

Mikko Koivu

# VAURIOITUNEEN TERÄSBETONIRA- KENTTEEN KANTAVUUDEN ARVIOINTI- MENETELMÄT

Diplomityö  
Rakennetun ympäristön tiedekunta  
Tarkastaja: Professori Matti Pentti  
Tarkastaja: Dosentti Jukka Lahdensivu  
Toukokuu 2021

# TIIVISTELMÄ

Mikko Koivu: Vaurioituneen teräsbetonirakenteen kantavuuden arviointimenetelmät  
Diplomityö  
Tampereen yliopisto  
Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma  
Toukokuu 2021

---

Tämän diplomityön tarkoituksena oli tutkia vaurioituneen teräsbetonirakenteen kantavuuden arviointimenetelmiä. Rakenteiden kantavuus voi heiketä monen vaurioilmiön seurauksena, mutta Suomessa ulkoilmalle alttiiden teräsbetonirakenteiden yleisimmät vauriot aiheutuvat betonin pakkasrapautumasta ja raudoitteiden korroosiosta. Vaurioiden yleisyyden vuoksi nämä valikoituivat tutkittaviksi vauriomekanismeiksi. Tutkimus tehtiin kirjallisuuskatsauksena. Työn alkuosassa tutkittiin valittujen vauriomekanismien vaikutuksia teräsbetonirakenteiden ominaisuuksiin. Jälkimmäisessä osassa tutkittiin julkaistuja kantavuuden arviointiohjeita, sekä pohdittiin näiden soveltuvuutta koskien vaurioituneita teräsbetonirakenteita. Näiden tietojen pohjalta johdettiin kantavuuden arvioinnin toimintamalli sekä vauriomekanismeja koskevaa ohjeistusta kohdeyrityksen käyttöön.

Kirjallisuuskatsauksessa tutkittiin maailmalla julkaistuja tutkimuksia ja ohjeita sekä vertailtiin näitä keskenään. Merkittävimpiä havaintoja vaurioiden osalta ovat pakkasrapautumisen aiheuttama betonin materiaaliominaisuuksien epätasainen aleneminen sekä kimmomoduulin mahdollinen jopa dramaattinen lasku. Raudoitteiden osalta merkittävintä on, että sitkeys voi alentua merkittävästi vähäisenkin korroosion seurauksena. Lisäksi betonin rapautuminen sekä raudoitteiden korroosio lisäävät rakenteen hauraan murtotavan riskiä.

Kantavuuden arviointiprosessi oli kirjallisuuskatsauksessa tehtyjen huomioiden pohjalta melko vakiintunut. Monet julkaisut rajasivat vaurioituneen rakenteen ohjeistuksen vaikutusalueen ulkopuolelle tai ohjeistus vaurioituneiden rakenteiden kohdalla oli hyvin suppeaa. Useat tutkitut toimintamallit sisälsivät arviointimenetelminä sekä yksinkertaisen että yksityiskohtaisen menetelmän. Hajontaa toimintamallien kesken oli etenkin lähtötietojen osalta siinä, missä vaiheessa kuntotutkimus tulee teettää. Useammassa tutkitussa toimintamallissa kuntotutkimus kuului vasta yksityiskohtaiseen laskentamenettelyyn.

Tässä työssä johdetussa toimintamallissa suositellaan poikkeuksetta tekemään kuntotutkimus vaurioituneen rakenteen kantavuuden arvioinnin lähtötiedoksi. Lisäksi rakenteen todellinen kunto tulee selvittää kuntotutkimuksin, sillä menneinä vuosikymmeninä betonirakentamisen laatu on vaihdellut merkittävästi. Rakenteesta mitatut todelliset arvot lisäävät kantavuusarvion luotettavuutta. Lähtötiedot vaikuttavat oleellisesti laskennan tulokseen ja vaadittuihin toimenpiteisiin. Liian konservatiivisilla lähtötiedoilla laskennallinen kantavuus jää usein liian alhaiseksi ja tämä voi johtaa rakenteen ylikorjaamiseen.

Rakenteen kantavuutta voidaan analysoida yksinkertaisimmillaan käyttäen laskennassa betonin ja raudoitteiden jäännöspoikkileikkauksia. Yksinkertaisia laskentamenetelmiä ovat muun muassa kimmoteorian mukaiset menetelmät. Pidemmälle edenneet vauriot ovat hyvin laaja-alaisia ja vaikuttavat yksittäisen materiaaliominaisuuden tai poikkileikkauksen lisäksi koko rakenteen toimintaan. Pidemmälle edenneiden vaurioiden laskennassa tulee käyttää vaativampia menetelmiä, kuten epälineaarista FEM-laskentaa, jolla rakenteen toiminnasta voidaan saada todenmukaisempi käsitys. Mikäli rakenne on pahoin vaurioitunut, on mahdollista, että luotettavaa analyyttistä kantavuuden arviointimenetelmää ei ole. Yksinkertaista ja yksityiskohtaista laskentaa yhdistää se, että laskentamallin tulee kuvata rakenteen todellista kuntoa.

Avainsanat: kantavuuden arviointi, vaurioitunut teräsbetonirakenne, teräskorroosio, pakkasrapautuma

Tämän julkaisun alkuperäisyys on tarkastettu Turnitin OriginalityCheck –ohjelmalla.

# ABSTRACT

Mikko Koivu: Methods for assessing the load-bearing capacity of a damaged reinforced concrete structure  
Master's thesis  
Tampere University  
Master's Degree of Programme in Civil Engineering  
May 2021

---

The aim of this master's thesis was to study the load-bearing capacity assessment methods of a damaged reinforced concrete. The load-bearing capacity of structures can be lowered as a result of many damage phenomena. In Finland, the most common damage to reinforced concrete structures exposed to the outdoor climate is caused by frost attack of concrete and corrosion of reinforcements. Due to the prevalence, these were selected as damage mechanisms to be studied. The study was a literature review. First, the effects of the selected damage mechanisms on reinforced concrete structures were studied. The second part examined the published load-bearing capacity assessment guidelines and considered their suitability for damaged reinforced concrete structures. Based on this information, the operating model of the load-bearing capacity assessment and the guidance on damage mechanisms were derived for the use of the target company.

Worldwide published researches and guidelines were studied and compared these with each other. The most significant observations are the uneven decrease in the material properties of the concrete caused by frost cracking and the possible even dramatic decrease in the modulus of elasticity. Most importantly for reinforcements, the viscosity can be significantly reduced as a result of even minor corrosion. In addition, the weathering of the concrete and the corrosion of the reinforcements increase the risk of the structure's brittle behavior.

The load-bearing capacity assessment process was mostly well-established. Many publications excluded the damaged structure from the guidelines or the guidelines for damaged structures were very limited. Most of the operating models studied included both a simple and a detailed method of analysis as calculation methods. There was a dispersion between the operating models, especially regarding the input data, in the stage at which the detailed inspection should be commissioned. In several operating models the detailed inspection was only part of a detailed assessment procedure.

In the operating model derived from this thesis, it is recommended to make a detailed inspection as an input data for assessing the load-bearing capacity of a damaged structure. In addition, the actual condition of the structure should be determined by inspection, as the quality of concrete construction has varied significantly in recent decades. Actual values measured from the structure increase the reliability of the load-bearing estimate. The input data significantly affects the result of the calculation and the required actions. With too conservative input data the calculated carrying capacity is often too low. That may lead to unnecessary and costly repairs for customer and in worst scenario it may lead to demolition of the entire structure.

The load-bearing capacity of the structure can be analyzed at its simplest using the residual cross-section areas of the concrete and the reinforced in calculations. Simply analyses can be made with elastic theory. The more advanced damage is very extensive and affects not only the individual material property or cross-section but also the performance of the entire structure. More demanding methods, such as non-linear FEM calculations, should be used to calculate more advanced damage. More detailed methods give more realistic results. If the structure is severely damaged, it is possible that there is no reliable analytical method for assessing bearing capacity of the structure. Whatever the analyze method is, the calculation model must describe the actual condition of the structure.

Keywords: reinforced concrete, assessment of deteriorated structure, corrosion of reinforcement, frost attack of concrete, freeze-thaw

The originality of this thesis has been checked using the Turnitin OriginalityCheck service.

# ALKUSANAT

Tämä diplomityö tehtiin osana maisterivaiheen opintoja Tampereen yliopistossa. Työ tehtiin isoon kotimaiseen konsulttitoimistoon, jota haluan kiittää saamastani tuesta opintojeni aikana, etenkin opinnäytteitä tehdessä. Kiitos kuuluu myös diplomityöni tarkastajille Tampereen yliopiston professori Matti Pentille sekä dosentti Jukka Lahdensivulle.

Kaikkiaan kymmenen vuotta kestäneet rakennusalan opintoni ovat ainakin tältä erää päätöksessä. Ilman läheisteni tukea en olisi päässyt näin pitkälle ja haluankin kiittää heitä sekä kavereitani. Te luotte mielekästä sisältöä elämääni.

Tampereella, 28.5.2021

Mikko Koivu

# SISÄLLYSLUETTELO

1. JOHDANTO .....	1
1.1 Tutkimuksen tausta .....	1
1.2 Tutkimuksen tavoitteet ja rajaus .....	3
1.3 Tutkimusmenetelmät .....	3
1.4 Tutkimuksen rakenne .....	4
2. BETONIRAKENTAMISEN KEHITYS SUOMESSA .....	5
2.1 Määräykset ja ohjeet .....	6
2.2 Betonin laatu .....	9
2.3 Teräslaadut ja suojabetoni .....	11
2.4 Muuttuvat kuormat .....	13
2.5 Yhteenveto betonirakentamisen kehityksestä .....	16
3. RAUDOITETTU BETONI .....	19
3.1 Teräsbetonirakenteiden säilyvyys .....	20
4. BETONIN PAKKASRAPAUTUMINEN .....	24
4.1 Sisäinen pakkasrapautuma .....	25
4.1.1 Puristuslujuuden muutos .....	26
4.1.2 Halkaisuvetolujuuden muutos .....	27
4.1.3 Halkaisuvetolujuuden ja puristuslujuuden aleneman yhteys .....	29
4.1.4 Kimmomoduulin alenema .....	30
4.1.5 Ankkurointikapasiteetin muutos .....	31
4.2 Suola-pakkasrapautuma .....	34
4.3 Pakkasrapautuman vaikutus rakenteen kantavuuteen .....	36
4.4 Yhteenveto betonin pakkasrapautumisesta .....	40
5. RAUDOITTEIDEN KORROOSIO .....	42
5.1 Betonin karbonatisoitumisesta johtuva korroosio .....	42
5.2 Klordikorroosio .....	44
5.3 Teräskorroosion vaikutukset teräsbetonirakenteisiin .....	45
5.3.1 Teräspoikkileikkauksen muutokset ja lujuus .....	46
5.3.2 Teräskorroosiosta aiheutuva betonin halkeilu .....	47
5.3.3 Ankkurointiominaisuuksien muutokset .....	49
5.3.4 Teräksen sitkeys .....	51
5.4 Korroosionopeus .....	53
5.5 Korroosion vaikutus rakenteen kantavuuteen .....	56
5.6 Yhteenveto raudoitteiden korroosiosta .....	58
6. KANTAVUUDEN ARVIOINTI .....	60
6.1 Rakennuksen omistajan näkökulma .....	61
6.2 Kantavuuden arvioinnin tarve .....	63
6.3 Lähtötietojen kerääminen .....	64

6.3.1	Vanhat suunnitelmat .....	65
6.4	Kantavuusarvion vaiheet .....	67
7.	KUNTOTUTKIMUKSET KANTAVUUDEN ARVIOINNIN LÄHTÖTIEDOKSI .....	72
7.1	Rapautuneen betonin kunnon selvittäminen .....	74
7.2	Raudotteiden kunnon selvittäminen .....	76
7.3	Teräsbetonirakenteiden kriittiset kohdat .....	79
8.	KANTAVUUDEN ARVIONTIPROSESSIEN ESITTELY .....	81
8.1	ISO 13822:2010 .....	81
8.2	SAMCO: Guideline for the assessment of existing structures .....	84
8.3	Highways England: CS 451, -454 ja -455, 2020 .....	88
9.	TOIMINTAMALLIEN VERTAILU JA EHDOTETTU TOIMINTAMALLI .....	91
9.1	Yleinen prosessin kulku .....	91
9.2	Toimeksianto .....	95
9.3	Lähtötiedot .....	96
9.4	Yksinkertainen arvio .....	96
9.4.1	Tarve lisätarkasteluille .....	97
9.5	Yksityiskohtainen arvio .....	97
9.5.1	Tarkemmat laskentamenetelmät .....	98
9.6	Rajatilat .....	100
9.7	Varmuus .....	101
9.8	Vaurioiden huomioiminen arviossa .....	103
9.8.1	Arviointiprosessi: Betonin pakkasrapautuma .....	104
9.8.2	Arviointiprosessi: Raudotteiden korrosio .....	107
9.9	Laskennan tulos ja raportointi .....	109
9.10	Toimenpide-ehdotukset .....	111
9.11	Toimintamallin verifiointi ja kehittäminen .....	112
10.	YHTEENVETO .....	114
10.1	Työn tulokset .....	114
10.2	Pohdinta .....	115
	LÄHTEET .....	117

# LYHENTEET JA MERKINNÄT

ACI	American Concrete Institution
BES	betonielementtisyteemi
BY	Suomen Betoniyhdistys ry
FEM	finite element method
ISO	International Organization for Standardization
kN	kilonewton
kp	kilopondi
pH	suure, jolla ilmaistaan happamuutta
p-%	painoprosentti
RakMK	Suomen rakentamismääräyskokoelma
RIL	Rakennusinsinöörien liitto
SAMCO	Structural Assessment Monitoring and Control
SFS	Suomen standardisoimisliitto
VTT	Teknologian tutkimuskeskus VTT
YM	Suomen ympäristöministeriö
$A_s$	raudoitteen pinta-ala betonipoikkileikkauksessa
$A'_{sl}$	puristusteräsmäärä
$b$	poikkileikkauksen leveys
$c$	suojabetonin määrä
$d$	raudoitetangon halkaisija
$E_s$	raudoitteen kimmokerroin
$F_{b,0}$	vaurioitumattoman betonin ankkurointikestävyys
$F_{b,damaged}$	vaurioituneen betonin ankkurointikestävyys
$f_{c,0}$	vaurioitumattoman betonin puristuslujuus
$f_{c,damaged}$	vaurioituneen betonin puristuslujuus
$f_{ck}$	betonin lieriöpuristuslujuus
$f_{ct,sp}$	halkaisuvetolujuus eurokoodissa
$f_{ct}$	vaurioituneen betonin vetolujuus
$f_{t,0}$	vaurioitumattoman betonin halkaisuvetolujuus
$f_{t,damaged}$	vaurioituneen betonin halkaisuvetolujuus
$f_y$	raudoitteen myötölujuus
$f_{yd}$	raudoitteen mitoituslujuus
$I_{corr}$	korroosiovirran tiheys
$M_u$	taivutusmomenttikestävyys
$N_c$	puristusvoima betonipoikkileikkauksessa
$N_u$	normaalivoimakestävyys
$P_x$	keskimääräinen tangon säteen pienenemä
$x$	Karbonatisoitumissyvyys
$\alpha$	korroosion pistemäisyyttä kuvaava kerroin
$\epsilon_{uk}$	raudoitetangon suurinta voimaa vastaava venymä
$\epsilon_{cu}$	betonin puristuma hetkellä ennen murtumista
$\epsilon_y$	teräksen venymä
$\sigma_{b,sall}$	betonin sallittu taivutuspuristusjännitys
$\sigma_{p,sall}$	betonin sallittu keskeinen puristusjännitys
$\sigma_s$	raudoitteen jännitys
$\sigma_{t,sall}$	raudoitteen sallittu normaalijännitys
$\phi$	raudoitetangon halkaisu
$Y_c$	betonin osavarmuusluku
$Y_s$	raudoitteen osavarmuusluku

# 1. JOHDANTO

## 1.1 Tutkimuksen tausta

Suomessa ulkoilmalle alttiita rakenteita rasittavat ankarat sääolosuhteet, kuten jäätymissulamisjaksot sekä runsaat sateet etenkin syksyisin (Lahdensivu 2012). Teräsbetonirakenteita käytetään paljon ulkoilmalle altistuissa rakenteissa betonin hyvän säilyvyyden vuoksi. Betonin käyttö yhä vaativimmissa kohteissa on osoittanut, että betonikaan ei ole ikuinen materiaali (BY 201 2004, s. 69). Ankarat sääolosuhteet aiheuttavat betoniin vaurioita, kuten pakkasrapautumaa sekä raudoitteiden korroosiota ja nämä vauriot voivat heikentää rakenteiden kantavuutta oleellisesti.

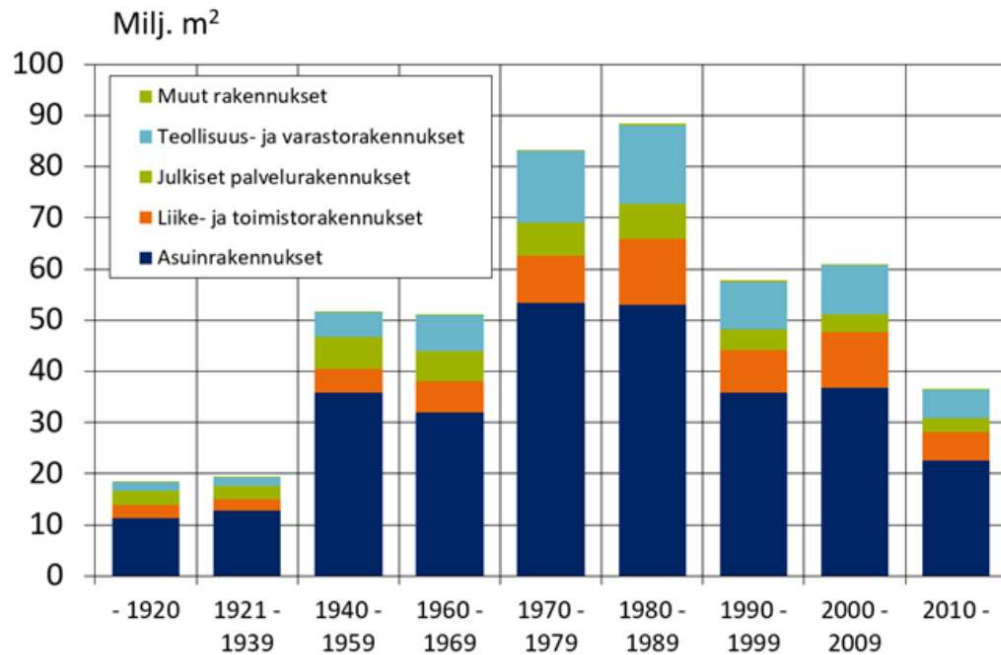
Nykyiset teräsbetonirakenteiden ohjeet edellyttävät niin kutsuttua käyttöikäsuunnittelua, jota vaadittiin ensikerran vuonna 2005 (Punkki 2017). Nykyisessä käyttöikäsuunnittelussa kantavat rakenteet mitoitetaan yleensä 50 tai 100 vuoden käyttöiälle. Suunniteltu käyttöikä on ajanjakso, jona rakenteen määrä kestää siihen kohdistuvat rasitukset ilman, että olennaiset korjaukset ovat välttämättömiä (SFS-EN 1990 2006 s. 28). Käyttöikäsuunnittelussa huomioidaan ympäristörasitukset, kuten pakkasen sekä raudoitteita vaurioittava betonin karbonatisoituminen sekä kloridien tunkeutuminen betoniin. Käyttöikäsuunnittelun lähtötietona käytetään rakennetta rasittavia rasitusluokkia. Etenkin ennen käyttöikäsuunnittelun vaatimista betonin säilyvyyden takaaminen on ollut puutteellista, mikä on aiheuttanut ja aiheuttaa teräsbetonirakenteisiin vaurioita. Vauriot alentavat rakenteen käyttöikää ja aiheuttavat ennenaikaisia korjaustarpeita. Rakenteiden ominaisuudet, kuten lisähuokostamattoman betonin käyttö sekä liian pienet suojabetonipaksuudet raudoitteilla altistavat rakenteet ajan myötä vaurioille.

Vaurioituessaan rakenteiden kantokyky heikkenee ja tämä synnyttää rakenteen kantavuuden arvioinnin tarpeen. Lisäksi kantavuuden arviointitarve voi syntyä, jos rakenteen käyttötarkoitusta muutetaan tai muusta syystä rakenteen kuormitukset lisääntyvät merkittävästi. Kantavuuden arviointi on myös tarpeen, mikäli rakenne alkaa olla elinkaarensa lopussa. Rakenteiden kantavuuden arvioinnille on koko ajan enenevässä määrin tarvetta, sillä elinkaarensa lopussa olevia rakenteita on Suomessa runsaasti. Suomen asuinrakennuskannasta suuri osa on valmistunut vuosina 1970–1990 (kuva 1) ja nämä rakennukset alkavat tulla elinkaarensa päähän. Lisäksi Suomessa on noin 14 800 kappaletta tiesiltoja, joista valtaosa on rakennettu vuosina 1960–1990 (Liikennevirasto 2013). Nämä suuret rakennusmassat on rakennettu ennen kunnollista käyttöikäsuunnitteluohjeistusta



ja tarve näiden rakenteiden käyttöön ja elinkaaren jatkamiselle on suuri (Köliö 2016). Suomen korjausvelka kasvaa jatkuvasti vuosittain noin 3,4–5,7 miljardia euroa (ROTI 2019, s. 4; Korhonen 2008, s. 460). Korjausvelka on rahamäärä, joka rakenteiden kunnostamiseen olisi pitänyt laittaa, jotta rakenteet olisivat hyvässä kunnossa (Korhonen et al. 2018).

## Rakennuskannan ikäjakauma



Lähde: Tilastokeskus

Rakennusteollisuus

8.1.2021

**Kuva 1.** Rakennuskannan ikäjakauma (Rakennusteollisuus 2021).

Ohjeita kantavuuden arvioimiseksi on julkaistu melko vähän. Yhtenäinen toimintamalli parantaisi kantavuusarviointien laatua sekä tekisi arviointituloksista vertailukelpoisia keskenään (Rücker et al. 2006, s. 5). Eurokoodin (SFS-EN 1990 2006, s. 50) mukaan rakenteen kunnan heikkenemistä voidaan estimoida laskelmien, kokeellisten tutkimusten tai aikaisemmista rakenteista saadun kokemukseräisen tiedon perusteella tai näiden menetelmien yhdistelmällä. Varsinaisia ohjeita kantavuuden arvioimiseksi eurokoodeissa ei kuitenkaan esitetä. Kotimaisia julkaisuja kantavuuden arvioinnista on myös vähän ja pääosa näistä on vuosikymmenten takaa. Päivitetylle ohjeistukselle on siis selvästi tarvetta. Tässä työssä ehdotettavan toimintamallin lähtötietona toimivat laaja vauriomekanismien selvitys sekä aikaisemmat kantavuuden arviointia koskevat toimintamallit.

## 1.2 Tutkimuksen tavoitteet ja rajaus

Tämän työn tarkoituksena on tutkia vaurioituneen teräsbetonirakenteen kantavuuden arviointimenetelmiä. Työssä tutkitaan kantavuuden arviointia koskevaa ohjeistusta ja arvioidaan niiden käytön soveltuvuutta vaurioituneen teräsbetonirakenteen kantavuuden arviointiin. Kirjallisuuskatsauksen pohjalta näihin ohjeistuksiin ehdotetaan muutoksia ja esitetään toimintamalli, jolla vaurioituneen rakenteen kantavuuden arviointi voidaan luotettavasti tehdä. Lisäksi vauriomekanismeihin kohdistuvaa tietoutta yhdistetään vuokaavioiksi, jotka toimivat rapautuneen ja teräskorroosion vaurioittamien teräsbetonirakenteiden kantavuuden arvioinnin tukena.

Työssä läpikäytävät vauriomekanismit rajataan koskemaan betonin pakkasrapautumista ja raudoitteiden korroosiota. Pakkasrapautuman osalta käsitellään sisäistä pakkasrapautumista sekä suola-pakkasrapautumista. Raudoitteiden korroosion osalta käsitellään betonin karbonatisoitumisesta johtuvaa korroosiota sekä kloridikorroosiota.

Työ rajataan koskemaan säälle alttiita tavanomaisia teräsbetonirakenteita. Työn ulkopuolelle jätetään jännitetyt teräsbetonirakenteet. Mikäli tässä työssä esitettyä toimintamallia ja ohjeistusta käytetään jännitetyn rakenteen kantavuuden arviointiin, tulee arvioinnissa huomioida jännitettyjen rakenteiden erityispiirteet. Kantavuuden arvioinnin laskentamenetelmiä esitellään yleisellä tasolla, mutta laskentaa ei tämän työn puitteissa käydä tarkemmin läpi.

Diplomityön lopputuotteena syntyvä toimintamalli tullaan verifioimaan kohdeyrityksessä todellisissa arviointitilanteissa tämän työn jälkeen. Käytännön työssä tehtyjen havaintojen sekä saatujen käyttökokemusten perusteella toimintamallia voidaan kehittää ja laajentaa tarvittavin osin.

## 1.3 Tutkimusmenetelmät

Tämän diplomityön tiedonkeruuseen käytetään kirjallisuuskatsausta. Kirjallisuudesta löytyvää tietoa arvioidaan kriittisesti ja eri lähteitä vertaillaan keskenään tiedon laadun takaamiseksi. Lähteet valikoidaan Tampereen yliopiston ja kohdeyrityksen sisäisistä, sekä julkisesti saatavilla olevista tietokannoista.

Kirjallisuuskatsaus valikoitui työn tutkimusmenetelmäksi työn luonteen vuoksi. Työssä tutkitaan valittujen vauriomekanismien vaikutusta teräsbetonirakenteisiin olemassa olevan tutkimustiedon perusteella ja luodaan tämän tiedon pohjalta kantavuuden arvioinnin ohjeistusta ja kantavuusarvion toimintamalli. Euroopassa ja muualla maailmassa betonin rapautumisen ja raudoitteiden korroosion vaikutuksia on tutkittu konkreettisin laborato-

riokokein. Tästä saatavilla olevasta tiedosta sekä julkaistuista kantavuuden arviointiohjeista muodostetaan tämän diplomityön teoriapohja. Lisäksi tiedonlähteenä toimivat ohjaajien kanssa käydyt keskustelut sekä niiden pohjalta sovellettu ja etsitty tieto.

## 1.4 Tutkimuksen rakenne

Tutkimus koostuu kahdesta osasta, josta ensimmäisessä käydään läpi valittujen teräs-betonirakenteiden vauriomekanismit ja niiden vaikutukset teräs-betonirakenteiden kantavuudelle. Työn toisessa osassa tutkitaan kantavuuden arviointiprosessia julkaistujen toimintamallien ja ohjeiden avulla sekä esitetään päivitettyä toimintamallia vaurioituneen teräs-betonirakenteen kantavuuden arvioimiseksi.

Kokonaisuudessaan työ koostuu kymmenestä luvusta, joista kolme ensimmäistä lukua johdattelevat lukijaa aiheen pariin. Luvussa 2 esitellään Suomessa käytettyjä rakentamismenetelmiä sekä rakentamista ja suunnittelua ohjanneita määräyksiä ja ohjeita. Luvussa 3 esitellään lyhyesti betoni materiaalina sekä betoni- ja teräs-betonirakenteiden toimintaa, sekä pohjustetaan rakenteisiin vaikuttavia vauriomekanismeja.

Luvut 4 ja 5 käsittelevät valittujen vauriomekanismien vaikutuksia teräs-betonirakenteen ominaisuuksiin. Näissä luvuissa käydään läpi kirjallisuuskatsauksessa tehtyjä havaintoja vaurioiden aiheuttamista muutoksista teräs-betonirakenteissa, sekä esitetään yksinkertaisin laskelmin vaurioiden vaikutuksia taivutetun ja puristetun rakenteen kantavuuksiin. Luvut toimivat hyvänä tietolähteenä kantavuuden arvioinnin parissa toimiville tahoille.

Luvussa 6 esitellään kantavuuden arviointia yleisellä tasolla, esimerkiksi tilaajan näkökulmaa, tarvetta kantavuuden arvioinnille sekä lähtötietojen hankintaa. Luvussa käydään läpi myös kantavuusarvioprosessin vaiheita. Luvussa 7 esitellään niitä tekijöitä, joita tulee nimenomaan kantavuusarvion lähtötiedoksi tehtävässä kuntotutkimuksessa ottaa huomioon. Luvussa käydään läpi kuntotutkimusta yleisellä tasolla sekä betonin pakkasrapautuman ja teräskorroosion tutkimusmenetelmiä erikseen. Luvun lopussa esitellään lyhyesti rakenteiden kriittisiä kohtia, joiden kunnon merkitys rakenteen kannalta on olennaista.

Luvussa 8 esitellään kolme kantavuuden arvioinnin toimintamallia sekä niissä esitetyt vuokaaviot. Näitä ja muita tässä työssä vastaan tulleita toimintamalleja ja ohjeistuksia vertaillaan luvussa 9, jossa esitetään myös tarkennuksia toimintamallien kehittämiseksi. Ehdotettujen parannusten pohjalta esitetään toimintamalli. Lisäksi luvussa esitetään valittujen vaurioiden erityispiirteet huomioon ottavat ohjeelliset vuokaaviot, jotka toimivat vaurioituneen teräs-betonirakenteen kantavuuden arvioinnin tukena. Luvussa 10 käydään läpi tutkimusta tehdessä havaitut pääteesit ja tiivistetään työn tulokset.

## 2. BETONIRAKENTAMISEN KEHITYS SUOMESSA

Betonin käyttö on lisääntynyt merkittävästi viimeisen sadan vuoden aikana. Alkuaikojen betonin käyttö ei ollut niin säänneltyä (Mäkiö *et al.* 1994), sekä työolosuhteet olivat heikkommat kuin nykyään, mistä seurasi betonin epätasalaatuisuutta. Betonin käyttö yleistyi viime vuosisadan edetessä, mikä lisäsi myös betonia koskevaa ohjeistusta merkittävästi. Tänä päivänä teräsbetoni on yksi yleisimmistä rakennusmateriaaleista (Zandi 2008, s. 1). Betonin osuus talonrakentamisen runkomateriaaleista Suomessa on nykyään noin 40 % ja julkisivuista noin 15 %. Infrarakenteissa betonia käytetään myös laajalti hyvien säänkesto- ja kulutusominaisuuksien vuoksi esimerkiksi tunnelirakenteissa, vesitorneissa sekä satamarakenteissa. (Suikka & Lemetyinen 2012)

Sementti on ollut tunnettua Suomessa jo 1800-luvun puolesta välistä lähtien. Sementtiä valmistettiin kotimaassa vuodesta 1869 lähtien aina vuoteen 1894 asti, mutta sen käyttö oli melko vähäistä. Betonin käyttöä kokeiltiin muun muassa rakennusten perustuksissa pohjaveden pinnan alle jääviin osissa. 1900-luvun taitteessa maailmalla yleistyneen niin kutsutun rautabetonin käyttö rantautui myös Suomeen ja 1900-luvun ensimmäisen vuosikymmenen aikana rautabetoni teki läpimurron suomalaiseen rakennuskulttuuriin. (Neuvonen *et al.* 2002, s. 28) Rautabetoni on vanha nimitys teräsbetonille.

Betonirakenteiden käytön osaaminen ja valmistustekniikat tulivat Suomeen pääosin Saksasta ja muualta ulkomailta. Lisäksi sementin saanti Suomeen vuosisadan alussa oli kokonaan tuonnin varassa. Kotimaisen sementin valmistus alkoi uudelleen vuonna 1914 Paraisten Kalkkivuori Osakeyhtiön toimesta (Hurme *et al.* 1991, s. 14). Paraisten ja muiden sementtitehtaiden yhdistys vastasi pitkälti Suomen betonirakentamisen julkaisuista ja koulutusten järjestämisestä 1920–1930-luvuilla (Neuvonen *et al.* 2002, s. 28).

Rautabetonin käyttö yleistyi etenkin asuinrakennusten välipohjarakenteena 1900-luvun alussa, kun aiemmin käytetyt puuvälipohjat alkoivat väistyä betonirakenteisten välipohjien tieltä. Uusi välipohjarakenne paransi muun muassa rakenteiden paloturvallisuutta ja oli silti kustannuksiltaan samaa luokkaa kuin puuvälipohja. Kokonaisia rautabetonirunkoja alettiin käyttää ensimmäisenä muun muassa teollisuus- ja liikerakennuksissa. Ensimmäinen kokonaan betonista tehty runko valmistui Suomeen vuonna 1909. (Neuvonen *et al.* 2002, s. 28)

Ensimmäisen maailmansodan jälkeen yleistynyt sekarunkoinen rakennustapa lisäsi betonin käyttöä asuinrakennuksissa. Sekarunkorakenteessa rakenteen sisäosiin tehtiin teräsbetonipilareita, jotka korvasivat kantavia tiilimuureja. Sekarungossa ulkoseinänä toimiva tiilimuuraus toimi kuitenkin vielä kantavan rungon osana. Teräsbetonista valmistettiin lisäksi sekarunkorakenteen perustukset sekä välipohjat. Tyypillisiä välipohjia olivat muun muassa alalaattapalkistot. Välipohjien sisään voitiin valaa erilaisia teräsprofiiileja, kuten rataaksoja tai I-teräsprofiiileja. (Neuvonen *et al.* 2002, s. 52–54, 92–97)

Vuosikymmenten edetessä betonin käyttö asuinrakennuksissa yleistyi entisestään. Vuonna 1932 Suomessa esiteltiin ensimmäisen kerran betoniseinärunkoratkaisu, jossa kantavat pystyrakenteet olivat teräsbetonirakenteisia (Neuvonen *et al.* 2002, s. 55). Kerrostalojen erilaisia runkoratkaisuja 1900-luvun aikana olivat myös paikallavaletut betonipilari- ja kirjahyllyrungot, sekä 1960-luvulla yleistymään alkanut elementtirakentaminen ja sen johdosta syntynyt elementtirunko. (Mäkiö *et al.* 1994, s. 59–69)

1960-luvun lopulla Suomessa aloitettiin merkittävä betonielementtirakentamisen kehitystyö, jonka tarkoituksena oli standardisoida elementtirakentaminen, sekä alentaa rakentamisen kustannuksia. Tämän BES-hankkeena tunnetun kehitystyön lopputuotteena oli standardoitu kantavat seinät -mallin elementtijärjestelmä ja uutena tuotteena alalle tuotiin jännitetty välipohjalaatta, ontelolaatta, joka toimii vielä tänä päivänäkin yleisimpänä välipohjaratkaisuna asuinrakentamisessa. (Mäkiö *et al.* 1994, s. 39–42)

## 2.1 Määräykset ja ohjeet

Rakentamista Suomessa ohjaavat muun muassa lait, asetukset, määräykset, viranomaisohjeet sekä yhdistysten ohjeet. Viranomaisten määräämät lait ovat ylimpänä hierarkiassa, esimerkiksi maankäyttö- ja rakennuslaki (132/1990). Maankäyttö- ja rakennuslaissa määritellään muun muassa rakentamista koskevat yleiset edellytykset sekä olennaiset tekniset vaatimukset, kuten vaatimukset koskien rakenteiden lujuutta ja vakautta. Tarkemmat rakentamista koskevat säännökset ja ohjeet kootaan Suomen Rakentamismääräyskokoelmaan (jatkossa lähteenä merkattuna RakMK) (YM 2020). Rakentamismääräyskokoelma sisältää velvoittavia määräyksiä sekä ohjeita muista hyväksyttävistä ratkaisuksista. Yhdistysten ohjeistuksia ovat esimerkiksi eri järjestöjen julkaisemat epäviralliset ohjeistukset (Leskelä 2008, s. 20). Esimerkiksi Rakennusinsinööriliitto RIL (entinen RIY) on julkaissut merkittäviä määriä epävirallisia ohjeita. Määräysten ja ohjeiden välillä oleva raja on häilyvä, sillä esimerkiksi RIL:n ohjeita on voitu käyttää suunnittelussa viranomaismääräysten tavoin. (Mäkiö *et al.* 1994, s. 240)

Betonirakenteita on eri vuosikymmenten aikana mitoitettu erilaisin menetelmin. Kunakin aikana käytetyt menetelmät ovat hyviä lähtötietoja, kun tutkitaan olemassa olevien rakenteiden kantavuutta. Suomessa käytettyjä mitoitusmenetelmiä ovat muun muassa sallitut jännitykset, koko- ja osavarmuusmenetelmät sekä rajatilamitoitus. (Leskelä 2008, s. 15–18)

Ensimmäiset teräsbetonirakenteita koskevat määräykset julkaistiin Helsingin rakennustarkastuskonttorin toimesta vuonna 1913. Tämän julkaisun nimi on ”Raudoilla jäykistetyt ja jäykistämättömiä betonitöitä koskevia säädöksiä”. Kyseinen julkaisu mukaili saksalaisia ja ruotsalaisia ohjeita. Suomen Betoniyhdistys julkaisi valtion ja kuntien teräsbetonirakenteille ohjeet vuonna 1929. Tämä oli Suomen ensimmäinen valtakunnallinen rakennusnormi (Neuvonen *et al.* 2002, s. 147). Vuoden 1913 ohjeissa betonin sallitut jännitykset olivat puristetuille rakenteille 1/9 ja taivutetuille rakenteille 1/5 betonin murtolujuudesta. Vastaavat jännitykset vuoden 1934 ohjeissa olivat 1/4 ja 1/3,5 murtolujuudesta.

Vuoden 1946 ohjeissa määritettiin betonille vähimmäisementsimäärä betoniluokan, rakenteen ja ympäristöolosuhteiden perusteella. Samaiset ohjeet olivat ensimmäiset, joissa betonille annettiin vaatimuksia vesitiiveyden ja pakkasenkestävyyden aikaansaamiseksi käytettävistä lisäaineista. Betonit jaoteltiin normin mukaan luokkiin A, B ja C betonin ja valmistuksen laadunvalvonnan perusteella. (Hurme *et al.* 1991, s. 20–21)

Kaikkia ennen toista maailmansotaa julkaistuja ohjeita yhdisti se, että ne perustuivat kimoteorian käyttöön rakenneosien mitoituksessa. Samoin ohjeissa edellytettiin käytössä olleiden sileiden terästankojen päiden taivutusta koukuiksi betonin ja teräksen yhteistoiminnan varmistamiseksi. Teräksien minimilujuudeksi oli määrätty 3700 kg/cm<sup>2</sup>, kun taas betonin murtolujuudelle ei annettu määräyksiä. (Neuvonen *et al.* 2002, s. 147)

Vuonna 1954 julkaistussa betoninormissa betonin lujuusluokka ilmoitettiin ensimmäisen kerran K60...K450 mukaisilla merkinnöillä. K-merkintä tarkoittaa sivumitaltaan 20 cm olevan kuution puristuslujuutta (kp/cm<sup>2</sup>) 28 vuorokauden ikäisenä. Samassa ohjeessa annettiin ensimmäisen kerran myös mahdollisuus mitoittaa teräsbetonirakenteet varmuuskertoimia käyttäen. Vuoden 1954 ohjeissa mahdollistettiin vielä säästökivien käyttö paksuissa rakenteissa, joita olivat vähintään 300 mm paksuiset rakenteet. Vuoden 1958 ohjeissa annettiin ensimmäiset ohjeet esijännitetyille rakenteille, minkä seurauksena esijännitettyjen rakenteiden käyttö lisääntyi nopeasti. (Hurme *et al.* 1991, s. 21)

Betoninormien kehitystä vauhditti 1950-luvulla alkanut vauhdikas betonin käytön lisääntyminen. Etenkin 1960-luvulla normien kehitys oli nopeaa, sillä elementtirakentamisen lisääntyminen lisäsi tarvetta uudelle ohjeistukselle. Vuoden 1954 betoninormit korvattiin

vuonna 1965 uudella betoninormijulkaisulla. Uuden betoninormin oleelliset muutokset koskivat betonitöiden johtoa ja laadun valvontaa. (Mäkiö *et al.* 1994, s. 245–247) Betonin valmistuksen tarkempi valvonta ja laadun paraneminen heijastui esimerkiksi suunnittelussa käytettäviin sallittuihin jännityksiin, jotka kasvoivat uuden ohjeistuksen myötä. Taulukossa 1 esitellään betoninormien muutoksia vuosina 1954–1965.

Taulukko 1. *Betonin sallittujen jännitysten muutoksia vuosina 1954–1965 [kg/cm<sup>2</sup>] (mukaiitu lähteestä Mäkiö *et al.* 1994, s. 245, 248).*

	1954	1965	1954	1965
Betonin lujuusluokka	$\sigma_{b,sall}$	$\sigma_{b,sall}$	$\sigma_{p,sall}$	$\sigma_{p,sall}$
K500	-	150	-	107
K450	125	140	60	100
K400	115	129	55	92
K350	105	117	50	84
K300	95	105	45	75
K250	85	92	40	65
K200	75	77	35	55
K150	50	60	20	43
K100	-	42	-	30

Taulukossa 1  $\sigma_{b,sall}$  tarkoittaa betonin sallittua taivutuspuristusjännitystä ja  $\sigma_{p,sall}$  keskeistä puristusjännitystä. Kuutiolujuuksia on historian aikana esitetty kahdella eri yksiköllä. Toinen merkintätapa on taulukossa 1 esitetty, jonka mukaan K450-luokan betonin lujuus on 450 kg/cm<sup>2</sup>. Vastaavasti uudempi K-luokitus ilmoittaa saman betonin lujuuden merkinnällä K45, jonka yksikkönä N/mm<sup>2</sup> (tai MN/m<sup>2</sup>).

Betoninormit päivitettiin uudelleen jo vuonna 1967, lisäksi 1960-luvulla julkaistiin betonielementtejä koskevat normit vuosina 1963, 1965 ja 1967. Betoninormit uusittiin vielä vuonna 1975, mutta ne kumottiin nopeasti Rakentamismääräyskokoelman astuttua voimaan vuonna 1976. Vuoden 1975 normit sisälsivät merkittäviä uudistuksia betoninormeihin, joista yksi oli uuden mitoitusmenettelyn esittely. Uusi mitoitusmenettely oli nimeltään rajatilamitoitus. (Mäkiö *et al.* 1994, s. 247–250)

Sallitut jännitykset olivat betonirakenteiden suunnitteluun ainoa menetelmä aina 1970-luvun alkuun saakka. Sallittujen jännitysten käyttö on periaatteessa vieläkin hyväksyttävä menetelmä. Menetelmässä rakennetta tarkastellaan ominaiskuormien vaikutusten alaisena. Ominaiskuorma on sellainen kuorma, joka ei todennäköisesti ylitä tarkasteltavan ajanjakson aikana. Ominaiskuormat aiheuttavat rakenteen sisälle jännityksiä betoniin ja raudoitteisiin, joita tarkastellaan kimmoteorian mukaisesti. Eri rakenneluokkiin ja otelluissa rakenteissa saa esiintyä määritetyn suuruisia jännityksiä, jotta rakenne läpäisee mitoituksen. (Leskelä 2008, s. 15) Taulukot 1 ja 2 esittelevät näitä jännityksiä.

Vuonna 1977 julkaistussa Rakentamismääräyskokoelman osassa B7 rajatilamitoitusta esitettiin käytettäväksi sallittuihin jännityksiin pohjautuvien menetelmien rinnalla. Rajatilamitoituksessa tarkastellaan murto- sekä käyttörajatilat. Murtorajatilassa tarkastetaan, että laskentakuormat eivät ylitä rakenneosan tai rakenteen kestävyyttä. Käyttörajatilassa taas osoitetaan, että rakenne pysyy käyttökelpoisena ominaiskuormien ja niiden yhdistelmien vaikuttaessa. Mitoituksen periaatteena oli, että kuormien suuruuksia kasvatettiin ja materiaalien ominaisuuksia laskettiin varmuuskertoimin. (RakMK 1977)

Rakentamismääräyskokoelman osassa B1 (RakMK 1983) esiteltiin soveltuviksi mitoitusmenetelmiksi rajatilamenettely, sallittujen jännitysten menetelmä sekä kokonaisvarmuuskerroinmenettely. Rakentamismääräyskokoelmissa on esitetty hyväksyttäviä mitoitusmenetelmiä, joiden mukaan suunnitellun rakenteen katsotaan täyttävän turvallisuusvaatimukset. Vuoden 1987 rakentamismääräyskokoelman osassa B4 oli uusina osina betonirakenteiden palomitoituksen määräykset sekä ohjeet. Viimeinen betonirakenteita koskenut Rakentamismääräyskokoelman osa B4 julkaistiin vuonna 2009. Se oli voimassa aina vuoteen 2014 asti, jonka jälkeen rakenteiden mitoitus on tehty eurokoodien mukaisesti.

Ensimmäinen eurokoodi julkaistiin Suomessa vuonna 2007. Julkaisu sisälsi tavanomaiset talonrakennuksessa tarvittavat eurokoodien liitteet. Loput kansalliset liitteet julkaistiin vuosina 2008–2009. Eurokoodeja käytettiin aluksi Rakentamismääräyskokoelman kanssa rinnakkain. Vuonna 2010 eurokoodit korvasivat vastaavat kansalliset liitteet. Suomessa täysimääräinen eurokoodin käyttö ei alkanut kuitenkaan vielä. Lopulta vanha rakentamismääräyskokoelma kumottiin vuonna 2014. Eurokoodin tavoitteena on standardisoida muun muassa rakennustuotteet ja rakenteiden suunnitteluohjeet Euroopan sisällä. Rakennusosien mitoitus perustuu tänä päivänäkin eurokoodeihin, jotka löytyvät SFS-standardeista. (Rakennusteollisuus 2019, s. 4–14)

## 2.2 Betonin laatu

Betonin käyttö ja materiaali itsessään ovat kehittyneet 1900-luvun alusta lähtien näihin päiviin asti valtavasti. Itse betonin lisäksi myös valmistus, valuolosuhteet ja valmistuksen laadunvarmistus ovat parantaneet betonin lujuutta ja laatua samalla lisäten betonin Hurme *et al.* 1991)

Alkuaikoina betonia käytettiin raudoittamattomana, mikä rajoitti betonin käyttöä suuresti. Raudoitteiden käytön myötä betonin käyttö lisääntyi merkittävästi ja rautabetonin käyttö vaikutti olennaisesti koko rakennusalaan (Neuvonen *et al.* 2002, s. 28). Sementti oli be-



tonin käytön alkuaikoina kallista ja betonin sekaan lisättiin ylimääräisiä kiviä kalliin sementin käytön vähentämiseksi. Tämän niin kutsutun säästöbetonin käyttö mahdollistettiin vielä ainakin 1954 vuoden betoninormeissa. (Mäkiö *et al.* 1994, s. 245)

Betonin laatu oli yleisesti hyvin vaihtelevaa, sillä säännöstelyä oli melko vähän. Vuonna 1965 julkaistun betoninormin myötä myös betonin laadunvarmistukselle asetettiin vaatimuksia, kuten se, että betonitoille tuli määrittää oma betonityönjohtaja (Mäkiö *et al.* 1994, s. 247). RakMK B4 (1987, s. 41) mukaan betonityönjohtajan tulee olla paikalla, kun valua suoritetaan. Lisäksi B4:ssä oli ohjeistusta itse muottitöistä, raudoituksesta, valutapahtumasta, jälkihoidosta sekä muun muassa talvibetonoinnista (RakMK B4, s. 41–46). Betonin laadun paraneminen vuosisadan edetessä voidaan huomata myös taulukkoon 1 kirjatuista sallituista jännityksistä, joiden arvot kasvoivat vuosikymmenen aikana merkittävästi. Laadun parantuessa myös laskennassa voitu käyttää korkeampia arvoja.

