vaatimukset ja vaatimuksemukaisuus. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS ry. 32 s.

SFS-EN 14488-2. 2006. Testing sprayed concrete. Part 2: Compressive strength of young sprayed concrete. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS ry. 11 s.

SFS-EN 14488-4 + A1. 2008. Ruiskubetonin testaus. Osa 4: Tartuntalujuus porattujen lieriöiden vetokokeella. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS ry. 7 s.

SFS-EN 14488-5. 2007. Testing sprayed concrete. Part 5: Determination of energy absorption capacity of fibre reinforced slab specimens. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS ry. 8 s.

Shi, G., Goodman, R.E. 1981. A new concept for support of underground and surface excavations in discontinuous rock based on the keystone principle. Teoksessa: Proceedings of the 22nd U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS). Cambridge, Massachusetts, USA. 29.6-2.7.1981. S. 290-296.

Sipola, U., Hollmén, K., Castrén, P., Koponen, A., Jokela, T. 2018. Selvitys kalliotunnelin kallioteknisestä suunnittelusta: Esiselvitys. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä. Liikenneviraston selvityksiä 47/2018. ISBN:978-952-317-602-7.

Song, K., Cho, G. 2009. Bonding state evaluation of tunnel shotcrete applied onto hard rocks using the impact-echo method. NDT & E International. [Verkkolehti]. Vol. 42:6. S. 487-500. [Viitattu 7.9.2018]. ISSN 0963-8695. Saatavissa: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0963869509000334>.

Sprayed concrete association (SCA). 1999. Introduction to sprayed concrete. [Verkkoaineisto]. [Viitattu 1.8.2018]. ISBN: 1 870980 08 5. Saatavissa: http://www.sca.org.uk/pdf_word/Intro_to_Sprayed_Concrete.pdf.

Stacey, T.R. 2001. Review of membrane support mechanisms, loading mechanisms, desired membrane performance, and appropriate test methods. Journal- South African Institute of Mining and Metallurgy. Vol. 101:7. S. 343-351. ISSN 2411-9717.

Tiehallinto. 2009. Betonirakenteet. Betonointi ruiskuttamalla. [pdf]. Helsinki: Tiehallinto, siltatekniikka. 32 s. ja 1 liite. [Viitattu 14.5.2018]. (SILKO 1.232) TIEH 2230095. Saatavissa: https://julkaisut.liikennevirasto.fi/sillat/silko/kansio1/s1232_10.pdf.

Wolsiefer, J., Morgan, D. 2003. Silica fume in shotcrete. Shotcrete magazine. [Verkkolehti]. Vol. 5: Winter 2003. S. 28-33. [Viitattu 7.3.2019]. Saatavissa: https://www.shotcrete.org/media/Archive/2003Win_Wolsiefer.pdf.

Liiteluettelo

Liite 1. Tartuntalujuusmittausten tulokset. 1 sivu.

Liite 1. Tartuntalujuusmittausten tulokset

ALUE	Koe- kap- pa- leen tun- nus	Halkai- sija (mm)	Valmistus- päivä	Koestus- päivä	Ruisku- betonin ikä	Murto- voima [kN]	Tartunta- vetolujuus [MPa]
2	P1	50	4.6.2018	5.6.2018	24 h	1,04	0,53
2	P2	50	4.6.2018	5.6.2018	24 h	1,14	0,58
2	P3	50	4.6.2018	5.6.2018	24 h	2,57	1,31
2	P4	50	4.6.2018	7.6.2018	72 h	1,38	0,70
2	P5	50	4.6.2018	7.6.2018	72 h	1,87	0,95
2	P6	50	4.6.2018	7.6.2018	72 h	2,53	1,29
2	L1	50	4.6.2018	31.7.2018	28 vrk	1,26	0,64
2	L2	50	4.6.2018	31.7.2018	28 vrk	1,723	0,88
2	L3	50	4.6.2018	31.7.2018	28 vrk	1,633	0,83
1	1	50	23.5.2018	23.5.2018	4,5 h	0,049	0,02
1	2	50	23.5.2018	23.5.2018	4,5 h	0,048	0,02
1	3	50	23.5.2018	23.5.2018	4,5 h	0,144	0,07
1	1	50	23.5.2018	26.5.2018	72 h	0,607	0,31
1	2	50	23.5.2018	26.5.2018	72 h	0,894	0,46
1	3	50	23.5.2018	26.5.2018	72 h	0,674	0,34
1	1	50	23.5.2018	20.6.2018	28 vrk	0,957	0,49
1	2	50	23.5.2018	20.6.2018	28 vrk	0,946	0,48
1	3	50	23.5.2018	20.6.2018	28 vrk	0,867	0,44