1960-luvulla oli vielä hyvin yleistä, että betoni valmistettiin työmaalla. Betonin kelpoisuuden toteamiseksi tehtävät kokeet tulivat vuoden 1965 normeissa pakollisiksi. Koekappaleet koestettiin 28 vuorokauden ikäisinä ja verrattiin saatua puristuslujuuden arvoa betonin suunnittelulujuuteen. Valmisbetonin käytön ohjeistukset julkaistiin ensimmäisen kerran vuoden 1965 betoninormeissa. Ohjeita annettiin muun muassa työnjohdosta, betonin ainesosista sekä valmistuksesta. Lisäksi määräyksiä betonin toimitustavasta ja vastaanotetun betonin laadunvarmistuksesta. (Mäkiö *et al.* 1994, s. 247–248)

Yksi ensimmäisistä julkaisuista Suomessa koskien betonin pakkasenkestävyyden parantamista suojahuokostamalla on Jukka Vuorisen kirjoittama julkaisu vuodelta 1951. Tästä lähtien huokostusta käytettiin ainakin vesivoimalaitoksissa (Hurme *et al.* 1991, s. 25). Vaikka pakkasenkestävyyden tarve tunnettiin jo näiltä ajoilta asti, normeissa betonin pakkasenkestävyyttä vaadittiin vasta vuonna 1980 (BY 42 2019, s. 10). Tämä lienee osasyynä sille, että lisähuokostaminen on epäonnistunut yleisesti ennen vuotta 1980.

Betonissa käytetään lisäaineita, joilla voidaan muokata betonin ominaisuuksia, kuten työstettävyyttä, puristuslujuutta tai säänkesto-ominaisuuksia (BY 210 2004, s. 63). Lahdensivun (2012) mukaan suolaa on käytetty betonin kiihdyttimenä ainakin 1960-luvulle asti, mutta suoloja voi esiintyä myös myöhemmin valmistuneissa rakenteissa. Suolan ongelmana on se, että suolan määrän ylittäessä kriittisen rajan se aiheuttaa betoniteräksiin korroosiota (BY 42 2019, s. 21). Vuoden 1965 ohjeiden mukaan betonissa ei saanut olla yli 2 % suolaa sementin painosta. Betonin säilyvyysohjeessa vuonna 1992 maksimimäärä oli pudotettu jo 0,2 % sementin painosta (BY 42 2019, s. 11). Lisäaineena käytetyt kloridit ylittävät usein määrältään betonin kriittisen kloridipitoisuuden (BY 42 2019, s. 21).

Nykyinen betonin lujuuden ilmaisutapa on ilmoittaa lujuus lieriö- ja kuutiolujuuden suhteena (SFS-EN 206 2016, s. 26). Esimerkkinä betoni C30/37, jossa lieriöpuristuslujuus on 30 MPa ja kuutiopuristuslujuus on 37 MPa. Kuutiolujuus vastaa vanhaa K-luokan betonia (Haavisto & Laaksonen 2018). Eurokoodin SFS EN-1992 mukaan mitoitus tehdään lieriölujuuden mukaan (Narayanan & Brooker 2006, s. 5).

Vanhan betonin arvioinnissa ja laskelmissa tulee käyttää konservatiivisia arvioita laadusta, sillä materiaali voi olla hyvin epätasalaatuista. Mehto mainitsee RIL K170-1995 -julkaisussa (1995, s. 226), että ennen 1940-lukua valettu betoni on osoittautunut hänen omaan kokemukseensa perustuen usein vähintään 20 MPa lujiseksi. Englantilaisessa julkaisussa CS 455 (2020, s. 21) taas ohjeistetaan, että ennen vuotta 1939 valetun betonin lujuutena laskennassa ei saa käyttää yli 15 MPa. Tämä johtunee nimenomaan betonin laadun heilahteluista.

### 2.3 Teräslaadut ja suojabetoni

Ennen vuotta 1950 Suomessa käytettiin pääosin sileitä raudoitustankoja. Vuoden 1946 betoninormit sisälsivät ensimmäisen kerran ohjeet harjaterästen käytölle (Hurme *et al.* 1991, s. 21). Kotimainen valmistus harjateräksen osalta aloitettiin ennen 1950-lukua ja vuoden 1954 betoninormeissa harjateräs oli jo merkittävä teräslaatu (Mäkiö *et al.* 1994 s. 245). 1940-luvulla käytetyimmät sileäpintaiset teräslaadut olivat St37, -44 ja -52. Harjateräksen laatu oli V40 (Mäkiö *et al.* 1989, s. 209–210). Taulukossa 2 on esitetty vuoden 1954 terästen sallittuja normaalijännityksiä  $\sigma_{t,sall}$  (Mäkiö *et al.* 1994, s. 246).

Taulukko 2. *Betoninormi 1954 mukaisia teräksen sallittuja jännityksiä [kg/cm<sup>2</sup>] (mukailtu lähteestä Mäkiö *et al.* 1994, s. 246).*

Teräslaatu	Alin betonin lujuusluokka	$\sigma_{t,sall}$ A- ja B-betoni	$\sigma_{t,sall}$ C-betoni
St37	K150	1100	1100
	K200	1400	1400
St44	K150	1100	1100
	K200	1500	1400
St52	K150	1100	1100
	K200	1500	1400
	K250	1800	-
Harjateräs V40	K150	1800	1600
	K200	2200	2000
Teräsverkko laatoissa	K150	1800	1600
	K200	2200	2000
	K250	2400	-

Sileiden betoniterästen ankkurointi vuoden 1954 betoninormin mukaan toteutettiin päätekkoukuilla. Harjateräksillä ei päätekkoukkuja tarvita, vaan ankkurointi varmistetaan viemällä teräs 15 kertaa halkaisijan verran eteenpäin kohdasta, jossa sitä ei momenttipinnan mukaan tarvita. (Mäkiö *et al.* 1994, s. 245)

Nykyiset teräslaadut S235, S275 ja S355 vastaavat myötölujuuksiltaan vanhoja sileäpintaisia St-luokan teräksiä. Sileäpintaisten terästen halkaisijan suuruuksia oli huomattavasti enemmän kuin nykyään. Sileitä tankoja oli 5, 6, 8, 12, 16, 19, 20, 22, 25, 28, 32 ja 38 mm halkaisijalla. Sileäpintaisia teräksiä käytettiin aina jopa 1970-luvulle asti. Niiden laadut pysyivät samoina, vaikka nimet vaihtelevat (Mäkiö *et al.* 1989, s. 249). Raudoitteita on käytetty myös tuumakokoisina, etenkin teräsbetonirakentamisen alkuaikoina.

Vuoden 1954 ohjeistuksessa teräksen suojabetonoinnista mainittiin, että suojabetonin paksuuden ja terästen keskinäisen välin tulee olla riittävän suuri ruostumisen estämiseksi. Normin teknisissä ohjeissa sileiden terästen suojabetonipaksuudeksi määritettiin seinissä ja laatoissa vähintään 15 mm ja pilareissa vähintään 30 mm. Harjateräkselle vastaavat arvot olivat 20 ja 35 mm. (Mäkiö *et al.* 1994, s. 247)

Vuoden 1963 betonisten rakennuselementtien normissa ei enää annettu vastaavanlaisia vaatimuksia suojabetonille, vaan suojabetonin paksuuden määritti mitoitukselliset seikat. Ohjeen mukaan suojabetonin tuli olla vähintään 75 % vuoden 1954 normin mukaisista määristä, kun käytettiin maksimissaan lujuusluokan K30 betonia. Lujempien betonien kanssa riitti, että suojabetonin paksuus on 60 % vuoden 1954 ohjeissa annetusta arvosta. Suojabetonin paksuuden tuli olla kuitenkin minimissään 10 mm. Vuoden 1965 betoninormeissa suojabetonin minimimäärää kasvatettiin jälleen taulukon 3 mukaisiin arvoihin. (Mäkiö *et al.* 1994, s. 247)

Taulukko 3. *Betoninormi 1965 mukaiset suojabetonipaksuudet [mm]*  
(mukailtu lähteestä Mäkiö *et al.* 1994, s. 249).

Rakenneosa	Sisäolosuhde		Ulko-olosuhde	
	Sileä teräs	Harjateräs	Sileä teräs	Harjateräs
Laatat, seinät ym.	10	15	15	20
Palkit	20	30	30	35
Pilarit	25	30	30	35

Vuoden 1977 betoninormeissa suojabetonipeitepaksuudet nostettiin kosteissa sisä- ja ulkotiloissa oleville betonirakenteille 25 millimetriin. Vuoden 1980 normeissa otettiin käyttöön ympäristöluokat, joissa määriteltiin rakenteille erilaisia rasiustasvoja. Esimerkiksi julkisivut kuuluivat ympäristöluokkaa Y2, jossa perusarvo betonipeitepaksuudelle oli 25 mm. Vuoden 1989 ohjeista lähtien raudoitteiden suojabetonipaksuudet on tullut olla vähintään 25 mm kaikkien raudoitteiden osalta. (Lahdensivu 2014)

Harjateräksen tuotanto alkoi Suomessa 1940-luvun lopulla. Ensimmäisiä kotimaisia harjateräslaatuja oli V40-tyyppin harjateräs, jonka myötöraja oli 400 MPa ja vetomurtolujuus luokkaa 600–750 MPa. 1960-luvun alussa harjateräksen markkinaosuus oli Suomessa noin 75 % kaikista käytetyistä betoniteräksistä ja 1970-luvun puoleen väliin päästessä oli harjateräs käytännössä syrjäyttänyt kokonaan sileiden raudotteiden käytön. 400 MPa myötörajan harjaterästä käytettiin aina 1980-luvun alkuun saakka, jonka jälkeen A500HW-laatu otettiin käyttöön. Harjateräksiä oli muun muassa 8, 10, 12, 15, 18, 20, 22, 25 ja 30 mm halkaisijoilla. (Mäkiö *et al.* 1989, s. 249)

Ruostumatonta terästä on käytetty Suomessa talonrakentamisessa jopa 1960-luvulta lähtien (Ratvio & Kaista 2010), mutta sen käyttö on ollut hyvin vähäistä. Sandwich-elementtien ulkokuorta kannattelevat ansaat on tehty lähes poikkeuksetta ruostumattomasta teräksestä 1970-luvulta lähtien (Lahdensivu 2012). Betoniyhdistyksen säilyvyys-ohjeessa vuonna 1992 vaadittiin ansaiden ulomman paarten tekemistä korroosion kestävästä materiaalista (BY 42 2019, s. 11). Käytetty teräslaatu on ollut B600KX. Ruostumattoman teräksen käyttö ei ole ollut yleistä lähinnä sen korkean hinnan takia ja esimerkiksi infrarakenteissa ruostumatonta terästä on alettu käyttää rajoitetusti vasta 2000-luvun alkupuolella. (Ratvio & Kaista 2010) Ruostumattomien terästen koot poikkeavat tavallisten terästen halkaisijoista. Ruostumattomien harjaterästen halkaisijoita ovat muun muassa 5, 7, 9, 11, 16 ja 20 mm.

## 2.4 Muuttuvat kuormat

Ensimmäiset koko maata koskeneet viralliset kuormitusmääräykset vahvistettiin vuonna 1932. Vahvistetut määräykset perustuivat pitkälti Helsingin rakennustarkastuskonttorin vuonna 1913 julkaisemiin määräyksiin. Vuoden 1913 julkaisu oli nimeltään ”Ohjeet noudatettavaksi kuormitusten ja luvallisten rakennusainepaineiden laskemisessa”. Vuoden 1932 määräyksissä annettiin rakennusaineiden omia painoja koskevia tilavuuspainoja sekä eri rakenneluokkien hyötykuormien arvoja. (Neuvonen *et al.* 2002, s. 146–147) Hyötykuormien arvoja on esitelty taulukossa 4.

Taulukko 4. *Hyötykuormia määräysten alkuajoilta (mukailtu lähteestä Neuvonen et al. 2002, s. 146).*

Kuormitettu tila, (1913 Helsinki, 1932 koko maa)	kg/m <sup>2</sup>
Asuinhuone*	250
Myymäälä tai varasto**	350
Kokoussalit, portaat ja porrastasot	400
Ullakot	150
Pihat kellarien päällä	500
* Puurakennuksissa 200 kg/m <sup>2</sup>	
**Myymäälöiden yhteydessä olevat varastot, muut varastot 500 kg/m <sup>2</sup>	

Määräyksissä sallittiin hyötykuormien vähentämistä rakenteissa, joissa kuormaa kertyy useammasta kuin yhdestä kerroksesta. Tämä tehtiin siten, että rakennetta lähimpänä olevan kerroksen hyötykuorma otettiin täytenä ja seuraavien kerrosten hyötykuormaa vähennettiin 15, 30, 40 ja loppujen 50 prosentilla. (Neuvonen *et al.* 2002, s. 146)

Vaakapintaan kohdistuva lumikuorma oli vuoden 1932 määräyksissä Uudenmaan, Turun ja Porin lääneissä 100–150 kg/m<sup>2</sup> ja muissa lääneissä 150–200 kg/m<sup>2</sup>. Tuulenpaine pystysuoraa pintaa vasten oli 100 kg/m<sup>2</sup>, paitsi rannikolla 125 kg/m<sup>2</sup>. (Neuvonen *et al.* 2002, s. 146–147)

Vuonna 1941 sisäministeriö teki vuoden 1932 määräyksiin lisäyksen, jonka nojalla asuin- ja toimistohuoneistojen hyötykuormaksi sallittiin 2,0 kN/m<sup>2</sup>, mikäli välipohja oli valmistettu massiivisena teräsbetoni-laattana. Samaa hyötykuormaa voitiin soveltaa myös, jos välipohja toteutettiin ylä- tai alalaattapalkistona. Tämän seurauksena käytännössä kaikki vuosina 1940–1960 suunnitellut asuin- ja toimistorakennukset ovat suunniteltu käyttäen 2,0 kN/m<sup>2</sup> hyötykuormaa. (Mäkiö *et al.* 1989, s. 205)

Käytännössä seuraava virallinen ohjeistus rakenteiden hyötykuormille tuli vuonna 1973 Sisäasianministeriöltä. Tätä ennen käytettiin vuoden 1955 RIY:n julkaisemia rakenteiden kuormitusmääräyksiä (RIY A26) sekä vuonna 1969 julkaistuja RIL:n rakenteiden kuormitusnormeja (RIL 59). Uusi, vuoden 1973 Sisäasianministeriön päätös rakenteiden vähimmäiskuormista perustui pitkälti vuoden 1969 RIL:n kuormitusnormeihin. Uudessa ohjeessa hyötykuormat jaettiin oleskelukuormiin I ja II, kokoontumiskuormaan, sekä tungos- ja tavarakuormaan. (Mäkiö *et al.* 1994, s. 243)

Oleskelukuormaa I käytettiin suunniteltaessa asuntoja vastaavia tiloja ja oleskelukuormaa II toimistotiloja vastaavia tiloja. Kokoontumiskuormaa käytetään tiloissa, joiden käyttö edellytti kokoontumista, kuten luentosaleissa. Tungoskuormaa taas käytettiin tiloissa, joissa tungos on mahdollinen, kuten kaupoissa, parvekkeissa ja juhlasaleissa. Vuoden 1973 hyötykuormien vähimmäisarvot on esitetty taulukossa 5. (Mäkiö *et al.* 1994, s. 243)

Taulukko 5. Vuoden 1973 Sisäasianministeriön kuormitusohjeet pystykuormille  
(Mukailtu lähteestä Mäkiö et al. 1994, s. 243).

Kuormaryhmä	Pintakuorma [kN/m <sup>2</sup> ]	Pistekuorma [kN]
Oleskelukuorma I	1,5	1,5
Oleskelukuorma II	2	
Portaat ja käytävät	2,5*	
Kokoontumiskuorma	2,5	
Portaat ja käytävät	4	
Tungoskuorma	4	
Tavarakuorma, varasto- ja tuotantotilat	5	20
Henkilöautojen suojat ja paikoitustasot	2,5	10
Muut autosuojat	4	20
Katto- ja välitasot, joiden liikennettä ei rajoiteta	8	40

\* Asuntojen sisäisten portaiden pistekuormaksi voidaan otaksua 1,5 kN/m<sup>2</sup>

Vuoden 1973 ohjeissa mahdollistettiin myös hyötykuormien alentaminen pienennysker-  
toimin, mikäli rakenteeseen kohdistuu hyötykuormia useammasta kuin yhdestä kerrok-  
sesta. Tällöin hyötykuormia voitiin alentaa taulukon 6 mukaisin kertoimin. (Mäkiö et al.  
1994, s. 243)

Taulukko 6. Oleskelu- ja kokoontumiskuormien pienennyskerroimet, 1973.  
(Mukailtu lähteestä Mäkiö et al. 1994, s. 244)

Rakenteen kannattamien kerrosten lukumäärä	2	3	4	5	6	7	8	≥9
Oleskelu- tai kokoontumiskuorman pienennyskerroin	0,90	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50

Lumi- ja tuulikuorman vaikuttaessa samanaikaisesti sai toisen arvoa laskea kertoimella  
0,5. Mikäli kuormitusyhdistelmään kuului myös esimerkiksi oleskelukuormia, sai tuulesta  
ja lumesta toista alentaa kertoimella 0,8 ja toista 0,5. (Mäkiö et al. 1994, s. 244)

Vuoden 1969 ohjeistuksien mukaan myös lumikuormien määrät muuttuivat merkittävästi.  
Tähänastisesti käytössä olleet vuoden 1932 määräyksiin perustuvat lumikuormat muut-  
tuivat esimerkiksi Helsingin osalta 100 kg/m<sup>2</sup>:stä 180 kg/m<sup>2</sup>:iin, eli kuormat kasvoivat 80  
prosenttia. Pääosin rannikkoalueiden lumikuormat nousivat, kun taas Keski- ja Pohjois-  
Suomen lumikuormat laskivat. (Mäkiö et al. 1994, s. 244)

Vuoden 1973 ohjeistuksessa rakennuksen runkoon vaikuttava tuulikuorma määritettiin  
tuulen enimmäisnopeuksien aiheuttamien nopeuspaineen sekä rakennuksen muodosta  
ja tuulen suunnasta riippuvien muoto- ja painekertoimien avulla. Tuulen nopeuspaine  
luettiin kuvaajasta. Tuulisuudeltaan meren rantaa vastaavalla paikalla tuulen nopeuspai-  
netta kasvatettiin 25 %. (Mäkiö et al. 1994, s. 244)

Vuonna 1976 vanhat ohjeet kumonnut Rakentamismääräyskokoelma sisälsi pääosin vuoden 1973 mukaiset kuormien arvot. Vuoden 1978 Rakentamismääräyskokoelman osavarmuusluvut kuormille poikkesivat nykyisistä siten, että pysyvän kuorman osavarmuusluku oli 1,2 ja tavallisen muuttuvan kuorman 1,6 (RakMK 1978, s. 2). Vuoden 1990 määräyksissä tuulenpaineen vaikutukset jaettiin kolmeen alueeseen (RakMK 1990, s. 7). Tuulen nopeuden arvo luettiin siltä kuvaajalta, millä alueella rakennuksen katsottiin sijaitsevan. Luokat määräytyivät sen mukaan, sijaitsiko rakenne manneralueella (alue A), meren rannalla (alue B) vai merialueella (alue C).

Lumikuormien arvot pysyivät ennallaan vuoden 1976 ohjeissa. Mikäli katolla ei ollut lumen liukuesteitä, sai lumikuormien arvoa pienentää siten, että kattokaltevuuden ollessa 30–60° sai vähennystä lumikuormaan tehdä 0–100 %. Lumen kinostuminen katolle pystypintojen viereen huomioitiin korottamalla lumikuormaa kertoimella 1,5 enintään viiden metrin etäisyyteen seinästä. (RakMK 1976, s. 8–9)

Vuoden 1998 rakentamismääräyksessä lumikuormille annettiin tarkemmat alueelliset määräykset. Etenkin Pohjois-Suomen lumikuormia nostettiin merkittävästi. Katolla olevan lumikuorman arvoa sai ohjeen mukaan alentaa, mikäli katon kulma on 30–70°, jolloin lumikuormaa sai pienentää 0–100 %. Tuulikuormien osalta alueet jaettiin maastoluokkien mukaan viiteen ryhmään, jossa maastoluokka 0 tarkoittaa avomerta ja maastoluokka 4 vastaa kaupunkien keskusta-alueita. Hyötykuormat noudattelivat edelleen pääosin vuoden 1973 ohjeistusta. Muutoksia tuli vain ajoneuvokuormitteisiin rakenteisiin. Muita rakenteisiin kohdistuvia kuormia julkaisun mukaan ovat maanpaine, vedenpaine sekä lämpötilamuutokset ja -erot. (RakMK 1998, s. 11)

Tänä päivänä hyötykuormien vähimmäisarvot Suomessa on määritelty EN 1991-1-1:n kansallisessa liitteessä. Suomea koskevat kansalliset liitteet julkaisee Ympäristöministeriö asetuksin. Asetukset kansallisista liitteistä löytyvät Ympäristöministeriön verkkosivuilta. Hyötykuormia käsittelevät asetukset on koottu yhteen julkaisussa ”Suomen Rakentamismääräyskokoelma: Rakenteiden lujuus ja vakaus”, josta viimeisin versio on julkaistu vuonna 2019.

## 2.5 Yhteenveto betonirakentamisen kehityksestä

1900-luvun alusta tähän päivään betonirakentaminen ja rakentaminen ylipäänsä ovat kehittyneet paljon. Kehitystä on tapahtunut niin määräysten kuin ohjeistustenkin saralla. Lisäksi rakentamistavat ja rakennettavat rakenteet ovat muuttuneet merkittävästi. Työmaalla paikallavaluin toteutetusta rakentamisesta on siirrytty tehokkaaseen elementtirakentamiseen. Tämä on johtunut pääosin rakentamiskustannusten pienennystarpeesta ja

kasvavista työkustannuksista. Elementtirakentamiseen vaadittiin vain noin puolet työvoimasta siihen nähden, kuinka paljon sitä tarvittiin paikallavalurakentamisen aikaan. Rakennustyömaiden koneellistaminen 1960-luvulla vauhditti rakentamista entisestään. (Mäkiö *et al.* 1994, s. 31) Rakentamista on pyritty tehostamaan aina näihin päiviin asti. Liiallisesta tehokkuuden tavoittelusta voi rakentamisen laatu heiketä. Esimerkkinä sisäilmaongelmat, jotka ovat aiheutuneet liian aikaisin päällystetyistä märistä betonilattioista.

Rakennusaikaiset määräykset ja rakentamistapa vaikuttavat oleellisesti kantavuuden arviointiin. Ensinnäkin laskentamenetelmät ovat kehittyneet aikojen saatossa merkittävästi. Eri laskentamenetelmissä laskennan varmuus on aikaansaatu eri tavoin. Sallittujen jännitysten menetelmässä laskenta suoritetaan kimmoteorian mukaisesti ominaiskuormin rakenteen sisäisiä jännityksiä rajoittaen. Rajatilamitoituksen murtorajatilassa varmuus varmistetaan käyttämällä varmuuskertoimia pienentäen materiaaliominaisuuksien arvoja ja korottamalla kuormien arvoja perustuen kuorman tai materiaalin tunnettavuuteen. Mitoituksessa ja arvioinnissa tulee huomioida, että laskentamenetelmiä ei saa käyttää ristiin (Leskelä 2007, s. 517). Esimerkiksi rajatilamitoituksen perustein osavarmuusluvin korotettujen kuormien ja sallittujen jännitysten yhteiskäyttö johtavat hyvin konservatiiviseen tulokseen. Päinvastoin joillain yhdistelyillä varmuus voi jäädä huomattavasti vaadittua alhaisemmaksi.

Rakentamismenetelmien ja ohjeiden kehittyttyä on syntynyt tilanteita, joissa uudet mitoitusohjeet eivät tunne enää vanhoja rakenteita. Tällaisesta esimerkkinä voidaan antaa vanhojen taivutettujen rakenteiden työntöteräksin toteutettu leikkausraudoitus. Eurokoodi SFS-EN 1992 (2015) ei anna enää ohjeistusta ja menetelmiä työntöteräksin toteutetulle leikkausraudoitteelle. Työntöteräksiä ei saa mitoittaa vinoille haoille johdetuin mitoituskaavoin. Tällaisessa tilanteessa voi olla välttämätöntä kääntyä vanhojen ohjeistusten pariin, kuten Rakentamismääräyskokoelman osaan B4 (1987), jossa tähän mitoitus-tilanteeseen annetaan mitoituskaavat.

1900-luvun alussa Portland-sementin koostumus mahdollisti betonin pitkäaikaisen lujuuden kehityksen. Tämä on voinut johtaa siihen, että betonin lujuus on kasvanut vuosikymmenten ajan ja on tänä päivänä jopa kaksinkertainen suunniteltuun arvoon. Tämän päivän Portland-sementti mahdollistaa aikaisen lujuuden kehityksen. Betonien lujuuden ei odoteta kasvavan näin suuresti tulevaisuudessa. (Thun *et al.* 2006) Toisaalta vanhat teräsbetonirakenteet ovat voineet olla vaurioherkempiä kuin uudet rakenteet, esimerkiksi perustuen hyvin pieniin suojabetonipaksuuksiin. Esimerkiksi 1950-luvulla Suomessa on voitu sallia jopa minimissään 10 mm suojabetonikerroksia. Tällaisessa rakenteessa on todennäköisesti tänä päivänä raudoitteiden korroosiovaurioita, mikäli rakenteen ympäröivä ilmasto tämän mahdollistaa.



Lisäksi kuormitusten minimiarvot ovat voineet vaihdella ajan saatossa merkittävästikin. Lumikuorman arvojen muutos on syytä nostaa esiin, sillä 1950-luvun ohjeistuksessa on sallittu huomattavasti pienempiä lumikuorman arvoja, kun näitä vertaillaan nykyisiin vaatimuksiin. Kuormien määrien lisäksi varmuuslukujen suuruudet ovat vaihdelleet, mikä tulee tiedostaa rakenteen kantavuuden arvioinnissa.

Ympäristöministeriön asetuksessa kantavista rakenteista 477/2014 (YM 2014) ohjeistetaan, että mikäli rakenteen kuormitukset eivät lisäänty korjaus- ja muutostyön johdosta, voidaan suunnittelussa soveltaa rakentamisajankohtana voimassa olleita säännöksiä. Mikäli kuormitukset nousevat, tulee kuormitukset määrittää uusien määräysten ja ohjeiden mukaisesti. Tätä asetuksen mahdollistavaa pykälää rakennusaikaisten kuormitusten käytöstä on syytä pohtia tietyissä tilanteissa. Esimerkiksi, onko järkevää todeta pitkän jännevälin omaavan katon kantavarakenne kelvolliseksi, jos alla on suuri kokoontumistila ja katon suunniteltu lumikuorma on luokkaa  $100 \text{ kg/m}^2$ .

### 3. RAUDOITETTU BETONI

Betoni koostuu pääosin kiviaineksesta, sementistä ja vedestä sekä mahdollisista lisäaineista. Se minkä laatuista ainesosat ovat ja missä suhteessa niitä sekoitetaan keskenään, vaikuttavat kovettuneen betonin kaikkiin ominaisuuksiin. (BY 201 2004, s. 31)

Betonirakenne voidaan toteuttaa raudoittamattomana tai raudoitettuna. Raudoitettuihin rakenteisiin kuuluvat sekä teräsbetonirakenteet että jännitetyt betonirakenteet. Raudoittamaton rakenne suunnitellaan siten, että betoni itsessään kestää siihen kohdistuvat rasitukset, kun taas raudoitettu rakenne suunnitellaan siten, että teräs ja betoni yhdessä kestävätkin rakenteeseen kohdistuvat rasitukset. Raudoite suunnitellaan kestäväksi veto- ja puristusrasituksen ja betonin puristusrasituksen. (BY 201 2004, s.19)

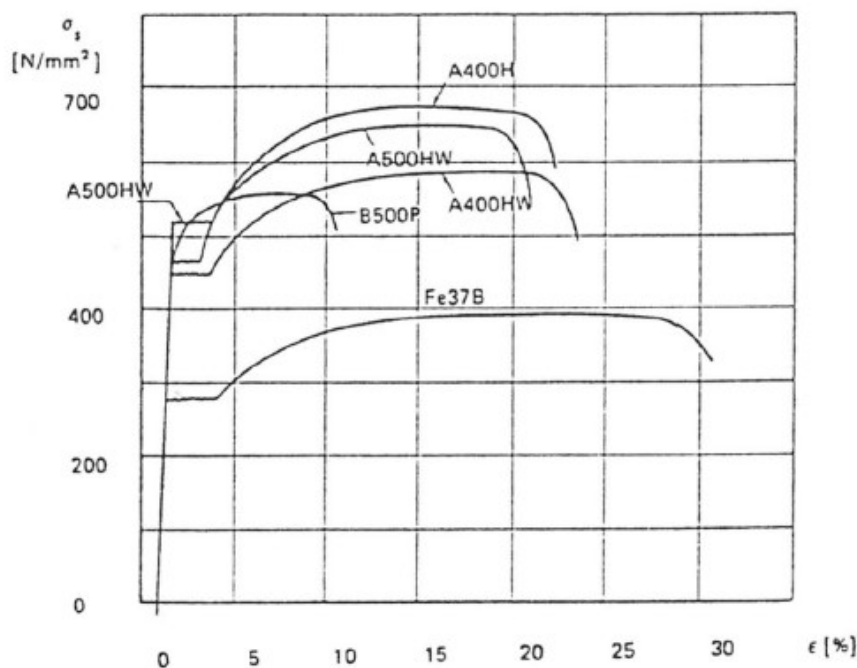
Betonin tärkeimmät ominaisuudet rakenteita suunniteltaessa ovat betonin puristuslujuus ja sen säilyvyysominaisuudet. Säilyvyyden merkitys on kasvanut, sillä rakenteita on alettu tehdä entistä vaativimpiin olosuhteisiin. Lisäksi on huomattu, että betoni ei ole ikuisen materiaali, vaikkakin sen säilyvyysominaisuudet ovat sinällään hyvät. Ulko-olosuhteissa olevien betonirakenteiden tärkeimmät ominaisuudet ovat niiden pakkasenkestävyys ja kestävyys suola-pakkasrapautumista vastaan. (BY 201 2004, s. 69) Luku 3.1 käsittelee betonin säilyvyysominaisuuksia

Betonin muodonmuutoskyky on melko pieni. Betonin puristusmurto katsotaan tapahtuvan normaalilujuisilla betoneilla, kun puristusvoima aiheuttaa betoniin 3,5 ‰ muodonmuutoksen (SFS EN 1992 2015, s. 30). Murtovenymänä voidaan laskennassa käyttää arvoa 0,1–0,15 ‰. (Kerokoski 2019, s. 15)

Betonin puristus- ja vetolujuuksien suhde on noin 1/10. Alhaisen vetolujuuden seurauksena betonia vahvistetaan veto- ja leikkausrasitetuista kohdista raudoittein. Betonin halkeilu on merkki betonin vetolujuuden ylittymisestä. (BY 201 2004, s. 79, 82) Betonin puristuslujuuden merkityksestä kertoo myös se, että betonien luokitukset perustuvat betonin puristuslujuuksiin, esimerkiksi C30/37.

Raudoitteiden tärkeimmät ominaisuudet ovat sen suuri vetolujuus ja suuri murtovenymä. Nykyään käytössä olevan harjateräksen (A500HW) myötöraja on  $f_{yk} = 500$  MPa ja kimmo kerroin  $E_s = 200\,000$  MPa. Mitoituksen kannalta tärkeä ominaisuus on myös se, että kimmoisella alueella teräksen jännityksen ja venymän suhde ovat suoraan verrannollisia keskenään. Teräkset luokitellaan niiden vetolujuuksien perusteella. (Kerokoski 2019, s. 37–38)

Käytetyt teräslaadut ovat poikenneet toisistaan lujuuden ja sitkeyden osalta, kuten alla olevasta kuvasta 2 huomataan. Vanha Fe37 teräs ei ollut kovin lujaa, mutta se oli sitkeää. B500P-teräksen sitkeys on huomattavasti alhaisempi, kuin muiden käytettyjen raudoitemateriaalien. Teräksen sitkeyden merkitys raudoitetun betonirakenteen toiminnan ja murtumistavan kannalta on suuri (Kerokoski 2019, s. 39). Muita merkittäviä teräksen ominaisuuksia ovat sen muokattavuus, kuten taivutettavuus sekä useimmilla laaduilla hitsattavuus.



**Kuva 2.** Suomalaisten raudoitteiden jännitys-venymäkäyriä (Kerokoski 2019, s. 39).

Betonin ja rakenteen vedettyyn pintaan asetettujen terästen yhteistoiminnan kannalta on oleellista, että tartunta materiaalin välillä on riittävä. Halkeaman syntyessä taivutetun teräsbetonirakenteen alapintaan on betonin vetolujuus ylitetty ja tällöin raudoitteet ottavat vetojännitykset vastaan. Kantavuuden kannalta on oleellista, että raudoite ei pääse liukumaan betonin sisällä. Teräksen ja betonin yhteistoiminta toteutetaan teräksen ankkuroinnin suunnittelulla. (Kerokoski 2019, s. 46)

### 3.1 Teräsbetonirakenteiden säilyvyys

Eurokoodin (SFS EN 1990 2006, s. 48) mukaan rakenne tulee suunnitella siten, että sen kunnan heikkeneminen suunnitellun käyttöajan aikana ei heikennä rakenteen toimivuutta. Tämä tarkoittaa sitä, että rakenteen tulee kestää sille määritetyt kuormat koko käyttöikänsä ajan. Tämä ei aina toteudu vanhoissa eikä uusissakaan rakenteissa. Säilyvyyden alenema voi johtua vääränlaisesta ylläpidosta, suunnittelussa huomiotta jääneistä

rasituksista, vajavaisista normeista tai myöhemmistä kuormien lisäyksistä, jolloin esimerkiksi halkeilukapasiteetti on ylittynyt. Lisäksi betonitöillä, kuten betonoinnilla ja jälkihoivalla on suuri merkitys betonirakenteen säilyvyyteen ja halkeamien syntyyn. Rakenteen säilyvyyden kannalta on oleellista, että betoniin ei synny halkeilua ja että syntyvien halkeamien halkeamaleveys on riittävän pieni (BY 201 2004, s. 92).

Betonirakenteiden käyttöäsuunnittelua on edellytetty ensimmäisen kerran Rakentamismääräyskokoelman osassa B4 vuonna 2005 (Punkki 2017). Vaikka käyttöäsuunnittelua edellytettiin normitasolla vasta vuonna 2005, on sitä tehty jossain määrin jo vuosikymmenten ajan (Punkki 2004). Ensimmäiset betonirakenteiden laskennalliset käyttöämitoituksen periaatteet julkaistiin BY 32 Betonirakenteiden säilyvyys ja käyttöämitoitus -ohjeessa vuonna 1989 (Lahdensivu 2014).

Betonirakenteet joutuvat käyttöänsä aikana monenlaisten kuormitusten rasittamiksi. Esimerkiksi ulkoilmalle alttiina olevia betonirakenteita rasittavat muun muassa pakkanen ja kosteus sekä kemialliset aineet, kuten mahdolliset kloridit ja hapot (SFS-EN 1992 2015, s. 47–48). Merkittävimmät kosteuslähteet ulkona sijaitseville rakenteille ovat sade, ulkoilman kosteus sekä pinnoille tiivistyvä ilman kosteus. Kosteudella on huomattavan suuri vaikutus vauriomekanismeihin, sillä se on mukana lähes jokaisessa merkittävässä turomelutumisilmiössä. Rasitustekijöiden ankaruuteen vaikuttavat rakennuksen sijainti (vertaa sisämaa – meren ranta), ilmansuunta, korkeus ja yksityiskohtat. (BY 42 2019, s. 15) Tällaisia yksityiskohtia voivat olla esimerkiksi se, että onko rakenne säältä suojassa tai voiko vesi jäädä seisomaan rakenteen päälle.

Teräsbetonirakenteiden säilyvyys voi heiketä vaurioiden, kuten suola-pakkasrapatuman tai kloridikorroosioin, seurauksena. Kloridien vaikutukset kohdistuvat pääosin rannikkoalueiden rakenteisiin sekä infrarakenteisiin. Klorideja päätyy rannikolla rakenteisiin suoraan meriveden kautta tai tuulen mukana (BY 201 2004, s. 99). Pysyvässä merivesikontaktissa olevat rakenteet ovat vähemmän alttiita vaurioille kuin rakenteet, jotka ovat meriveden roiskevyöhykkeellä (Mattila 2018b). Infrarakenteita rasittavat kloridit ovat pääosin peräisin teiden talvikunnossapidossa käytettävistä klorideista. Infrarakenteiden talvikunnossapidolla tarkoitetaan tässä liukkauden torjuntaa ja sulanapitoa, jota tehdään levittämällä natriumkloridia tai kalsiumkloridia (Vestola *et al.* 2006). Siltarakenteissa etenkin reunapalkit, pilarit ja maatuet ovat alttiita tälle vauriotyypille (Mattila 2018b). Kaupunkialueilla levitetty suolaliuos päätyy herkästi esimerkiksi talojen sokkeleihin tai autojen kuljettamana taloyhtiöiden pihakansille ja parkkihalleihin.

Betonin ympäröimät teräkset ovat yleisesti hyvin suojassa korroosiolta, sillä betonin korkea alkalisuus muodostaa teräksen pinnalle oksidikalvon, joka estää sähkökemiallisen

ruostumisen alkamisen (teräksen passivoituminen) (BY 42 2019, s. 17). Betonin suojaavuus riippuu betonipeitteen tiheydestä, laadusta ja paksuudesta (SFS-EN 1992 2016, s. 47). Hyvä suoja saavutetaan valvomalla vesi-sementtisuhteen ylärajaa sekä vähimmäis-sementtimäärää. Betoni siis antaa teräkselle fysikaalisen sekä kemiallisen suojan (BY 201 2004, s. 97; VTT 2006).

Betoniterästen korroosion pääsyy on liian lähelle pintaa asennetut teräkset (Mattila 2018b). Uudemmissa rakenteissa esiintyy teräskorroosiota lähinnä sen takia, että rakenteiden betoni ei ole riittävän lujaa ja tiivistä tai rakenteita ei ole huollettu asianmukaisesti (Zandi 2008, s. 10).

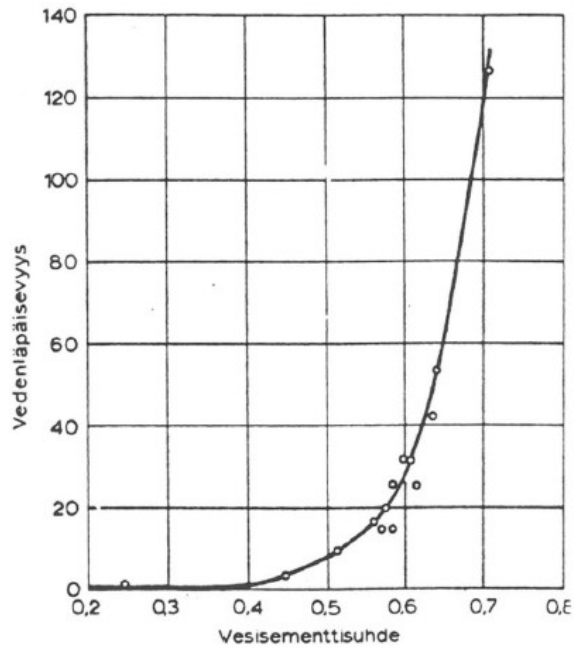
Vaurioiden syntyyn vaikuttavat betonin koostumus ja kunto. Esimerkiksi betonin halkeamat heikentävät betonin laatua, koska ne lisäävät betonin läpäisevyyttä. Halkeamien vaikutuksesta betonin teräksiä suojaava vaikutus heikkenee, sillä niiden kautta rakenteen sisään voi tunkeutua haitallisia aineita. Tämä on erityisen haitallista, jos halkeamat ulottuvat raudoitteisiin asti. Betonin kunnon vaikutus teräskorroosion estämiseksi on siis merkittävä. (BY 201 2004, s. 92; RIL K170 1995, s. 201–203)

Ulkoilmalle alttiille teräsbetonirakenteille pakkasenkestävyys on oleellinen ominaisuus. Betonin pakkasenkestävyys voidaan aikaansaada lisähuokostamalla betoni. Tämä niin kutsuttu suojahuokostus tarkoittaa menetelmää, jolla betonin sisään muodostetaan kapillaarihuokosia suurempia suojahuokosia. Nämä suojahuokokset eivät täyty vedellä, vaikka betoni olisi pitkäänkin veden kanssa kosketuksissa. Kun kapillaarihuokosten sisältämä vesi jäätyy, pääsee jää laajenemaan näihin suojahuokosiin. Pakkaskestävyyteen vaikuttaa merkittävästi myös betonin lujuus. Betonilujuuksien kasvattaminen on johtanut keskusteluun siitä, kestäisikö riittävän luja betoni pakkasta ilman lisähuokostusta. Tämän hetken tiedon mukaisesti kuitenkin betoni lisähuokostetaan. (BY 42 2019, s.24–27) Huokostuksen onnistumiseen vaikuttaa laajalti betonointityön ja jälkihoidon laatu. Esimerkiksi liiallinen tai epätasainen tärytys vaikuttaa heikentävästi huokosten toimintaan (Tepponen 2018).

Edellä mainitut betonin kestävyyttä ja vaurioherkkyyttä parantavat piirteet kuuluvat nykyisten standardien mukaan uusien rakenteiden suunnitteluun säännöllisesti, esimerkiksi rakenteiden rasitusluokat määritellään standardissa EN 206-1 (SFS 2014, s. 21–23). Suomea koskevat tarkennukset standardiin EN 206-2 annetaan ohjeessa SFS 7022 (2019). Tätä niin kutsuttua käyttöikäsuunnittelua ei ole osattu huomioida betonin käytön alkuaikoina. Luvussa kaksi esitellään betonia koskevien vaatimusten kehitystä.

Betonin vesi-sementtisuhteen vaikutus rakenteen tiiveyteen ja sitä kautta myös rakenteen säilyvyyteen on merkittävä. Vesi-sementtisuhteen tulee olla alle 0,6 kun halutaan

valmistaa vedenpitävää betonia (Kerokoski 2019, s. 16). Matala vesi-sementtisuhte ja hyvin tehty valun jälkihoito ovat avainasemassa lujan ja tiiviin betonipinnan valmistamisessa (BY 42 2019, s. 19). Kuva 3 (Kerokoski 2019, s. 16) havainnollistaa vesi-sementtisuhteen vaikutusta betonin läpäisevyyteen. Huomataan, että lujemmat, alhaisen vesi-sementtisuhteen omaavat betonit ovat huomattavasti tiiviimpiä, kun vertaillaan läpäisevyyuskertoimia.



**Kuva 3.** Betonin vesi-sementtisuhteen vaikutus läpäisevyyteen (Kerokoski 2019, s. 16).

## 4. BETONIN PAKKASRAPAUTUMINEN

Paikoissa, jossa maantieteellinen sijainti mahdollistaa ja aikaansaa ilman lämpötilan laskun pakkaselle, betonin pakkasrapautuminen on varteen otettava vauriomekanismi, kun tarkastellaan teräsbetonirakenteita. Jäätymisen aiheuttamat vauriot eivät ole ainoastaan betoniin liittyvä ongelma, vaan myös muihin huokosiin mineraalipohjaisiin rakennusmateriaaleihin, kuten tiiliin ja laasteihin liittyvä ongelma (Fridh 2005). Kolmasosalta pohjoismaissa valmistetusta betonista vaaditaan pakkasenkesto-ominaisuuksia (Penttala *et al.* 2003).

Betonirakenne voi rapautua muun muassa pakkasen, ettringiittireaktion ja alkali-kivianesreaktion seurauksena (BY 42 2019, s. 24). Tässä työssä keskitytään pakkasrapautumiseen, joka on yleisin betonia rapauttava tekijä Suomessa.

Pakkasrapautuminen voidaan jakaa kahteen kategoriaan:

- sisäiseen pakkasrapautumaan
- suola-pakkasrapautumaan. (Fagerlund *et al.* 2001, s. 16)

Vaurioiden erona toisiinsa on se, että sisäinen pakkasrapautuma vaurioittaa betonia sisältä päin ja heikentää sen materiaaliominaisuuksia (Petersen *et al.* 2007). Suola-pakkasrapautumassa rapautumisilmiö vaurioittaa betonipoikkileikkauksen ulkopintoja. Lisäksi se on nopeampaa kuin sisäinen pakkasrapautuminen. (BY 201 2004, s. 104) Betonipoikkileikkaus pienenee suola-pakkasrapautuman seurauksena ja kun rapautuminen ulottuu betoniterästen tasolle, se käynnistää teräksissä korroosioreaktion. (VTT 2005)

Rapautumisilmiöitä on maailmalla tutkittu jo 1950-luvulta asti ja useita rapautumista estäviä ja hidastavia menetelmiä on kehitetty, muun muassa riittävän lujan betonin käyttö (vedenpitävyys) ja betonin suojahuokostus. Tästä huolimatta vaurion syntymekanismia ei ole täysin saatu selvitettyä ja tästä johtuen täysin pakkasenkestävää betonia ei ole pystytty kehittämään. Tämä vaikuttaa heikentävästi betonirakenteiden käyttöikäen. (Fridh 2005)

Pakkasrapautuma aiheuttaa halkeilua betonin huokosissa olevan veden jäätymisen seurauksesta johtuvasta betonin sisäisen paineen kasvamisesta. Veden vaatima tila kasvaa jäätyessä noin 9 tilavuusprosenttia (BY 42 2019, s. 24). Pakkasrapautuminen heikentää suorasti betonin ominaisuuksia, kuten puristus- ja vetolujuutta sekä kimmomoduulia. Sisäisen pakkasrapautumisen vaikutukset raudoitteisiin tulevat välillisesti huonontuneen

tartunnan ja suojabetonin vaurioiden myötä. (Fagerlund *et al.* 2001, s. 16) Näiden ominaisuuksien heikkenemistä esitellään tarkemmin seuraavassa luvussa.

#### 4.1 Sisäinen pakkasrapautuma

Seuraavaksi esitellään Contecvet-tutkimuksessa (Fagerlund *et al.* 2001) tehtyjä havain-toja materiaaliominaisuuksien muutoksista sisäisen pakkasrapautuman seurauksena. Tutkimus on tehty Ruotsissa Lundin yliopistossa. Tutkimuksessa tutkittiin betonin mate-riaaliominaisuuksien muutoksia pakkasvaurion seurauksena. Koekappaleiden lujuus-ominaisuuksia, kuten puristus- ja halkaisuvetolujuuksia sekä kimmomoduulia, mitattiin ennen ja jälkeen voimakkaan jäädyttämisen ja sulattamisen (engl. freeze-thaw).

Jotta tutkimuksessa pystyttiin saavuttamaan luonnostaan tapahtuvan kaltaisia pakkas-vaurioasteita, koekappaleet esikyllästettiin tyhjiökäsittelyllä. Koekappaleet olivat hei-koimmillaan lähes täysin rapautuneita käsittelyn jälkeen, jota vastaavaa tilannetta tuskin luonnossa pääsee tapahtumaan. Eri kyllästyspitoisuuksilla pystyttiin luomaan eri rapau-tuma-asteita näytekappaleisiin. (Fagerlund *et al.* 2001, liite E s. 2) Kun betonin kyllästys-pitoisuus on riittävän suuri, ei vedellä ole enää tilaa laajeta huokosissa. Tämä aiheuttaa betonin halkeilua. (Petersenin *et al.* 2007) Tutkimustuloksista muodostetuissa kuvaajissa (tässä työssä etenkin kuvat 4, 5 ja 7) heikoimmat tulokset kuvaavat edellä mainittua tilaa, jossa betonin rapautuma-aste on niin korkea, että tätä ei pysty luonnossa syntymään. (Fagerlund *et al.* 2001, liite E s. 2).

Tutkimuksessa koestettiin eri vesi-sementtisuhteella olevia betonikappaleita, sekä ankkuroinnin osalta sileitä tankoja sekä harjaterästä. Lisäksi harjaterästen eri ankkurointipi-tuuksia sekä hakojen vaikutusta ankkurointikestävyteen testattiin vetokokein. (Fager-lund *et al.* 2001, liite E s. 2)

Betonin materiaaliominaisuuksia voidaan arvioida laskennallisesti kokeellisten tutkimuk-sien pohjalta johdetuin kaavoin. Aiheen hankaluutena on, että eri materiaaliominaisuuksien muutosten välillä ei ole yksinkertaisia yhtäläisyyksiä, esimerkiksi puristus- ja vetolu-juuden välillä. Tutkimuksissa havaittiin, että materiaaliominaisuuksien väliset yhteydet eivät ole yksinkertaisia ja ne muuttuvat betonin vaurioituessa. Esimerkiksi betonin veto- ja ankkurointikestävyys muutos voi olla suhteessa huomattavasti suurempi, kuin pu-ristuskestävyyden. Kimmokertoimen aleneminen on usein hyvin vaihtelevaa ja se voi pahimmillaan heiketä dramaattisestikin.

Esitettyjä kuvaajia tulkitessa tulee huomioida, että tällaisissa kokeissa otanta on aina liian pieni, jotta tutkimustulokset olisivat tilastollisesta näkökulmasta riittävän tarkkoja.



Esitetyt lausekkeet ovat yksi mahdollinen tapa tulkita kuvaajien pistejoukkoja. Kuten kuvista 4, 5, 6, 7, 9 ja 10 huomataan, on tulosten hajonta suuri, joten näihin voisi sovittaa usean erilaisen käyrän. Vaurioiden eteneminen luonnossa voi poiketa suurestikin tutkimustuloksista. Siksi seuraavat tutkimustulokset tulee ottaa ohjeellisina. Tutkimustuloksista voidaan saada kuitenkin hyvä yleiskuva ja käsitys siitä, mitä sisäinen pakkasrapautuma voi materiaalin ominaisuuksille aiheuttaa. Johtuen vähäisistä näytemääristä ja tulosten suurehkosta hajonnasta, tutkimustulosten ja sovitettavan käyrän korrelaatiokerroin jää usein melko alhaiseksi. Tällaisen tutkimuksen etuna on kuitenkin se, että voidaan selvittää, onko materiaalien muutokset satunnaisia vai systemaattisia (Heikkilä 2014).

#### 4.1.1 Puristuslujuuden muutos

Tutkimuksessa tehtyjen kokeiden perusteella johdettiin seuraava kaava:

$$f_{c,damaged} = 0,96 f_{c,0} - 9,1, \quad (1)$$

jossa  $f_{c,damaged}$  on vaurioituneen betonin puristuslujuus ja  $f_{c,0}$  on vaurioitumattoman betonin puristuslujuus. Taulukossa 7 on esitetty puristuslujuuden muutoksia empiirisen tutkimuksen tuloksista johdetulla kaavalla. Huomataan, että puristuslujuuden muutos on tässä tutkimuksessa suuruusluokkaa 10 MPa.

Taulukko 7. Puristuslujuuden muutos pakkasrapautumisen johdosta, kaava 1.

Alkuperäinen $f_{c,0}$	Vaurioitunut $f_{c,damaged}$	Muutos $\Delta f_c$	$\Delta\% = \Delta f_c / f_{c,0}$
15 MPa	4,8 MPa	10,2 MPa	68 %
25 MPa	14,4 MPa	10,6 MPa	42 %
40 MPa	28,8 MPa	11,2 MPa	28 %
60 MPa	48,5 MPa	11,5 MPa	19 %

Taulukosta 7 huomataan, että mitä lujempaa betoni alun perin on, sitä pienemmän osan prosentuaalisesti sen puristuslujuus pienenee.  $\Delta\%$  on puristuslujuuden alenema prosentteina.

Heikoimman puristuslujuuden perusteella määritetty alarajalauseke puristuslujuudelle on:

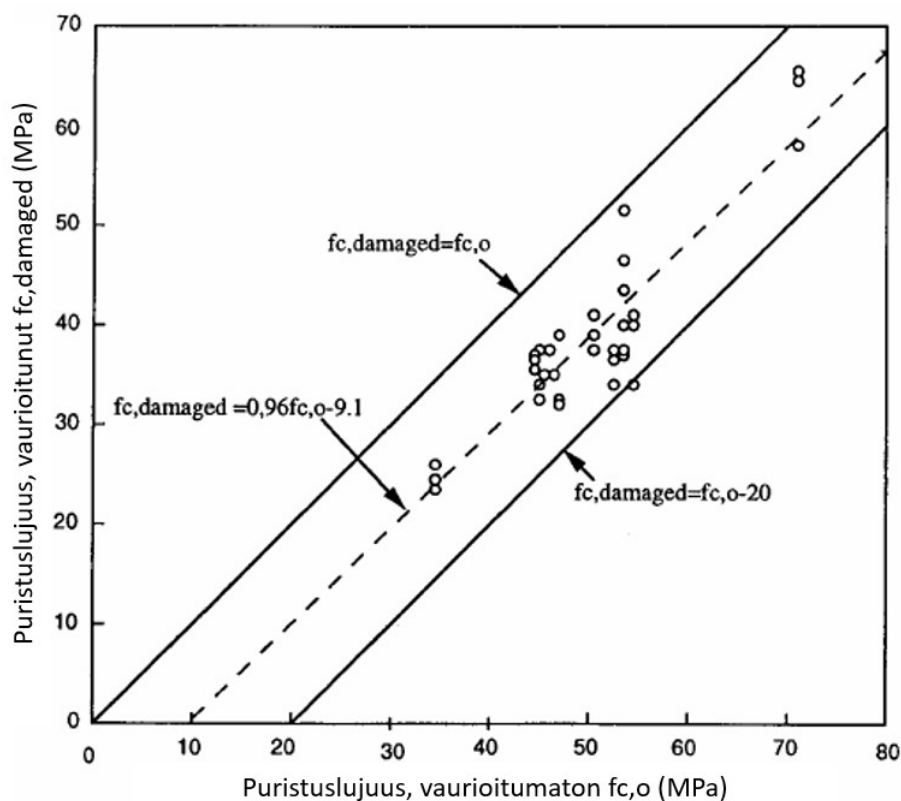
$$f_{c,damaged} = f_{c,0} - 20 \quad (2)$$

Kaavaa 2 voidaan käyttää, kun betonin lujuus on  $> 35$  MPa. Alarajalausekkeen (kaava 3) tulos on hyvin konservatiivinen ja sen perusteella ei tule tehdä korjauspäätöksiä, sillä se antaa käytännössä niin pienen betonin puristuslujuuden arvon, että sen avulla arvioitu rakenteen kestävyys ei todennäköisesti olisi riittävä. Alla olevaan taulukkoon 8 on laskettu alarajaestimaatilla betonin puristuslujuus ja tästä huomataan, että tulos on hyvin konservatiivinen verrattuna taulukkoon 7 lasketun 40 MPa betonin puristuslujuuteen.

Taulukko 8. Alarajalausekkeella laskettu puristuslujuuden arvio, kaava 2.

Alkuperäinen $f_{c,o}$	Vaurioitunut $f_{c,damaged}$	Muutos $\Delta f_c$	$\Delta\% = \Delta f_c / f_{c,o}$
40 MPa	20 MPa	20 MPa	50 %
60 MPa	40 MPa	20 MPa	33 %

Kuvaan 4 on sijoitettu koestustulokset sekä niiden perusteella johdettujen arviointikaavojen käyttäytyminen. Havaitaan, että keskiarvion perusteella muodostettu kaava 2 edustaa melko hyvin tarkastelujoukkoa.



**Kuva 4.** Rapautuneen betonin puristuslujuuden koestustulokset (mukailtu lähteestä Fagerlund et al. 2001, liite E s. 4).

Kaavan 1 avulla voidaan tehdä yksinkertaisia lujuuslaskelmia tarkasteltavasta kohteesta. Etenkin, jos silmämääräisesti tarkastellessa betoni näyttää hyväkuntoiselta, voidaan noin 10 MPa:lla alennettua puristuslujuutta pitää vähintäänkin hyvänä arvauksena rakenteen lujuudesta.

#### 4.1.2 Halkaisuvetolujuuden muutos

Eurokoodissa halkaisuvetolujuuden merkintänä käytetään  $f_{ct,sp}$ , mutta seuraavissa lausekkeissa tätä merkitään selvyuden vuoksi merkinnällä  $f_{t,0}$ . Tämä siksi, jotta alkuperäisessä tutkimuksessa esitetyn kuvaajan tulkitseminen olisi selkeämpää.

Halkaisuvetolujuuden suhde vaurioitumattoman ja vaurioituneen betonin välillä voidaan arvioida kaavasta:

$$f_{t,damaged} = 1,2 f_{t,0} - 3, \quad (3)$$

jossa  $f_{t,damaged}$  on vaurioituneen betonin halkaisuvetolujuus ja  $f_{t,0}$  on vaurioitumattoman betonin halkaisuvetolujuus. Taulukossa 9 on esitetty halkaisuvetolujuuden arvioinnin laskentakaavan toimintaa eri lähtöarvoilla.

Taulukko 9. *Halkaisuvetolujuuden muutos pakkasrapautuman johdosta, kaava 3.*

Alkuperäinen $f_{t,0}$	Vaurioitunut $f_{t,damaged}$	Muutos $\Delta f_t$	$\Delta\% = \Delta f_t / f_{t,0}$
5 MPa	3 MPa	2 MPa	40 %
4 MPa	1,8 MPa	2,2 MPa	55 %
2,5 MPa	0 MPa	2,5 MPa	100 %

$\Delta\%$  on halkaisuvetolujuuden alenema prosentteina. Taulukosta huomataan, että lauseke antaa edullisempia tuloksia korkealujuuksiselle betonille, kuin valmiiksi vähemmän lujalle betonille. Taulukosta nähdään myös, että halkaisuvetolujuuden ollessa 2,5 MPa tai alle, tulee vaurioituneen betonin halkaisulujuuden arvoksi 0 MPa.

Kuten puristuslujuudellekin, johdettiin myös halkaisuvetolujuudelle alarajalauseke:

$$f_{t,damaged} = 3 f_{t,0} - 11 \quad (4)$$

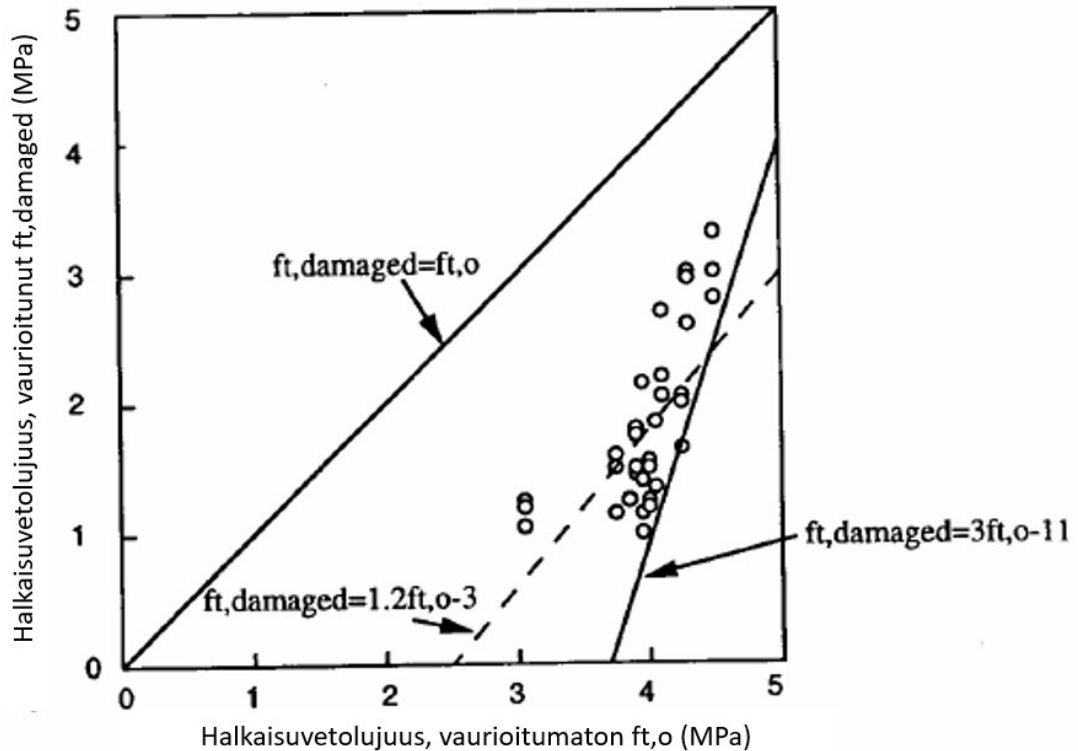
Kaavan 4 toimintaa tarkastellaan seuraavassa taulukossa 10.

Taulukko 10. *Halkaisuvetolujuuden arvoja, kaava 4.*

Alkuperäinen $f_{t,0}$	Vaurioitunut $f_{t,damaged}$	Muutos $\Delta f_t$	$\Delta\% = \Delta f_t / f_{t,0}$
4 MPa	1 MPa	3 MPa	75 %
3,7 MPa	0 MPa (0,1)	3,7 MPa	100 %

Taulukoista 9 ja 10 havaitaan, että kaava 4 antaa konservatiivisempia arvoja verrattuna kaavan 3 arvoihin. Esimerkiksi halkaisuvetolujuuden ollessa 4 MPa saadaan ensimmäisellä kaavalla 55 % alenema ja toisella kaavalla 75 % alenema. Kaava 4 antaa halkaisuvetolujuudeksi 0 MPa, kun vaurioitumattoman betonin lähtöarvo on 3,7 MPa tai matalampi.

Kuvassa 5 havainnollistetaan koestuksissa saatuja tuloksia. Kaava 3 antaa tuloksen, joka vastaa empiirisen tutkimuksen keskiarvoa, jota esitetään katkoviivalla kuvassa 5.



**Kuva 5.** Rapautuneen betonin halkaisuvetolujuuden koestustulokset (mukailtu lähteestä Fagerlund et al. 2001, liite E s. 6).

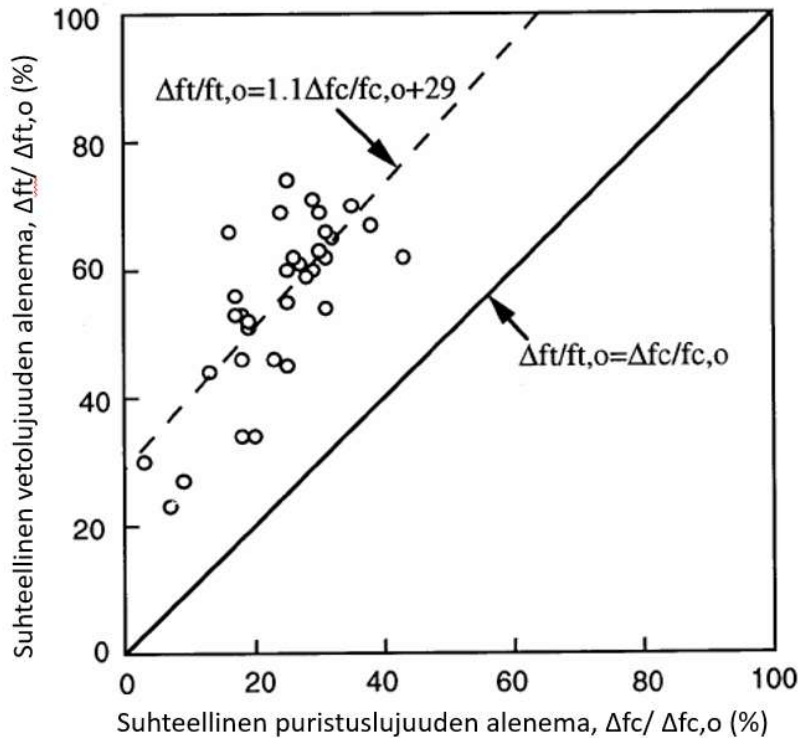
Kuvasta 5 huomataan, että kun alkuperäinen halkaisuvetolujuus on 4 MPa, saadaan alarajalausekkeella usein todenmukaisempi arvo. Tästä syystä alarajalausekkeen käyttöä kannattanee suosia.

#### 4.1.3 Halkaisuvetolujuuden ja puristuslujuuden aleneman yhteys

Kuvan 6 tuloksista huomataan, että lujuuden kato sisäisen pakkasvaurion aiheuttamana voi olla erittäin merkittävää. Puristus- ja vetolujuudet eivät heikkene samassa suhteessa. Tutkimuksessa johdettiin keskimääräinen kaava näiden kahden ominaisuuden yhteydelle:

$$\Delta f_t / f_{t,0} = 1,1 (\Delta f_c / f_{c,0}) + 29, \quad (5)$$

jossa  $\Delta f_t / f_{t,0}$  ja  $\Delta f_c / f_{c,0}$  ovat halkaisuveto- ja puristuslujuuden suhteelliset muutokset. Kun koetulokset ja kaava 5 sijoitetaan kuvaajaan, voidaan hyvin havainnollistaa materiaaliominaisuuksien muutosten suhdetta. Kuvasta 6 huomataan selkeästi, että pystyakselillä olevan halkaisuvetolujuuden suhteellinen alenema on pääosin välillä 40–70 %. Puristuslujuuden alenema vaakakselillä asettuu keskimäärin välille 15–35 %.



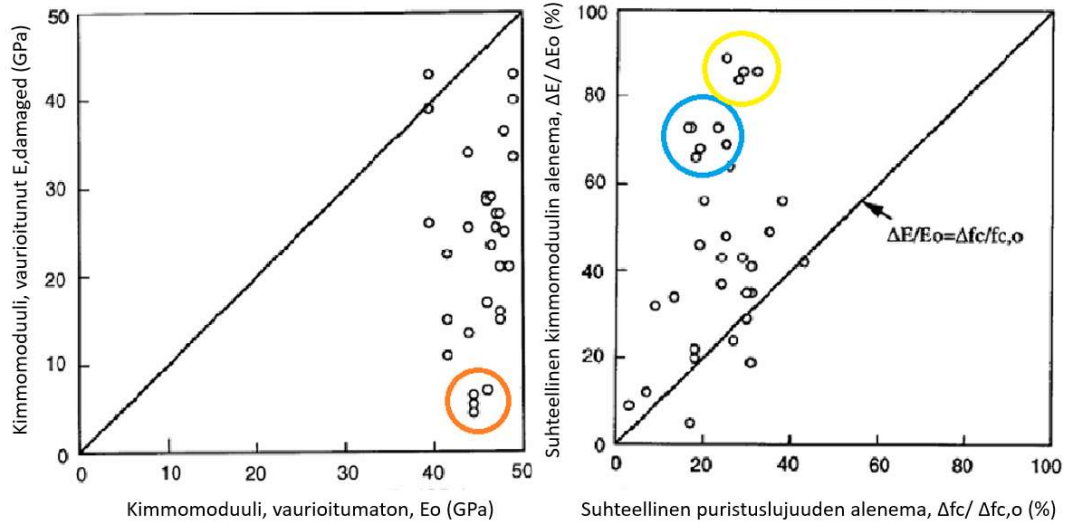
**Kuva 6.** Puristuslujuuden ja halkaisuvetolujuuden suhteellinen alenema (mukailtu lähteestä Fagerlund et al. 2001, liite E s. 6).

Voidaan siis todeta, että pakkasrapautumisen seurauksena betonin vetokestävyys alenee huomattavasti nopeammin kuin puristuskestävyys. Myös BY 42 -julkaisun (2019, s. 92) mukaan rapautuminen alentaa enemmän veto- kuin puristuslujuutta rapautumisesta aiheutuvan halkeilun seurauksena.

#### 4.1.4 Kimmomoduulin alenema

Tutkimuksessa (Fagerlund et al. 2001) betonin kimmomoduuli laskettiin poikittaisen värähtelyn perustaajuudesta. Tämän menetelmän periaatteena on, että rapautunut betoni, joka on menettänyt koheesionsa, ei välitä poikittaista värähtelyä eteenpäin. Tutkimuksessa laskettu kimmokerroin on tutkintatavasta johtuen dynaaminen kimmokerroin. (Fagerlund et al. 2001, liite E s. 7)

Kimmokertoimen muutokset vaihtelivat tutkimuksessa todella paljon ja tästä syystä alenemalle ei voida johtaa luotettavaa kaavaa tutkimustuloksista. Kuvan 7 vasemmanpuoleisesta kuvaajasta huomataan kimmokertoimen aleneman suuri vaihtelevuus. Osasta koekappaleista huomataan kimmomoduulin aleneman olevan 90 % luokkaa, eli jäljellä oleva arvo on lähes mitätön, kuten oranssilla ympyrällä merkityt koestustulokset osoittavat.



**Kuva 7.** Kimmomoduulin muutokset pakkasvaurioituneessa rakenteessa (mukailtu lähteestä Fagerlund et al. 2001, liite E s. 7–8).

Oikeanpuoleinen kuvaaja kuvaa kimmomoduulin ja puristuslujuuden aleneman suhdetta. Taulukko kuvaa hyvin kimmomoduulin aleneman hajontaa. Siinä missä puristuslujuuden alenema vaihtelee välillä 5–42 %, vaihtelee kimmomoduulin alenema välillä 5–90 %. Vaaka-akselilla esitetään puristuslujuuden alenema ja pystyakselilla kimmomoduulin alenema. Sinisellä ympyrällä on merkitty koestustuloksia, joiden puristuslujuuksien alenema on luokkaa 20 % ja kimmomoduulin alenema on luokkaa 70 %. Tämä kuvastaa sitä, että kimmokertoimen arvo voi laskea huomattavasti enemmän, kuin puristuslujuuden. Keltaisella ympyrällä on merkitty tuloksia, joiden puristuslujuuden alenema on luokkaa 30 % ja kimmomoduulin alenema luokkaa 85 %.

#### 4.1.5 Ankkurointikapasiteetin muutos

Ankkurointia tutkittiin tutkimuksessa määrittämällä maksimitartuntavoima teräksen ja betonin välille vedettäessä tankoa ulos betonikuutiosta. Tartuntavetokokeissa vedettiin ensin tanko ulos vaurioitumattomasta betonista ja tämän jälkeen vaurioituneesta betonista. Betonin vesi-sementtisuhde oli kokeissa 0,65 ja harjateräkset olivat 12 ja 25 mm paksuisia. (Fagerlund et al. 2001, liite E s. 10)

Tuloksista saatiin johdettua kaava jäljellä olevalle ankkurointikapasiteetille:

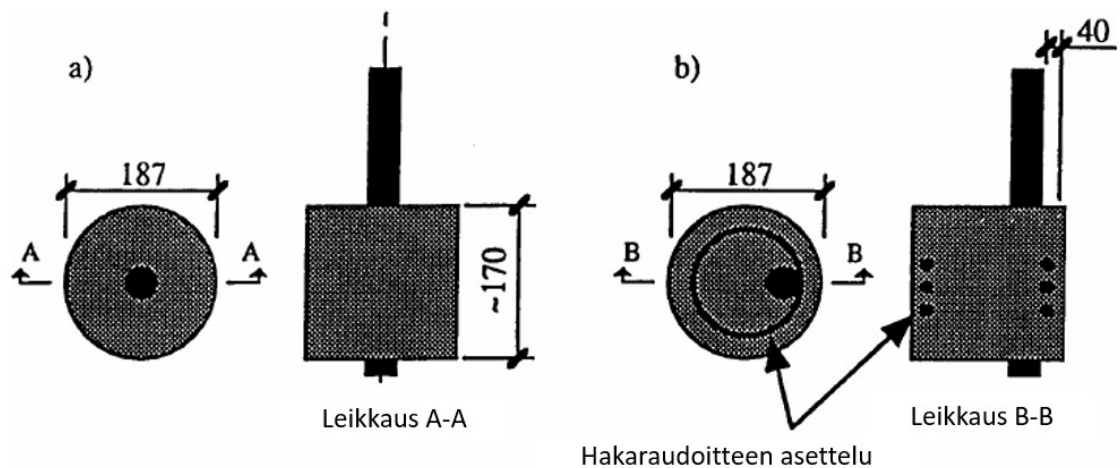
$$F_{b,damaged} = 0,5 F_{b,0} , \quad (6)$$

jossa  $F_{b,damaged}$  [kN tai MPa] on ankkurointikapasiteetti vaurioituneessa betonissa ja  $F_{b,0}$  [kN tai MPa] on ankkurointivoima vaurioitumattomassa betonissa. Kokeiden perusteella ilmiöstä johdettiin myös alarajalauseke:

$$F_{b,damaged} = 0,3 F_{b,0} \quad (7)$$

Ankkurointivoimaan vaikuttaa suurelta osin betonin rapautumisaste sekä ankkuroituvan tangon ominaisuudet. Tutkittuja tapauksia ankkuroinnin osalta olivat harjateräs ilman hakoja ja hakojen kanssa sekä sileä teräs.

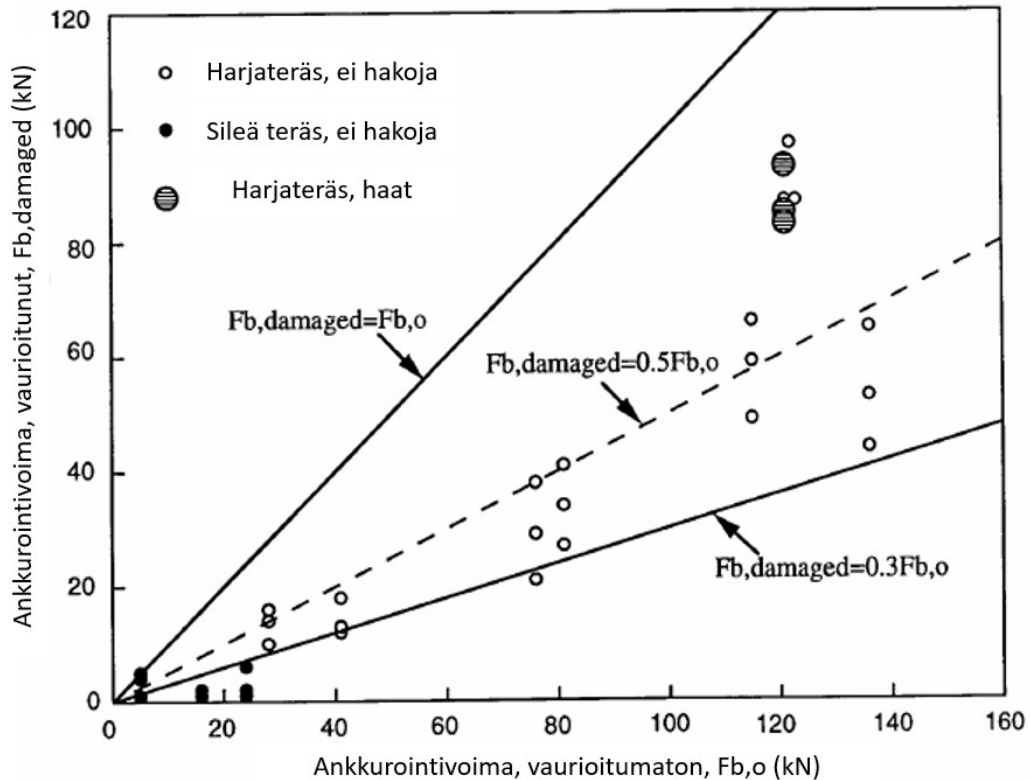
Kuvassa 8 on esitetty kokeen toimintaperiaate. Vaihtoehto a) esittää haatonta koekappaleita ja tapaus b) haallista koekappaleita. Koekappaleessa b) haotus on toteutettu kolmella 4 mm paksuisella pyöreällä haalla, jotka ovat 30 mm etäisyydellä toisistaan.



**Kuva 8.** Ankkurointilujuuden koestuskappaleiden toteutusperiaate (mukailtu lähteestä Fagerlund et al. 2001, liite E s. 14).

Tutkimuksessa koestettiin myös suoria sileitä tankoja. Tällä ei sinänsä ole painoarvoa Suomessa, sillä Suomessa sileäpintaiset tangot on ankkuroitu taivuttamalla tankojen päitä (RakMK 1987, s. 19). Kuvasta 9 huomataankin, että suoran sileän tangon ankkurointikapasiteetti on hyvin olematon.

Haallisia koekappaleita tehtiin kolme kappaletta ja niiden tulokset osoittavat, että ankkurointikapasiteettia on keskiarvoon (50 % alkuperäisestä) verrattuna paremmin jäljellä. Kuvasta 9 havaitaan, että haallisten vauriottomien koekappaleiden ankkurointilujuus oli 120 kN. Vauriollisten koekappaleiden ankkurointilujuus oli puolestaan keskimäärin noin 90 kN. Eli ankkuroitava voima laskee hakaraudoitetussa poikkileikkauksessa noin 25 %.



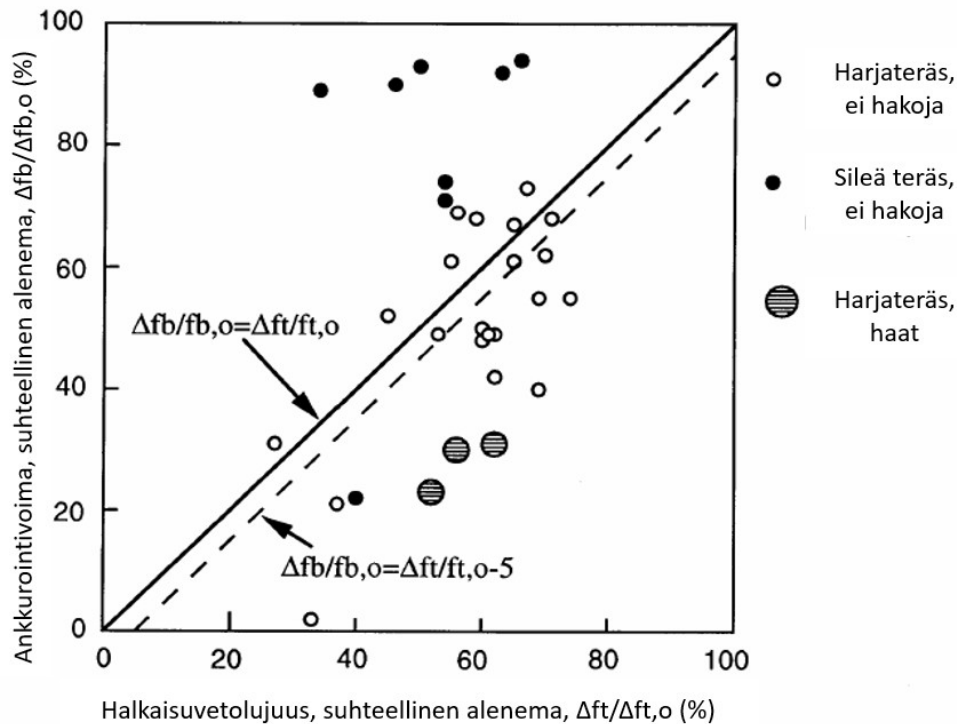
**Kuva 9.** Ankkurointikapasiteetin koestustulokset (mukailtu lähteestä Fagerlund et al. 2001, liite E s. 10).

Kuvasta 9 voidaan tehdä toteamuksia ankkuroinnin ja vetoterästen toimivuudesta sisäisen pakkasvaurion vaurioittamassa rakenteessa. Vertaillen kuvan 9 tuloksia voidaan todeta, että suoralla sileällä teräksellä ei rapautuneessa rakenteessa ole ollenkaan ankkurointikapasiteettia betoniin. Kuvaajassa on 21 kpl haattomia harjateräksen vetokoikeita, joista 11 kpl on keskiarvon alapuolella. Suurin ankkurointikapasiteetin alenema on noin 70 %. Pahasti rapautuneilla rakenteilla alarajalausekkeen voitaisiin ajatella olevan lähempänä oikeaa, verrattuna keskiarvoiseen lausekkeeseen. Haallisten harjaterästen otanta on hyvin pieni, mutta jokainen kolmesta koekappaleesta ylittää tulosten keskiarvon reilusti.

Halkaisuvetolujuuden ja ankkurointikapasiteetin arvot mukailevat toisiaan, kuten kuva 10 osoittaa. Tutkimuksissa huomattiin näiden ominaisuuksien välillä olevan yhteys. Suuri alenema halkaisuvetolujuudessa aiheuttaa suuren aleneman ankkurointikapasiteetissa. Tämän yhteyden havaittiin olevan:

$$\Delta f_b / f_{b,0} = \Delta f_t / f_{t,0} - 5 \quad (8)$$





**Kuva 10.** Halkaisuvetolujuuden ja ankkurointivoiman muutosten suhde (mukailtu lähteestä Fagerlund et al. 2001, s. 12).

Tutkimuksen mukaan ankkurointivoiman ja halkaisuvetolujuuden yhtäläisyyden vuoksi vetolujuuden tuloksia voidaan käyttää ankkurointivoiman määrittämisessä pakkasvaurioituneessa rakenteessa (Fagerlund et al. 2001). Mainittakoon vielä, että nämä kaavat koskevat vain sisäisen pakkasrapautumisen aiheuttamia vaurioita. Materiaaliominaisuudet heikkenevät entisestään, jos rakenteessa on muitakin vaurioita, kuten raudotteiden korroosiota.

## 4.2 Suola-pakkasrapautuma

Suola-pakkasrapautuminen on eri asia kuin sisäinen pakkasrapautuminen. Suola-pakkasrapautuma on pinnallinen vaurio ja se ei vaurioita rakenteen sisällä olevan betonin materiaaliominaisuuksia samoin, kuin sisäinen pakkasrapautuma. Vaikka vauriomekanismi ei vaikuta sisäisesti betonin materiaaliominaisuuksiin, ovat sen aiheuttamat vauriot erittäin haitallisia rakenteille (Valenza & Schecer 2007). Lisäksi suola-pakkasrapautuma vaurioittaa betonia nopeammin kuin rapautuminen ilman suolaa. Betoniyhdistyksen (BY 201 2004, s. 104) mukaan suola lisää jääkiteiden kasvun aiheuttamaa painetta betonin sisällä.

Suola-pakkasvaurion seurauksena betonin pintakerrokset rapautuvat ja ajan myötä betoniteräkset tulevat esille. Suolaliuos saa aikaan raudoitteen ruostumisen ja täten aiheuttaa rakenteelle mittavia vaurioita ja käyttöiän alenemaa. (Fagerlund *et al.* 2001, liite B s. 2)

Suola-pakkasrapautuminen havaitaan usein rakenteen pinnan halkeiluna ja suojabetonin irtoamisesta. Vakavampia seurauksia syntyy, kun teräksen suojabetoni irtoaa pitkältä matkalta, jolloin betonin ja teräksen ankkurointi häiriintyy pahoin. Tällöin rakenteen kantavuus voi heiketä merkittävästi. (Lindmark 1998, s. 11) Halkeamien kohdalla myös raudoitteiden korroosio voi edetä nopeasti (BY 201 2004, s. 102). Suolaliuos itsessään käynnistää korroosiotapahtuman ja nopeuttaa jo alkanutta korroosiota. Paikoissa, joissa suola-pakkasvaurio on mahdollinen, raudoitteiden korroosioon perustuvat käyttöiän arvioinnit voivat olla täysin hyödyttömiä, mikäli suojabetoni pääsee halkeilemaan ja irtoamaan kokonaan. Vakavimmissa tapauksissa suojabetonin irtoaminen päättää koko rakenteen käyttöiän. Vähemmän vakavissa tapauksissa tarvitaan vähintäänkin kalliita korjaustoimenpiteitä. (Lindmark 1998, s. 11)

Vaikka suola-pakkasrapautuma aiheuttaa raudoitteiden korroosiota, niin ilmiönä suola-pakkasrapautuma sekä kloridikorroosio eivät ole sama asia. Suola-pakkasrapautuma on betonia rapauttava mekanismi, jonka sivutuotteena raudoitteet voivat altistua korroosiolle. Kloridikorroosio on raudoitteita vaurioittava vauriomekanismi, jota käsitellään tämän työn luvussa 5.2.

Suola-pakkasrapautuminen tarvitsee matalamman lämpötilan aiheuttaakseen betonin pinnalle vaurioita verrattuna sisäiseen pakkasrapautumiseen. Suola-pakkasrapautumisen aiheuttamia vaurioita ei katsota tapahtuvan  $-10\text{ °C}$  lämpötilan yläpuolella. Vaurioiden määrä kasvaa lämpötilan laskiessa tästä kylmemmäksi ja pakkasjakson kestäessä pidempään (Valenza & Schecer 2007; Fagerlund *et al.* 2001). Pakkasen alin taso määrittää pitkälti syntyvien vaurioiden määrän ja vakavuuden. Tutkimuksissa on havaittu, että  $-7$  ja  $-14\text{ °C}$  lämpötiloissa saadut tulokset pakkasrapautumisen asteesta olivat paljon vähemmän vakavia, kuin  $-22\text{ °C}$  lämpötilassa tehtyjen tutkimuksien (Fagerlund *et al.* 2001, s. 6). Suolan ja jäätyminen aiheuttama vaurio on lisäksi haitallisempi betonilla, joka on valmistettu korkealla vesi-sementtisuhteella (Lindmark 1998, s. 1).

Toisin kuin sisäiseen pakkasvaurioon, suojahuokoset eivät aina anna suojaa betonille suola-pakkasrapautumaa vastaan (Verbeck & Klieger 1957). Tutkimuksessa havaittiin myös, että suola-pakkasrapautumista ei tapahdu, ellei rakenteessa ole vapaata vettä.

Lisäksi sulanapitoaineen suolapitoisuuden määrällä on suuri vaikutus sen vaurioittamisherkyyteen. Suhteellisen pienipitoisuksinen suolaliuos, 2–4 % liuos, on haitallisempaa, kuin pitoisuudeltaan väkevämmät liuokset. (Verbeck & Klieger 1957)

Tietyt suolat, kuten kalsiumkloridi, aiheuttavat suola-pakkasrapautumisen lisäksi myös kemiallisia vaurioita betonirakenteisiin. Etenkin mitä pienemmälle alueelle suolan rasitus kohdistuu, sitä suuremman vaurion se aiheuttaa. Tällainen paikallinen rasitus voi johtaa esimerkiksi teräksen pistemäiseen ruostumiseen. (Fagerlund *et al.* 2001, liite B s. 2)

Suola-pakkasrapautuminen on merkittävä siltoja vaurioittava ilmiö, sillä se pystyy käynnistämään teräksissä nopean kloridikorroosion. Nimenomaan raudoitteen korroosio on yksi merkittävimmistä rapautumisilmiöistä Suomen siltarakenteissa. (VTT 2005)

### **4.3 Pakkasrapautuman vaikutus rakenteen kantavuuteen**

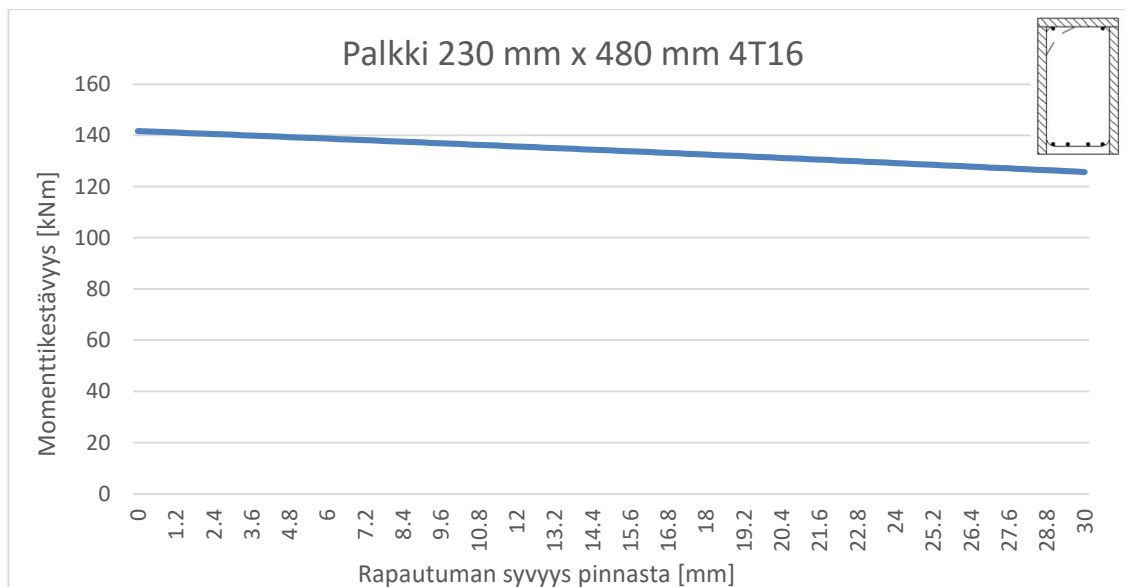
Kuten edellä esitetyn kirjallisuuskatsauksen tulosten perusteella huomataan, voi pakkasvaurio vaikuttaa oleellisesti rakenteen kantokykyyn. Vaikutukset rakenteiden kestävyteen riippuvat rapautuman tyypistä. Suola-pakkasrapautuma pienentää rakenteen betonipoikkileikkausta rapauttaen betonin pintaa. Suojabetonin vaurioituessa raudoitteiden ankkurointikapasiteetti sekä teräsbetonirakenteen momentti- ja leikkauskestävyys alenevat. Rapautumattoman betonin ominaisuudet eivät muutu. (Zandi 2008, s. 6)

Sisäinen pakkasvaurio vaikuttaa taas materiaaliominaisuuksiin, kuten puristus- ja vetolujuuteen, kimmomoduuliin sekä betonin ja teräksen yhteistoimintaan. Näiden ominaisuuksien heikkeneminen vaikuttaa leikkaus- ja momenttikapasiteettiin sekä ankkurointikapasiteettiin. Sisäinen pakkasrapautuma heikentää yleensä enemmän leikkaus- kuin momenttikestävyyttä. (Zandi 2008, s. 6)

Betonin pakkasrapautumisesta aiheutuu merkittäviä kantavuuden alenemia etenkin taivutettujen rakenteiden momentti- ja leikkauskapasiteetille sekä puristettujen rakenteiden puristus- ja ankkurointikestävyydelle. Jännitetyille rakenteille etenkin kimmomoduulin alenema on kriittinen vaurio. (Fagerlund *et al.* 2001, s. 16)

Betoniyhdistyksen (BY 42 2019, s. 115) mukaan vaurioita arvioidessa tulee betonin lujuusominaisuudet valita tarkoin ja jos tarkempaa tutkimusta ei tehdä, tulisi rapautuneen alueen lujuus olettaa nolaksi. Suola-pakkasrapautumisen vaurioittaman betonirakenteen kantavuuden selvittämiseksi tulee kartoittaa rapautuneen betonin syvyys ja vaikutusala tarkasteltavassa rakenteessa. Näiden esitietojen perusteella voidaan määrittää rakenteen jäännöspoikkileikkaus ja laskea rakenteen kantavuus (VTT 2005).

Alla on laskennallisesti määritetty suola-pakkasrapautumisen vaikutuksia taivutetun ja puristetun rakenteen taivutuskestävyyteen, kun rapautuneena alueena pidetään suoja-betonin paksuutta. Esimerkkipalkin mitat ovat tässä 230 mm x 480 mm ja alapinnan teräsmäärä on 4T16. Betonin laatu on C30/37 ja teräksen lujuus on 500 MPa. Suojabetonin paksuus on XC4-rasitusluokan mukaisesti 30 mm. Tässä rapautumisen katsotaan vaikuttavan palkin kylkiin ja yläpintaan. Alapinnan rapautuminen ei pienentäisi palkin tehollista korkeutta, mutta vaikuttaisi pääterästen korrodoitumiseen ja vetoterästen ankkurointiin.



**Kuva 11.** Suola-pakkasrapautumisen vaikutukset palkin taivutuskestävyyteen.

Rapautumisen vaikutukset palkin kantavuuteen ovat hyvin pienet, kuten kuva 11 osoittaa. Palkin taivutuskapasiteetti laskee vauriokohdassa noin 11 %, kun suojabetoni on rapautunut kolmelta sivulta täysin ja sen lujuus oletetaan nolaksi. Kloridien saavuttaessa terästen syvyyden alkaa terästen nopea korroosio, mikäli kosteutta on riittävästi. Laskennassa ei ole huomioitu raudoitteiden ankkuroinnin heikkenemistä, eikä uloimpana olevan leikkausraudoitteen korroosiota. Pääterästen ja hakaraudoitteiden korroosio alentaa taivutetun rakenteen taivutus-, leikkaus- ja vääntökestävyyttä, sekä yksityiskohteisemmalla tasolla muun muassa raudoitteiden ankkurointia.

Betonin lujuuden alenemisen kriittisyys riippuu pitkälti rakenteen määräävästä kuormituksesta. Esimerkiksi mikäli rakenteen määräävä rasitus on taivutus, ei betonin lujuus ole niin määräävässä roolissa. Jos mitoittava rasitus on leikkausrasitus ja siitä johtuva betonin halkeaminen, on betonin lujuuden merkitys huomattavasti suurempi. (Zwicky 2010, s. 3)

Tarkastellaan vastaavasti suojabetonin rapautumisen vaikutuksia pilarin kantavuuteen. Kuvaan 12 on asetettu tässä työssä muodostetut yhteisvaikutusdiagrammit, jotka kuvaavat 280 mm x 280 mm pilarin kantavuutta. Betonin lujuus on  $f_{ck} = 40$  MPa ja poikkileikkauksen nurkissa on 25 mm harjaterästangot ja suojabetonin määrä on 30 mm. Rapautumisen katsotaan vaikuttavan jokaisesta reunasta suojabetonin verran ja rapautuneen alan lujuus oletetaan nolaksi. Laskennassa katsotaan hakojen estävän puristusterästen nurjahduksen sekä betonin ja teräksen tartunnan olevan riittävä myös rapautuneessa tilanteessa.

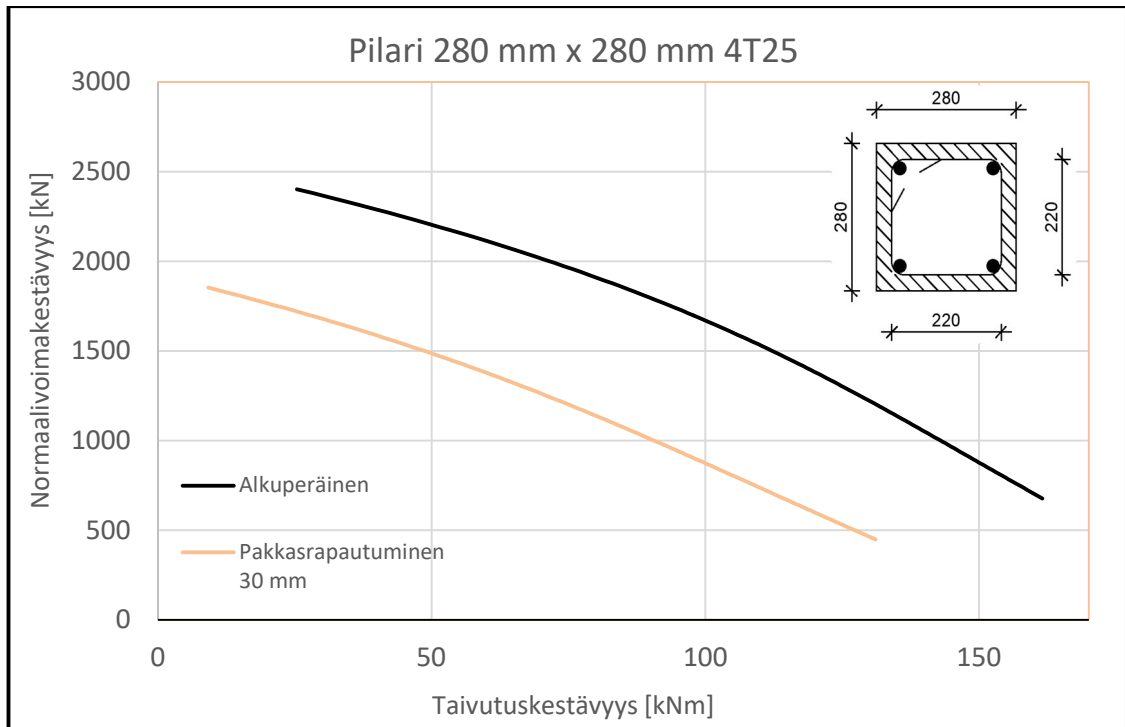
Yhteisvaikutusdiagrammien periaate perustuu siihen, että rakenteen sisällä vaikuttavat venymät ja puristumat eivät ylitä raudoitteen myötövenymää tai betonin murtopuristumaa. Betonin puristumurto tapahtuu, kun muodonmuutos saavuttaa  $\epsilon_{cu} = 3,5$  ‰, teräksen venymäraja taas on  $\epsilon_y = f_{yd} / E_s$ , jossa  $E_s$  on teräksen kimmomoduuli, tässä A500HW teräksellä 200 GPa. Pilarin mitoituksessa yleensä oletetaan, että puristuspuolen teräkset myötäävät murtotilassa ja vetoterästen jännitys on alle myötörajan (Kerokoski 2019).

Kuvaajat on muodostettu taulukkolaskentaohjelmalla alla olevien voimatasapainoihin perustuvien yhtälöiden avulla (mukailtu lähteestä Kerokoski 2019):

$$N_u = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{1,5} * b * y + \frac{f_{yk}}{1,15} * A'_{s1} - \sigma_{s2} * A_{s2} \quad \text{ja} \quad (9)$$

$$M_u = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{1,5} * b * y \left( \frac{h}{2} - \frac{y}{2} \right) + \frac{f_{yk}}{1,15} * A'_{s1} \left( \frac{h}{2} - d' \right) - \sigma_{s2} * A_{s2} \left( \frac{h}{2} - d_2 \right), \quad (10)$$

jossa  $y$  on poikkileikkauksen puristuspuolen korkeus. Parametrit  $h$  ja  $b$  ovat poikkileikkauksen sivumitat.  $A'_{s1}$  on puristuspuolen teräsmäärä ja  $\sigma_{s2}$  on puristuspuolen vastakkaisen puolen terästen jännitys. Suojabetonin paksuutta kuvaa merkintä  $d'$ .  $A_{s2}$  on vastakkaisen puolen teräsmäärä, joka voi olla vedossa, puristuksessa tai neutraalissa tilassa. Betonin ja teräksen lujuuksien ominaisarvot ovat  $f_{ck}$  ja  $f_{yk}$ .



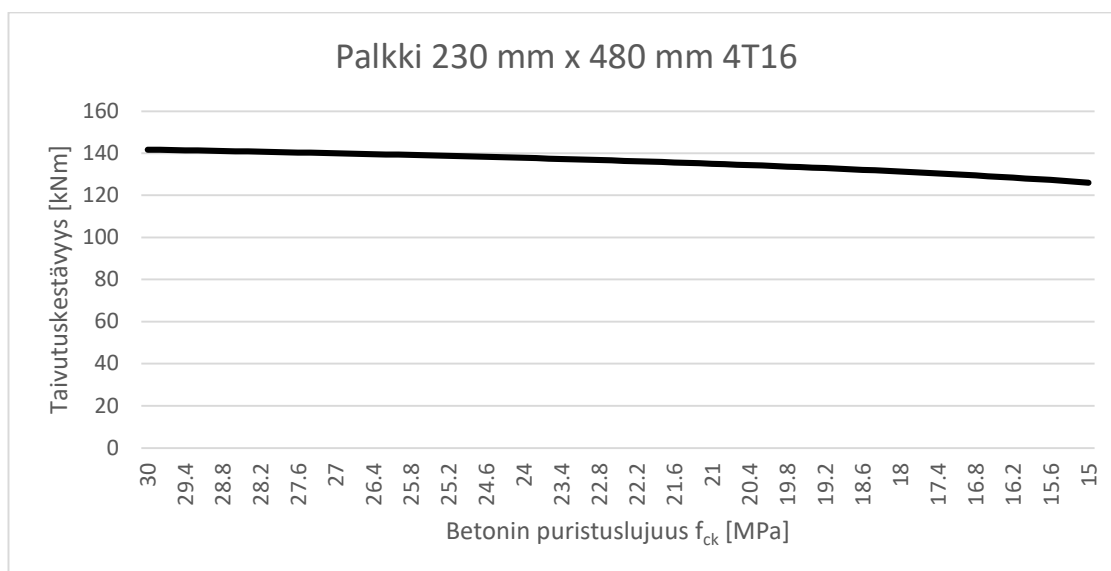
**Kuva 12.** Suola-pakkasrapautumisen vaikutus pilarin kantavuuteen.

Pilarin normaalivoimakestävyys laskee suurimmillaan noin 800 kN, millä on merkittävä vaikutus rakenteen kantokykyyn. Kestävyys alenee esimerkiksi 2000 kN:sta 40 %, kun pinta-alasta on rapautunut 32,5 %. Lisäksi toimivan poikkileikkauksen pienentyessä pilarin hoikkuus kasvaa, jolloin kantavuus heikkenee entisestään. Voidaan siis todeta, että näin yksinkertaisin laskelmin osoitettuna rapautumisen vaikutus normaalivoimakuormitteeseen rakenteeseen on suurempi kuin vaikutus taivutettuun rakenteeseen.

Laajemman pakkasrapautumisen vaikutuksia on haasteellisempi havainnoida yksittäiseen kuvaajaan, sillä vaurion vaikutukset ovat laaja-alaisia. Rapautuminen vaikuttaa betonin ominaisuuksiin merkittävästi ja täten esimerkiksi eurokoodin mukaisin kaavoin ei voida kantavuutta arvioida luotettavasti. Vaikkakin luvussa 4.1 esitetään betonin muuttuvia materiaaliominaisuuksia, ei näiden käyttö suoraan eurokoodin mukaisissa kaavoissa ole suotavaa. Betonin toiminta muuttuu oleellisesti vaurioiden seurauksena ja eurokoodin kaavat on johdettu vaurioitumattoman betonin mitoitukseen. Betonin halkeilun, raudoitteen liukumisen ankkuroinnin heikentyessä ja raudoitteen myötämisen mallintamiseen tarvitaan epälineaarisia laskutoimituksia (ACI 2019, s. 19).

Laskennassa tulisi Betoniyhdistyksen (BY 42 2019, s. 115) mukaan huomioida myös rapautumisen sijainti ja laajuus eri lujuustarkasteluiden kannalta. Rapautuman vaikutus rakenteen murtotapaan voi olla merkittävä. Lisäksi teräskorroosion riski kasvaa rapautumisen edetessä betonin tiiveyden heikkenemisen myötä ja etenkin, jos suola-pakkasrapautuma saavuttaa terästen tason, voi korrosio olla hyvinkin nopeaa (VTT 2005).

Kantavuus voi olla suunniteltua alempi myös tuotannollisista syistä. Esimerkiksi ennen vuotta 1950 jokaisella työmaalla oli omat betoniasemansa, joten betonin laatu saattoi vaihdella melkoisesti (Hurme *et al.* 1991). Betonin puristuslujuuden merkitys taivutettuun rakenteeseen on vähäinen (RIL K170 1995, s. 227). Tätä tarkastellaan kuvassa 13 esitetyn esimerkkipalkin avulla.



**Kuva 13.** Betonin puristuslujuuden vaikutus taivutuskestävyyteen.

Puristuslujuuden alenema vaikuttavaa melko vähän taivutetun rakenteen taivutuskestävyyteen kuvassa 13 esitetyn laskelman perusteella. Vaikka toteutuneen betonin puristuslujuus olisi jäänyt puoleen suunnitellusta, on sen vaikutus esimerkkipalkin taivutuskestävyyteen noin 11 %.

#### 4.4 Yhteenveto betonin pakkasrapautumisesta

Kun betoni altistuu pakkaselle, on hyvin olennaista, onko betoni pakkasenkestävää vai ei. Ilman lisähuokostusta betonin sisässä oleva vesi aiheuttaa betoniin halkeamia jäätyessään. Vaurioiden aste riippuu pitkälti siitä, mikä on betonin vedellä kyllästymisaste jäätyessään ja kuinka monelle jäätyemis-sulamissyklille betonirakenne altistuu (RIL K170 1995, s. 201; Ma *et al.* 2017; BY 42 2019, s. 27). Jäätyemis-sulamissykliä lisääntyessä vaurion aste pahenee. Etenkin Suomessa rannikkoalueilla, jossa sademäärät ovat suurempia, pakkasrasitusolosuhteet ovat korkeammat kuin sisämaassa. Lisäksi rakenteiden viistosaderasitetuimmat alueet ovat herkempiä pakkasvaurioille kuin vähemmän rasitetut. (BY 42 2019, s. 27)

Pitkälle edennyt pakkasvaurio ilmenee betonin halkeiluna. Vähemmän vaurioitunutta kohtaa ei voida havaita silmällä, mikä tekee vaurioiden havaitsemisesta hankalaa. Pak-

kasvaurion aikainen havaitseminen on tärkeää, sillä tällöin rasitusta alentaviin korjaustoimenpiteisiin voidaan ryhtyä ajoissa ja pakkasvaurion paheneminen voidaan estää. (BY 42 2019, s. 42)

Tämän tutkimuksen aineistoa kerätessä saatiin kattava kuva betoniin aiheutuvista muutoksista pakkasrapautumavaurion seurauksena. Tutkimusta tehdessä havaittiin, että betonin materiaaliominaisuuksien suhteet vaurion edetessä voivat poiketa toisistaan hyvin merkittävästi. Rapautuman aiheuttama halkeilu alentaa enemmän betonin vetolujuutta kuin puristuslujuutta. Merkillepantavaa oli etenkin betonin kimmomoduulin laskun dramaattisuus. Lisäksi betonin vetolujuuden heiketessä raudoitteiden ankkurointi betoniin heikkenee. Materiaaliominaisuuksien suhteiden muutoksen seurauksena, ei eurokoodissa esitellyjä kaavoja materiaaliominaisuuksien suhteille voida enää käyttää. Kuten betonin lujuus tiedettäessä 28 päivän ikäisenä, voidaan betonin vetolujuus määrittää kaavasta (SFS-EN 1992 2015, s. 30):

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{(2/3)}, \quad (11)$$

jossa  $f_{ck}$  on betonin lieriöpuristuslujuus. Muutkin materiaaliominaisuudet, kuten kimmo kerroin, halkaisuvetolujuus ja ankkurointiominaisuudet, muuttuvat betonin vaurioituessa hyvinkin epäohdonmukaisesti.

Betonin materiaaliominaisuuksien muuttuessa pakkasvaurion seurauksena voi koko rakenteen murtomekanismi muuttua hauraaksi. Luvussa 4.3 havainnollistettiin pakkasvaurion vaikutuksia puristettuun ja taivutettuun rakenteeseen. Tehtyjen laskelmien perusteella voidaan todeta puristetun rakenteen menettävän kapasiteettia näistä kahdesta enemmän.

Rapautuman aiheuttaman halkeilun seurauksena betonin tiiveys kärsii ja haitallisten aineiden pääsy rakenteen sisään helpottuu. Tämä altistaa betoniteräksiä korroosiolle. Etenkin suola-pakkasrapautuman seurauksena raudoitteet voivat altistua korroosiolle, kun rapautuma ulottuu raudoitteiden syvyyteen. Betonin rapautumisen vaikutukset eivät koske vain betonia, vaan myös raudoitteiden vauriot ovat mahdollisia. Materiaaliominaisuuksien lisäksi pakkasvaurio heikentää betonin ja raudoitteiden yhteistoimintaa sekä muuttaa betonin murtumiskäyttäytymistä.



## 5. RAUDOITTEIDEN KORROOSIO

Eurooppalaisen standardin mukaan teräkselle on määritetty kahdeksan ominaisuutta, jotka ovat koko, toleranssi, tartuntaominaisuudet, hitsattavuus, myötölujuus, veto- ja myötölujuuden suhde, murtovenymä, taivutettavuus ja väsymislujuus (Leskelä 2008, s. 57). Teräksen vaurioituminen korroosion vaikutuksesta muuttaa käytännössä näitä kaikkia ominaisuuksia, joten korroosion vaikutuksista teräksen ominaisuuksiin on syytä olla tietoinen rakenteen kantavuutta tarkasteltaessa. Raudoitteiden ominaisuudet ovat elintärkeässä roolissa taivutetun rakenteen toiminnassa ja niiden kunto määrittää pitkälti tällaisen rakenteen kantavuuden, käyttöiän ja turvallisuuden (Zhu 2014).

Betoniterästen korroosio voi alkaa, kun emäksisen betonin aikaansaama passiivikalvo teräksen pinnalla menetetään, useimmiten seuraavista syistä:

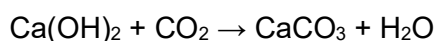
- betonin karbonatisoituminen
- kloridien läsnäolo raudoitetta ympäröivässä betonissa. (BY 42 2019, s. 17)

Korroosion käynnistymisen edellytyksiä ovat, että raudoitetta ympäröivässä betonissa on happea sekä riittävä kosteuspitoisuus (VTT 2006). Teräskorroosion ensimmäinen nähtävä merkki on usein visuaalinen haitta, joka voi ilmetä raudoitetta peittävän suoja-betonin halkeamina (BY 42 2019, s. 17). Korroosio ilmenee usein myös teräsbetonirakenteen pintaan ilmestyvinä ruostejätkinä. Pidemmälle edennyt korroosio ilmenee betonipinnassa lopulta myös suurempina lohkeiluina (VTT 2006).

### 5.1 Betonin karbonatisoitumisesta johtuva korroosio

Kun betoni neutralisoituu eli karbonatisoituu, betonin huokosveden pH laskee. Karbonatisoituneen betonin pH on noin 8,5 kun alkuperäinen pH on luokkaa 13–14. Karbonatisoituminen on seuraus betoniin ajan myötä tunkeutuvasta hiilidioksidista ja sen seurauksena tapahtuvasta kemiallisesta reaktiosta, jossa se reagoi betonin alkalisten yhdisteiden kanssa. (BY 42 2019, s. 18–19)

Alla on esitetty karbonatisoitumisen reaktioyhtälö (BY 42 2019, s. 18).



Karbonatisoitumisen seurauksena raudoitetta suojaava passiivikalvo rikkoutuu ja raudite altistuu korroosiolle. Toisin kuin kloridikorroosio, karbonatisoitumisesta johtuva korroosio on yleisesti hyvin homogeenistä, eli tasaista ja laaja-alaista. Karbonatisoitumi-

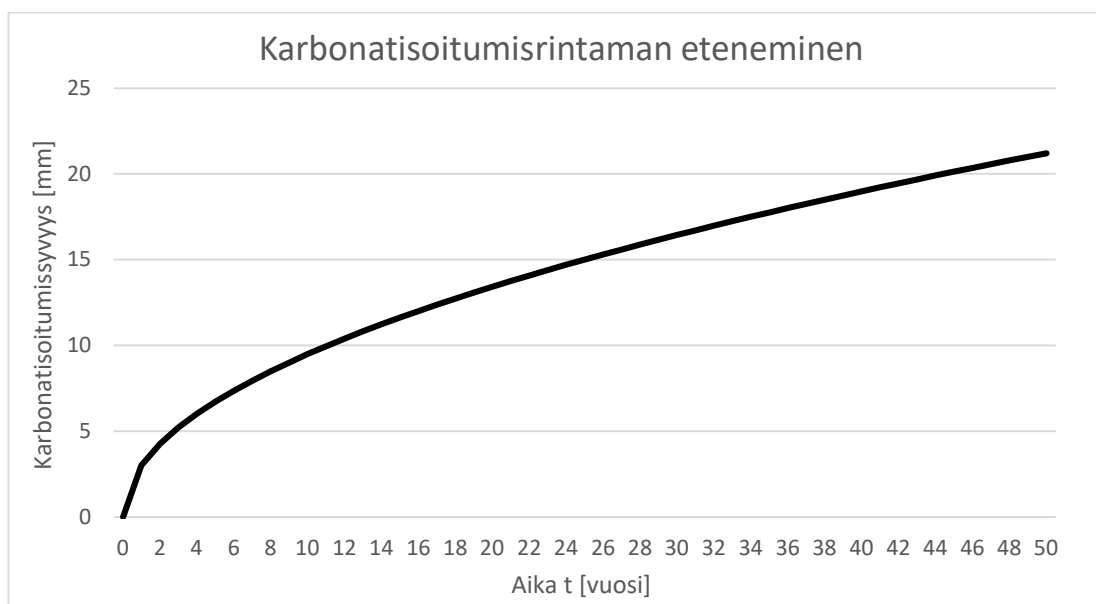
sesta johtuva korroosio on usein melko hidasta. Tämän seurauksena raudoitteen poikileikkausalan pienemä on usein suhteellisen pientä. Karbonatisoitumisesta johtuva korroosio aiheuttaa betoniin herkästi säröilyä ja halkeamia. (Böhni 2005, s. 1–2)

Karbonatisoituminen etenee betonissa yhtenä rintamana. Mitä syvemmälle karbonatisoituminen etenee betonissa, sen hitaampaa eteneminen on. Tämä johtuu hiilidioksidin pääsyn vaikeutumisesta ei-karbonisoituneelle syvyydelle. Karbonatisoitumisen etenemisnopeuteen vaikuttaa pääasiassa kolme tekijää, jotka ovat betonin diffuusiovastus (myös pintamateriaalin), ympäröivän ilman hiilidioksidipitoisuus ja karbonisoituvan aineen määrä. Riittävän tiiviissä betonissa karbonatisoituminen voi jopa pysähtyä. (BY 42 2019, s. 19)

Karbonatisoitumisnopeuden hidastumisen vuoksi raudoitteita peittävällä betonipeitteen paksuudella on suuri merkitys raudoitteiden säilyvyyteen. Karbonatisoitumisen hidastumista voidaan kuvata kaavalla 12:

$$x = k \sqrt{t} , \quad (12)$$

jossa  $x$  on kaavan karbonisoitumisen tunkeutumissyvyys (mm),  $k$  on karbonisoitumiskerroin ja  $t$  on aika vuosina. Julkisivuelementeissä karbonisoitumiskerroin asettuu usein välille  $k=1,5-3,5$ . (BY 42 2019, s. 12) Kuvaan 14 on havainnollistettu karbonisoitumisen etenemistä, kun kerroin  $k$  on 3,0.



**Kuva 14.** Karbonatisoitumisrintaman eteneminen betonissa (mukailtu lähteestä BY 42 2019, s. 19–20).

Kuvasta 14 voidaan huomata, että suojabetonin paksuudella on suuri merkitys raudoitteiden korroosion alkamisajankohtaan. Esimerkiksi karbonatisoituminen ulottuu 10 mm syvyydelle tässä esimerkissä noin 11 vuodessa. 20 mm tunkeutumaan kuluu aikaa taas

noin 45 vuotta. Raudoitteen sijainnilla poikkileikkauksessa on siis hyvin oleellinen merkitys.

Karbonatisoitumisnopeuteen vaikuttavia rakenteellisia tekijöitä ovat lähinnä betonin pinnalla olevat hiilidioksidin diffuusiota estävät pinnoitteet ja pintatarvikkeet. Esimerkiksi keeramiset laatat hidastavat hyvin karbonatisoitumista, kun taas pesubetonissa tätä suojaa ei ole. Lisäksi karbonatisoitumisnopeuteen vaikuttaa se, onko rakenne alttiina sateelle vai ei. Sateelle alttiissa pinnoissa karbonatisoituminen on hidasta, sillä sadevesi täyttää betonin huokosverkoston aika ajoin. Huokosverkon täytyessä vedellä hiilidioksidin tunkeutuminen betoniin hidastuu. Sateelta suojatuissa rakenteissa tällaista ilmiötä ei tapahdu ja karbonatisoituminen on nopeampaa. (BY 42 2019, s. 19–21)

## 5.2 Kloridikorroosio

Kloridikorroosio käynnistyy, kun betonissa kloridipitoisuus nousee yli kriittisen arvon. Betonin kriittinen kloridipitoisuus on 0,03...0,07 p-% koko betonin painosta. Jänneteräksille kriittisenä pitoisuutena pidetään 0,03 p-%. Jännittämättömille teräksille rajana pidetään 0,05...0,07 p-%. Betonin korkea kosteuspitoisuus laskee kriittistä pitoisuutta. (BY 42 2019, s. 21)

Kloridit tunkeutuvat betoniin hitaammin kuin vesi. Kloridit etenevät halkeilemattomassa betonissa pääosin vesitäytteisten huokosten kloridipitoisuusvaihteluiden avulla. Halkeamien kautta kloridit tunkeutuvat betonin sisään nopeasti. Kloridien tunkeutumisnopeuteen vaikuttaa suuresti betonin vesi-sementtisuhde eli tiiveys sekä käytetyn sementin laatu. (BY 201 2004, s. 99)

Kloridien aiheuttama korroosio on pistemäisempää ja nopeampaa, kuin karbonatisoitumisesta johtuva korroosio. Kloridikorroosio voi olla hyvinkin pistemäistä ja voi pahimassa tapauksessa jopa puhkaista raudoitettangon. Pienestä korroosioalasta johtuen korroosiotuotteiden määrät ovat pieniä, eivätkä ne aiheuta betonin pinnalle korroosiosta varoittavia jälkiä, kuten ruostetahroja tai halkeamia (Cairns *et al.* 2005; Böhni 2005, s. 2; Vestola *et al.* 2006). Lisäksi kloridikorroosion korroosiotuotteet liukenevat helpommin betonin huokosveteen, kuin karbonatisoitumisesta johtuvan korroosion korroosiotuotteet. Tämä voi johtaa siihen, että korroosio voi edetä raudoitteessa hyvinkin pitkälle, ennen kuin betonipintaan ilmaantuu korroosion merkkejä (BY 42 2019, s. 21).

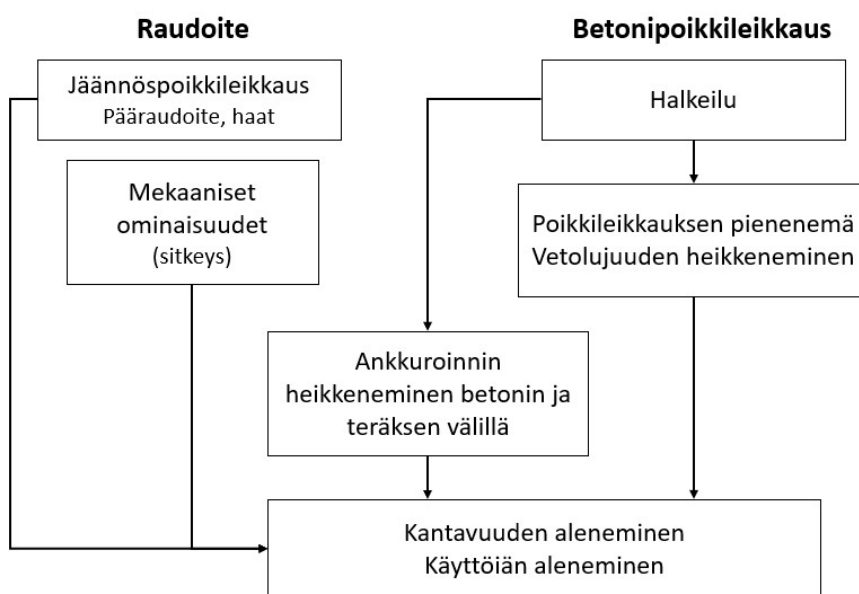
Kloridit eivät tarvitse betonin karbonatisoitumista käynnistääkseen teräskorroosion. Kloridikorroosio kuitenkin kiihtyy entisestään, mikäli ympäröivä betoni karbonatisoituu (BY 42 2019, s. 21). Raudoitus voi syöpyä erittäin nopeasti, mikäli raudoitteessa on saman-

aikaisesti kova vetojännitys ja ympärillä korroosiolle otolliset olosuhteet. Tällaisia korroosimuotoja ovat jännityskorroosio ja vetykorroosio, jotka ovat etenkin jännitettyjen terästen ongelmia. (BY 201 2004, s. 103–104)

Kloridipitoisuus voi vaihdella suuresti rakenteen eri kohdissa. Kloridiepäilyn ollessa läsnä tulee kloridinäytteitä ottaa runsaasti, jotta rakenteen todellisesta kloridipitoisuudesta saadaan selkoa. Pinnoissa, joissa sade huuhtoo pintaa, voi pinnan kloridipitoisuus olla pienempi, kuin syvemmällä betonissa (VTT 2008). Vuodenajoillakin on suuri vaikutus kloridirasituksen määrään rakenteessa, esimerkkinä teiden suolauksen vaikutus talvisin ja sateiden huuhtova vaikutus syksyisin.

### 5.3 Teräskorroosion vaikutukset teräsbetonirakenteisiin

Raudoitteiden korroosion seurauksena raudoitteen kestävyysominaisuudet voivat aleneta merkittävästi. Kuva 15 havainnollistaa raudoitteiden korroosion vaikutuksien laajuutta. Kuvassa esitettyjä ominaisuuksia käydään läpi seuraavissa luvuissa.



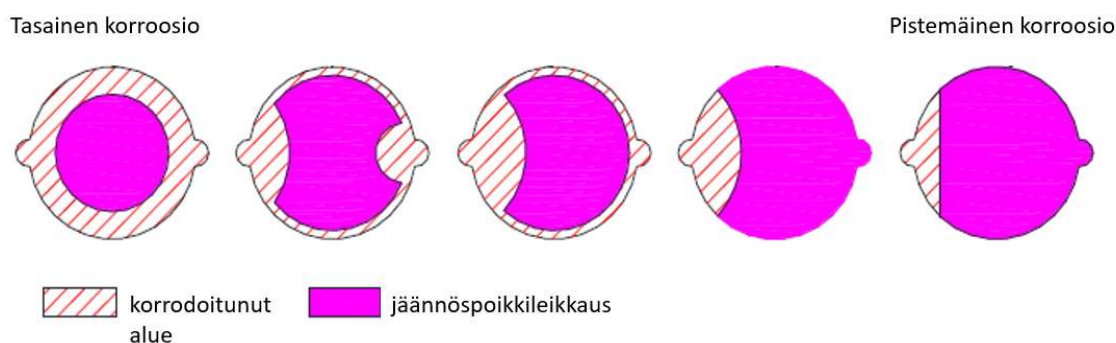
**Kuva 15.** Teräskorroosion vaikutukset teräsbetonirakenteelle (mukailtu lähteestä Geocisa 2002, liite A).

Kaavioon kirjatut muutokset teräsbetonirakenteissa ovat usean lähteen mukaan pääsyyt korroosion vaurioittaman rakenteen heikkenemiselle. Lähteitä, joissa näistä on mainintaa ovat esimerkiksi BY 42 2019; Zandi 2008; Zhu 2014; Cairns *et al.* 2005; VTT 2005 ja Geocisa 2002.

### 5.3.1 Teräspoikkileikkauksen muutokset ja lujuus

Korroosio voi edetä raudoitteessa joko paikallisesti (engl. pitting) tai laaja-alaisesti (engl. uniform). Se, minkälainen korroosioaurio raudoitteeseen muodostuu, riippuu raudoitteen passiivikalvon menetystavasta. Mikäli passiivikalvo menetetään laaja-alaisen karbonatisoitumisen seurauksena, alkaa korroosio muodostua laaja-alaisesti. Kloridien aiheuttama paikallinen passiivikalvon menetys aikaansaa paikallisen korroosioaurion. (Böhni 2005, s. 2; Zandi 2008, s. 10) Paikallinen korroosio on näistä kahdesta vaarallimpi ilmiö, sillä pistemäinen korroosio ei pienestä korroosiotuotteiden määrästä johtuen näy ulkoisesti betonissa halkeiluna, toisin kuin laaja-alaisessa korroosiossa. (Cairns *et al.* 2005; Vestola *et al.* 2006) Lisäksi mitä terävämpi ja syvämpi korroosion aiheuttama lovi on, sitä hauraammaksi sen murtumistapa muodostuu (Zhu 2014).

Kuvassa 16 (Zhu 2014) on esitetty erilaisia mahdollisia korroosiomuodostumia raudoitte-poikkileikkauksessa. Huomioon tulee ottaa, että korroosio ei ole samanlaista koko tangon matkalta, vaan korroosion tunkeuma ja jäännöspoikkileikkauksen muoto vaihtelevat rasitusten mukaan esimerkiksi paikallisen suolarasituksen seurauksena.



**Kuva 16.** Korroosion vaikutus teräksen jäännöspoikkileikkaukseen (mukailtu lähteestä Zhu 2014).

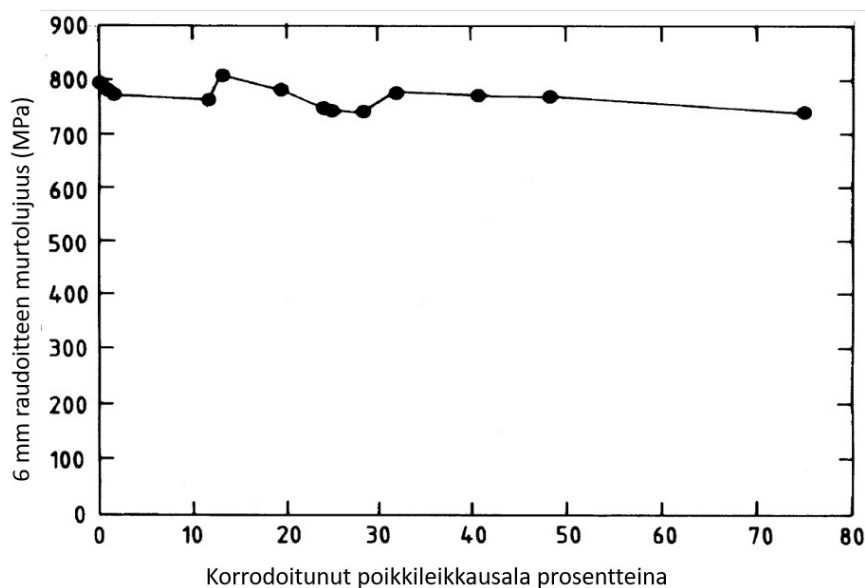
Laaja-alainen korroosioaurio voidaan huomioida laskelmissa vähentämällä vaurioitunut osa poikkileikkauksen alasta ja laskea jäljelle jääneen poikkileikkauksen kestävyys alkuperäisillä lujuusominaisuuksilla (Cairns *et al.* 2005). Myös VTT:n julkaisussa (2005) mainitaan, että teräsbetonirakenteen kantavuutta arvioitaessa redusoidun teräspoikkileikkauksen käyttäminen antaa varmalla puolella olevia tuloksia.

Raudoitteen korrodoituessa jo pienikin korroosiokerros pienentää teräspoikkileikkausta huomattavasti. Taulukkoon 11 on listattu esimerkkejä korroosion vaikutuksista teräksen teholliseen poikkileikkaukseen. Tuloksista huomataan, kuinka nopeasti teräspoikkileikkauksen ala alkaa pienentyä korroosion vaikutuksen johdosta. Kun halkaisijaltaan (d) 12 mm teräs on kauttaaltaan 2 mm korroosion peitosta, jäljelle jäävä poikkileikkaus on alle 50 % alkuperäisestä ja täten myös jäljellä oleva vetolujuus on alentunut alle puoleen.

Taulukko 11. Korroosion vaikutus toimivaan teräspoikkileikkaukseen.

Alkuperäinen d [mm]	Pinta-ala [mm <sup>2</sup> ]	Korroosio [mm]	Tehollinen ala [mm <sup>2</sup> ]	Korroosio [mm]	Tehollinen ala [mm <sup>2</sup> ]
12	113	1	78,5	2	50
20	314	1	254,5	2	201

Kuvasta 17 voidaan havaita, että teräksen materiaalilujuus [N/mm<sup>2</sup>] pysyy korroosiovaurioista huolimatta lähellä alkuperäistä arvoa. Vaaka-akselilla kuvaajassa on poikkileikkauksen korroosioaste [%] eli kuinka monta prosenttia poikkileikkauksesta on korrodoitunut. Pystyakselilla on teräksen lujuus [MPa].



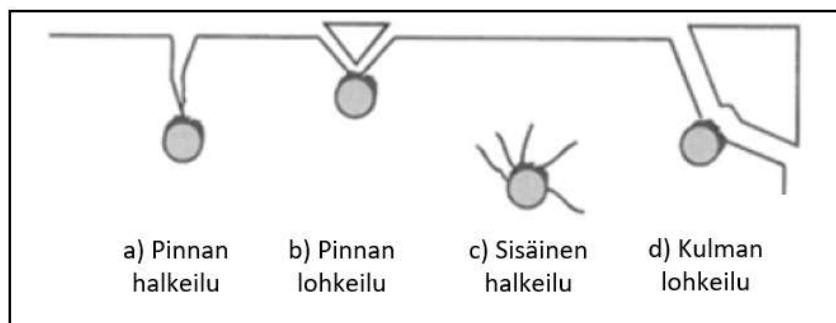
**Kuva 17.** Jäännöspoikkileikkauksen lujuus korroosion vaurioittamassa rakenteessa (mukailtu lähteestä Almusallam 2001).

Kuvaajasta nähdään, että vaikka valtaosa poikkileikkauksesta on korrodoitunut, niin jäljellä olevan poikkileikkauksen lujuus on hyvin lähellä alkuperäistä. Tähän tietoon nojaten, voidaan teräspoikkileikkauksen lujuus laskea käyttämällä lähes alkuperäistä lujuutta käyttäen poikkileikkauksen alana ei-korrodoituneen osan alaa (Cairns *et al.* 2005; VTT 2005). Jäännöspoikkileikkauksen lujuuden säilymisestä huolimatta raudoitteen sitkeysominaisuudet voivat kärsiä korroosion seurauksena merkittävästi (Almusallam 2001). Sitkeyden menetystä käsitellään luvussa 5.3.4.

### 5.3.2 Teräskorroosiosta aiheutuva betonin halkeilu

Teräksen ruostuessa se pyrkii muuttumaan niiksi yhdisteiksi, joihin sitä luonnossa esiintyy, esimerkiksi oksideiksi. Korroosiotuotteiden tilavuus on noin neljä kertaa suurempi kuin alkuperäisen teräksen. Kasvanut tilantarve aiheuttaa betoniin jännityksen, joka ai-

kaansaa betoniin halkeamia ja sisäisiä säröjä betonin vetolujuuden ylittyessä sekä pahimmassa tapauksessa suojabetonin laaja-alaisen lohkeamisen. (BY 201 2004, s. 99, 102–103) Korroosioista johtuvaa betonin halkeilua tutkittaessa on syytä tuntee syntyvien korroosiotuotteiden fysikaalisia ominaisuuksia ja koostumusta. (Zhu 2014) Kuvassa 18 esitetään korrodoituvan raudoitteen sijainnin vaikutuksia betonirakenteen säröilyyn ja halkeiluun.



**Kuva 18.** Korroosion aiheuttamia vauriotyyppejä teräsbetonirakenteessa (BY 42 2019, s. 18).

Suojabetoni halkeaa raudoitteen korroosiotuotteiden tilantarpeen takia ja näin syntyy näkyvä vaurio (a). Raudoitteen sijaitessa rakenteen pinnassa voi vähäinen suojabetoni lohjeta kokonaan pois (b). Mikäli raudoite on riittävän syvällä (c) ei halkeamaa synny ulkopintaan asti, vaan betoniin syntyy sisäisiä halkeamia. Jos raudoite sijaitsee poikkileikkauksen reunassa (d), voi pahimmassa tapauksessa koko kulma haljeta irti. Halkeilu sekä suojabetonin murtuminen pienentävät lisäksi betonin poikkileikkausta ja suojabetoni voi pahimmassa tapauksessa lohjeta irti pitkältikin matkalta (Cairns *et al.* 2005; Zandi 2008, s. 12).

Suojabetonin halkeaman syntyyn vaikuttavat suojabetonin paksuuden ja tangon halkaisijan suhde ( $c/d$ ), betonin lujuus sekä raudoitteen korroosion tunkeuma. Lundgren *et al.* (2012, s. 161) esitteli julkaisussaan yhtälön (kaava 13), jolla pystytään arvioimaan, kuinka paljon raudoitteen tulee ruostua kauttaaltaan, jotta halkeama esiintyy betonissa.

$$X_{cr} = 11 (f_{cd}/40)^{0,8} (c/d)^{1,5} (d/16)^{0,5} , \quad (13)$$

jossa  $x_{cr}$  on korroosion tunkeuma tangossa, joka halkaisee betonin [ $\mu\text{m}$ ],  $f_{cd}$  on betonin puristuslujuus [MPa],  $c$  on suojabetonin paksuus [mm] ja  $d$  on raudoitetangon halkaisija [mm]. Taulukkoon 12 on havainnollistettu kaavan 13 avulla teräskorroosiosta aiheutuvan halkeaman syntyä. Taulukkoon on listattu 20 mm raudoitetangon aiheuttamaa halkeamaherkkyttä C30/37 betoniin eri suojabetonipaksuuksilla.

Taulukko 12. Korroosiosyvyyden vaikutus halkeaman syntyyn.

Betoni C30/37, T20		Korroosion tunkeuma
Suojabetoni [mm]	c/d	[mm]
20	1	0,0098
50	2,5	0,038
80	4	0,078

Kaavan toimintaa tutkiessa huomataan, että mitä paksumpi suojabetonikerros on, sitä syvemmälle korroosion tulee tunkeutua, jotta halkeama syntyy. Betonipalkeissa korroosion takia esiintyvät halkeamat eivät merkitse rakenteen pettämistä, vaan todellisuudessa raudoitteiden korroosio on vielä tällä ajanhetkellä suhteellisen pieni (Zhu 2014). Tämä sama johtopäätös voidaan tehdä myös kaavan 13 antamista tuloksista, jotka on listattu taulukkoon 12. Halkeama syntyy betoniin taulukon perusteella jo hyvin pienellä korroosiosyvyydellä, mikäli suojabetonin paksuus on vähäinen. Halkeama kuitenkin heikentää teräksen ankkurointia merkittävästi (Zandi 2008, s. 12–13).

### 5.3.3 Ankkurointiominaisuuksien muutokset

Jotta raudoite ja betoni kykenevät toimimaan yhdessä, tulee betonin ja raudoitteen välillä olla riittävä ankkurointikapasiteetti. Ilman riittävää ankkurointia raudoite pääsee liukumaan betonin sisällä aiheuttaen rakenteeseen suuria taipumia, kantavuuden alenemista sekä johtaa lopulta rakenteen murtumiseen (Kerokoski 2019). Harjaterästangon ja betonin välisen ankkuroinnin katsotaan olevan kolmen tekijän summa. Nämä ovat kemiallinen adheesio, kitka sekä mekaaninen lukkiutuminen tangon harjasten ja betonin välillä. (Robuschi *et al.* 2020)

Useissa tutkimuksissa ankkurointikapasiteetin muutoksia on tutkittu laboratorio-olosuhteissa tartuntavetokokein. Vetokokeissa korroosion vaurioittamia terästankoja on vedetty ulos betonikuutioista tai -lieriöstä. Laboratoriokokeissa saadut tulokset eivät sinällään vastaa täysin todellisuutta, sillä kokeissa käytetyt ankkurointipituudet ja jännitykset eivät vastaa todellisia rasituksia rakenteessa. Lisäksi keinotekoisesti aikaansaatu teräksen korroosio ei vastaa täysin todellisuutta. (Hong & Park 2011)

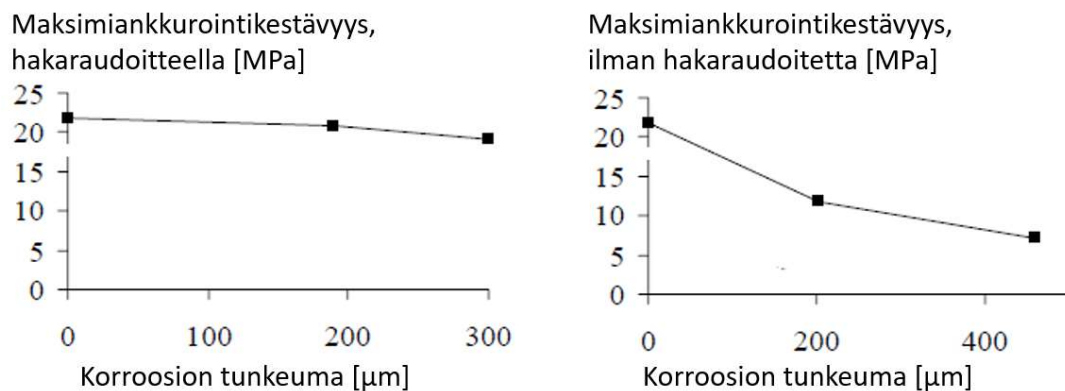
Korroosioaste raudoitteessa vaikuttaa suoraan ankkurointikapasiteetin aleneman määrään. Mitä syvemmälle raudoite on korrodoitunut, sitä enemmän betoni ympärillä halkeilee sekä betonin ja raudoitteen välinen ankkurointikyky heikkenee. Raudoitteen korroosio voi aiheuttaa kaksi erilaista murtotapaa:

- betoni halkeilee, ankkurointi pettää ja raudoite pääsee liukumaan
  - ilman hakaraidoitusta betoni halkeaa tai lohkeaa ja ankkurointi menetetään.
- (Zandi 2008 s. 10)



Ankkurointiolosuhteiden muutokset johtuvat korroosion aiheuttamasta raudoitteen tilavuuden muutoksesta, jonka seurauksena ympäröivä betoni alkaa halkeilla. Korroosion aiheuttamasta halkeilusta kerrotaan enemmän luvussa 5.3.2. Ankkurointiin yleisesti vaikuttavat muun muassa raudoitteen sijainti betonipoikkileikkauksessa, suojabetonin määrä, betonin yhtenäisyys, betonin lujuus, taivutetut teräkset sekä hakarautoite (SFS-EN 1992 2015, s. 130–137).

Hakojen vaikutusta ankkurointikapasiteetin säilymiseen korrodoituneen raudoitteen ja betonin välillä voidaan havainnollistaa kuvalla 19 (Lundgren *et al.* 2012, s. 164–166). Kuvaajista voidaan havaita ankkurointikapasiteetin laskevan merkittävästi ilman hakarautoitetta (oikeanpuoleinen kuvaaja). Hakarautoittamattoman teräksen heikentyvä ankkurointikestävyys on seuraus betonin halkeamisesta. Betonin lujuus oli koekappaleissa 40 MPa ja harjateräksen myötölujuus 500 MPa. Kokeissa tutkittiin muun muassa hakarautoitteiden (engl. transverse reinforcement) vaikutusta ankkurointilujuuteen.



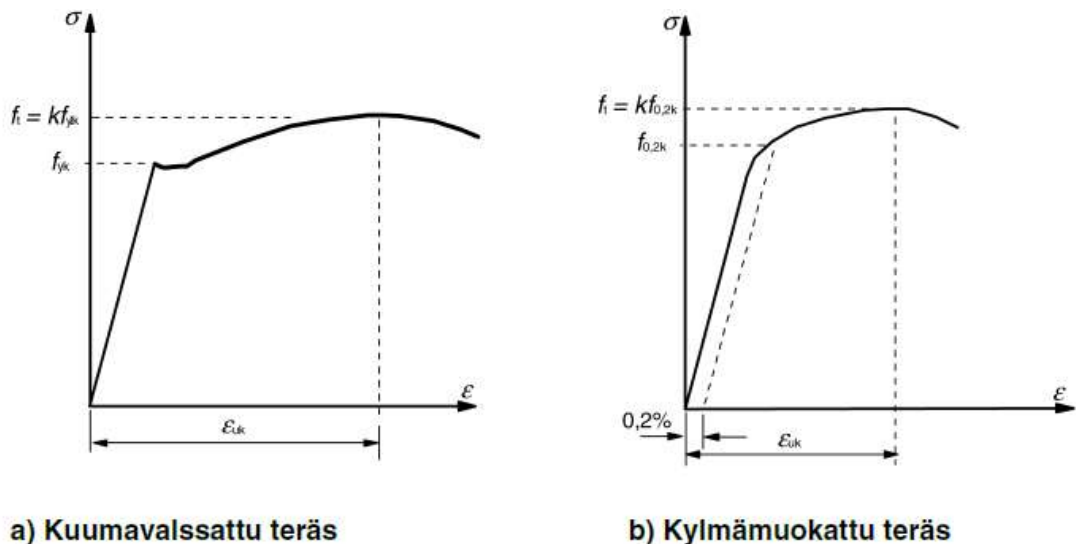
**Kuva 19.** Hakarautoitteen vaikutus ankkurointilujuuteen (mukailtu lähteestä Lundgren *et al.* 2012, s. 164–166).

Vasemmanpuoleisessa kuvaajassa on vetokokeen tulos, jossa raudoitteen ympärillä on hakarautoite. Oikeanpuoleisessa kuvaajassa on tulos vedetystä tangosta ilman hakarautoitetta. Ankkurointilujuus ehjällä tangolla on kuvaajasta luettuna molemmissa tapauksissa noin 22 MPa. 200 µm korroosiosyvyydellä hakarautoitteen kanssa ankkurointilujuutta on jäljellä noin 21 MPa, ilman hakarautoitetta 12 MPa. 300 µm korroosiosyvyydellä vastaavat arvot ovat noin 19 ja 10 MPa. Ankkuroitavan tangon ympärillä olevan hakarautoitteen merkitystä ei voi vähätellä, kun tarkastellaan raudoitteen ja betonin välistä ankkurointikestävyttä.

### 5.3.4 Teräksen sitkeys

Korroosion vaikutukset raudoitteen materiaaliominaisuuksiin vaihtelevat laajalti. Siinä missä raudoitteen lujuusominaisuudet jäännöspoikkileikkauksessa pysyvät likimain alkuperäisellä tasolla, ei sen sitkeys säily korroosioaurion seurauksena samaan tapaan (Cairns *et al.* 2005). Teräsbetonirakenteen sitkeys on tärkeä ominaisuus rakenteen turvallisuuden kannalta, sillä rakenteen tulee kestää suuri muodonmuutos ennen kuin se pettää. Korroosion vaurioittama teräspoikkileikkaus ei kestä enää venymää samaan tapaan kuin ehjä poikkileikkaus, jolloin hauraan murtuman riski kasvaa (Zhu 2014).

Eurokoodin (SFS-EN 1992 2015, s.39) mukaan raudoitteen sitkeys tulee olla riittävä. Sitkeys määritetään veto- ja myötölujuuden suhteena ( $f_t/f_{yk}$ ). Kuvassa 20 esitetään jännitys-venymäkuvaajat kuumavalssatuille ja kylmämuovatuille teräkselle. Raudoitetangon suurinta voimaa vastaavan venymän ominaisarvo on  $\epsilon_{uk}$ .

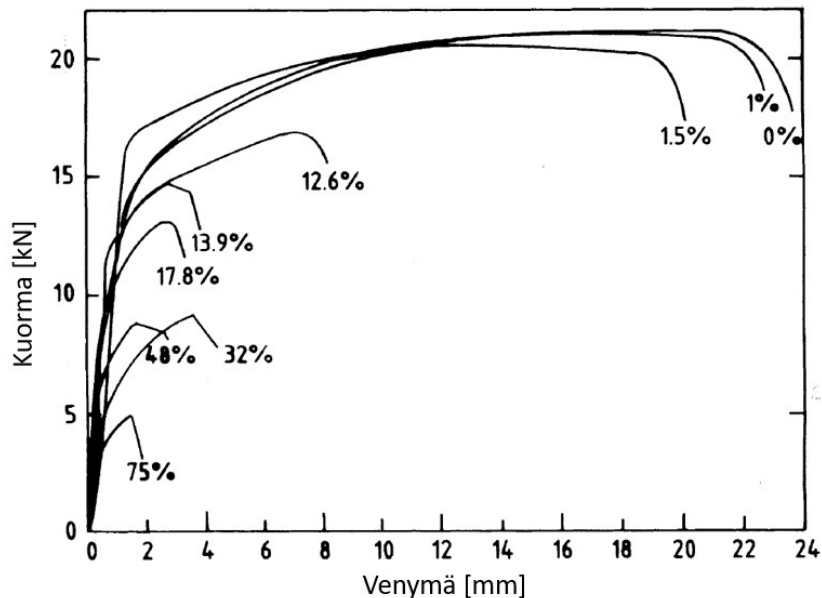


**Kuva 20.** Kuumavalssatun ja kylmämuokatun teräksen tyypillinen jännitys-venymäkuvaaja (SFS-EN 1992 2015, s. 39).

Vanhojen betoniraudoiteterästen materiaaliominaisuudet ovat voineet olla erilaisia tämän päivän tuotteisiin verrattuna. Luvussa 3 kuvassa 2 on esitetty eri aikoina Suomessa käytettyjen teräslaatuojen jännitys-venymäkuvaajia.

Korroosion seurauksena raudoitteen poikkileikkaus pienenee. Korroosio ei yleensä ole homogeenista, vaan jokin kohta voi korrodoitua paikallisesti huomattavastikin enemmän kuin toinen. Paikallisen korroosion muodolla on suuri vaikutus teräksen venymään. Mitä terävämpi ja syvämpi korroosion aiheuttama lovi poikkileikkauksessa, sitä suurempi jännitys kohdassa on ja tämä aiheuttaa hauraamman murtuman teräkselle (Zhu 2014). Paikallinen jännitys kasvaa tangossa nopeasti myötörajalta ja johtaa lopulta tangon murtumiseen.

Kuvassa 21 esitetään voima-venymäkuvaajia eri korroosioasteisille 6 mm terätangoille (Almusallam 2001). Almusallamin tutkimukseen on viitattu laajalti korroosion vaurioittamien raudoitteiden ominaisuuksiin liittyvissä tutkimuksissa. Tutkimuksessaan Almusallam esitti vetokokeiden tuloksia 6 ja 12 mm vahvuisille korrodoituneille raudoitetangoille. Kuvaajassa vaak akselilla on tangon venymä [mm] ja pysty akselilla vedetty voima [kN]. Käyrien perässä näkyvät prosenttiluvut kuvaavat raudoitetangon korroosioastetta. Tutkimuksessa korroosio vaikutti tangoissa tasaisena kerroksena.



**Kuva 21.** 6 mm terätangon voima-venymäkuvaaja eri korroosioasteen vaurioittamana (mukailtu lähteestä Almusallam 2001).

Kuvaajasta luettuna korroosiovapaa raudoite saavuttaa noin 20 mm venymän yli 20 kN voimalla. Raudoitteen, jonka korroosioaste on 12,6 %, murtovoima on noin 17 kN ja venymiskyky hieman yli 7 mm. Vetokestävyys tällä tangolla on siis laskenut noin 15 %, kun taas venymäominaisuus on laskenut jo 65 %. Noin 50 % korroosioasteella vetokestävyys on 8 kN ja venymäkyky enää alle 2 mm. Eli vetokestävyys on laskenut 60 % ja venymä noin 90 %. Yli 12,6 % korroosioasteen raudoitteet murtuivat hauraasti (Almusallam 2001).

Huomionarvoista on se, että tämä 12,6 % alenema poikkileikkauksessa tarkoittaa esimerkiksi tässä tutkitun 6 mm tangon tapauksessa alle 0,4 mm tasaista korroosiota, joten melko pieneltä tuntuvalla korroosiosyvyydellä on suuri vaikutus terätangon sitkeyteen ja tämän seurauksena myös esimerkiksi taivutetun rakenteen murtotapaan. Kuva 21 tuo hyvin esiin ilmiön, jossa raudoitteen kyky venyä laskee huomattavan paljon jo pienelläkin korroosioasteella. Etenkin suurilla korroosioasteilla raudoitteen venymäominaisuudet ovat jo lähes mitättömiä. Teräskorroosio ei ainoastaan heikennä rakenteen kestävyyttä, vaan lisää myös hauraan murtuman riskiä (Almusallam 2001; Cairns *et al.* 2005).

## 5.4 Korroosionopeus

Rakenteen korroosionopeuden tunteminen on tärkeää, kun tutkitaan korroosion vaurioit-  
tamia rakenteita ja niiden tulevaa kantokykyä. Vaurioiden etenemistä simuloimalla voi-  
daan arvioida muun muassa rakenteen jäljellä olevaa käyttöikää sekä korjaavien toimen-  
piteiden ajankohtaa.

Korroosion määrän indikaattorina pidetään rakenteesta mitattavaa korroosiovirran ti-  
heyttä  $I_{corr}$  (usein yksikkönä käytetään  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ) eli korroosion nopeutta (VTT 2006). Mi-  
tattu arvo antaa korrodoituvan raudoitteen määrän teräspinta-alan ja ajan suhteena. Kor-  
roosiotuotteena syntyy rautaoksideja ja oksidien määrä yhdistyy yleensä suoraan beto-  
nipeitteen halkeiluun sekä raudoitteen ankkurointilujuuden menetykseen, samalla tapah-  
tuvan poikkileikkauksen pienenemisen ohella. Nämä ominaisuudet korreloivat suoraan  
rakenteen kantavuuteen. Korroosion astetta voidaan mitata työmaalla erilaisin sähköke-  
miallisin menetelmin. (Geocisa 2002, s. 30) Tästä kerrotaan lisää luvussa 7.2. Tauluk-  
koon 13 on merkitty raja-arvoja korroosionopeuksista.

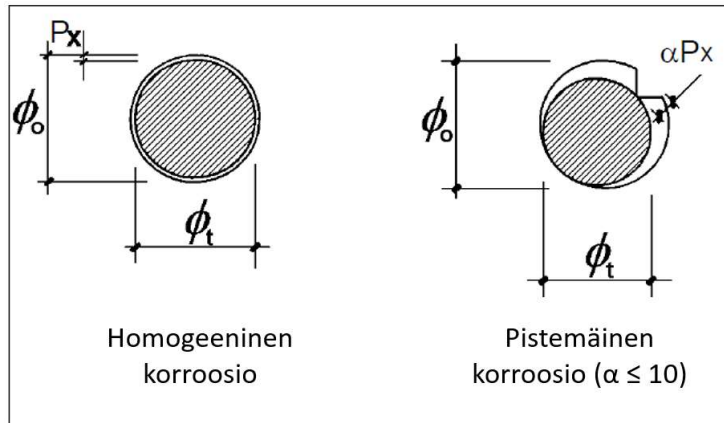
Taulukko 13. Korroosiovirran tiheyksiä ja vaikutuksia (mukailtu lähteestä  
Geocisa 2002, liite C).

Korroosiovirran tiheys $I_{corr}$ [ $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ]	Korroosion taso
< 0,1	merkityksetön
0,1...0,5	matala
0,5...1	kohtalainen
>1	korkea

Betonin vesi-sementtisuhde ei vaikuta juurikaan korroosionopeuteen. Sen sijaan semen-  
tin laadulla taas on jonkin verran vaikutusta (VTT 2006). Geocisan (2002, liite F) tutki-  
muksessa on esitetty kaavat (14 ja 15), joilla voidaan arvioida jäännöspoikkileikkausta  
korroosion vaurioittamassa tangossa, kun tunnetaan korroosionopeus  $I_{corr}$  ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ).

$$P_x = 0,0115 I_{corr} * t , \quad (14)$$

jossa  $P_x$  on keskimääräinen tangon säteen pienenemä ja  $t$  on tarkastelu-aika vuosina.  
Korroosiovaurion merkityksellisyys riippuu siitä, kuinka tasainen tai paikallinen vaurio on.  
Kuvassa 22 esitetään, kuinka paikallinen vaurio pienentää tehokkaammin toimivaa poik-  
kileikkausta kuin tasainen korroosio.

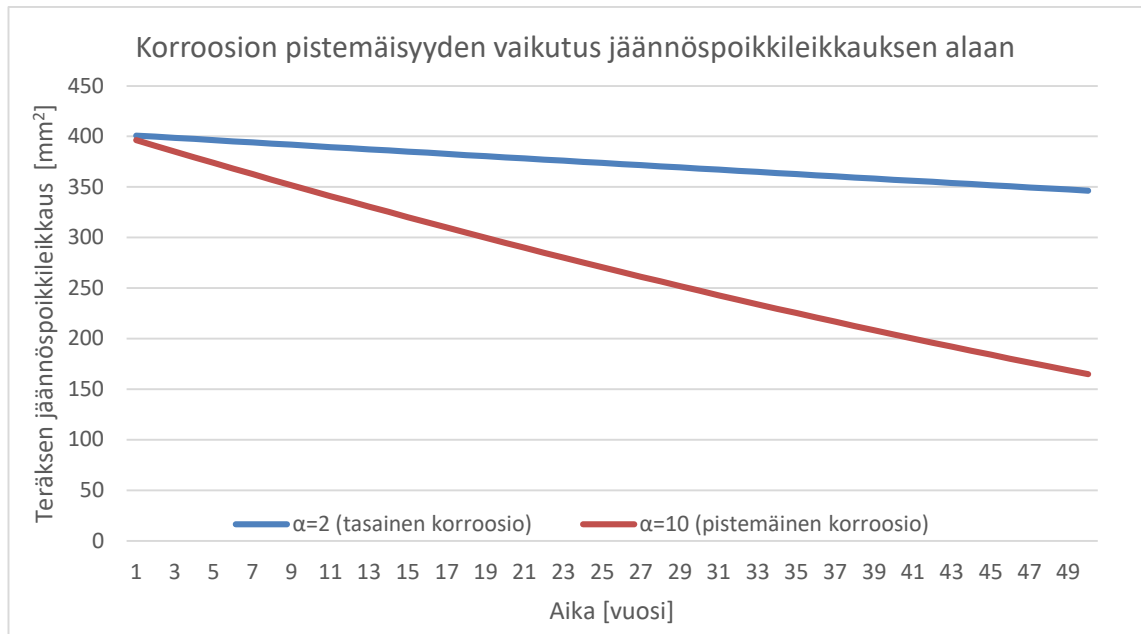


**Kuva 22.** Tasaisen ja pistemäisen korroosion vaikutusten ero (mukailtu lähteestä Geocisa 2002, liite F).

Keskimääräisestä säteen pienenemästä saadaan jäännöspoikkileikkauksen toimiva pinta-ala seuraavalla kaavalla:

$$\phi_t = \phi_0 - \alpha * P_x, \quad (15)$$

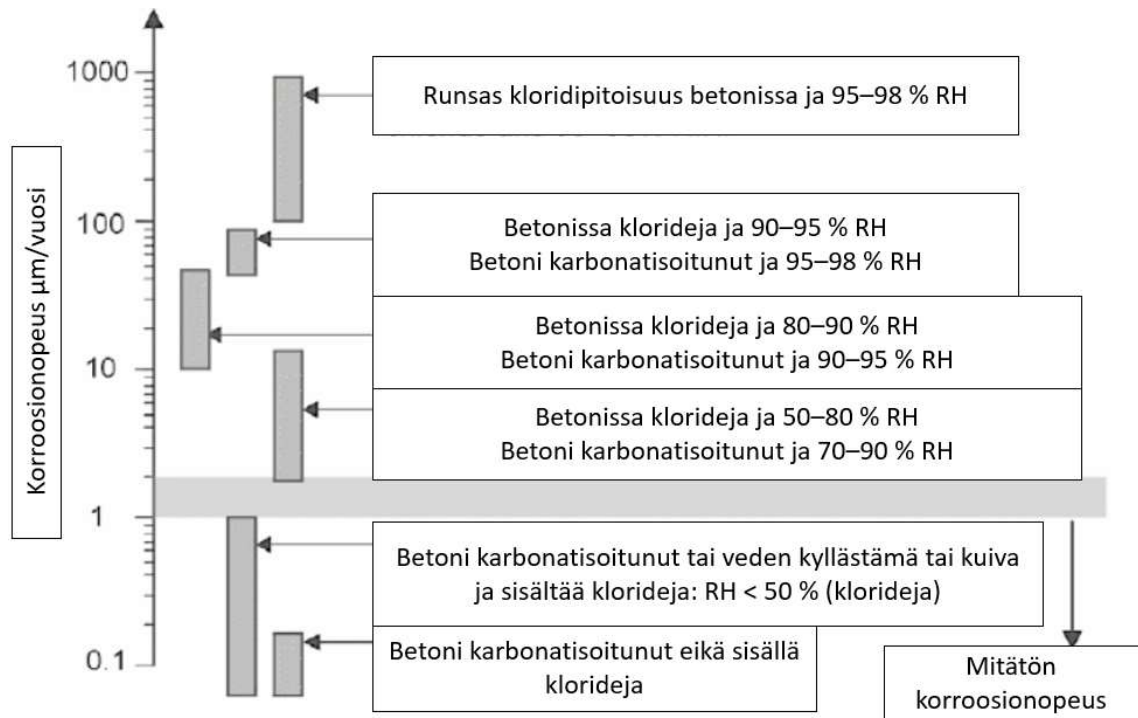
jossa  $\phi_t$  on tangon jäännöspoikkileikkauksen halkaisija ajan  $t$  kuluttua ja  $\alpha$  on kerroin, joka vaihtelee lukujen 2 ja 10 välillä riippuen siitä, kuinka tasaista tai pistemäistä korrosio on. Symboli  $\phi_0$  on tangon alkuperäinen halkaisija. Vertaillaan seuraavaksi korroosion luonteen vaikutusta jäännöspoikkileikkaukseen (kuva 23). Valitaan  $I_{\text{corr}}$  arvoksi  $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  ja tarkasteltavaksi ajanjaksoksi 50 vuotta, alkuperäinen tangon halkaisija on 16 mm, jonka poikkileikkausala on  $402 \text{ mm}^2$ .



**Kuva 23.** Teräksen jäännöspoikkileikkauksia 50 vuoden ajanjakson jälkeen kohtalaisen kovalla korroosionopeudella.

Korroosion pistemäisyyttä kuvaavan kertoimen  $\alpha$ :n eli korroosion luonteen vaikutus jäännöspoikkileikkaukseen on merkittävä. 50 vuoden ajanjaksolla tasainen korroosio pienentää 16 mm tankoa 1,15 mm, jolloin jäännösala on 364 mm<sup>2</sup> (90,5 % alkuperäisestä), kun taas erittäin pistemäinen korroosio pienentää halkaisijaa 5,75 mm, jolloin jäännösala on 165 mm<sup>2</sup> (41 %).

Kuvassa 24 on esitetty olosuhteiden vaikutuksia korroosionopeuteen. Kuvaajan asteikko on logaritminen.



**Kuva 24.** Eri korroosionopeuksien ilmaantuvuuksia eri olosuhteissa (mukailtu lähteestä Bertolini et al. 2014).

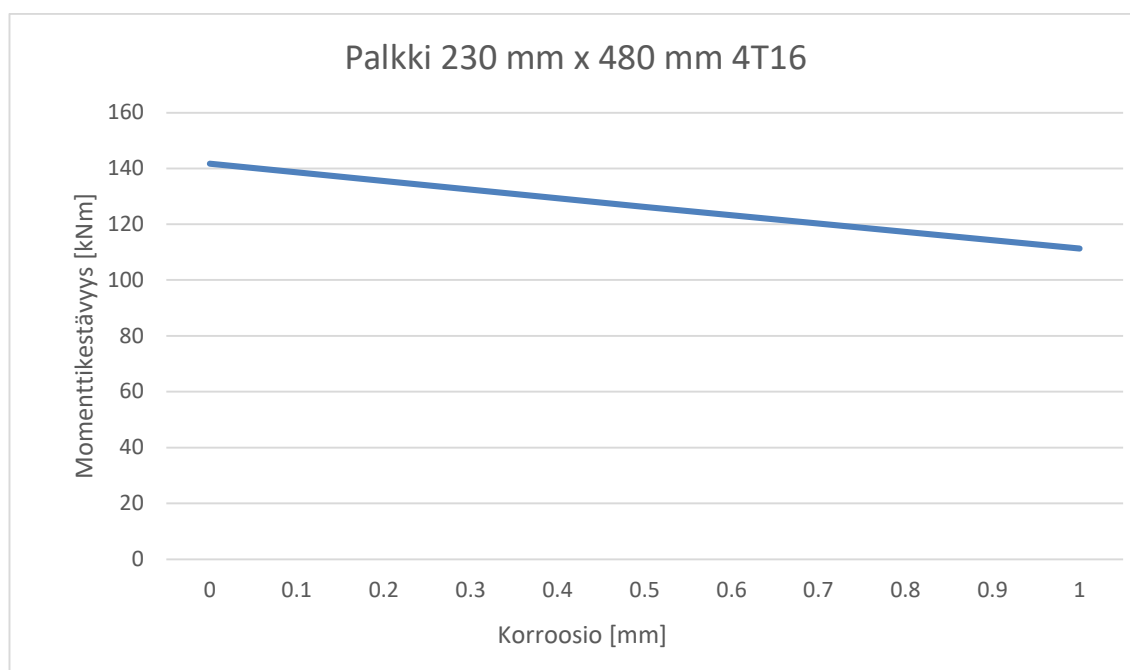
Kuvan 24 perusteella kloridikorroosio on nopeampaa, kuin betonin karbonatisoitumisesta johtuva korroosio. Karbonatisoitumisesta johtuva korroosio vaatii suuremman suhteellisen kosteuden (% RH), jotta korroosionopeus yltää samalle tasolle kuin kloridikorroosion (Bertolini et al. 2014). Kuvasta 24 huomataan myös, minkälaisissa olosuhteissa korroosionopeus on käytännössä mitätön. Tärkeimpiä tekijöitä korroosion käynnistymiselle ja käynnissä pysymiselle ovat selvästi riittävä suhteellinen kosteus sekä kloridien ilmaantuvuus betonissa. Esimerkiksi korroosionopeus on mitättömällä tasolla, vaikka rakenteessa olisi klorideja, mikäli rakenne on kuiva.

Korjausrakentamisen näkökulmasta voidaan ajatella, että olosuhteiden rajoittaminen hidastaa tai jopa pysäyttää jo alkaneen vaurion. Rakenteen kosteusrasitusta voidaan vähentää tai suhteellisen kosteuden arvoa laskea. Tällaisia vaurion pysäyttäviä korjausto-

menpiteitä voivat olla esimerkiksi parvekkeen lasitus, jolloin parvekelaatan kosteusrasitus alenee merkittävästi. Toisena esimerkkinä eristerappauskorjaus, joka siirtää vaurioituneen sandwich-elementin lämpimämpään olosuhteeseen ja näin ollen suhteellinen kosteus laskee. Samalla myös sateesta johtuva kosteusrasitus käytännössä loppuu kokonaan. Ulkopuolelta toteutettu eristys siirtää vaurioituneen rakenteen lämpimämpään ja kuivempaan olosuhteeseen, jolloin rakenteen suhteellinen kosteus alenee (Vinha 2021).

## 5.5 Korroosion vaikutus rakenteen kantavuuteen

Teräskorroosion vaikutus taivutettuun rakenteeseen on huomattavasti merkittävämpi, kuin liian alhainen betonin lujuus. Taivutetun rakenteen kapasiteetti riippuu lähes täysin vetoterästen määrästä (RIL K170 1995, s. 227). Tätä havainnollistetaan taulukossa 14. Havainnollistetaan seuraavaksi teräskorroosion vaikutuksia palkin laskennalliseen taivutuskestävyyteen (kuva 25). Esimerkkipalkin lähtötiedot ovat samat kuin luvussa 4.3 esitetyt. Teräskorroosion katsotaan olevan jokaisessa teräksessä tasainen ja tunkeuman 1 mm.



**Kuva 25.** Teräskorroosion vaikutus palkin taivutuskestävyyteen.

Momenttikestävyden huomataan laskevan lineaarisesti teräskorroosion edetessä. 1 mm korroosio laskee momenttikapasiteettia tässä tapauksessa 21,5 %. Taulukkoon 14 on koottu esimerkkipalkin taivutusmomenttikestävyksiä havainnollistamaan vaurioiden merkityksellisyyttä koskien palkin taivutuskapasiteettia.

Taulukko 14. *Vaurioiden vaikutusten vertailu taivutuskestävyyteen.*

Vauriot	Myötömomentti	Jäännös alkuperäisestä
vaurioton	142 kNm	100 %
tehollinen korkeus $d-10\%$	125 kNm	88 %
teräskorroosio 1 mm	111 kNm	79 %
betonin lujuus $-25\%$	137 kNm	96 %
$d-10\% +$ teräskorroosio 1 mm	98 kNm	69 %

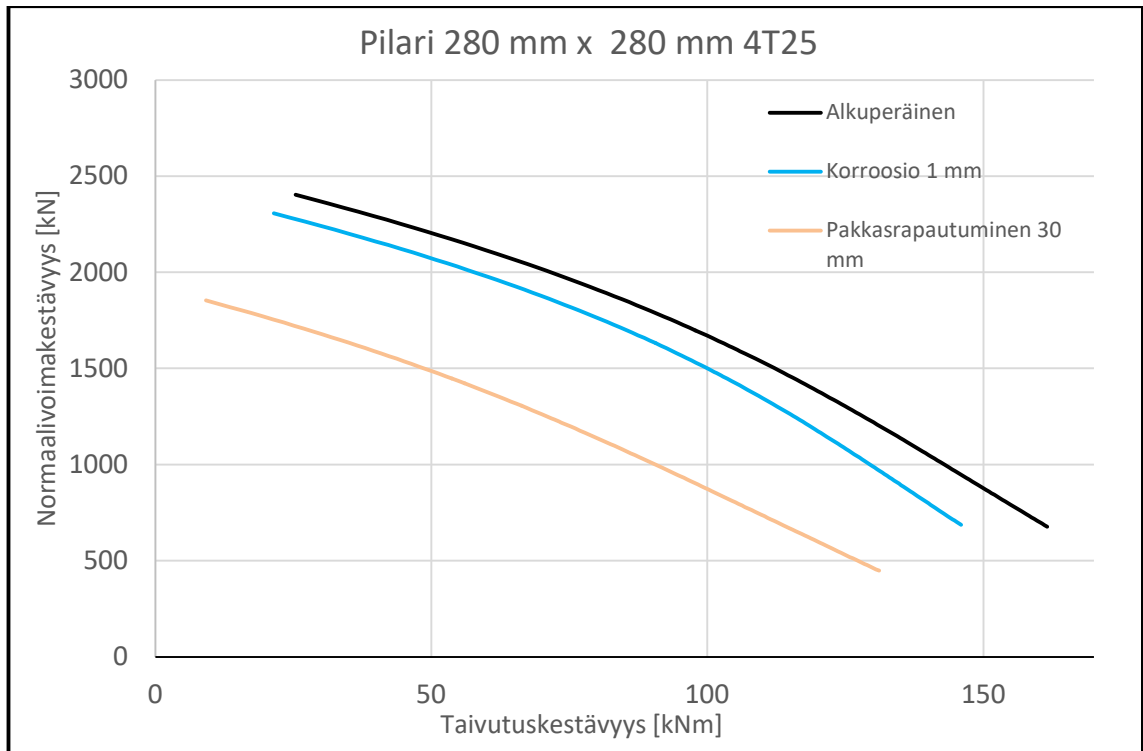
Taulukon 14 arvoista huomataan, että esimerkkipalkin tapauksessa 25 % (7,5 MPa) alenema betonin puristuslujuudessa ei vaikuta prosentuaalisesti juuri ollenkaan rakenteen laskennalliseen momenttikestävyyteen. Palkin tehollisen korkeuden ( $d$ ) pienentäminen 10 prosentilla sen sijaan taas vaikuttaa kestävyyteen 12 %. 1 mm tasainen korroosio taas alentaa kestävyyttä esimerkkilaskelman perusteella 21 %. Samanaikaisesti vaikuttavat vauriot ja rakennusvirheet laskevat momenttikapasiteettia entisestään.

Luvussa 5.3.2 esitetyn kaavan 13 avulla voidaan korroosiosta johtuvaa betonin halkeaman syntyä arvioida. Esimerkkipalkin tapauksessa halkeama syntyisi 0,022 mm korroosiotunkeutumalla, joten 1 mm tasainen korroosio aiheuttaisi hyvin todennäköisesti runsaasti halkeilua betoniin. Tämä vaikuttaisi olennaisesti raudoitteiden ankkurointiin. Etenkin, jos vaurio sijaitsi ankkurointialueella, halkeilun vaikutukset rakenteen kantavuuteen olisivat merkittäviä. Halkeilun johdosta betonipoikkileikkaus voi pienentyä merkittävästi etenkin, jos halkeilun seurauksena suojabetoni pääsee halkeamaan laajalta alalta irti. Tämä voisi päättää rakenteen käyttöiän (Lindmark 1998, s.11).

Raudoitteiden sitkeyden vaikutus tässä esimerkkipalkissa ei ole määräävä vaurio, sillä rakenteet mitoitetaan käyttämällä myötörajan arvoja. Pistemäisen korroosion vaikutus rakenteen kantavuuteen syntyy tässä siitä, että pistemäinen korroosio pienentää merkittävästi raudoitteen poikkileikkausta. Tällaisessa tilanteessa kyseiseen kohtaan syntyy jännityshuippu, josta raudoite voi katketa jännityksen ylittäessä murtorajan. Vaurion merkityksellisyyteen vaikuttaa myös se, kuinka suuri osa raudoitteista on vaurioitunut ja missä kohdin vaurio sijaitsee. Korrodoituneen raudoitteen vaikutuksia tarkasteltaessa, tulee selvittää sitkeyden muutos rakenteen murtotapaan. Murtotapa voi muuttua sitkeästä hauraaksi paikallisen korroosion seurauksena.

Vertaillaan vastaavasti 1 mm teräskorroosion vaikutuksia puristettuun rakenteeseen. Esimerkkipilarin tiedot ovat samat kuin luvussa 4.3 esitetystä ja laskenta on suoritettu samoin perustein, nyt vain pienentäen teräsalaa 1 mm tasaisella korroosiolla.





**Kuva 26.** Tasaisen teräskorroosion vaikutus pilarin yhteisvaikutusdiagrammiin.

Yleisellä tasolla tasaisen teräskorroosion vaikutukset pilarin kapasiteettiin ovat prosentuaalisesti hyvin pieniä. Kuvaajaan on lisätty vertailuksi myös rapautuneen pilarin yhteisvaikutusdiagrammi. Tästä huomataan, että rapautumisen vaikutus puristetun rakenteen kestävyteen on huomattavasti suurempi kuin teräskorroosion. Vaurioituneen poikkileikkauksen sijainti rakenteessa määrittää pitkälti, kuinka kriittinen vaurio todellisuudessa on. Tässä laskennassa on oletettu, että hakaraudotteet ja suojabetoni ovat kunnossa, jolloin ne estävät pääterästen nurjahtamisen. Hakaraudotteiden ruostuminen voi mahdollistaa pääterästen nurjahtamisen, sillä betonipeite yksinään ei sitä kykene tekemään.

## 5.6 Yhteenveto raudotteiden korroosiosta

Teräsbetonirakenteen raudotteet voivat korrodoitua muun muassa betonin karbonatisoitumisen tai kloridien seurauksena. Olosuhteiden merkitys on suuri, sillä korrosio tarvitsee riittävästi kosteutta ympärilleen molemmissa korroosiotapauksissa. Esimerkiksi pelkkä kloridien vaikutus ei korroosiota käynnistä, mikäli rakenne on kuiva tai täysin veden kyllästämä. Korroosionopeus on hyvin alhainen myös karbonatisoituneessa betonissa, mikäli betoni sijaitsee kuivassa ympäristössä. Korroosionopeus on suurimmillaan, kun betonin suhteellinen kosteus on noin 90 % (BY 201 2004, s. 101).

Korroosiotyyppejä on kaksi, tasainen korroosio ja pistemäinen korroosio. Se kumpaa korroosiotyyppiä raudoitteessa ilmaantuu, riippuu korroosion käynnistymismekanismista. Kloridikorroosio on usein pistemäistä ja betonin karbonatisoitumisesta johtuva korroosio tasaisempaa. Kloridikorroosio on karbonatisoitumisesta johtuvaa korroosiota nopeampaa.

Korrodoituessaan teräs pyrkii palautumaan niiksi aineiksi, joina se luonnossa esiintyy. Nämä niin kutsutut korroosiotuotteet vaativat suuremman tilan kuin ehjä raudoitetanko. Tämä aiheuttaa betonin sisään painetta ja aiheuttaa betonin säröilyä ja halkeilua. Käynnissä oleva raudoitekorroosio voidaan havaita betonin pinnalla halkeiluna tai ruostejätkinä.

Tätä tutkimusta tehdessä havaittiin, että korroosio voi pienentää raudoitteen poikkileikkausta ja heikentää sitkeyttä merkittävästi. Lisäksi korroosioista johtuva betonin halkeilu pienentää betonipoikkileikkausta sekä heikentää raudoitteen ankkurointia.

Korroosion käynnistymistä voidaan estää riittävillä suojabetonipaksuuksilla. Riittävän paksu ja tiivis suojabetonikerros estää tehokkaasti karbonatisoitumisen etenemistä sekä mahdollisten kloridien ynnä muiden haitallisten aineiden pääsyä betonin sisään. Vaaditut suojabetonipaksuudet ovat olleet hyvinkin alhaisia vanhoissa määräyksissä ja ohjeissa. Muun muassa 1950-luvulla suojabetonin minimipaksuudeksi sallittiin jopa vain 10 mm. Luvussa 5.1 kuvassa 14 esitetyn karbonatisoitumisrintaman etenemislaskelman mukaan karbonatisoituminen voi edetä betonissa noin 10 mm ensimmäisen 10 vuoden aikana. Korroosion aiheuttama betonin halkeilu lisää karbonatisoitumisnopeutta sekä haitallisten aineiden tunkeutumista, josta seuraa entistä nopeampaa korrodoitumista.

Korroosio voi vaikuttaa merkittävästi rakenteen toimintaan. Esimerkiksi taivutetun teräs-betonipalkin kantavuus riippuu lähes yksinomaan alapinnan raudoitteiden määrästä. Raudoitteiden korroosio voi alentaa rakenteen taivutuskapasiteettia merkittävästi. Luvussa 5.5 esitettyjen laskelmien perusteella voidaan todeta, että korroosion vaikutus taivutettuun rakenteeseen on suurempi kuin puristettuun rakenteeseen. Laskelmissa ei huomioitu poikkileikkauksessa uloimpana olevien hararaidoiteiden korroosiota. Taivutetussa rakenteessa hakaraidoiteen korroosio heikentää poikkileikkauksen leikkauskestävyyttä. Puristetussa pilarirakenteessa haat estävät puristusterästen nurjahtamista, jolloin yhdenkin haan puhkiruostuminen voi johtaa puristusteräksen nurjahtamiseen ja hauraaseen murtotapaan.

## 6. KANTAVUUDEN ARVIOINTI

Vaurioituneiden teräsbetonirakenteiden kantavuuden arvioinnille on koko ajan enemmän tarvetta (Zandi 2008). Kuten johdantoluvussakin esitettiin, 1970-luvulla rakennetut suuret rakennusmassat alkavat olla elinkaarensa loppusuoralla. Suomen rakennuskannasta 75 % on rakennettu vuoden 1960 jälkeen (Korhonen 2008, s. 459). Nykyiset suunnitteluohjeet, kuten eurokoodit, on kehitetty uusien rakenteiden mitoittamiseen. Uusien rakennusosien mitoitusohjeet soveltuvat sinällään harvoin vanhan rakenteen kantavuuden arviointiin (Rücker *et al.* 2006, s. 4). Suunnitteluohjeissa esitetyt uusien rakenteiden mitoitusohjeet sisältävät hyvin paljon konservatiivisuutta, joten niiden käyttö kantavuuden arvioinnissa johtaa usein rakenteen kalliiseen ylikorjaamiseen (Gino *et al.* 2019). Konservatiivisuudesta huolimatta, eurokoodit määrittelevät hyväksytyn varmuustason. Mikäli rakenteen kantavuutta arvioidaan muilla menetelmillä, tulee varmistaa, että rakenteen varmuus on vähintäänkin sama kuin eurokoodissa. Eurokoodit määrittelevät periaatteet ja vaatimukset rakenteiden turvallisuudelle, käyttökelpoisuudelle ja säilyvyydelle (Narayanan & Brooker 2006).

Kantavuuden arviointiin on melko vähän virallisia ohjeita, puhumattakaan vaurioituneen rakenteen kantavuuden arvioinnista. Kasvavan kantavuuden arvioinnin tarpeen ohella todellinen tarve on myös kantavuuden arviointiohjeistukselle. Useimmissa Euroopan maissa ei ole käytännössä minkäänlaista ohjeistusta vanhojen rakenteiden kantavuuden arviointia koskien. Englanti on yksi harvoista Euroopan maista, josta kattavampaa ohjeistusta löytyy. Useiden maiden tutkimuslaitokset pohtivat kantavuuden arviointiin liittyviä ongelmia ja ratkaisuja, mutta insinööriyöhön soveltuvia ohjeistuksia ei ole useinkaan kehitetty tai julkaistu. (Rücker *et al.* 2006, s. 4)

Lisäksi tarvetta yhtenäiselle ohjeistukselle vaurioituneiden rakenteiden kantavuuden arvioimiseksi on myös siksi, että eri rakenteiden arviointitulokset olisivat vertailukelpoisia keskenään. Yhtenäinen linja arvioinnin kulussa vähentäisi arviointiprosessiin kuluva aikaa, mutta johtaisi varmemmin myös oikeisiin huolto- ja korjaustoimenpiteisiin. (Rücker *et al.* 2006, s. 7) Yhtenäinen toimintamalli johtaa siis luotettavampiin arvioihin ja tämä voi heijastua rakenteen korjaamiseen meneviin kuluihin.

Rakenteiden kantavuuden arviointi on suuressa roolissa, kun suunnitellaan rakenteen huoltokustannusten optimointia sekä rakenteen jäljellä olevaa käyttöikä (Zandi 2008, s. 1). Suunniteltu käyttöikä on voinut laskea huomattavasti alkuperäisestä. Suomessa

rakenteiden käyttöikää alentaa ja korjaustarvetta lisää muun muassa ankara ilmasto (Korhonen 2008, s. 459).

Kuten vauriomekanismeja esitellessä huomattiin, voivat vaurioiden vaikutukset vakavimmassa tapauksessa olla jopa dramaattisia rakenteen kantavuudelle. Etenkin rasittavissa ympäristöolosuhteissa olevat rakenteet ovat alttiita pakkasrapautumiselle, raudoitteiden korroosiolle ja muille vaurioille. Vaativat ympäristöolosuhteet heikentävät ajan myötä rakenteiden ominaisuuksia ja kantavuutta (Gino *et al.* 2019). Kantavuuden arvioinnissa olennaista on lähtötietojen tarkkuus sekä se, että nämä rakenteen heikenneet ominaisuudet ja vauriot mallinnetaan laskennassa riittävän tarkasti. Rakennetta voidaan analysoida vain, jos siihen on olemassa soveltuva menetelmä (ACI 2019, s. 19). Mitä tarkempi laskentamenetelmä on käytössä, sitä tarkemmat lähtötiedot laskentaan tarvitaan (Rücker *et al.* 2006, s. 32).

## 6.1 Rakennuksen omistajan näkökulma

Rakennuksella tai rakenteella on omistaja, joka voi olla yksityinen henkilö, asunto-osakeyhtiö, jokin yritys, valtio, kunta tai vastaava (Kankainen & Junnonen 2020, s. 13). Omistajan näkökulmasta rakenteen tärkeimmät asiat ovat sen turvallisuus ja rakenteen ylläpitokustannusten minimointi käyttöiän aikana. Omistajaa ei välttämättä kiinnosta rakenteen kantavuuteen vaikuttavat seikat muutoin, kuin että rakenne on turvallinen. Rakennesuunnittelijan tehtävänä on varmistaa, että esimerkiksi rakenteen kantavuus, jäykkyys ja taipumat ovat vaadituilla tasoilla. (Fagerlund *et al.* 2001 s. 3)

Vaadittavan korjauksen laajuutta voi olla vaikea arvioida etukäteen ja usein todellinen laajuus selviää vasta, kun korjaustyöt on aloitettu. Esimerkkinä voidaan mainita raudoitteiden korroosion laajuuden selviäminen. Todellinen korjausmäärä selviää usein vasta, kun raudoitteet on piikattu esille, sillä silmämääräinen tarkastus on ainoa luotettava keino saada selville raudoitteen kunto (VTT 2006). Myös rapautuneen betonin laajuus voi ylittää (BY 42 2019, s. 27, 89). Tällaiset raskaat korjaukset betonirakenteille ovat usein hintavia töitä toteuttaa johtuen siitä, että työ on pitkälti hidasta käsityötä (Mattila 2018a). Tästä johtuen vaaditun korjausalan ja laajuuden merkitys hinnassa on merkittävä. Rakennuksen omistajalle on hyvä kertoa, että korjauksen hinta voi vaihdella työn aikana paljon. Tämä tulee siis mainita hankesuunnitteluvaiheessa, jossa vertaillaan eri korjausmenetelmien ja niiden vaikutuksia korjauksen hintaan. Korjaussuunnittelutehtävää varten on mahdoton tehdä tarkkaa tehtäväluettelo, sillä jokainen tällainen korjausrakennuskohde on yksilöllinen projekti ja projektin edetessä esiin tulee usein seikkoja, joita ei alussa osattu huomioida (RIL K170 1995, s. 269). Rakenteen kantavuuden arviointia

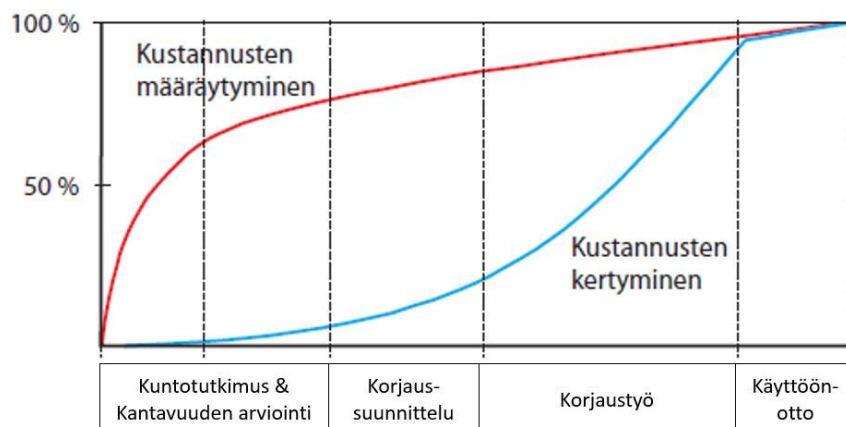
suunnitellessa on hyvä tiedostaa, että omistaja haluaa saada tietoa myös rakenteen tulevista kuluista. Rakenteen mahdolliset vauriot voivat edetä ja tämän seurauksena rakenteen ylläpitokulut sekä tarvittavat korjauskulut kasvavat tulevaisuudessa.

Vaikka omistaja haluaisi teettää tarvittavat korjaustoimenpiteet mahdollisimman edullisesti, ei rakennesuunnittelija voi ottaa turvallisuuden suhteen minkäänlaista riskiä. Suunnittelijan ammattietiikan tulee olla sellainen, että hän määrittää kyseiselle kohteelle räätälöidyn korjaussuunnitelman, eikä esimerkiksi tee ratkaisuja varman päälle vain sen takia, ettei hän itse hanki lähtötietoja suunnittelun tueksi esimerkiksi kattavilla kuntotutkimuksilla. Varman päälle tehdyt ratkaisut, eli niin sanottu ylikorjaaminen, koituvat rakenteen omistajalle kalliiksi.

Rakennushankkeen kustannukset koostuvat pääosin kolmesta kokonaisuudesta. Nämä vaiheet voidaan yleistää edelleen myös koskemaan korjaushankkeita tai tässä tarkemmin kantavuuden arviointia ja mahdollista vahvistusta:

- suunnittelutalous eli rakenteen arvioimisesta, tutkimisesta ja korjaussuunnittelusta aiheutuvat kulut
- tuotantotalous eli rakentamisvaiheen kulut
- käyttötalous eli ylläpitokulut. (RIL 174-1 1988, s. 171)

Korjaushankkeiden kustannukset muodostuvat pääosin rakentamisvaiheessa, mutta määräytyvät suunnitteluvaiheessa (Rakennustieto 2016). Tämän takia hankkeen tärkeimmät vaiheet ovat esisuunnittelu ja hankesuunnittelu (RIL K170 1995, s. 271). Kuva 27 havainnollistaa kustannusten kertymistä ja määräytymistä kantavuuden arviointiprojektissa.



**Kuva 27.** Kustannusten kehittyminen kantavuuden arviointiprojektissa (mukailtu lähteestä Rakennustieto 2016).

Rakennuksen omistajalle koituvat kustannukset määräytyvät pääosin kantavuuden arvioinnin lopputulemasta. Omistajan kannattaa panostaa riittävästi kantavuuden arviointiin ja arvioijan näkökulmasta liiallisen konservatiivisuuden välttäminen on tarpeen.

Omistajaa kiinnostaa rakennuksen kunnossa etenkin se, millä laajuudella korjaustoimenpiteitä suositellaan tehtävän. Korjaustoimenpiteiden laajuudet voidaan karkeasti jakaa esimerkiksi taulukon 15 osoittamalla tavalla.

Taulukko 15. *Korjaustoimenpiteiden laajuudet*  
(mukailtu lähteestä Fagerlund et al. 2001, s. 4).

Taso	Toimenpiteen laajuus
1	Ei toimenpiteitä – tarkastellaan asiaa uudelleen tietyn ajan kuluttua
2	Ei toimenpiteitä – seurataan muutoksia
3	Normaali ylläpito
4	Korjaavat toimet – urakoitsija suorittaa korjaustoimenpiteet
5	Osittainen uusiminen tai vahvistaminen
6	Purku ja mahdollinen uusi rakennus

Omistajan päätettäväksi jää se, tehdäänkö mahdollisesti halpa ja lyhytikäinen korjaus vai hintavampi ja kestävä korjaus. Isommilla investointikustannuksilla voidaan pienentää elinkaarikustannuksia (Köliö 2020). Monet rakennuksia hallinovat tahot laiminlyövät rakenteiden huoltoa ja teettävät kunnostustöitä vasta, kun rakenne on todella huonossa kunnossa. Tällaisissa tilanteissa betonirakenteiden korjaaminen tulee kalliiksi. (Newman 2021)

Toimenpiteen laajuuden lisäksi tilaajaa kiinnostaa, millä aikataululla korjaustoimenpiteitä vaaditaan. Toimenpiteiden aloitukselle suositeltu aika voi olla kiireellisestä ja välittömästä korjaustarpeesta jopa kymmenien vuosien ajanjaksoon, jona rakenteen kuntoa tarkkaillaan tietyn ajan välein (Fagerlund et al. 2001, s. 4). Vakavan kantavuuden aleneman vuoksi rakenne voidaan joutua laittamaan käyttökieltoon välittömästi siihen asti, kunnes korjaukset on toteutettu. Mikäli arvioinnissa havaitaan merkittäviä turvallisuusriskejä, tulee turvallisuuden takaaviin toimiin ryhtyä välittömästi (ISO 13822 2010, s. 5).

## 6.2 Kantavuuden arvioinnin tarve

Rakenteen kantavuuden arviointi on tarpeen, jos sen käyttötarkoitus muuttuu, sen suunniteltu kuorma ylittyy tai rakenteessa havaitaan ajasta riippuvia vaurioita. Rakenteeseen voi syntyä myös äkillinen vaurio esimerkiksi onnettomuuden seurauksena. (ISO 13822 2010, s. 1) Lisäksi rakenteen suunnitellun käyttöiän lähestyessä loppua on kantavuuden jonkin asteinen arviointi tarpeen. Korjaus- ja purkutoimenpiteitä suunniteltaessakin joudutaan arvioimaan rakenteiden kantavuutta, esimerkiksi onko kantavuus riittävä työko-

neiden liikkumiselle vanhalla teräsbetoni-laatastolla (Sippola 2021). Kantavuuden arvioinnin yleisin syy on muuttuvien kuormien lisäämistarve (Rücker *et al.* 2006, s. 5). Tällaisia voivat olla rakennuksissa välipohjien hyötykuormien lisäyksen tarve tai infrarakenteissa liikennemäärien kasvu.

Vaurioituneen rakenteen kantavuutta on syytä tarkastella etenkin, jos on epäily, että rakenteen kantavuus on olennaisesti heikentynyt. Tällaisia merkkejä voivat olla muun muassa liialliset taipumat, betonin runsas lohkeilu ja raudotteiden paljastuminen etenkin ankkurointialueilla. Rakenteiden kantavuutta ei ole tarpeen tarkastella, mikäli nähtävissä ei ole vaurioita, rakennetta ei olla muuttamassa esimerkiksi rei'ittämällä, eikä rakenteen kuormitukset ole muuttumassa (RIL K170 1995, s. 276–277; ISO 13822 2010).

Rakenteen kantavuusarvion tarvetta voidaan arvioida myös monitoroinnin avulla. Monitorointi on jaksottaista tai jatkuvaa mittaamista ja mitatun tiedon analysointia, joka tapahtuu automaattisesti käyttäen erilaisia mittareita ja antureita. Monitoroinnin avulla voidaan mitata kuntoon ja kantavuuteen vaikuttavia parametreja, kuten betonin halkeilua, raudotteiden korroosiota, kloridien tunkeutumista ja muodonmuutoksia. (Liikennevirasto 2013) Rakenteiden liialliset siirtymät tai laajat vaurioilmiöiden ilmaantuvuudet voivat kertoa mahdollisesta kantavuusongelmasta ja käynnistää kantavuusarviointiprosessin.

Herkkyys kantavuuden arvioinnin aloittamiseen riippuu rakenteen merkityksellisyydestä. Merkityksellisiä ovat etenkin sellaiset rakenteet, joiden kantavuuden heikkenemisen seurauksena voi aiheutua vaaraa ihmisille tai merkittäviä korjauskustannuksia ja taloudellisia haittoja. Tällaisia rakenteita tulee tutkia, mikäli on pienikin epäily rakenteen kantavuuden tai turvallisuuden vaarantumisesta.

### **6.3 Lähtötietojen kerääminen**

Kantavuusarvion lähtötiedoksi tulee selvittää muun muassa rakenteen rasiukset, dimensiot ja materiaaliominaisuudet. Lähtötietoja tulee selvittää useasta lähteestä. Lähtötietojen hankkiminen koostuu pääosin olemassa olevien dokumenttien tutkimisesta, kuntoarvioista ja kuntotutkimuksista. Tarkoilla lähtötiedoilla voidaan tehdä tarkka arvio rakenteen kantavuudesta ja tämän seurauksena räätälöidä mahdollinen korjaus- tai vahvistustoimenpide kohteen tarpeiden mukaiseksi.

Olemassa oleva rakenne ja sen nykyinen kunto toimivat kantavuuden arvioinnin lähtökohtana. Rakenteen kunnosta ja vaurioista voidaan saada silmämääräisesti tutkimalla melko kattavakin yleiskuva. Rakenteen toiminnasta voidaan saada hyvää tietoa myös tutkimalla rakennusajankohtana käytettyjä rakenne- ja toteutusratkaisua. (RIL K170 1995,

s 272) Dokumentteja, joista lähtötietoja voidaan kerätä ovat muun muassa rakennesuunnitelmat, toteutuspiirustukset, korjaussuunnitelmat, tutkimusraportit, käyttöhistorian selvitykset, valokuvat, valmistajien antamat tekniset tiedot sekä rakennusajan suunniteluohjeet ja määräykset (RIL K170 1995, s. 272–276; Geocisa 2002, s. 24). Myös rakennuksen kunnossapidosta vastaavan tahon haastatteluista voidaan saada tärkeää tietoa rakenteen mahdollisista puutteista (RIL K170, s. 273; Mattila 2018a).

Lisäksi kuntoarviot ja kuntotutkimukset ovat välttämättömiä rakenteen sen hetkisen kunnon ja kantavuuden selvittämiseksi. Rakenteen kantavuutta tulee arvioida sellaisilla malleilla, jotka kuvaavat rakennetta ja sen todellista kuntoa (ISO 13822 2010, s. 9). Rakenteen todellinen kunto voidaan selvittää kuntotutkimuksin (BY 42 2019, s. 7). Rakenteesta mitatuista lähtötiedoista voidaan muodostaa tarkka laskentamalli, jolla rakenteen toimintaa voidaan arvioida luotettavasti. Kuntotutkimuksista kerrotaan lisää luvussa 7.

Lähtötietoja kerätessä on syytä tutkia myös rakennejärjestelmän toimintaa. Rakennejärjestelmä vaikuttaa olennaisesti rakenteen toimintaan sekä siihen kohdistuviin kuormituksiin. Rakennejärjestelmän toiminta pystytään selvittämään rakennesuunnitelmista, mikäli ne ovat saatavilla. Rakennetta on syytä kuitenkin tutkia paikan päällä, jotta saadaan varmuus rakennesuunnitelmien paikkansapitävyydestä. Rakenteeseen on voitu tehdä muutoksia, jotka eivät näy alkuperäisissä piirustuksissa. Muutokset kantavissa rakenteissa voivat muuttaa rakennejärjestelmän toimintaa oleellisesti. (RIL K170 1995, s. 275)

Tärkeä osa lähtötietojen keräämistä on kuormien määrittäminen. Rakenteeseen on voinut historiansa aikana vaikuttaa monenlaiset kuormat, vaikka rakenne olisi tänä päivänä kevyesti kuormitettu. Esimerkkinä vanhojen tehtaiden muuttaminen loft-asunnoiksi. Aiemmat kuormat ovat voineet aiheuttaa rakenteelle fyysisten rasitusten lisäksi myös kemiallista rasitusta, jolloin esimerkiksi rakenteen raudoitteet voivat olla sisätiloissakin korroosion vaurioittamia. Lisäksi rakenteiden vaaditut vähimmäiskuormat ovat voineet vaihdella vuosien aikana. Suunnittelukuormien muutoksia on esitelty luvussa 2.

### **6.3.1 Vanhat suunnitelmat**

Jotta rakenteen kantavuus voidaan laskennallisesti määrittää, tulee tuntea rakenteen poikkileikkauksen mittatietoja, sekä raudoitteiden määrä sekä sijainti (RIL K170 1995, s. 276). Lisäksi materiaalilaadut tulee tietää, jotta saadaan edes suuntaa antavat lähtötiedot laskennan suorittamiseksi. Dokumentteja, joihin kyseisiä tietoja on kirjattu, ovat rakenteen rakennesuunnitelmat. Suunnitelmiin on kirjattu muun muassa rakenteen raken-



neluokka, ominaiskuormat, kantavien rakenteiden materiaaliominaisuudet, kuten betonin lujuus, teräsmäärät sekä suojabetonin määrä ja terästen sijoittelu (RakMK 2005, s. 6).

Mikäli saatavilla oleviin rakennesuunnitelmiin on kirjattu edellä mainittuja Rakentamismääräyskokoelman mukaisia tietoja, voidaan suunnitelmien pohjalta tehdä rakenteesta alustavia kevyitä laskelmia, joilla voidaan tarkastaa suuruusluokkia rakenteen kantavuudesta. Tällä tavoin voidaan saada hyvää tietoa rakenteen mahdollisesta kantavuusongelmasta. Tämän lisäksi tulee teettää kuntotutkimus, jonka avulla voidaan rakenteessa olevien materiaalien materiaaliominaisuuksia selvittää sekä mitata rakennesuunnitelmissa esitettyjen dimensioiden paikkansapitävyyttä. (RIL K170 1995, s. 273) Rakennusaikaiset dokumentit ovat helpoin tapa saada lähtötietoja rakenteesta, kunhan varmistuu dokumenttien paikkansapitävyydestä (Rücker *et al.* 2006, s. 11).

Rakennesuunnitelmia tarkastelemalla rakenteen toiminnasta voidaan muodostaa selkeä kuva. Lisäksi suunnitelmista voidaan havaita rakenteen mahdollisia ongelmakohtia ja toimivuusongelmia. Suunnitelmien tarkastelulla voidaan usein saada parempi kuva rakenteesta kuin vain rakenteen aistinvaraisella tutkimisella. (BY 42 2019, s. 63)

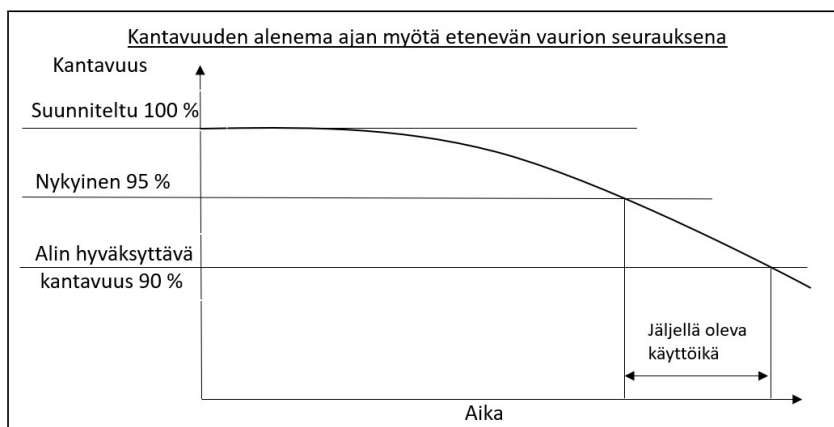
Vanhat piirustukset ovat teräsbetonirakenteen kantavuuden arvioinnissa avainasemassa siinä missä kuntotutkimuksetkin. Teräsbetonirakenteista on tiettävästi alkuajoista alkaen tehty rakennepiirustukset. On huomioitava, että näiden kuvien olemassaolo ja paikkansapitävyys eivät ole tänä päivänä taattua. Ennen ei ollut tavatonta, että rakennesuunnitelmiin tehtiin dokumentoimattomia muutoksia rakennushetkellä. (RIL K170 1995, s. 273; Newman 2021) Lisäksi uudet aukot rakenteissa, kuten oviaukot tai LVIS-läpiviennit, aiheuttavat kuormien uudelleen jakaantumista, joten tutkittava rakenne voi olla huomattavasti raskaammin kuormitettu, kuin alun perin on suunniteltu. Rakennesuunnitelmien lisäksi vanhojen rakenteiden arkkitehtisuunnitelmat on syytä tutkia. Vanhoissa arkkitehtisuunnitelmissa on huomattavasti enemmän rakenteellista tietoa, kuin nykypäivän vastaavissa. Piirustuksiin on voitu kirjata rakenteiden mittoja ja jopa teräsmääriä. (Newman 2021)

Vanhoissa suunnitelmissa esitettyjen materiaaliominaisuuksien ja todellisuudessa toteutuneiden ominaisuuksien välillä voi olla eroja. Mittatoleranssit ovat vaihdelleet vuosien varrella sekä rakentamisen ja rakennusmateriaalien laatu ovat vaihdelleet (Mäkiö *et al.* 1994). Suunniteltu betonilaatu ei välttämättä ole toteutunut työmaalle toimitetussa tai työmaalla valmistetussa betonissa. Lisäksi mittapoikkeamia voi olla itse poikkileikkauksen mitoissa kuin myös raudoitteiden sijainnissa, jotka vaikuttavat esimerkiksi sisäisen momenttivarren pituuteen sekä rakenteen teholliseen korkeuteen (Pentti 2020).

## 6.4 Kantavuusarvion vaiheet

Kantavuuden arvioinnin tavoite on selvittää rakenteen todellinen kantavuus ja varmistua siitä, että se on riittävä täyttämällä rakentamismääräysten vaatiman varmuustason (Sippola 2021). Arvion aluksi rakenteelle määritetään alin hyväksyttävä kantavuus tai toisin sanoen rakenteen varmuus. Rakenteen varmuuden vaatimukset esitetään rakentamismääräyksissä. Rakenteen varmuudella tarkoitetaan sen todennäköisyyden määrittämistä, jolla rakenne joutuu rajatilaan. Näitä rajatiloja ovat muun muassa käyttö- ja murtorajatilat. Rakenteen varmuus voidaan määrittää tilastollisin-, osavarmuus- ja kokonaisvarmuusmenetelmin sekä sallittujen jännitysten avulla (Kanerva 1972, s. 204).

Rakenteen arviointiajankohdan kantavuuden lisäksi rakenteen kantavuuden muutosta ajan myötä on välttämätöntä arvioida, jotta rakenteen käyttöikä tai toimenpideraja saadaan selville. Kuvalla 28 havainnollistetaan tätä kantavuuden muutosta ajan myötä, mikäli rakenteessa on ajan myötä eteneviä vaurioita. Kuvassa alkuperäinen mitoitettu kantavuus on 100 %. Rakenne on ajan myötä vaurioitunut ja arviointihetkellä kantavuutta on jäljellä esimerkiksi 95 %. Laskelmin voidaan todentaa alin sallittu kantavuus vertaamalla rakenteen varmuutta rakentamismääräysten mukaiseen varmuuteen. Tässä alin hyväksytty kantavuus on 90 % alkuperäisestä. Alin hyväksyttävä kantavuus on arvioitava aina tapauskohtaisesti. Alin hyväksytty kantavuus tiedettäessä voidaan estimoida rakenteen jäljellä olevaa käyttöikää ja korjaustarpeen ajankohtaa, mikäli tunnetaan vaurion etenemisnopeus. Tämän voi mahdollistaa se, että todennäköisesti mitoituksenvaiheessa mitoitusta ei ole tehty täysin 100 prosentin käyttöasteeseen, vaan esimerkiksi teräsmääriä on pyöristetty ylöspäin. Alimman hyväksytyt kantavuuden rajaa voidaan laskea esimerkiksi kuormia vähentämällä. Tällaisina toimenpiteinä voivat olla hyötykuorman tai omanpainon alentaminen.



**Kuva 28.** Rakenteen kantavuuden muutosten arviointi (mukailtu lähteestä Fagerlund et al. 2001, s. 4).

Rakenteen tavoiteltu varmuus voidaan varmistaa käytössä olevien määräysten ja ohjeiden, kuten eurokoodin avulla. Vaadittuun varmuuteen vaikuttavat rakenteen merkityksellisyys, rakenteen vaurion seuraamuksien vakavuus sekä mahdollisen vaurion aiheuttamat taloudelliset haitat. (Kanerva 1972 s. 196; ISO 13822 2010, s. 28) Lähtökohtaisesti tavoiteltava varmuus tulee olla sama kuin voimassa olevissa hyväksytyissä ohjeissa ja määräyksissä (ISO 13822 2010, s. 10; Holický *et al.* 2013, s. 19).

Kantavuutta voidaan arvioida analyttisesti tai koekuormitusten avulla (ACI 2019, s. 18). Kantavuuden arviointia kutsutaan analyttiseksi, kun ainoastaan rakenteen materiaaliominaisuudet määritetään koestuksien avulla ja muut arvion vaiheet suoritetaan laskennallisesti. Kokeelliseksi kantavuuden määrittämiseksi kutsutaan menetelmää, jossa rakenteen kantavuus määritetään olemassa olevaa rakennetta kuormittamalla. (Kanerva 1972, s. 199–200)

Koekuormituksia käytetään harvoin, mutta ne ovat joskus käyttökelpoisin tapa selvittää rakenteen kantokyky. Etenkin silloin, jos rakennejärjestelmä on hyvin monimutkainen ja rakenne on toistuva. (RIL K170 1995, s. 278) Koekuormitukset voivat olla ainoa toimiva menetelmä kantavuuden arvioimiseksi myös silloin, jos rakenteen materiaaliominaisuuksia ei voida riittävän tarkasti arvioida tai jos rakenteen toimintatapaa ei tunneta riittävän tarkasti ja täten laskentaan liittyisi paljon epävarmuuksia (ACI 2019, s. 19).

Kantavuuden analyttisen arvioinnin perustana on pystyä arvioimaan rakenteen kuormat ja muut ulkoiset rasitukset. Arvioinnissa tulee huomioida menneet, arvioinnin aikaiset ja nykyiset kuormat ja rasitukset. (ACI 2019, s. 17) Rakenteen kantavuutta arvioidaan vastaavasti arvioiden laskentahetken kantavuutta sekä sen muutosta tulevaisuudessa.

Kantavuuden arvioinnissa on kaksi päätoimenpidettä, jotka ovat

- kuormien määrittäminen
- rakenteen kantavuuden määrittäminen. (ACI 2019, s. 19)

Kuormien määrittämisen tavoitteena on määrittää rakenteeseen kohdistuvat kuormitukset ja voimasuureet, kuten taivutusmomentti, leikkausvoima, normaalivoima, vääntö ja tukipaine. Kantavuuden määrittämisessä tavoitteena on lähtötietoja käyttäen arvioida rakenteen kantavuus ja verrata tätä määritettyihin kuormiin. (ACI 2019, s. 19)

Arviointiprosessiin vaikuttavat rakenteen omistajan intresseineen, rakenteen historia, rakennusaikaiset materiaalit ominaisuuksineen, rakennusajankohdan määräykset, rakennustapa ja tehdyt muutokset sekä rakenteen käytön myötä muodostuneet vauriot. Lisäksi rakenteen nykyinen ja tuleva käyttö luovat tiettyjä vaatimuksia rakenteelle, etenkin jos käyttötarkoitus on muuttumassa.

Rakenteen varmuuden määrittämisen pääkysymyksenä on, mikä on riittävä varmuus. Olettaen, että tähdätään samaan varmuuteen kuin uudisrakennetta suunniteltaessa esimerkiksi osavarmuuslukuja käyttäen, voi arvioinnissa olla syytä pohtia osavarmuuslukujen suuruuksia tiettyjen parametrien kohdalla, perustuen siihen, kuinka varmaa tietoa kyseisestä osasta saadaan. Kantavuuden arvioinnissa käytetään yleisesti tarkempia laskentamenetelmiä, kuin esimerkiksi eurokoodin ohjein mitoituksessa. Lisäksi arvion lähtötiedot mitataan usein arvioitavasta rakenteesta. (Fagerlund *et al.* 2001, s. 13–14) Taulukossa 16 vertaillaan uudissuunnittelun ja kantavuuden arvioinnin epävarmuuksien eroja. Taulukon perusteella arviointiprosessiin hankitaan usein tarkemmat lähtötiedot kuin uudissuunnittelussa.

Taulukko 16. *Suunnittelun ja arvioinnin lähtötietojen varmuuksien erot (mukailtu lähteestä Fagerlund et al. 2001, s. 14).*

Toimenpide	Suunnittelu	Kantavuuden arviointi
Materiaaliominaisuudet	Oletettu	Mitattu
Omapaino	Laskettu	Tarkasti määritetty
Hyötykuorma	Oletettu	Arvioitu
Analyysi	Eurokoodi	Tarkemmat menetelmät
Rasitukset	Taivutus, leikkaus ym	Ankkurointi ja muut yksityiskohdat tärkeämpiä
Ympäristö	Oletettu luokitus	Tarkempi määrittäminen ympäristöstä
Luotettavuus	Eurokoodin arvot osavarmuuksille	Pienemmät osavarmuudet saman varmuustason osoittamiseksi

Taulukon perusteella voidaan todeta, että varmuuslukujen suuruuksia tulee pohtia eri kanalta kantavuuden arvioinnissa kuin uudissuunnittelussa perustuen esimerkiksi lähtötietojen tarkkuuteen. Osavarmuuslukujen suuruuksille on mahdotonta antaa tarkkoja suosituksia siitä, mikä olisi sopiva missäkin tilanteessa, sillä arvioitavat kohteet, niiden vauriot sekä ominaisuudet ovat yksilöllisiä (Fagerlund *et al.* 2001, s. 14). Mikäli osavarmuuslukuja käytetään arvioinnissa, tulee ne muokata saatujen tietojen luotettavuuden perusteella (Gino *et al.* 2019). Alkuperäistä pienempi varmuus on mahdollista sallia silloin, kun suoritettu rakenteen tarkastelu on erittäin tarkka, jolloin laskentamallin epätarkkuudesta johtuvaa lisävarmuuden tarvetta ei ole (Kanerva 1972, s. 196–197).

Alkuperäistä suunnitelmaa pienempiä varmuuskertoimia, pienempiä kuormia tai parempia materiaaliominaisuuksia ei saa laskennassa otaksua ilman vahvoja perusteita. Tällainen peruste voi olla esimerkiksi rakenteesta mitattu suurempi puristuslujuus yhdessä ohuthienäytteiden osoittaman betonin eheyden kanssa, alkuperäisessä suunnitelmassa ilman perustelua käytetty sen aikaisten rakentamismääräysten vaatimaa selvästi suu-

rempi varmuuskerroin tai kuormien jääminen selvästi suunnitelmia pienemmiksi. Tällainen muutos on kuitenkin aina kirjattava raporttiin, eikä muutoksella saa vaarantaa rakenteen turvallisuutta. (Sippola 2021)

Kantavuuden analyyttisiä arviointimenetelmiä on useita erilaisia (Rücker *et al.* 2006, s. 6). Eroja on muun muassa tutkimuksien laajuudessa ja tarkkuudessa. Sopivan arviointitavan valinta määräytyy arviointikohteen asettamista vaatimuksista ja vaurioiden tasosta. Tällaisia vaatimuksia voivat olla esimerkiksi rakenteen seuraamusluokka, eli kuinka merkittäviä haittoja rakenteen mahdollinen vaurio voisi aiheuttaa. Rakenteen arvioinnilla on kaksi päätarkoitusta:

- rakenteen turvallisuuden ja käytettävyyden takaaminen
- käyttökulujen minimointi. (Kanerva 1972, s. 196; Rücker *et al.* 2006, s. 6–7)

Rakenteen kantavuuden arvioinnin tulee perustua rakenteen turvallisuuden ja käytettävyyden todentamiseen, joten rakenne tulee tarkastella murto- sekä käyttörajatilassa (ISO 13822 2010, s. 41). Turvallisuudella tarkoitetaan tässä sitä, että rakenne kestää siihen kohdistuvat kuormitukset. Murtorajatilassa tehdään muun muassa seuraavat rakenteelliset tarkastelut (Rücker *et al.* 2006, s. 6):

- rakenteen tai sen osan tasapainon menetys jäykkänä kappaleena, esimerkiksi kaatuminen
- kuormista aiheutuvat rasitukset eivät saa ylittää rakenteen kantavuutta
- rakenteen muuntuminen mekanismiksi
- rakenteen stabiliteetin menetys
- rakenteen äkillinen vaurio, esimerkiksi hauras murtuma.

Rakenteen käytettävyyttä tarkastellaan seuraavilla käyttörajatilan arvioinneilla:

- paikalliset vauriot, jotka voivat laskea rakenteen suunniteltua käyttöikä
- muodonmuutokset, jotka häiritsevät rakenteen käyttöä
- liiallinen värinä, jonka seurauksena käyttäjille aiheutuu häiriötä. (Rücker *et al.* 2006, s. 6–7)

Taloudellisia vahinkoja tarkasteltaessa pyritään varmuus valitsemaan siten, että rakenteen huolto- ja korjauskustannukset saadaan minimoitua (Kanerva 1972, s. 196). Käyttökulujen minimointi voidaan saavuttaa monitoroinnin, huollon ja huolellisesti suunnitellun korjaamisen avulla. Tärkein osa käyttökulujen minimoinnissa on rakenteen syste-

maattiset tarkastukset ja niiden perusteella tehtävät arviot rakenteen kunnosta ja vaurioista sekä vaurioiden etenemisestä. Tällä pyritään ennakoimaan rakenteen tulevaa kuntoa ja sitä kautta rakenteen kantavuuden muutoksia. Huoltotöiden ja korjausten priorisoinnilla on suuri merkitys rakenteen ylläpidon kustannuksissa. Korjauksia ja huoltoja suunniteltaessa tulee selvittää, millä korjauksella saadaan suurin hyöty rakenteen käytettävyyteen pienimmällä hinnalla. (Rücker *et al.* 2006, s. 7) Oikea-aikaisilla korjauksilla voidaan saada suuriakin säästöjä, kun vaurioiden ei anneta edetä liian vakaviksi (Korhonen 2008, s. 459).

Kantavuuden arvioinnissa on aluksi perusteltua käyttää yksinkertaisia ja konservatiivisia menetelmiä. Mikäli yksinkertaisin keinoin suoritettu konservatiivinen laskenta antaa tuloksen, että rakenne kestää, ei vaativimpiin ja samalla kalliimpiin koestus- ja laskentamenetelmiin kannata ryhtyä. Yksinkertaisen laskelman tuloksiin nojaten tehdään päätös, tarvitaanko jatkotutkimuksia ja tarkempia laskentamenetelmiä. (ISO 13822 2010, s. 5)

Yleisesti rakenteen kantavuuden arviointi suoritetaan rajatilalaskentaa ja osavarmuuslukuja käyttäen. Mikäli tarkempaa arviointimenetelmää tarvitaan, voidaan käyttää esimerkiksi todennäköisyyslaskentaan perustuvia menetelmiä. Mikäli rakenne ei saavuta laskennallisilla menetelmin riittävää lujuutta, voidaan rakenteen käyttöä jatkaa, mikäli riski on alhainen ja rakenteeseen kohdennetaan monitorointia. Tällaisessa tapauksessa päätöksen tekee viime kädessä yleensä viranomainen, joka on vastuussa yleisestä turvallisuudesta. (Rücker *et al.* 2006, s. 7–8)

Jos rakenteessa havaitaan vaurio, tulee sen vauriomekanismi määrittää. Tämän perusteella tulee luoda malli, joka arvioi vaurion etenemistä rakenteessa ja sen vaikutuksia rakenteen kantokykyyn. Vaurion etenemistä voidaan arvioida teoreettisesti, kokeellisten tutkimusten pohjalta, rakenteen monitoroinnilla tai kokemusperäisen tiedon pohjalta. (ISO 13822 2010, s. 9)

Vaurioituneen rakenteen kantavuuden arvioinnin tulokset tulisi lopulta saada sellaiseen muotoon, että niitä olisi jatkossa mahdollista käyttää. Tämä tarkoittaa käytännössä sitä, että laskennan lähtötiedot, itse laskentatarkastelut sekä tulokset tulee raportoida siten, että kyseisen projektin tietoihin on helppo palata tulevaisuudessa esimerkiksi vertailumielessä. Arviointiprosessista tulisi luoda sellainen, että se on aina toistettavissa jokaisessa kohteessa. Selkeä systemaattinen arvioinnin läpivienti parantaa arvioinnin laatua sekä luotettavuutta. (Rücker *et al.* 2006, s. 7) Huolella tehdyn tutkimuksen ja vanhojen kohteiden vertailun avulla voidaan päästä kustannustehokkaampiin ja kestävämpiin korjausratkaisuihin.

## 7. KUNTOTUTKIMUKSET KANTAVUUDEN ARVIOINNIN LÄHTÖTIEDOKSI

Kuntotutkimuksella tarkoitetaan rakennusosan tai rakenneosakokonaisuuden kunnan ja toimivuuden sekä korjaustarpeen systemaattista selvittämistä erilaisin tutkimuksin (BY 42 2019, s. 7). Kuntotutkimusta suunniteltaessa tulee olla selvä käsitys siitä, mitä varten tutkimusta tehdään. Kuntotutkimuksen tavoite vaikuttaa merkittävästi tutkimuksen laajuuteen ja tutkimuksessa selvitettäviin asioihin. Tutkimusten laajuuteen vaikuttavat myös tilaajan tavoitteet, sekä tutkimuksiin varatut ajalliset ja taloudelliset resurssit. Kuntotutkimuksen suunnittelu on yksi kuntotutkimuksen tärkeimmistä vaiheista. (BY 42 2019, 56–57)

Kuntotutkimuksen ja kuntoarvion ero on syytä selvittää. Kuntotutkimukseen sisältyy dokumenttien tarkasteleminen, kohteen aistinvarainen tutkiminen sekä erilaiset kentällä tapahtuvat mittaukset ja näytteiden otto, joita seuraavat laboratoriotutkimukset (BY 42 2019, s. 58). Kuntoarvio taas on aistinvarainen kevyempi tarkastus, jossa tarkastellaan rakenteen yleiskuntoa ja mahdollista korjaustarvetta (BY 42 2019, s. 7). Kuntotutkimuksen tarve voidaan esimerkiksi määrittää kuntoarvion pohjalta. Kun tarkastellaan runkorakenteita, kuntoarviossa yleisesti tehdään toteamus, onko kuntotutkimukselle tarvetta vai ei (RIL K170 1995, s. 221). Kuntoarvion pohjalta ei ole syytä ryhtyä suunnittelemaan ja toteuttamaan korjauksia, sillä monet vauriot voivat edetä hyvinkin pitkälle, ennen kuin ne voidaan havaita aistinvaraisesti (BY 42 2019, s. 7). Lisäksi rakenteille voidaan tehdä myös vauriokartoituksia (Mattila 2018a), mikäli rakenteeseen on kohdistunut jokin äkillinen vaurio, kuten törmäyksen, tulipalon tai muun onnettomuuskuorman seurauksena.

Kuntotutkimuksen lähtötietoina toimii esiselvitysvaihe, joka sisältää dokumenttien tutkimisen ja aistinvaraisen arvion sekä tavoitteiden selvittämisen. Näiden pohjalta tehdään alustava tilannearvio rakenteesta ja sen kunnosta sekä tutkimussuunnitelma. Kuntotutkimusta suunniteltaessa tilaajan odotukset eivät saa rajata liiaksi kuntotutkimuksen sisältöä. Kuntotutkimuksen luettavuuden kannalta on olennaista, että tutkimuksen laajuus on tutkittavaan rakenteeseen nähden riittävä, jotta kaikki mahdolliset vauriotavat ja toimivuuspuutteet saadaan selville. (BY 42 2019, s. 55, 63–64)

Kantavuuden arviointia varten tehtävä kuntotutkimus on laajempi kuin tavanomainen kuntotutkimus (CS 454, s. 14). Tavanomaisen kuntotutkimuksen pohjalta ei voida yleensä tehdä tarkkoja laskelmia rakenteiden kantavuudesta. Mikäli tavanomaisen kuntotutkimuksen perusteella tehdään kantavuuslaskelmia, tulee niiden varmuuskertoimien

olla riittävän suuria. (BY 42 2019, s. 114) Kantavuuden arvioinnin lähtötiedoksi tehtävässä kuntotutkimuksessa näytemäärät ovat isompia ja tutkimuksia kohdennetaan kantavuuden kannalta kriittisiin kohtiin. Tutkimuksessa on tärkeää, että selvitetään oikeita ja oleellisia asioita tutkimusten tavoitteiden mukaisesti. (BY 42 2019, s. 56)

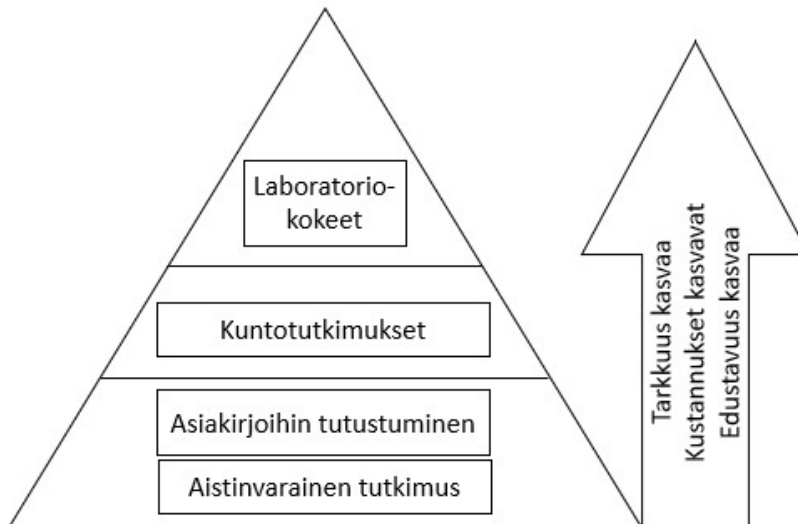
Kantavuuden arvioimiseksi tehtävän kuntotutkimuksen tavoitteena on saada selville kaikki tieto, jolla on oleellisesti vaikutusta rakenteen kantavuuteen (CS 450 2020, s. 6). Tutkimuksessa voidaan selvittää muun muassa rakenteen geometria (mittojen tarkastus, poikkeamat rakennesuunnitelmista), pinnan geometria, rakenteen materiaaliominaisuudet, rakenteen kunto (mukaan lukien vaurioiden ja heikkenemisen merkit), mahdolliset aikaisemmat vahvistustoimenpiteet, kantavuuden tai kuormien muutokset ja aiemmin havaittujen vaurioiden eteneminen. Kaikki tutkimuksissa havaitut mahdollisesti turvallisuuteen vaikuttavat seikat tulee kirjata ylös. (CS 454, s. 14; RIL K170 1995, s. 222)

Vaikka kantavuuden arviointia varten tehtävä kuntotutkimus poikkeaa normaalista kuntotutkimuksesta, voidaan BY42:ssa (2019, s. 58) esitetty tutkimusprosessi yleistää koskemaan myös kantavuuden arviointia varten tehtävää kuntotutkimusta. Prosessi itsessään on sama, vaikka painotukset, tarkkuus ja laajuus saattavat vaihdella. Kuntotutkimus koostuu seuraavista pääkohdista:

- kohteen asiakirjoihin tutustuminen
- aistinvarainen tutkimus (kuntoarvio)
- kuntotutkimus
- laboratoriokokeet (Mattila 2018a; BY 42 2019, s. 58).

Tutkimusmenetelmien tarkkuus paranee kuvan 29 mukaisesti. Huomionarvoista on, että samalla myös tutkimuksien kustannukset kasvavat (BY 42 2019, 58–59). Vaikka kuntotutkimukset voivat olla hintavia toimenpiteitä, täytyy kuitenkin muistaa, että kuntotutkimuksen hinta koko hankkeen kustannuksissa on hyvin pieni. Tutkimusten tulokset määrittävät hyvin pitkälti tarvittavien toimenpiteiden laajuuden sekä niiden kustannukset ja tästä syystä kuntotutkimuksiin on syytä panostaa. Tätä periaatetta esitetään myös luvussa 6.1 kuvassa 27.





**Kuva 29.** Tutkimusmenetelmien hierarkia (BY 42 2019, s. 58).

Mitä tarkempia analyysimenetelmiä laskennassa tarvitaan, sen tarkemmat tulee myös lähtötietojen olla. Tarkempia laskentamenetelmiä käytettäessä tarvitaan yksityiskohtais-takin tietoa rakenteista. (Rücker *et al.* 2006, s. 32)

Kuntotutkimuksin selvitetty lähtötiedot voivat johtaa laskennallisesti myös parempiin kan-tavuuksiin, kuin mitä alun perin on suunniteltu. Betonin kovettuminen kestää käytän-nössä niin kauan, kuin hydratoitumiseen osallistumiskykyistä vettä on saatavilla (BY 201 2004, s. 53). Ulkoilmalle alttiit betonirakenteet voivat kovettua tämän seurauksena hy-vinkin pitkään. Tämä voi johtaa siihen, että tutkittaessa esimerkiksi vanhaa betonisiltaa, voi betonin lujuus olla kaksinkertainen siihen nähden, mitä suunnitelmissa on esitetty (Thun *et al.* 2006). Tämä vaikuttaa myönteisesti myös rakenteen laskennalliseen kapa-siteettiin (Rücker *et al.* 2006, s. 21).

## 7.1 Rapautuneen betonin kunnan selvittäminen

Betoniosien yleisimpiä vaurioita säälle alttiissa rakenteissa ovat pakkasvauriot. Pakkas-vauriotyypeistä, niiden synnystä ja rakenteellisesta vaikutuksista sekä silmin nähtävistä vauriomerkeistä kerrotaan luvussa 4. Kantavuuden arvioinnin kannalta betonin rapau-tuma vaikuttaa betonin sekä mahdollisesti raudoitteen materiaaliominaisuuksiin ja beto-nipoikkileikkaukseen. Rakenteen pakkasvaurion aiheuttamia vaurioita tutkittaessa on syytä selvittää rapautuman syy, sijainti, tyyppi, laajuus ja sen aste (BY 42 2019, s. 58, 115).

Betonin rapautumaa voidaan tutkia joko tarkistavana tai kartoittavana tutkimuksena. Tar-kistavassa tutkimuksessa tavoitteena on todeta, onko betoni rapautunut vai ei. Tämä

selviää usein yhdellä edustavalla näytteellä. Useimmiten tärkeämpää on kuitenkin selvittää kartoittavalla tutkimuksella rapautuneen alueen laajuus. (BY 42 2019, s. 67) Rapautuneen betonin tutkimusmenetelmiä ovat muun muassa dokumentteihin tutustuminen, aistinvaraiset tutkimukset, vasarointi, vetokokeet kohteessa ja laboratorioissa sekä ohuthieanalyysit (Mattila 2018a).

Rapautumariskiä voidaan arvioida rakennesuunnitelmien avulla tutkimalla betonin lujuutta ja mahdollista lisähuokostuksen olemassaoloa sekä rakenteen kosteusteknistä toimivuutta. Rakennetta voidaan tutkia aistinvaraisesti muun muassa kartoittamalla pitkälle rapautuneita kohtia sekä rapautumiseen viittaavia merkkejä, kuten halkeilua ja kalkkivalumia. (BY 42 2019, s. 67) Aistinvaraisten tutkimusten perusteella ei saada täysin todellista kuvaa betonin rapautumasta, sillä hyväkuntoiselta näyttävässä rakenteessa voi olla pahoin rapautuneita kohtia (BY 42 2019, s. 27).

Betonin pakkasenkestävyyden ja rapautumisen tutkimiseksi ei juurikaan ole soveltuvia kenttätutkimuksia lukuun ottamatta kohteessa tehtäviä vetokokeita. Pitkälle edennyttä rapautumista voidaan kartoittaa vasaroimalla rakenteen pintaa raskaalla vasaralla. (BY 42 2019, s. 67). Kopotuksesta syntyvä ääni paljastaa rapautuneen pinnan. Kopokartoitus on edullinen tutkimusmenetelmä ja tämän vuoksi tällä voidaan arvioida suuriakin aloja edullisesti. Kartoituksen tulokset merkitään rakennepiirustuksiin kartoituksen edetessä. Kopokartoituksen heikkoutena on se, että sillä ei välttämättä havaita kuin pitkälle rapautuneita kohtia. (BY 42 2019, s. 67–68, 89)

Tarkempia menetelmiä betonin pakkasrapautumavaurioiden selvittämiseksi ovat betonierionäytteistä tehdyt tutkimukset, kuten pinta- ja ohuthietutkimukset sekä vetolujuuskokeet. Hietutkimuksissa betonin rakennetta tutkitaan mikrorakennetasolla mikroskoopin avulla laboratorioissa. Näytteestä voidaan tutkia muun muassa:

- betonin pakkaskestävyyttä ja laatua
- syntyneitä säröjä ja halkeamia suuntineen, joista voidaan päätellä betonin rapautumisen mahdollinen syy ja aste
- huokosten täytteisyyttä
- karbonatisoitumissyvyyttä. (BY 42 2019, s. 91)

Hietutkimukset on syytä kohdentaa tarkasti, sillä menetelmä on hyvin hintava (Mattila 2018a). Tarpeellisia hietutkimuspaikkoja voidaan kartoittaa muun muassa rakennesuunnitelmien perusteella sekä kopokartoitusten yhteydessä. Hietutkimukset on syytä kohdentaa niihin kohtiin, joissa materiaaliominaisuuksien ja kunnan tunteminen on raken-

teen kantavuuden kannalta olennaista. Rasitetuimpien kohtien tutkiminen voi olla kuitenkin kokeellisesti haastavaa, sillä poralieriönäytteiden otossa tulee välttää suuria jännityksiä sisältäviä kohtia ja muita kriittisiä kohtia (SFS-EN 13791 2019, s. 14–15).

Betonin vetolujuuskokeilla pystytään arvioimaan rapautuman astetta. Vetokokeet tehdään betonista poratuista poralieriönäytteistä, jotka koestetaan laboratorioissa. Vetokokeista saatuja tuloksia voidaan tulkita taulukon 17 mukaisin raja-arvoin:

Taulukko 17. *Vetokoetulosten tulkintataulukko (BY 42 2019, s. 93).*

Vetolujuus	Todennäköinen rapautumistilanne
Luokkaa 0 MPa	Näytteessä pitkälle edennyttä rapautumaa
Luokkaa 0,5...1,0 MPa	Näytteessä jonkinasteista rapautumaa
Luokkaa 1,5 MPa tai enemmän	Näytteessä ei ole todennäköisesti rapautumaa

Betonilieriönäytteistä voidaan mitata myös betonin pakkasenkestävyyttä tutkimalla näytteen huokostusta. Tutkimuksilla ei voida kuitenkaan varmaksi todeta betonin pakkasenkestävyyttä. Tutkimuksilla voidaan osoittaa, onko betoni selvästi lisähuokostettua vai ei. (BY 42 1992, s. 94)

Rapautumisen laajuuden ja asteen selvitys on tärkeä osa rapautuneen teräsbetonirakenteen kantavuuden arviointia. Rapautuneen alueen pinta-ala eli laajuus sekä syvyys eli tunkeuma tulee selvittää, jotta laskentaa varten pystytään muodostamaan todellisuutta vastaava betonin jäännöspoikkileikkaus (VTT 2005).

## 7.2 Raudoitteiden kunnan selvittäminen

Raudoitteiden mahdollista korroosiota voidaan tutkia suorin ja epäsuorin menetelmin. Suoria menetelmiä ovat rakenneavaukset, joissa raudoitteen kuntoa voidaan tutkia aistinvaraisesti sekä mittavälineiden avulla. Epäsuorilla menetelmillä voidaan arvioida esimerkiksi sitä, kuinka suuri osa raudoitteesta on korroosiolle alttiilla alueella sekä arvioida mahdollista korroosion käynnissä oloa. Tällä hetkellä ainoa luotettava tapa saada selville raudoitusten todellinen kunto on visuaalinen tarkastus eli rakenneavaukset. (VTT 2006)

Korroosio-olosuhteita tutkittaessa epäsuorasti, voidaan selvittää betonin karbonatisoitumissyvyys ja kloridipitoisuus. Toinen osa tutkimusta on selvittää raudoitteiden betonipeitteiden paksuuksia. Kun raudoitteen asema tunnetaan sekä karbonatisoitumissyvyys tai betonin kloridipitoisuus, voidaan arvioida raudoitteen mahdollisen korroosion käynnissä oloa. (VTT 2006)

Karbonatisoitumissyvyys tutkitaan usein poralieriönäytteistä laboratoriotutkimuksin. Karbonatisoitumissyvyys mitataan laboratorioissa pH-indikaattorilla, jolloin poralieriönäytteen karbonatisoitunut (pH noin 8) osa värjäytyy punaiseksi ja karbonatisoitumaton (pH

noin 13–14) alue ei värjäenny. Tämän jälkeen betonilieriöstä voidaan mitata värjäytyneen alueen paksuus ja saada selville kyseisen näytteen karbonatisoitumissyvyys. Karbonatisoitumiskokeita tulee tehdä useita, sillä karbonatisoitumissyvyys voi vaihdella laajasti. (BY 42 2019, s. 83–85)

Betonin kloridipitoisuuden tutkiminen on tärkeää, sillä pienikin määrä klorideja betonissa voi aiheuttaa raudoitteiden korroosiota, mikäli betonissa on samalla riittävästi kosteutta. Kloridit myös kiihdyttävät karbonatisoitumisen käynnistämää korroosiota. Betonin kloridipitoisuutta tutkitaan jauhenäytteistä, joita otetaan yleensä keräämällä talteen betonin poraamisesta syntyvää betonijauhetta. Jauhenäytteitä voidaan ottaa eri syvyyksiltä rakennetta, jolloin voidaan selvittää kloridien mahdollista ilmaantuvuutta raudoitteiden tasolla. Jauhenäytteet tutkitaan laboratorioissa. (BY 42 2019, s. 87–88)

Betonipeitteitä mittaamalla pyritään kartoittamaan, kuinka suuri osa raudoitteista on karbonatisoituneella tai kloridirasitetulla alueella. Tällä tavoin voidaan arvioida, onko korroosioaurio käynnissä ja kuinka korroosioaurio tulee etenemään tulevaisuudessa. Betonipeitteiden paksuuksia voidaan mitata ainetta rikkomatta betonipeitemittareilla. (BY 42 2019, s. 85–86)

Mikäli betonissa havaitaan klorideja tai muita merkkejä raudoitteiden korroosiosta, tulee korroosion käynnissä olo ja vaikutukset selvittää. Esimerkiksi kloridikorroosiota ei pystytä yleensä havaitsemaan ilman rakenneavauksia (BY 42 2019, s. 87). Korroosion vaikutuksia rakenteisiin ja korroosion olemassaolon merkkejä on tutkittu luvussa 5.

Kantavuuden arvioinnin yhteydessä raudoitteiden korroosiota tutkittaessa on pyrittävä tarkastelemaan ainakin seuraavia asioita:

- korroosioaurioiden laajuus
  - korroosion syy
  - korroosion ja sen etenemisen vaikutus kantavuuteen
  - korroosioaurioiden sijainti etenkin kantavuuden kannalta kriittisissä kohdissa.
- (BY 42 2019, s. 65)

Korroosion vaikutusten tutkiminen voidaan jakaa kolmeen osaan, jotka ovat aistinvarainen tutkimus (esikäynti), dokumentteihin tutustuminen ja kuntotutkimus (Geocisa 2002, s. 24). Esikäynnin päätarkoitus on vaurioiden silmämääräinen kartoitus, kuten näkyvien ruostejälkien, halkeamien, lohkeamien ynnä muiden kartoitus, sekä ulkoisten olosuhteiden selvitys. Esikäynnin aikana myös suunnitellaan, mihin kohtiin rakennetta tarkempia kuntotutkimuksia tullaan kohdentamaan. (Geocisa 2002, s. 24–25) Esikäynnillä voidaan myös selvittää raudoitteiden sijaintia betonipeitemittauksin.

Saatavilla olevista dokumenteista voidaan selvittää:

- betonin laatu, betonin lujuudella ja tiiveydellä on suuri vaikutus, kun tarkastellaan betonin antamaa suojaa raudoitteille (BY 201 2004, s. 97).
- rakenteen valusuunta, jolla voi olla suuri vaikutus raudoitteiden sijaintiin
- raudoitteiden määrä ja suunniteltu sijainti
- betonipeitteen suunniteltu paksuus
- rakenteen ikä, jolloin voidaan arvioida esimerkiksi karbonatisoitumissyvyyttä. (BY 42 2019, s. 66)

Korroosion syntymekanismin selvittäminen on tärkeää, sillä kloridikorroosio voi olla hyvinkin nopeaa ja pistemäistä. Lisäksi ulkoisten rasitusolosuhteiden määrittäminen on tärkeä osa työtä.

Taulukkoon 18 on listattu raudoitteiden kunnan tutkimisen eri vaiheissa kerättäviä tietoja.

Taulukko 18. *Teräskorroosion tutkimisen kulku ja menetelmät (mukailtu lähteestä Geocisa 2002, s. 24).*

	Selvitys	Tarvittava tieto
ESITUTKIMUS	Korroosiomekanismi	Kloridit / karbonatisoituminen
		Sijainti
	Vaurioiden kartoitus	Aggressiivisuus
		Halkeamakartta, lohkeamat
		Betonipoikkileikkauksen menetys
Kuntotutkimuskohtien määrittäminen	Vaurioiden taso	
	Samankaltaiset elementit	
DOKUMENTTIKATSAUS	Kuntotutkimussuunnitelma	Kriittiset kohdat
		Lähtötietojen selvitys
	Rasitusluokan määrittäminen	Laskelmat
		Rakennesuunnitelmat
		Rakenteen historia
KUNTOTUTKIMUS	Näytteenotto	Rakenteen ikä
		Ympäröivä ilmasto
	Mittaukset	ja sen aiheuttamat rasitukset
		esim. kloridit, kosteus
		Karbonatisoitumissyvyys, kloridit
Mittaukset	Betonin koostumus, mikrorakenne	
	Betonin ominaisuudet, lujuus	
	Teräksen myötölujuus ja sitkeys	
	Korroosion aste	
Mittaukset	Rakenteen geometria	
	Raudoitteen jäännöspoikkileikkaus	
	Suojabetonin määrä	
		Betonin jäännöspoikkileikkaus

Raudoitteen kuntoa voidaan tutkia lisäksi sähkökemiallisin menetelmin, joita ovat potentiaalimittaus, betonin ominaisvastuksen mittaus sekä korroosionopeuden mittaus (VTT 2006). Betonin pinnalta tehtävien sähkökemiallisten tutkimusten etu on tutkimuksen nopeus ja heikkoutena mittausten huono luotettavuus. Tutkimus kestää sekunneista joihin-

kin minuutteihin ja se on nopeasti toistettavissa. Menetelmien avulla voidaan tehdä päätelmiä korroosion käynnissä olosta ennen kuin betonin pinnalla voidaan havaita korroosion merkkejä. (Geocisa 2002; VTT 2006)

### 7.3 Teräsbetonirakenteiden kriittiset kohdat

Kriittisiä kohtia ovat sellaiset kohdat, joiden vaurioituminen aiheuttaa merkittävää alenemaa rakenteen kantavuuteen. Tällaisia kohtia voivat olla muun muassa rakenteen eten rasitetuimmat kohdat sekä kantavuuden kannalta tärkeät yksityiskohdat, kuten ankkurointialueet. Rakennetta on pyrittävä tarkastelemaan kokonaisuutena siten, että rakenteen kantavuutta arvioitaessa tarkastellaan pääsääntöisesti rakenteen määrääviä kohtia, kuten aukkojen kohtia ja tukia (Tielaitos 1992, s. 7).

Ääri rajoille mitoitettujen hoikkien pilareiden poikkileikkausten muutokset vaikuttavat rakenteen kantavuuteen. Esimerkiksi betonin rapautuma ja teräskorroosiosta johtuvat halkeilu ja lohkeilu ovat vaurioita, jotka pienentävät betonipoikkileikkausta (VTT 2005). Lisäksi ohuet suojabetonimäärät altistavat pääteräksiä korroosiolle. Etenkin hakarautoitteen korroosio voi aiheuttaa pahimmillaan puristusterästen nurjahtamisen ja sitä kautta hauraan murtumistavan. Kaupunkialueilla etenkin pilarien alapäässä saattavat olla kovasakin suolarasituksessa, jolloin betonin rapautuma ja rautoitteiden korroosiovauriot voivat olla nopeitakin. Pilarien pääteräkset voivat nurjautaa myös, mikäli betonipeite lohkeaa rasitetusta kohdasta. Tällöin haka pelkästään ei välttämättä estä puristuksessa olevan teräksen nurjahdusta.

Vanhat teräsbetonipilarit ja -seinät ovat joskus hyvin tarkalle mitoitettuja ja jälkeempään tehtyjen tarkastelujen perusteella näiden varmuudet eivät ole riittäviä. Etenkin vanhoihin hoikkiin pilareihin, jotka ovat mitoitettu omega-menetelmällä, tulee kiinnittää huomiota. (RIL K170 1995, s. 277–278) Hoikissa rakenteissa rapautuma voi olla erityisen merkityksellistä. Esimerkiksi hoikissa pilareissa rapautunut kerros voi ulottua koko poikkileikkauksen läpi, jolloin rakenteen kantavuus on alentunut merkittävästi. Tällaisia rakenteita esiintyy esimerkiksi parveketorneissa. (BY 42 2019, s. 31)

Taivutettujen rakenteiden kriittisiä kohtia ovat etenkin vanhojen rakenteiden niukat teräsmäärät sekä ankkurointialueiden vauriot. Vanhojen rakenteiden suunnittelussa saatettiin jopa teräsmääriä pyöristää alaspäin teräksen säästämiseksi (RIL K170 1995, s. 277). Tällaisissa rakenteissa teräskorroosio voi olla hyvinkin kriittinen vaurio etenkin suurimman momentin kohdalla, sillä jo valmiiksi alirautoitettu rakenne menettää suuren määrän kapasiteettia yhden raudan pahoin korrodoituessa. Lisäksi kriittistä on ankkurointikapasiteetin heikkeneminen tuella. Tällaisten yksityiskohtien kestävyys on kantavuuden

määrittämisessä usein kriittisempää kuin esimerkiksi taivutus- tai leikkauskestävyys (Fagerlund *et al.* 2001, s. 14).

Rakenteiden vahvistuksessa on syytä tuntea raudoitteiden kunto. Etenkin palkin taivutusvahvistamisessa hiilikuidulla raudoitteiden oletetaan myötäävän ennen hiilikuidun murtoa. Jos raudoitteiden muodonmuutoskyky on huonontunut korroosion seurauksena, voivat raudoitteet murtua ennenaikaisesti ja rakenne ei toimi suunnitellulla tavalla. (Sippola 2021)

Mahdollisten ylliraudoitettujen taivutettujen rakenteiden kohdalla kriittisiä vaurioita voivat olla muun muassa betonipoikkileikkauksen yläpinnan rapautuma. Ylliraudoitettu palkki voi murtua hauraasti, sillä yläpinnan puristusvyöhykkeen betoni murtuu liiallisen alapinnan raudoitemäärän vuoksi (Kerokoski 2019).

Palkkirakenteiden haoin toteutettu leikkausraudoitus tai vääntöraudoitus on uloimpana raudoitteena betonipoikkileikkauksessa, joten haat ovat raudoitteista eniten alttiina korroosiolle. Etenkin tuen lähellä, jossa leikkausvoimat ovat korkeimmillaan, yhdenkin haan merkittävä korrodoituminen voi olla kriittinen vaurio. Lisäksi hakarautoite antaa pääteräksille tukea ankkurointia ajatellen, jolloin haan heikkeneminen voi vaikuttaa myös ankkurointikapasiteettiin (Lundgren *et al.* 2012, s. 164–166). Mikäli veden on mahdollista lammikoitua palkkien päälle, mahdollistaa se etenkin yläpinnan raudoitteiden korrodoitumisen (Sippola 2021). Teräskorroosion aiheuttama betonin halkeilu lisää korroosion nopeutta entisestään, sillä hiilidioksidin, suolojen ja ynnä muiden haitallisten aineiden pääsy raudoitteiden ympärille helpottuu.

Vanhojen välipohjien laatat ovat melko ohuita, jopa vain 60 mm paksuja, esimerkkinä 30-luvun kantavat betonilaatat (Mäkiö *et al.* 1989, s. 207). Rakenteiden ohuudesta johtuen ne eivät kestä merkittäviä vaurioita. Ajalle ei ollut mitenkään epätyypillistä, että betonin sekaan lisättiin suolaa, joka aiheuttaa terästen korroosiota, sekä mahdollisesti halkeilua betoniin. Mikäli ylälaatta on mitoitettu rakenteelliseksi toimimaan palkiston kanssa, voivat tällaiset vauriot alentaa kantavuutta merkittävästi.

Jännitetyissä rakenteissa sisäisen pakkasrapautuman vaikutukset kimmomoduulin alenemaan ovat merkittäviä. Jännitetyissä rakenteissa tämä voi vaikuttaa jännitysvoiman alenemaan, niin kutsuttuun relaksaatioon, joka alentaa rakenteen kantavuutta dramaattisesti. Jännitetyn rakenteen jännityshäviöt vaikuttavat rakenteen taivutus- ja leikkauskestävyyteen sekä halkeiluun ja muodonmuutoksiin (Laaksonen 2020).

## 8. KANTAVUUDEN ARVIONTIPROSESSIEN ESITELY

Kantavuuden arviointi on prosessi, jossa olemassa olevan rakenteen kantavuutta arvioidaan menneisiin, nykyisiin ja tuleviin kuormiin verrattuna. Rakenteen kantavuutta arvioidessa tulee analysoida suunniteltu, nykyinen ja tuleva kantavuus suunnitellun käyttöiän aikana. Yleistetysti kantavuuden arviointi -prosessin tarkoitus on määrittää rakenteen varmuus olevia kuormia vasten ja arvioida sitä, kuinka kauan varmuus pysyy sallituissa rajoissa (Rücker *et al.* 2006, s. 6).

Prosessin läpivienniksi on syytä olla selkeä kulkukaavio, mitä noudattaa. Arviointiprosessi on laaja-alainen kokonaisuus, jossa tekevän tahon tulee olla tietoinen monista rakenteen kantavuuteen ja mitoitukseen liittyvistä seikoista. Jotta arviointiprosessi voidaan suorittaa ajallisesti, taloudellisesti ja luotettavasti läpi, tulee suunnittelijan apuna olla selkeä tehtävälista, kuten vuokaavio.

Betonirakenteiden kantavuuden arvioinnista on julkaistu vuokaavioita, joista kolme esitellään seuraavissa luvuissa. Tätä tutkimusta tehdessä tutkituissa toimintamalleissa ei ohjeisteta tarkemmin rakenteen kantavuuden arviointia, mikäli rakenne on vaurioitunut. Poikkeuksena ovat Highways England (2020) -julkaisut, joissa annetaan joitain hyvin yksinkertaisia ohjeita muun muassa korroosio- ja pakkasvaurioituneen rakenteen analysointiin. Tutkimuksissa rajataan usein vaurioitunut rakenne pois esitellyn vuokaavion ja kantavuuden arviointimenetelmien vaikutuspiiristä. Esitellyt toimintamallit ovat melko pääpiirteisiä, eikä julkaistuissa ohjeissa pääosin ole tarkempia ohjeita kantavuuden arviointiin.

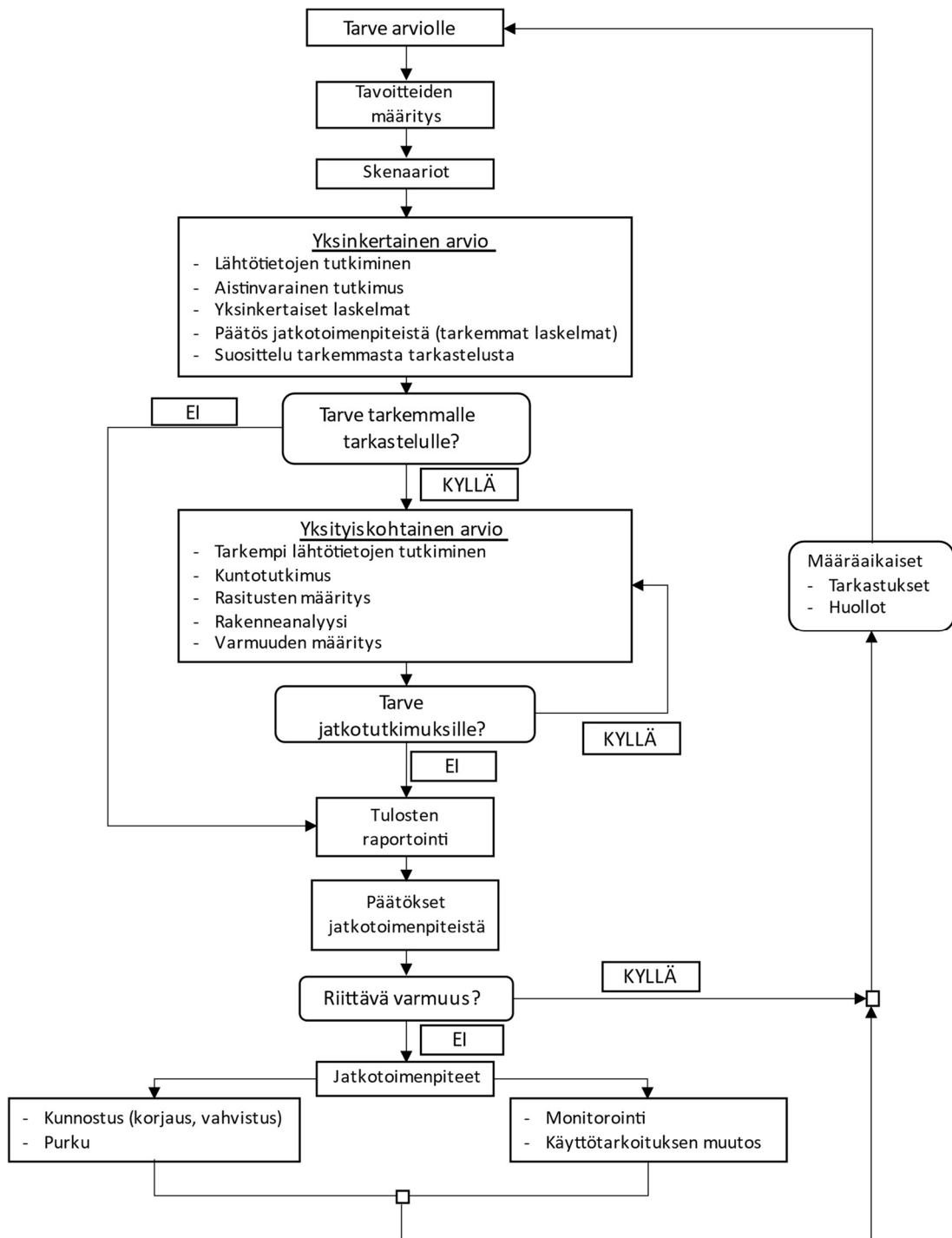
Seuraavaksi esitellään kolme Euroopassa tehtyjen tutkimusten pohjalta laadittuja kantavuuden arviointiprosessien toimintamalleja, joita tässä työssä käytetään lähtötietona muodostettaessa vaurioituneen rakenteen tutkimiseen soveltuvaa toimintamallia.

### 8.1 ISO 13822:2010

Julkaisu ISO 13822:2010 Bases for design structures – Assessment of existing structures (2010) on standardi olemassa olevien rakenteiden kantavuuden arvioimiseksi. Kyseisessä julkaisussa esitetään vuokaavio, jonka mukaan rakenteelle on aluksi syytä tehdä kevyempi tarkastelu ja tämän pohjalta tehdään päätös tarkempien ja enemmän aikaa vievien metodien tarpeesta. Standardin mukaan tarkastelut tulee tehdä sekä



käyttö- että murtorajatilassa. Standardin ohjeistama kantavuuden arviointi koostuu seuraavista vaiheista (kuva 30):



**Kuva 30.** ISO 13822:2010 mukainen toimintamalli kantavuuden arviointiin (mukailtu lähteestä ISO 13822 2010, s. 14).

Kantavuuden arviointiprosessin tavoite on rakenteen nykyisen ja tulevan varmuuden arviointi. Arvioinnissa määritetään rakenteen turvallisuus käyttäjilleen sekä rakenteen kantavuuden arvio tulevaisuudessa. Lisäksi arvioinnilla pyritään turvaamaan omistajaa taloudellisilta tappioilta. (ISO 13822 2010, s. 3–4)

Kuvassa 30 esitetty kaavio alkaa kuvan yläreunasta, jossa arvioitavan kohteen kantavuudelle asetetaan vaatimuksia, riippuen esimerkiksi rakenteen seuraamusluokasta ja tilaajan vaatimuksista. Tässä tarkastellaan yleisellä tasolla myös tulevia mahdollisia kuormituksia. Skenaariot-kohdassa rakenteen kunnan kannalta tapahtuvien muutosten seurauksia. (ISO 13822 2010, s. 5)

Tämän jälkeen siirrytään varsinaiseen kantavuuden arviointiin, joka aloitetaan kevyemmällä konservatiivisella tarkastelulla. Standardin mukaan tässä vaiheessa tarkastelua tehdään pääosin saatavilla olevien dokumenttien pohjalta tehdyin kevyin laskelmin. Standardin mukaan aina ennen kantavuuden arviointia olisi syytä käydä kohteessa, jossa rakennetta tutkitaan aistinvaraisesti. Aistinvaraisessa tutkimuksessa varmistetaan rakennesuunnitelmien paikkansapitävyyttä sekä mahdollisten vaurioiden olemassaoloa. (ISO 13822 2010, s. 5) Laskennan lähtötietona voidaan materiaaliominaisuudet määrittää rakennesuunnitelmista, mikäli niiden paikkansapitävyyttä ei ole syytä epäillä (ISO 13822 2010, s. 8).

Yksinkertaisen arvion tavoitteena on tunnistaa rakenteen kriittisiä ongelmia koskien tulevaa turvallisuutta ja käytettävyyttä. Laskelmien tuloksiin perustuen tehdään päätös, tarvitaanko tarkempia tutkimuksia ja laskentamenetelmiä varmuuden varmistamiseksi. Mikäli konservatiivinen laskelma täyttää kantavuusvaatimukset, voidaan tehdä päätelmä, että rakenteen kantavuus on riittävä ja voidaan siirtyä tulosten raportointiin. (ISO 13822 2010, s. 5)

Yksinkertainen arvio voi todentaa rakenteen kantavuuden ja kunnan selvästi riittäväksi suunnitellun käyttöiän puitteissa. Tällöin kantavuuden arvioinnin tarkemmalle tarkastelulle ei ole tarvetta. Jos yksinkertaisten tarkastelujen tulosten perusteella ei voida varmuksi todeta rakenteen turvallisuutta tai turvallisuudesta on pienikin epävarmuus, on syytä tehdä tarkempi analyysi rakenteen kantavuudesta. Jos yksinkertainen arvio selvästi osoittaa rakenteessa mahdollisen riskin, tulee tarkempiin tarkasteluihin ryhtyä. Rakenteen mahdolliset puutteet tulee tutkia ja ryhtyä tarvittaviin toimenpiteisiin. Mikäli rakenteessa huomataan vakavia turvallisuusriskejä, tulee korjaaviin toimiin ryhtyä viipymättä. (ISO 13822 2010, s. 5)

Yksityiskohtaisen arvion lähtötietoina käytetään systemaattista kuntotutkimusta, jonka perusteella saadaan todellinen kuva rakenteen materiaaliominaisuuksista ja rakennetta mahdollisesti heikentävistä vaurioista, vaurioiden asteista ja laajuuksista. Tässä selvitetään tarkemmin myös rakenteen kuormitukset, kuten kuormitushistoria sekä tulevat kuormat. (ISO 13822 2010, s. 6)

Rakenneanalyysi tehdään tarkempia menetelmiä käyttäen. Mallinnetun rakenteen ominaisuuksien tulee vastata tarkasteltavan rakenteen todellista kuntoa. Laskennassa tulee huomioida vaurioiden etenemisen vaikutukset ajasta-riippuvilla menetelmillä (ISO 13822 2010, s. 1). Lisäksi vaurioiden syiden selvitys on välttämätöntä (ISO 13822 2010, s. 6). Mikäli rakenne täyttää vaatimukset, kirjataan tutkimusten perusteella tehdyt havainnot ja tulokset raporttiin. Päätökset toimenpiteistä tekee rakennetta hallinnoiva taho insinöörin lausuntoa ja raportin tuloksia hyväksi käyttäen. (ISO 13822 2010, s. 10–11)

Mikäli varmuus ei ole riittävä, päätetään, jatketaanko rakenteen käyttöä esimerkiksi monitoroinnin avulla vai korjataan sitä. Rakenteelle tehtäviä toimenpiteitä voivat olla perusparannukset, osittaiset kunnostukset tai vahvistaminen esimerkiksi ulkoisten teräsprofiilien avulla. Lisäksi rakenteita voidaan suojata siten, että rakenteen paikallinen ilmasto muuttuu paremmaksi. Näin voidaan hidastaa tai pysäyttää vaurioiden eteneminen. Vaihtoehtoina korjauksille ovat myös kuormitusten rajoittaminen ja erilaiset käytön-aikaiset monitoroinnit. (ISO 13822 2010, s. 33–34)

## 8.2 SAMCO: Guideline for the assessment of existing structures

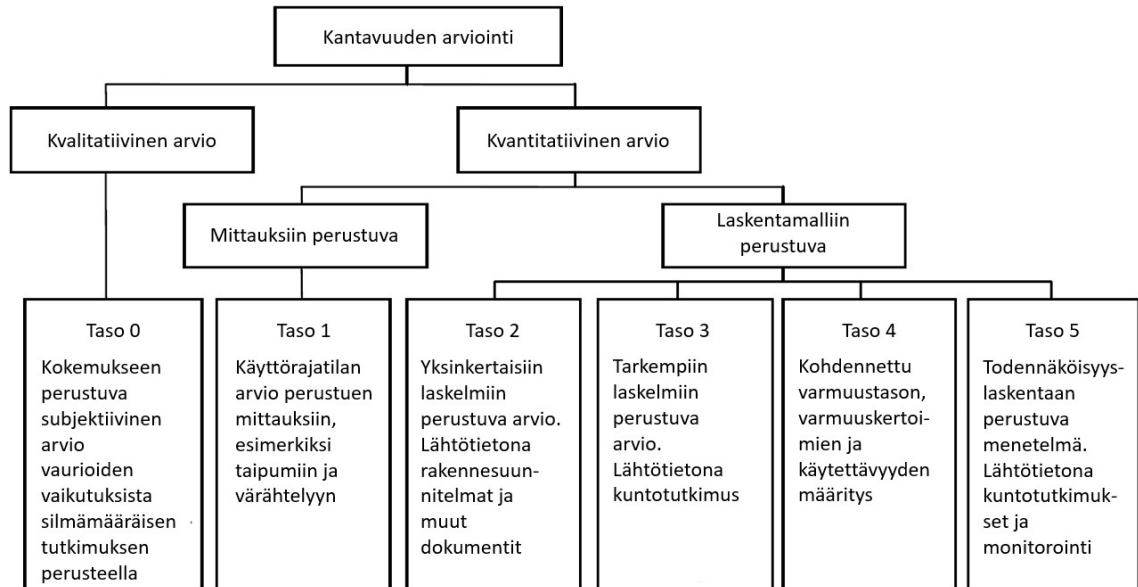
SAMCO:n olemassa olevien rakenteiden arviointi -ohjeen mukaan rakenteen kantavuuden arvioinnin päätavoitteet ovat rakenteen varmuuden ja käytettävyyden määrittäminen sekä rakenteen kustannuksien minimointi (Rücker *et al.* 2006, s. 6–7). Julkaisun mukaan rakenteen kantavuutta voidaan arvioida eri laajuuksin. Arviointimenetelmät voidaan jakaa kahteen ryhmään, jotka ovat:

- yksinkertaiset menetelmät
- yksityiskohtaiset menetelmät. (Rücker *et al.* 2006, s. 15)

Kohteen laajuudesta ja mahdollisen vaurion aiheuttamien seuraamusten vaikutuksista tulee ottaa selvää kantavuuden arvioinnin laajuutta suunniteltaessa. Kantavuuden arviointi on yleisesti järkevää aloittaa yksinkertaisin ja konservatiivisin menetelmin. Laskennassa käytetään esimerkiksi kimmoteoriaa. Mikäli yksinkertaisin laskelmin ei rakennetta saada kestäväksi, käytetään yksityiskohtaisempaa laskentamenetelmää, jossa laskenta suoritetaan esimerkiksi FEM-laskentaa hyväksi käyttäen. (Rücker *et al.* 2006, s. 15) Arvioinnissa pyritään saavuttamaan mahdollisimman tarkka tulos mahdollisimman edullisella menetelmällä (Rücker *et al.* 2006, s. 7).

Rücker *et al.* (2006, s. 9–10) esitteli julkaisussa kantavuuden arvioinnin laajuusasteikon 0–5. Näistä taso 0 on suunnittelijan kokemukseen perustuva arvio. Taso 1 perustuu käyttörajatilan yksinkertaisiin tarkastuksiin, kuten taipumien mittaamiseen. Tasot 2, 3 ja 4

ovat osavarmuusmenetelmään perustuvia laskennallisia arvioita ja taso 5 todennäköisyyslaskentaan perustuva kantavuuden arviointimenetelmä. Kuvassa 31 esitellään lyhyesti nämä kantavuuden arviointitasot.



**Kuva 31.** SAMCO:n julkaisussa esitetyt kantavuuden arvioinnin tasot (mukailu lähteestä Rücker et al. 2006, s. 10).

Tasojen erottavina tekijöinä ovat lähtötietojen tarkkuus, kuten katselmus tai kuntotutkimus sekä laskentamenetelmien erot. Tarkempia menetelmiä käytettäessä kantavuuden arvioinnin tulos tarkentuu, mutta samalla myös ajantarve lisääntyy ja tämän myötä arvioinnin kustannukset kasvavat.

Taso 0, epäviralliset kvalitatiiviset arviot, perustuu suunnittelijan kokemusperäiseen tietoon. Tasoa 0 käytetään yleisesti rakenteen esiarviointiin. Tässä tarkasteluja tehdään silmämääräisesti. Tarkastelussa voidaan tehdä havaintoja esimerkiksi vaurioista, kuten halkeamista tai ruostejälijistä betonipinnassa. (Rücker et al. 2006, s. 9–10, 19) Taso 1 on mittauksiin perustuva menetelmä, jossa tutkitaan käyttörajatilan muodonmuutoksia. Tällaisia muodonmuutoksia voivat olla esimerkiksi taipumat. Tasolla 1 ei suoriteta rakenteellisia laskelmia rakenteen kantavuudesta. (Rücker et al. 2006, s. 10, 20–22)

Taso 2 on asiakirjoihin perustuva osavarmuusmenetelmä, jossa suunnittelija tekee yksinkertaisia rakennelaskelmia. Lähtötietoina käytetään muun muassa rakennesuunnitelmia ja muita saatavilla olevia dokumentteja. Laskelmat tehdään esimerkiksi eurokoodien mukaisesti, mikäli muita ohjeita kantavuuden arviointiin ei ole. Esimerkiksi kuormien määrittäminen eurokoodin 1 mukaan ja betonirakenteen kantavuuden määrittäminen eurokoodin 2 mukaan. Laskelmien varmuus perustuu osavarmuuslaskelmiin. Mikäli olemassa olevan ra-

kenteen arvioinnille ei esitetä virallisissa ohjeissa tarkempia osavarmuuslukuja, käytetään laskennassa rakenteiden suunnitteluun johdettuja osavarmuuksia. Tason 2 yleisiä käyttökohteita ovat muun muassa ajan myötä etenevien vaurioiden vaikutusten arviointi. (Rücker *et al.* 2006, s. 10, 20–22)

Taso 3, kuntotutkimuksiin ja osavarmuuslukuihin perustuva menetelmä, on yksityiskohdaisempi kuin tason 2 menetelmä. Tasolla 3 lähtötietojen hankinnassa käytetään kuntotutkimuksia ja laskennassa käytetään tarkempia menetelmiä, esimerkiksi FEM-laskentaa. Laskentamallissa tulee huomioida rakenteen vauriot, kuten materiaaliominaisuuksien heikkeneminen. Tekemällä kohdekohtaisia tutkimuksia materiaalien kunnosta, voidaan pienentää kantavuuden arvioinnin konservatiivisuutta ja saada tarkemmilla materiaaliominaisuuksilla rakenne laskennallisesti kestäväksi. (Rücker *et al.* 2006, s. 10, 20–22) Tasolla 4 rakenteeseen määritetään varmuus ja osavarmuusluvut kohdekohtaisesti. Rakenteen ominaisuudet ja ulkoiset tekijät vaikuttavat varmuuden määrittämiseen. Kohteen varmuusparametrit ovat kuormitushistoria, murtumisen seuraukset eli seuraamusluokka, rakenteen sitkeä tai hauras murtumistapa ja rakenteen monitorointi. (Rücker *et al.* 2006, s. 10, 22–23)

Taso 5 on täysin todennäköisyyteen pohjautuva menetelmä, jossa rakenne arvioidaan luotettavuusanalyysin osavarmuusmenetelmän sijaan. Epävarmuustekijät mallinnetaan todennäköisyysperustein. Todennäköisyyslaskennan lopputulos on laskennallinen todennäköisyys rakenteen luotettavuudelle. Toisin kuin osavarmuusmenetelmässä, jossa materiaaliominaisuudet alennetaan ja kuormitukset korotetaan varmuuskertoimin, todennäköisyyslaskennassa murtumisen todennäköisyys riippuu suoraan kuorman epävarmuuksista ja rakenteen kestävyyksistä. Todennäköisyyslaskennassa kaikki epävarmuudet mallinnetaan erilaisin todennäköisyysjakaumien avulla ja lasketaan, onko määritetty varmuustaso korkeampi kuin murtumisen todennäköisyys. Menetelmän käyttö vaatii tekijältään kehittyneitä todennäköisyyslaskennan taitoja, joten menetelmä ei ole kaikkien insinöörien käytettävissä. (Rücker *et al.* 2006, s. 10, 23)

Kuvassa 32 esitetään prosessitaulukko, jossa esitetään kuhunkin arvioinnin tarkkuustasoon soveltuvia menetelmiä lähtötietojen hankintaan sekä kantavuuden arviointiin. (Rücker *et al.* 2006, s. 32)

Arviointi- taso	Tavoite	Menetelmä	
<b>Epävirallinen arvio</b> Taso 0	Kvalitatiivinen menetelmä	Aistinvaraiset tutkimukset Kokemukseen perustuva arvio	
<b>Mittauksiin perustuva arvio</b> Taso 1	Kvantitatiivinen käyttörajan arvio ja kontrollointi	Kuormitusten määrittäminen	
		Taipumien ym. mittaaminen käyttökuorman alla	Todentaminen Vertailu raja-arvoihin
<b>Laskentamalliin perustuva arvio</b>	Kvantitatiivinen turvallisuus ja käytettävyyсарvio	Kuormitusten määrittäminen	
		Tiedonkeruu	Rakennanalyysi
		Kirjallisuuskatsaus	Yksinkertaiset rakennemallit
		Ainetta rikkomattomat tutkimukset	Tarkemmat rakennemallit (FEM, epälineaarinen analyysi)
Taso 2			Deterministinen (sallitut jännitykset)
Taso 3		Staatististen kuormien vaikutusten monitorointi (muodonmuutokset, jännitykset, halkeamat, korrosio)	Osittainen todennäköisyys (osavarmuusluvut)
Taso 4		Muuttuvien kuormien ja ympäristön vaikutusten monitorointi	
Taso 5		Kuntotutkimukset ja laboratoriokokeet lähtötietojen selvittämiseksi	Todennäköisyyteen perustuva arvio
		Dynaamisten kuormien vaikutusten monitorointi (ominaistaajuudet)	Todennäköisyys-simuloinnit

**Kuva 32.** Julkaisussa esitetty prosessikaavio (mukailtu lähteestä Rucker et al. 2006, s. 32).

Tarkemmat menetelmät, kuten FEM-laskenta ja epälineaarinen laskenta voivat antaa suurempia kapasiteetteja rakenteille. Rakenteen materiaaliominaisuuksien tarkempi mallinnus, kuten ajasta riippuva käyttäytyminen ja materiaalien yhteistoiminnan tarkempi mallinnus, voivat lisätä laskennallista kapasiteettia. (Rucker et al. 2006, s. 15)

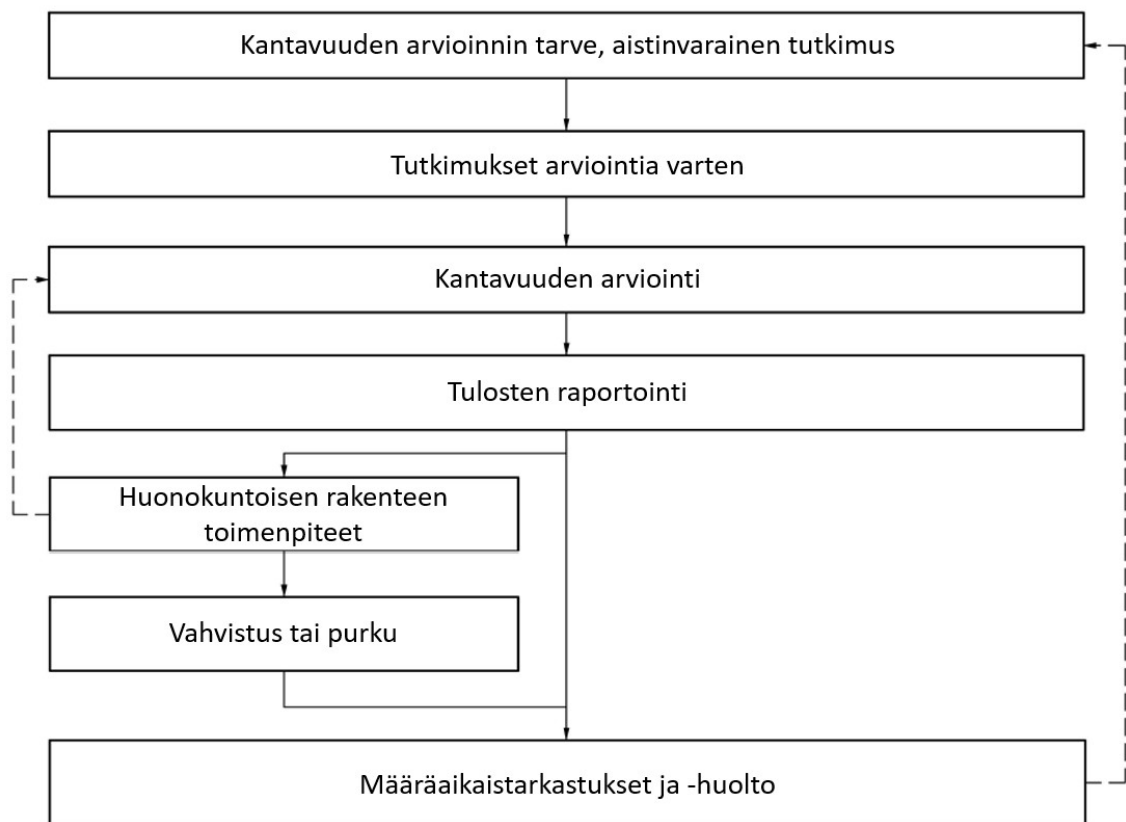
Ohjeen mukaan rakenteen kantavuuden ollessa riittämätön voidaan rakenteen käyttöä tietyissä tapauksissa jatkaa monitoroinnin avulla. Tällaisten toimenpiteiden käyttö on viimekädessä turvallisuudesta vastaavien viranomaisten päätettävissä. (Rucker et al. 2006, s. 8)

### 8.3 Highways England: CS 451, -454 ja -455, 2020

Englanti on julkaissut paljon kantavuuden arviointiin liittyvää ohjeistusta. Tätä ohjeistusta on jaettu useaan eri julkaisuun. Tässä diplomityössä on perehdytty seuraaviin julkaisuihin, jotka käsittelevät betonirakenteiden kantavuuden arviointia sekä arviointia varten tehtäviä tutkimuksia:

- CS 451 Structural review and assessment of highway structures (2020)
- CS 454 Assessment of highway bridges and structures (2020)
- CS 455 The assessment of concrete highway bridges and structures (2020).

Kuvassa 33 esitetään Highways Englandin mukainen kantavuuden arviointiprosessi.



**Kuva 33.** Highways Englandin mukainen toimintamalli kantavuuden arvioimiseksi (mukailtu lähteestä CS 454 2020, s. 13).

Rakenteen kantavuuden arvioinnin tarvetta voidaan tutkia silmämääräisesti. Rakenteen kantavuutta arvioidaan vain, jos sille todetaan kuntoarviossa tarve (CS 451 2020, s. 10). Mikäli tarve kantavuuden arviolle havaitaan, tehdään kantavuusarvio kuvassa 33 esitetyn vuokaavion mukaisesti.

Arviointiprosessi alkaa tutkimuksilla, jossa tehdään muun muassa seuraavat selvitykset:

- kuorman suuruus, esimerkiksi arvioinnin avulla, alkuperäisenä mitoituskuormana tai oletuksena mitoituskuormasta perustuen rakennusvuoteen
- rakenteen nykyisen kunnan selvittäminen, kuntotutkimus
- rakenteen kriittiset kohdat, rakennesuunnitelmat
- rakenteiden kunnan ja kuormitusten muutokset viime tarkastukseen nähden (jos on tehty) tai suunniteltuun rakenteeseen verrattuna
- tulevaisuudessa vaikuttavat kuormat. (CS 451 2020, s. 9)

Kuntotutkimuksissa selvitetään muun muassa rakenteen geometria, rakenneosien ja rakenteen kunto ja vauriot, materiaaliominaisuudet, rakenteen muutokset, kantavuuden tai kuormien muutokset sekä aiemmin havaittujen vaurioiden mahdollinen eteneminen. Tutkimukset tulee kohdentaa sellaisiin kohtiin, joilla on rakenteen kantavuuteen oleellisesti vaikutusta. Näitä kohtia voidaan määrittää rakennesuunnitelmista. (CS 451 2020, s. 9; CS 454 2020, s. 13–14)

Lisäksi lähtötietojen kartoituksessa tulee selvittää rakenteen rakennusvuosi ja rakenteen suunniteltu kestävyys rakennesuunnitelmista tai aiemmista kantavuusarvioista. Jos rakenteen kantavuutta ei ole merkitty saatavilla oleviin dokumentteihin, tulee kantavuus määrittää rakennesuunnitelmista. Lähtötiedot ja rakenteelle suoritetun yleiskatsauksen havainnot ja tulokset tulee dokumentoida asiaankuuluvasti, esimerkiksi jatkotoimenpiteitä tai tulevia tutkimuksia ajatellen. (CS 451 2020, s. 10)

Laskennan laajuus määritellään sen mukaisesti, kuinka laaja tarkasteltava rakenne on, mitä kuormia siihen kohdistuu sekä mitä rajatiloja tarkastelussa tulee tarkastella. Highways Englandin ohjeissa rakenteen kantavuustarkastelut tehdään murtorajatilassa ja käyttörajatilan tarkasteluja voidaan tehdä tarvittaessa. Käyttörajatilan tarkastelut voidaan jättää tekemättä, mikäli kaikki seuraavat ehdot täyttyvät:

- rakenteelle ei ole erityisiä käytettävyyteen liittyviä yksityiskohtaisia vaatimuksia
- rakenteen käyttötarkoitukseen ei ole tullut muutoksia tai kuormat eivät ole lisääntyneet
- käyttörajatilan tarkasteluihin liittyviä ongelmia ei ole ilmaantunut. (CS 454 2020, s. 16–17)

Laskennassa tarkastellaan, onko rakenteen kantavuus riittävä kuormituksiin nähden ja pystyykö rakenne kantamaan kuormat riittävällä varmuudella ilman, että rakenteeseen syntyy merkittäviä vaurioita. Laskentaa voidaan suorittaa yksinkertaisin tai yksityiskoh-



taisin menetelmin. Laskenta aloitetaan yksinkertaisin ja konservatiivisin menetelmin. Mikäli yksinkertaisin laskelmin riittävää varmuutta ei saavuteta, siirrytään tarkempiin menetelmiin. (CS 454 2020, s. 17)

Ohjeistuksessa esitellään kolmiportainen arviointiasteikko, jolla rakenteita voidaan arvioida. Tämä on esitetty taulukossa 19. Vuokaavion (kuva 33) mukaan kuntotutkimus tehdään ennen arvioita, kun taas taulukon 19 mukaan kuntotutkimus tehdään vain tarkimpia menetelmiä käytettäessä.

Taulukko 19. *Kantavuusarvion tasot (mukailtu lähteestä CS 454 2020, s. 17).*

Arviointitaso	Esimerkkitoimintatapa
1.	Yksinkertaiset laskelmat, konservatiiviset arviot materiaaliominaisuuksille
2.	Tarkemmat laskelmat, käyttäen esimerkiksi epälineaarista tai plastisuusteorian menetelmiä
3.	Lähtötiedot systemaattisesta kuntotutkimuksesta, kuormien määritykset kuormitusmittausten perusteella (sillat)

Arviointitaso valitaan sen mukaan, kuinka monimutkainen rakenne on ja mitkä ovat rakenteen toiminnalliset vaatimukset (CS 451 2020, s. 10). Laskentamenetelminä voidaan käyttää esimerkiksi kimmoteoriaa tai tarkemmissa laskelmissa FEM-laskentaa (CS 451 2020, s. 10, 44).

Vaurioituneiden rakenteiden arvioinnissa käytetään rakenneosien redusoituja poikkileikkausmittoja sekä alennettuja materiaaliominaisuuksia. Materiaaliominaisuuksia voidaan alentaa esimerkiksi lujuuden, jäykkyyden ja sitkeyden osalta. Vauriot tulee mallintaa laskentamalliin riittävän tarkasti siten, että laskentamalli kuvastaa rakenteen todellista toimintaa. Lisäksi julkaisussa ohjeistetaan, kuinka teräskorroosio ja betonin rapautuminen voidaan mallintaa kantavuuslaskelmissa. Esimerkiksi mikäli ankkurointialueella havaitaan halkeilua, saa ankkurointilujuutena käyttää maksimissaan 30 % alkuperäisestä lujuudesta. (CS 455 2020, s. 96–102) Mikäli rakenteessa on ajan myötä eteneviä vaurioita, tulee niiden vaikutus rakenteen kantavuuteen arvioida kriittisesti.

Highways Englandin julkaisujen erona muihin tämän tutkimuksen puitteissa vastaan tulleisiin kantavuuden arviointiohjeisiin on se, että ohjeistuksessa annetaan konkreettisia ohjeita ja menetelmiä koko kantavuuden arvioinnin prosessin suorittamiseksi. Lisäksi esimerkiksi CS 455 -julkaisussa esitellään konkreettisia kaavoja insinöörien käyttöön. Näillä kaavoilla voidaan suorittaa esimerkiksi jokaisessa läpikäydyssä prosessikaavioissa vastaan tulleita yksinkertaisia ja konservatiivisia arvioita. Lisäksi ohjeistuksessa esitetään yleistä raporttipohjaa kantavuuden arvioinnin dokumentointiin, joten näiden ohjeiden perusteella tehtyjen arviointitulosten dokumentointi on ainakin jollain tasolla yhdenmukaista. Tätä esitellään luvussa 9.9.

## 9. TOIMINTAMALLIEN VERTAILU JA EHDOTETTU TOIMINTAMALLI

Työssä on tarkoitus pohtia kirjallisuuskatsauksessa vastaan tulleiden toimintamallien soveltuvuutta Suomessa, sekä ehdottaa toimintamalleihin mahdollisia parannuksia tarpeen mukaan. Kirjallisuuskatsauksen tulosten pohjalta kootaan myös toimintamalli, joka on tarkoitus ottaa kohdeyrityksessä käyttöön diplomityön valmistumisen jälkeen. Lisäksi työssä muodostetaan vauriomekanismikohtaiset vuokaaviot vaurioituneen rakenteen kantavuuden arvion tueksi.

Kuten luvussa 8 esitellyistä toimintamalleista huomataan, on prosessin kulku melko vaikiintunut. Esitellyt toimintamallit alkavat lähtötietojen keräämisellä, siirtyen yksinkertaisen kantavuusarvion kautta tarvittaessa tarkempiin kantavuuden määrittäisiin. Vuokaavioita on lisäksi hyvä räätälöidä myös koskemaan tietynlaisia vaurioita, sillä eri vauriomekanismeilla on omanlaisensa vaikutukset rakenteen kantavuuteen, kuten työn ensimmäisessä osassa todettiin.

Ehdotetut toimintamallit esitetään kolmessa osassa, jotka ovat:

- yleinen prosessin kulku
- pakkasrapautuman vaurioittaman teräsbetonirakenteen kantavuuden arvioinnin kaavio
- korroosion vaurioittaman teräsbetonirakenteen kantavuuden arvioinnin kaavio.

Vuokaaviot luodaan käyttäen lähtötietona työn alkuosan lukujen 3, 4 ja 5 vauriokatsauksesta saatuja tietoja sekä työssä tutkittuja toimintamalleja ja ohjeita.

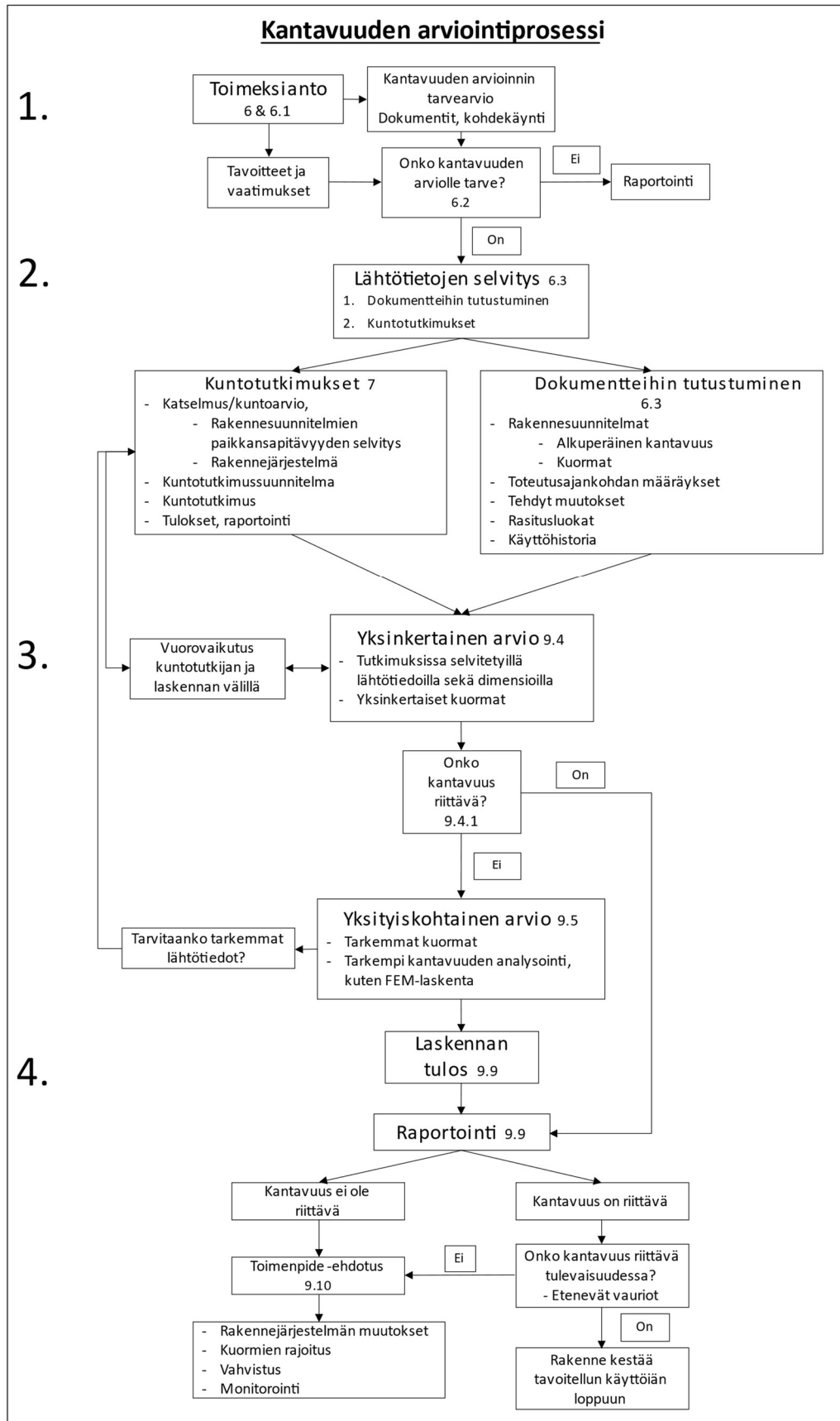
### 9.1 Yleinen prosessin kulku

Esitellyistä kaavioista etenkin ISO:n (ISO 13822 2010) vuokaavio on melko kattava ja tuleva kaavio esitetään tämän pohjalta muokattuna. Tehtävien sisältöihin ehdotetaan muutoksia, etenkin kuntotutkimuksen sijoittelun osalta. Ehdotettavassa toimintamallissa kuntotutkimus sijoitetaan kaikkien arvioiden edelle, sillä hyväkuntoisen näköinen rakenne voi olla pahoin vaurioitunut. Lisäksi kuntotutkimuksen varmistetut laskennan lähtötiedot lisäävät arvion laatua. Esitellyissä toimintamalleissa kuntotutkimus sisältyi vasta yksityiskohtaisempiin kantavuuden arviointeihin. Yleistetysti vaurioituneen teräsbetonirakenteen kantavuuden arvioinnin välttämättömät vaiheet ovat dokumenttien tutkiminen, kuntotutkimukset sekä laskennalliset analyysit.

Kuvassa 34 esitetään ehdotettu toimintamalli rakenteen kantavuuden arvioimiseksi. Arviointiprosessia läpikäydessä on syytä edetä kaaviota järjestelmällisesti eteenpäin. Prosessi on hyvä aloittaa kattavalla dokumentteihin tutustumisella sekä aistinvaraisesti tehtävin katselmuksin. Näiden esiselvitysvaiheen pohjalta tehtyjen havaintojen perusteella voidaan saada hyvä kuva rakenteen kunnosta ja kantavuusarvion tarpeesta. Lisäksi dokumenttikatselmus ja aistinvaraiset arvioit toimivat pohjatietoina kuntotutkimukselle, sekä alustaville yksinkertaisille laskelmille.

Kantavuuden arviointi tulee suorittaa vain, jos katselmuksen ja lähtötietojen tutkimisen perusteella siihen nähdään tarve (CS 451 2020, s. 10). Kantavuus voi joskus selvitä silmämääräisin tarkastuksin. Jos rakenteessa ei ole nähtävissä vaurion merkkejä eivätkä kuormitukset ole lisääntymässä, ei rakenteen kantavuuden arvioinnille välttämättä ole tarvetta (RIL K170 1995, s. 276; ISO 13822 2010).

Kun tarvittavat laskelmat on tehty, joko yksinkertaisin laskelmin tai yksinkertaisin ja yksityiskohtaisin laskelmin, kirjataan saadut tiedot arvioinnin päätteeksi raporttiin. Raporttiin kirjataan kaikki oleellinen tieto lähtötiedoista, laskennasta ja sen menetelmistä sekä tuloksista (CS 451 2020, s. 19).



**Kuva 34.** Ehdotettu kantavuuden arvioinnin toimintamalli.

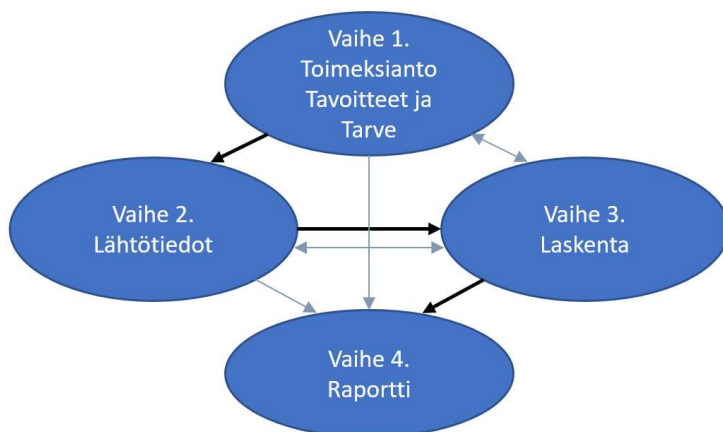
Prosessin kulkua on yritetty selkeyttää jakamalla vuokaavio neljään osaan. Taulukkoon 20 on listattu lyhyt kuvaus jokaisesta vaiheesta, sekä päämäärästä, joka pyritään saavuttamaan vaiheen lopuksi.

Taulukko 20. *Esitetyn vuokaavion vaiheet.*

Vaihe	Vaiheen kuvaus	Vaiheen lopputuote/tavoite
1.	Tilaajan kanssa käydään läpi rakenteen käyttötarkoitus. Määritetään varmuustaso rakentamismääräyksistä.	Kantavuuden arvion tarpeen määrittäminen Laajuuden ja varmuustason määrittäminen
2.	Lähtötietojen kerääminen: dokumentit ja kuntotutkimus	Laskennan tarkkuustasoon nähtäessä riittävät lähtötiedot
3.	Laskennan suorittaminen - Yksinkertainen menetelmä - Yksityiskohtainen menetelmä	Rakentamismääräysten mukaisen varmuustason todentaminen laskelmin (mikäli mahdollista)
4.	Laskennan tulosten arviointi ja raportointi	Kantavuuden toteaminen, toimenpide-ehdotus ja raportointi

Ilman edellisten vaiheiden läpikäyntiä ei voida edetä seuraavaan vaiheeseen, kuten taulukko 20 osoittaa. Systemaattinen vaihe vaiheelta -eteneminen on siis edellytys, kun suoritetaan kantavuuden arviointia.

Ensimmäisessä osassa saadaan toimeksianto ja määritetään rakenteen tavoiteltu varmuustaso rakentamismääräyksistä. Toinen vaihe on kokonaisuudessaan lähtötietojen keräämistä sekä saatavilla oleviin dokumentteihin tutustumalla, että kuntotutkimuksin. Dokumenttien tutkimisen avulla selvitetään niitä merkityksellisiä kohtia, joihin kuntotutkimuksissa tulee kiinnittää huomiota. Dokumenttikatsaus edeltää siis aina kuntotutkimusta. Kolmas vaihe sisältää varsinaisen laskennan, jonka lähtötietoina käytetään vaiheessa 2 selvitettyjä lähtötietoja. Tavoitteena on laskelmin saavuttaa vaadittu varmuustaso eli todentaa rakenteen kantavuus riittäväksi määritetyille kuormille. Neljännessä vaiheessa raportoidaan kaikki edellisissä vaiheissa tehdyt havainnot, laskelmat ja niiden tulokset. Lisäksi raportissa esitetään mahdollisia toimenpide-ehdotuksia rakenteen jatkotoimenpiteiksi. Kuvassa 35 on esitetty vaiheiden riippuvuudet toisiinsa.



**Kuva 35.** Kantavuusarvion vaiheiden vaikutukset toisiinsa.

Prosessin etenemisjärjestys on esitetty tummin nuolin. Vaaleilla nuolilla on esitetty vaiheiden väliset yhteydet. Muun muassa vaihe 1 vaikuttaa vaiheeseen 3 määrittäen sille arvioinnin tavoitteet. Laskennassa suoritettavat toimenpiteet myös määrittävät pitkälti, mitä asioita Lähtötiedot-kohdassa tulee selvittää esimerkiksi kuntotutkimuksin. Kaikki vaiheet liittyvät raportointivaiheeseen, sillä kaikki laskennassa mukana olleet näkökulmat ja arvioinnin aikana tehdyt havainnot kirjataan lopulta raporttiin.

## 9.2 Toimeksianto

Rakennuksen omistava taho voi lähestyä kantavuuden arviointeja suorittavaa insinööri-toimistoa esimerkiksi luvussa 6.2 esitettyjen syiden seurauksena. Tässä vaiheessa tulee rakenteen käyttötarkoitus selventää sekä keskustella rakenteen tulevasta käyttötarkoituksesta, jotta laskennassa pystytään arvioimaan rakenteen tulevaa varmuutta. Rakenteen käyttötarkoitus tai sen muuttaminen voi vaikuttaa suuresti rakenteen suunnittelukuormiin (YM 2019). Rakenteen omistajan kanssa on syytä käydä läpi myös taloudellisia seikkoja kantavuuden arvioinnista, kuten miten kantavuusarvion eri tulokset vaikuttavat mahdollisesti tuleviin korjauskustannuksiin. Kantavuuden arviointiin on syytä ohjata riittävästi resursseja, sillä arvioinnin tulos vaikuttaa olennaisesti tuleviin korjauskustannuksiin.

Kantavuuden arviointi on haasteellinen, aikaa vievä ja hintava kokonaisuus, joten on hyvin tärkeää, että kantavuuden arvioinnin laajuus ja tarkkuustaso selvitetään etukäteen. Arvioinnin laajuuteen vaikuttavat muun muassa seuraavat seikat:

- arvion tavoite ja tärkeys
- arvioitavien rakenneosien lukumäärä
- vaurioiden laajuus, sijainti, aste ja merkityksellisyys (voi selvittää arvioinnin aikana)
- aiemmat tutkimukset

- tarvittavan tiedon määrä
- taloudelliset resurssit ja tavoitteet. (Geocisa 2002, s. 3)

Omistajan kanssa käytyjen keskustelujen, dokumenttien sekä kohdekäynnin tai kuntoarvion perusteella tehdään päätös kantavuuden arvioinnin tarpeesta. Mikäli rakenteen kantavuuden arvioinnille nähdään tarvetta, on aloitettava kantavuuden arviointiprosessi.

### 9.3 Lähtötiedot

Kantavuuden arvioinnin lähtötiedot selvitetään seuraavin toimenpitein:

- dokumentteihin tutustuminen (luku 6.3)
- rakennusajankohtaisiin ohjeisiin tutustuminen (luku 2)
- rakennekatselmus tai kuntoarvio (luku 7)
- kuntotutkimukset, joissa selvitetään rakenteen todellinen kunto (luvut 4, 5 ja 7)

Rakenteen kriittisten kohtien (luku 7.3) kunnon selvittäminen on avainasemassa koko rakenteen kantavuuden kannalta, joten lähtötietoja kerätessä näihin tulee kiinnittää erityistä huomiota.

### 9.4 Yksinkertainen arvio

Kuten esitellyissä toimintamalleissa, on yksinkertaisella arviolla paikkansa rakenteen kantavuuden arviointiprosessissa. Kantavuuden arviointi on usein syytä aloittaa yksinkertaisin konservatiivisin menetelmin (Rücker *et al.* 2006, s. 7). Mikäli kantavuus on riittävä konservatiivisten laskelmien perusteella, ei ole syytä käyttää ajallisia ja taloudellisia resursseja enää vaativimpiin tarkasteluihin. Yksinkertaisessa kantavuuden määrittämisessä laskenta suoritetaan konservatiivisesti yksinkertaisten rakennemallien avulla käyttäen esimerkiksi kimmoteoriaan perustuvia laskelmia. (Rücker *et al.* 2006, s. 15)

Vaurioituneen rakenteen todellisen kunnon varmistamiseksi on syytä tehdä kuntotutkimus, sillä rakenteen materiaaliominaisuudet ovat voineet muuttua merkittävästikin vaurioiden seurauksena. Lisäksi vauriot, kuten raudotteiden korroosio sekä betonin rapautuma, eivät aina ole havaittavissa aistinvaraisesti. Kotimaisen ohjeen RIL K170 (1995, s. 221) mukaan kuntoarvio on riittämätön tutkimustapa, kun tarkastellaan runkorakenteiden kantavuutta. Kuntoarvion rooli prosessissa on vain todeta lisätutkimustarve. Ainetta rikkinäisin menetelmin saadut lähtötiedot parantavat arvioin laatua ja luotettavuutta merkittävästi.

Laskentamenetelmää valittaessa tulee huomioida rakenteen toiminnan erityispiirteet. Laskennassa tulee pystyä arvioimaan rakenteen kantavuus riittävän tarkasti ja luotettavasti. Etenkin, jos rakenne on hyvin monimutkainen tai rakenteessa havaitaan vaurioita, voi olla välttämätöntä tarkastella rakenteita tarkemmin menetelmin, kuten FEM-laskennalla. Tarkemmat menetelmät antavat luotettavamman kuvan rakenteen todellisesta toimintatavasta.

Kun rakenteen turvallisuuden merkityksellisyys ja monimutkaisuus huomioon ottaen on tehty riittävät yksinkertaiset kantavuuden analyysit, tehdään johtopäätökset tarkemman kantavuusarvion tarpeesta.

### 9.4.1 Tarve lisätarkasteluille

Esitellyissä toimintamalleissa kantavuutta ohjeistetaan arvioimaan tarkemmin menetelmin, mikäli yksinkertaisen arvioinnin perusteella rakenteen kantavuus on riittämätön. Lisätarkasteluiden tarvetta suunniteltaessa rakenteen kantavuuden osalta ei saada ottaa minkäänlaista riskiä. Täten tarkempia tarkasteluja on tehtävä, mikäli on pienikin epävarmuus rakenteen kantavuuden riittävydestä. (ISO 13822 2010, s. 5)

Yksinkertaisten laskelmien tulosten ollessa riittämättömiä siirrytään tarkempiin kantavuuden määrittämissä laskelmiin, jossa lisäkapasiteettia voidaan hakea muun muassa tarkemmin määritettyjen kuormien ja tarkemman laskentamallin avulla. Kuntotutkimuksia hyödyntävä tarkempi analyysi antaa tarkemman ja luotettavamman kuvan rakenteen kapasiteetista. (Rücker *et al.* 2006, s. 15, 21; CS 454 2020, s. 17) Mikäli yksinkertaisin laskelmin todettu kantavuus on selkeästi riittävä, ei tarkemmille menetelmille ole tarvetta (ISO 13822 2010, s. 5). Kun rakenteen kantavuus todetaan laskelmin riittäväksi, kirjataan tutkimuksen tulokset raporttiin.

Kantavuuden arvioinnissa ei saa ottaa minkäänlaista riskiä. Etenkin jos yksinkertaisessa arvioissa ei ole suoritettu riittävän laajaa kuntotutkimusta, tulee saatuihin laskentatuloksiin suhtautua kriittisesti ja herkästi siirtyä tarkemman ja luotettavamman tuloksen antaviin menetelmiin.

## 9.5 Yksityiskohtainen arvio

Liiallisella yksinkertaistuksella laskennan tulokset voivat vaikuttaa siltä, ettei kantavuus ole riittävä. Rakennemallin tarkemmalla määrittämisellä, rakenteesta mitatuilla lähtötiedoilla sekä tarkemmalla laskentamenetelmällä suoritettu analyysi lisäävät laskennan luotettavuutta. Tarkemmin menetelmin suoritettu analyysi voi osoittaa rakenteen kantavuuden paremmaksi tai huonommaksi, mitä aluksi on arvioitu.



Viimeistään yksityiskohtaisessa laskennassa tulee tehdä kattava kuntotutkimus, jossa selvitetään rakenteen kunto ja materiaaliominaisuudet ainetta rikkovin menetelmin. Todellisuutta vastaavilla lähtöarvoilla arvioitu rakenteen kapasiteetti on luotettavampi, kuin esimerkiksi rakennesuunnitelmien arvojen perusteella tehdyt arviot.

Kuntotutkimuksin selvitetyn lähtötiedoin voidaan laskea rakenteen todellinen kapasiteetti, joka voi olla pienempi tai suurempi kuin aluksi on arvioitu. Tarkemmin lähtötiedoin analysoitu kantavuus voi olla pienempi, mikäli rakenteessa havaitaan vaurioita, kuten rapautumaa tai raudotteiden korroosiota. Kantavuus voi osoittautua myös alkuperäistä paremmaksi, mikäli betonin lujittuminen on jatkunut pitkään. Kuntotutkimuksen tekeminen on perusteltua vaurioiden tutkimisen lisäksi myös laskennallista lisäkapasiteettia tarvittaessa.

Yksityiskohtainen arvio sisältää seuraavat vaiheet:

- laaja dokumenttien tarkastelu
- kattava kuntotutkimus ja materiaalikokeet laboratorioissa
- tarkennukset kuormiin
- tarkennukset rakenteiden ominaisuuksiin (muun muassa rakennemallit)
- rakenneanalyysi (esimerkiksi FEM-laskenta)
- varmuuden määrittäminen (esimerkiksi osavarmuusluvut tai todennäköisyyslaskenta)
- tulosten arviointi
- toimenpide-ehdotukset
- raportointi. (Luechinger *et al.* 2015, s. 97)

Yhteenvedon voidaan todeta, että kaikki vaiheet tehdään tarkemmin kuin yksinkertaisessa arviossa. Lisäkapasiteettia laskennan avulla etsittäessä täytyy kuitenkin muistaa, että rakenteen turvallisuudesta ei saa tinkiä.

### 9.5.1 Tarkemmat laskentamenetelmät

Teräsbetonirakenteen analysointi voidaan suorittaa käyttäen tarkempia laskentamenetelmiä, kuten epälineaarista laskentaa tai plastisuusteoriaa hyväksi käyttäen (Luechinger *et al.* 2015, s. 106; Kanerva 1972, s. 201). FEM-laskennan lineaarisia ja epälineaarisia menetelmiä voidaan käyttää arviointitapauksissa, joissa tavanomaiset analyysimenetelmät eivät ole riittäviä. Epälineaarista FEM-laskentaa voidaan käyttää arvioimaan epälineaarisesti toimivien materiaalien käyttäytymistä kuormituksen alla, kuten betonin halkeilua sekä raudotteiden ankkuroinnin pettämistä ja myötäämistä. (ACI 2019, s. 20)

Raudoitteiden myötäämistä voidaan analysoida myös plastisuusteorian avulla (Kanerva 1972 s. 201). Tällainen epälineaarinen laskenta kuvaa yleisesti todenmukaisemmin rakenteen toimintaa, kuin yksinkertaisin laskelmin suoritettu arvio.

FEM-laskennan suorittaminen vaatii runsasta kokemusta käyttäjältään, jotta tulosten oikeellisuus voidaan taata. FEM-ohjelman käyttö tulee tuntea hyvin, laskennan varmuus tulee pystyä määrittämään ja laskenta tulee dokumentoida tarkoin. (ACI 2019, s. 20) Lisäksi FEM-laskennan tuloksia on syytä tarkastella myös muilla menetelmillä, kuten käsinlaskennalla (Sippola 2021).

Julkaisussa ACI 437R (2019, s. 19) esitetään, että rakenteen kantavuuden laskennallinen analysointi voidaan suorittaa vain, jos kaikki seuraavista kohdista toteutuvat:

- rakenteen materiaaliominaisuudet, rakenteen toiminta sekä kuormat ovat riittävän tarkasti tiedossa
- laskennan epävarmuudet voidaan rajata hyvin pieniksi
- kantavuuden arvioimiseksi on olemassa hyväksyttävä menetelmä
- tarkasteltava rakenneosa voidaan mallintaa riittävän tarkasti
- mikäli rakenteessa havaitaan epälineaarista käyttäytymistä, tämä tulee pystyä mallintamaan riittävän tarkasti.

Pahoin vaurioituneen rakenteen toiminta sisältää paljon epävarmuuksia ja rakenteen todellista toimintatapaa ei voida varmuudella määrittää. Tämän vuoksi ACI:n ohjeeseen (2019) viitaten, voidaan todeta, että pahoin vaurioituneen rakenteen arvioimiseksi ei ole analyyttisesti soveltuvia menetelmiä.

Ylimääräisen konservatiivisuuden poistaminen laskennasta voi johtaa kantavuuden kannalta suotuisampiin lopputulemiin. Lisäksi tarkemmat menetelmät kuvastavat paremmin rakenteen toimivuutta ja tämän seurauksena antavat luotettavamman tuloksen. Tällaisia menetelmiä ovat muun muassa:

- tarkempien laskentamenetelmien käyttö voi johtaa suurempiin kapasiteetteihin
- materiaaliominaisuuksien määrittäminen rakenteesta kuntotutkimuksin ja rakenteen tarkkojen dimensioiden määrittäminen
- yleisesti materiaalin käyttäytymisen tarkempi mallinnus, kuten aikaan pohjautuvat muuttujat (kuten viruma) ja materiaalien väliset vuorovaikutukset (kuten raudoitteiden ankkuroituminen betoniin), tuo usein lisää kapasiteettia reservistä ja poistavat laskennasta ylimääräistä konservatiivisuutta. (Rücker *et al.* 2006, s. 15, 21)

Rakenteen todellista kuntoa vastaavan laskentamenetelmän valinta vaatii kantavuuden arvioijalta runsaasti kokemusta. Laskentamalliin tulisi pystyä sisällyttämään kaikki tärkeimmät rakenteen kantavuuteen vaikuttavat seikat. Jotta tämä on mahdollista, tulee tekijällä olla laajasti tietoa betonin, raudoitteen ja niiden yhteistoimintaan vaikuttavista vauriomekanismeista. Lisäksi tekijän tulee löytää keinot, joilla nämä vaurioiden heikentämät ominaisuudet saadaan siirrettyä laskentaan. Esimerkiksi raudoitteen korroosion vaikutukset ovat moniulotteisia, kuten poikkileikkausalan pieneneminen epähomogeenisesti, sitkeyden menetys, ankkuroinnin muutokset sekä betonin halkeilu ja siitä johtuva korrodoitumisen kiihtyminen. Kaiken tämän tiedon mallintaminen laskentaan voi olla äärimmäisen työlästä, eikä läheskään aina edes täysimittaisesti tarpeen. Kantavuuden arvioijan tulee löytää rakenteen kantavuuden kannalta kriittiset vauriot ja pohtia mitä laskennassa kannattaa huomioida. Edellä esiteltiin vasta raudoitteiden korroosion vaikutuksia, vaurioita voi kuitenkin olla rakenteessa samanaikaisesti useita. Tällaisen epälineaarisen laskennan suorittamiseksi ei löydy jokaisesta insinööritoimistosta resursseja (ACI 2019 s. 19).

Vaativimmissa laskennoissa voidaan tarvita FEM-laskennan ja materiaalitekniisten osajien yhteistyötä. Materiaalitekniinen osaaminen ja FEM-laskenta ovat kummatkin niin laajoja kokonaisuuksia, että voi olla vaikeaa löytää yksi henkilö, joka osaisi niin laajasti molemmat osa-alueet, että laskennan tulosta voitaisiin pitää luotettavana. Kantavuuden laskennallisessa arvioinnissa on muutenkin hyvä käyttää apuna tarkastajia, jotta laskennan oikeellisuus voidaan taata.

## 9.6 Rajatilat

Luvussa 8 tutkituissa toimintamalleissa yleisin esitelty arviointimenetelmä on rajatilamitoitus. Rajatilalaskennan avulla suoritettavan kantavuusarvion pääpaino tulee olla murtorajatilatarkastuksissa (Zwicky 2010, s. 2), sillä siinä tarkastellaan ihmisten turvallisuuteen ja rakenteiden varmuuteen liittyviä seikkoja (SFS-EN 1990 2006, s. 52). Taulukkoon 21 on merkitty eri toimintamallien mukaan kantavuuden arvioinnissa tarkasteltavat rajatilat.

Taulukko 21. *Rajatilojen tarkastus tutkittujen ohjeiden mukaisesti.*

Ohje	Murtorajatila	Käyttörajatila
ISO 13822	x	x
SAMCO	x	(x)
Highways England	x	(x)

Taulukossa 21 sulkumerkit tarkoittavat, että ohjeessa on annettu mahdollisuus tietyissä tilanteissa jättää käyttörajatilatarkastelu tekemättä, tai siihen liittyä muitakin huomioita. ISO 13822 (2010, s. 9–10) ohjeen mukaan olemassa olevan rakenteen arviointi tulee suorittaa murto- sekä käyttörajatilassa. SAMCO:n (Rücker *et al.* 2006 s. 17) ohjeistuksessa myös ohjeistetaan tarkastelemaan molemmat rajatilat, kun rakennetta tarkastellaan laskennallisesti, mutta pääpaino on rakenteen turvallisuuden varmistamisessa murtorajatilassa. SAMCO:n esittelemillä tasoilla 0 ja 1 (kuva 31) kantavuuden määrittäminen perustuu täysin käyttörajatilan tarkasteluihin, sillä näissä rakennetta tarkastellaan aistinvaraisesti sekä muun muassa mittaamalla taipumia. Highways Englandin ohjeet (CS 454 2020 s. 16–17) sallivat käyttörajatilan tarkasteluiden huomiotta jättämisen, mikäli tietyt kriteerit täyttyvät. Ohjeen mukaan käyttörajatilatarkasteluja ei tarvitse tehdä rakenteille, joille ei ole erityisiä vaatimuksia käytettävyydelle, rakenteen käyttötarkoitus ei ole muuttumassa, eikä käyttörajatilaan liittyviä ongelmia ei ole havaittu.

Rakenteen käyttörajatilatarkastelun tarpeellisuus voi riippua myös tarkasteltavasta rakenteesta ja kuormituksista sekä siitä, millaisissa ympäristöolosuhteissa rakenne sijaitsee. Tielaitoksen julkaisun (1992, s. 12) mukaan siltojen kantavuuden tarkastelussa suoritetaan myös käyttörajatilan tarkasteluja tarvittaessa. Niissä tutkitaan muun muassa halkeamaleveyksiä, taipumia sekä rakenteen värähtelyä. Siltojen kantavuuden tarkastelussa määräävä käyttörajatilan suure on usein taipuman suuruus tai halkeamaleveys.

Käytettävistä rajatiloista murtorajatilan tarkastukset ovat välttämättömiä rakenteen kantavuuden selvittämiseksi. Käyttörajatilan laskelmien tarkempi määrittäminen on tärkeää etenkin rakenteissa, joissa käytettävyydelle ja säilyvyydelle on annettu erityisiä vaatimuksia.

## 9.7 Varmuus

Laskennalla saavutettavan varmuustason tulee yleisesti olla vähintään sama, kuin voimassa olevassa rakentamismääräyksissä esitetään (ISO 13822 2010, s. 6). Arvioitavat rakenteet on suunniteltu käyttäen rakentamisajankohdan ohjeita, joissa vaaditut varmuudet rakenteille ovat voineet poiketa nykyisistä standardeista. Vanhoin rakentamismääräyksiin mitoitettujen rakenteiden kantavuutta voidaan pitää riittävänä, vaikka rakenne ei täysin täytä nykyisten rakentamismääräysten vaatimuksia, jos:

- kuntotutkimuksissa ei havaita rakennetta heikentäviä vaurioita
- rakennemallin toiminta tunnetaan
- rakenteen kestävyys on riittävä laskentahetkellä sekä tulevaisuudessa, mukaan lukien mahdollisesti etenevät vauriot

- rakenteeseen ei ole syntynyt pitkällä aikajänteellä merkittäviä merkkejä vaurioista, jotka voisivat heikentää rakenteen kantavuutta. (ISO 13822 2010, s. 10–11)

Rajatilalaskennassa riittävä varmuus varmistetaan osavarmuuslukuja käyttäen. Osavarmuusmenetelmä on yleisin laskentamenetelmä rakenteen kantavuuden arvioimiseksi. (Gino *et al.* 2019). Seuraavaksi esitellään luvussa 8 tutkittujen julkaisujen antamia ohjeistuksia koskien osavarmuuslukuja.

ISO 13822 (2010) -ohjeen mukaan suunnitteluohjeissa esitettyjä osavarmuuslukuja voidaan joutua muokkaamaan kuntotutkimuksista saatujen tietojen perusteella. Osavarmuuslukuja määrittäessä tulee huomioida muun muassa työn laatu, rakenteen kunto sekä rakenteiden materiaaliominaisuuksien vaihtelu.

SAMCO:n julkaisun mukaan yleisesti käytettävät osavarmuusluvut määritellään suunnittelua ohjaavissa julkaisuissa, kuten eurokoodissa. Mikäli olemassa olevan rakenteen kantavuuden arvioimiseksi ei ole säädetty tarkempia osavarmuuslukuja, laskennassa käytetään rakenteiden suunnittelussa käytettäviä osavarmuuslukuja, kuten kuormien määrittäminen eurokoodin SFS-EN 1991 mukaan ja teräsbetonirakenteen kantavuuden arviointi eurokoodin SFS-EN 1992 mukaisesti. Tarkemmissa menetelmissä voidaan käyttää muokattuja osavarmuuslukuja, jolloin osavarmuutta voidaan kasvattaa siinä parametrisissa, jossa epävarmuutta havaitaan. (Rücker *et al.* 2006, s. 17, 20–22)

Highways England:n mukaiset osavarmuusluvut esitetään ohjeessa CS 455 (2020). Ohjeessa esitetään materiaaleille kahta eri osavarmuuslukua, joita käytetään sen mukaan, onko materiaaliominaisuudet määritetty alkuperäisistä suunnitelmista vai kuntotutkimuksen avulla. Suunnitelmista määritetyn betonin lujuuden osavarmuusluvuksi esitetään 1,5. Rakenteesta määritetty lujuus on niin kutsuttu ”huonoin mahdollinen lujuus” (engl. worst credible strenght), jossa betonin lujuus määritetään huonoimmasta kuntotutkimuksissa saadusta materiaalilujuudesta. Tällöin voidaan käyttää alhaisempaa osavarmuuslukua 1,2. (CS 455 2020, s. 17–21)

CS 455 (2020) mukaisiin osavarmuuslukuihin viitaten voidaan todeta, että laskennan luotettavuus paranee merkittävästi, kun lähtötiedot määritetään todellisesta rakenteesta. Osavarmuuslukujen suuruus on määritettävä riittävän kriittisesti lähtötietojen tarkkuus ja tunnettavuus huomioon ottaen. Tiedostaa tulee toisaalta myös se, että liika konservatiivisuus voi johtaa tilaajan kannalta epäsuotuiseseen tulokseen eli kalliisiin korjaus- ja vahvistustoimenpiteisiin.

Muita luvun 8 ohjeistuksissa esitettyjä laskennallisen varmuuden määrittämenetelmiä ovat muun muassa luotettavuustason tarkistus (engl. target reliability check) sekä todennäköisyyteen perustuvat arviot (engl. probabilistic assessment). (Rücker *et al.* 2006, s. 16–18; ISO 13822 2010, s. 10)

## 9.8 Vaurioiden huomioiminen arvioissa

Rakenteen kantavuutta arvioitaessa tulee huomioida rakennetta heikentävät vauriot. Vaurioiden vaikutus rakenteen kantavuuteen voi olla hyvinkin merkittävä, joten vaurioiden huomiotta jättäminen voi aiheuttaa rakenteen kantavuuden kannalta merkittävän turvallisuusriskin. Kantavuuden arviointia ei tule tehdä vain suunnitelmien pohjalta, vaan rakenteeseen tulee tutustua paikan päällä. Rakenteen todellinen kunto tulee selvittää ennen kantavuuden arviointia.

Tätä tutkimusta tehdessä havaittiin, että useimmat kantavuuden arvioinnin ohjeet poisulkevat vaurioituneet rakenteet toimintamallin ulkopuolelle tai eivät muuten ohjeista vaurioituneen rakenteen kantavuuden arviointia tarkemmin. Vaurioituneen rakenteen arvioimiseksi ei ole yhtenäisiä virallisia ohjeita. Kirjallisuuskatsauksen pohjalta tehtyjen huomioiden perusteella on luotu ohjeistuskaaviot vaurioituneiden rakenteiden kantavuuden arvioimiseksi. Nämä esitetään seuraavissa luvuissa 9.8.1 ja 9.8.2.

Eri vauriomekanismeille tulee tehdä omat kaavionsa, sillä vaurioiden luonteet voivat olla hyvin erilaisia. Vaurioituneen rakenteen arvioimiseksi käytettävän laskentamenetelmän määrittää herkästi vaurioiden laajuus. Kuten edellisissä luvuissa on esitetty, tulee laskentamallin vastata rakenteen todellista kuntoa. Usein yksinkertaiset lineaariset laskentamenetelmät eivät kuvasta rakenteen toimintaa riittävän tarkasti ja onkin syytä miettiä tarkempien analyysien käyttöä laskennassa.

Kun vaurioita todetaan aistinvaraisessa tutkimuksessa tai kuntotutkimuksessa, on kantavuuden arvioijalla oltava hyvä käsitys vaurioiden vaikutuksista rakenteen toimintaan. Tästä syystä tämän työn alkuosaan on kerätty maailmalla tehdyistä tutkimuksista tietoutta betonin rapautumisen ja raudotteiden korroosion aiheuttamista vaurioista teräsbetonirakenteille.

Mikäli rakenteessa havaitaan vaurioita, on äärimmäisen tärkeää selvittää vaurioihin johtaneet syyt. Vaurion syntymisen syiden selvityksen perusteella voidaan vaurion etenemistä rajoittaa tai uudelleen ilmaantuminen estää.

Vaurioituneen rakenteen kantavuuden arvioinnille esitetään seuraavat vaiheet:

1. rakenteen dimensioiden ja kuormien määrittäminen, sekä staattinen toimintatapa
2. alkuperäisen varmuustason laskeminen
3. tutkimuksissa havaittujen rakenteellisten poikkeusten, virheiden ja muutosten vaikutukset rakenteen kantavuuteen
4. vauriotyyppien vaikutuksen arviointi, esimerkiksi korroosio tai rapautuma
5. vaurioiden etenemisen vaikutusten arviointi
6. toimenpiteet, kuten kevennys- tai vahvistusmahdollisuudet
7. lisätutkimustarpeen arviointi. (BY 42 2019, s. 115)

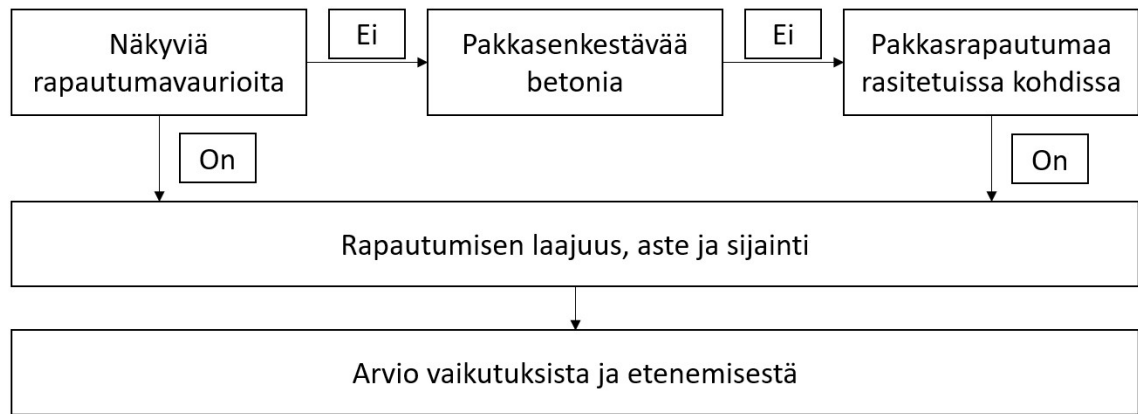
Kantavuusarvion vaiheet ovat pitkälti samoja, kuin mitä aiemmin esitetyissä yleisen toimintatavan vuokaavioissa luvussa 9.1.

Vaurioituneiden rakenteiden osalta tulee huomioida, että vauriot etenevät ajan myötä, mikäli vauriota ei onnistuta tai voida pysäyttää. Tämän takia rakenteen kantavuuden arvioinnissa tulee tarkastella nykyisen kantavuuden lisäksi myös kantavuus tulevaisuudessa. Laskennallisesti voidaan arvioida, kuinka kauan rakenne säilyttää riittävän varmuuden murtoa vastaan, kun vaurioiden etenemisnopeus tunnetaan. Esimerkiksi raudoitteen korroosionopeus tunnettaessa voidaan arvioida, kuinka kauan rakenteen kantavuus on riittävä, kun korroosio etenee ajan myötä.

Rakenteen tulevan kantavuuden arvioinnissa tulee huomioida, että esimerkiksi betonin eri materiaaliominaisuudet eivät heikkene samassa suhteessa, kuten luvussa 4 esitettiin. Vauriomekanismin etenemisen arvioiminen ja mallintaminen laskentaan soveltuvaksi voivat olla haastava kokonaisuus. Huomionarvoista on myös se, että vaurioita voi olla käynnissä useita samanaikaisesti, mikä voi hankaloittaa kantavuuden arviointia. Vaurioituneen rakenteen kantavuutta voidaan arvioida vain, jos siihen on soveltuva menetelmä. Näitä laskentamenetelmälle annettuja ehtoja on esitetty luvussa 9.5.1.

### **9.8.1 Arviointiprosessi: Betonin pakkasrapautuma**

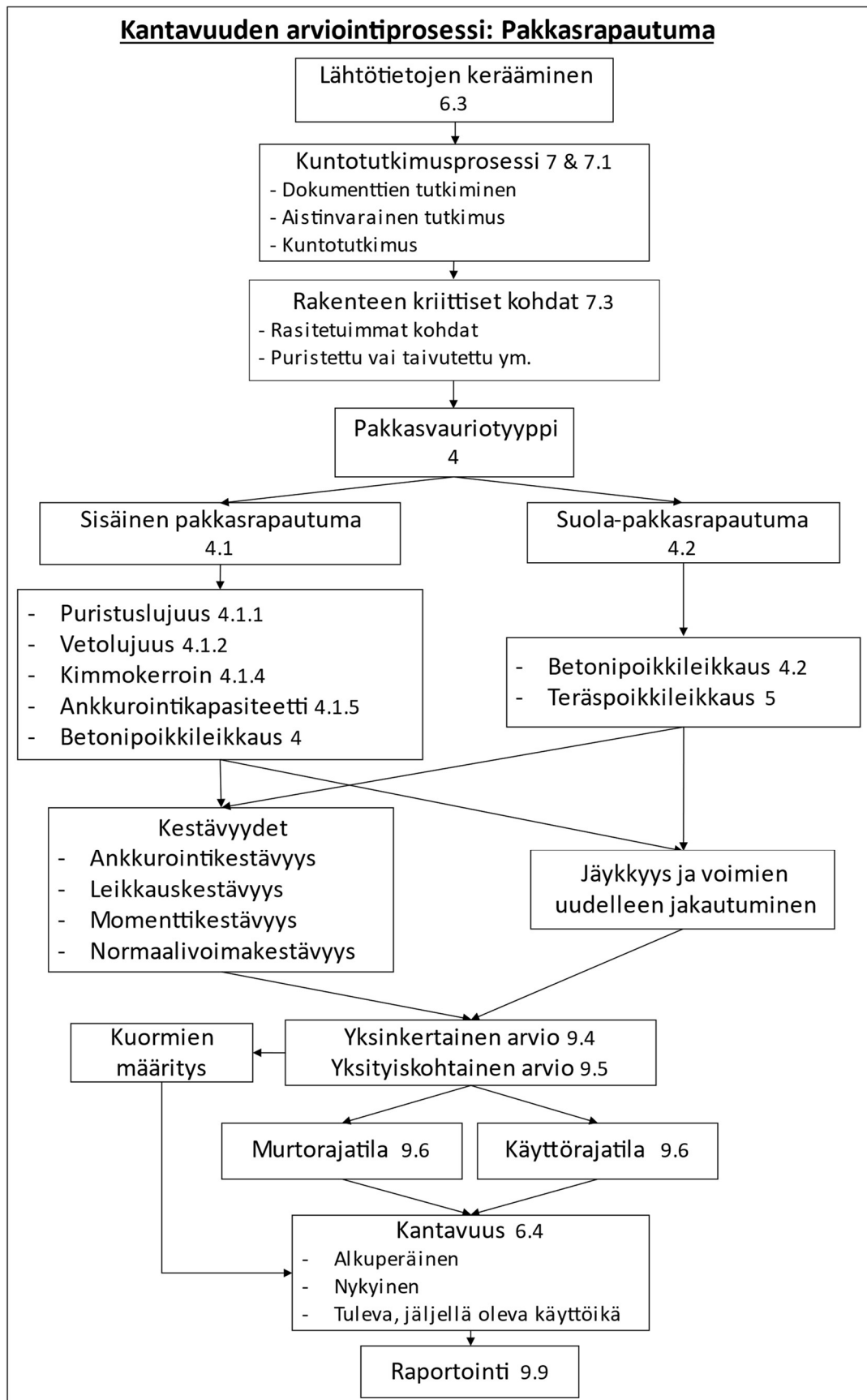
Pakkasrapautuman vaikutuksia rakenteen kantavuudelle voidaan analysoida, kun pakkasrapautuman aste, laajuus ja sijainti on selvitetty systemaattisin kuntotutkimuksin. Betoniyhdistyksen julkaisussa (BY 42 2019, s. 113) esitetään seuraava periaatetason vuokaavio arvion etenemiselle (kuva 36).



**Kuva 36.** Pakkasrapautumistilanteen analyysin vaiheet periaatetasolla (BY 42 2019, s. 113).

Pakkasrapautuman tyyppjä on kaksi, joilla kummallakin on omat erityispiirteensä. Nämä ovat sisäinen pakkasrapautuma ja suola-pakkasrapautuma, jotka esitellään luvussa 4. Kuvassa 37 on esitelty kantavuuden arvioinnin vuokaavio edellä mainituille rapautumatyypeille. Kaavion lähtötietona on käytetty aiemmissa luvuissa tehtyjä havain-toja pakkasrapautumavaurioista ja niiden vaikutuksista teräsbetonirakenteeseen.





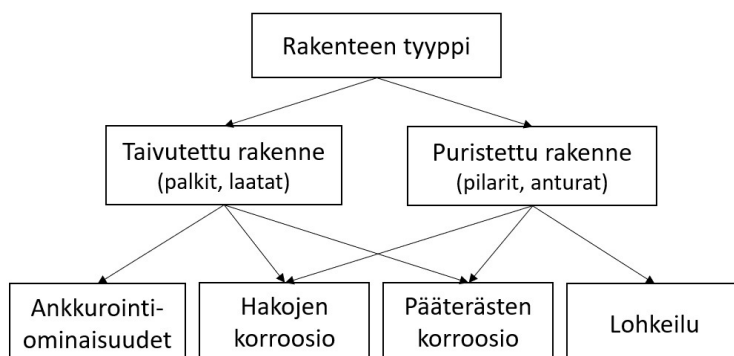
**Kuva 37.** Pakkasrapautuneen teräsbetonirakenteen kantavuuden arviointi.

Laskelmissa suola-pakkasrapautuma mallinnetaan käyttäen betonin jäännöspoikkileikkausta. Tämä ei vaikuta materiaaliominaisuuksiin rakenteen sisällä. Rapautuman laajuus, tunkeuma ja sijainti tulee olla selvillä laskennallista arviota tehdessä. Betoniyhdistyksen (BY 42 2019) mukaan rapautuneen osan lujuus oletetaan nolaksi eli toisin sanoen rakenteen kestävyys lasketaan vähentämällä rapautunut pinta-ala tutkittavasta poikkileikkauksesta, mikäli tarkempaa tietoa ei ole. Todellisen jäännöspoikkileikkauksen määrittäminen on siis tärkeää. Mikäli suola-pakkasrapautuman vaikutusala ulottuu raudoitteisiin asti, tulee laskennassa huomioida raudoitteiden ominaisuuksien muutokset laskentatietokoneella sekä tulevaisuudessa.

Sisäistä pakkasvauriota ja sen vaikutuksia rakenteeseen on käyty läpi luvussa 4.1. Laskennassa sisäinen pakkasrapautuma huomioidaan käyttämällä betonin muuttuneita materiaaliominaisuuksia (Zandi 2008, s. 7). Lisäksi tulee huomioida, että rapautuma voi vaikuttaa rakenteen murtotapaan ja mahdollisesta murtumisesta normaalisti ilmeneviin merkkeihin, kuten halkeaman syntyyn tai taipumiin (Ma *et al.* 2017).

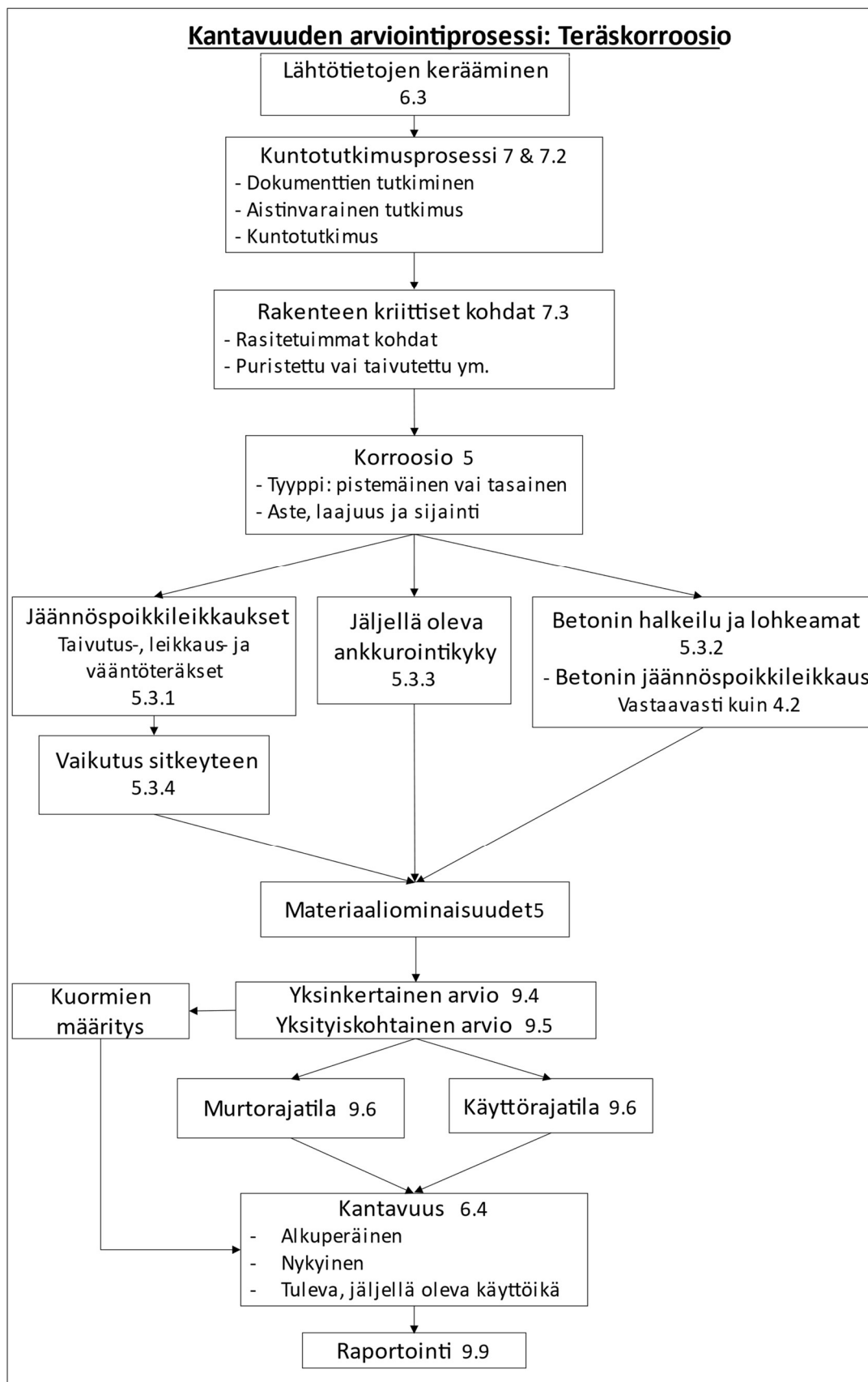
### 9.8.2 Arviointiprosessi: Raudoitteiden korrosio

Raudoitteiden korrosio vaikuttaa teräsbetonirakenteeseen monella tavalla, kuten luvussa 5 esitetään. Kuvassa 38 esitetään raudoitteen korroosion päävaikutukset rakentyyteittäin taivutetulle rakenteelle ja puristetulle rakenteelle.



**Kuva 38.** Korroosion vaikutus taivutettuun ja puristettuun rakenteeseen (mukailtu lähteestä Geocisa 2002, s. 15).

Vaurioiden vakavuus riippuu rakenteiden kuormitustavasta, esimerkiksi siitä onko kyseessä taivutettu vai puristettu rakenne. Luvussa 5.5. on havainnollistettu vaurioiden vakavuutta pilarille sekä palkille. Kuvassa 39 on esitetty kantavuuden arvioinnin vuokaavio, johon on lisätty teräskorroosion huomioimisen keskeisimmät piirteet.



**Kuva 39.** Korroosiovaurioituneen teräsbetonirakenteen kantavuuden arviointi.

Raudoitteiden korroosion vaurioittaman rakenteen kantavuuden selvitys voidaan esittää seuraavasti:

1. esitietojen kerääminen: aistinvarainen tutkimus, dokumentteihin tutustuminen ja kuntotutkimus, joissa kerätään kaikki oleellinen tieto rakenteesta ja ympäristöstä
2. korroosion vaikutusten määrittäminen betonissa ja raudoitteissa, etenkin ankkuroinnin muutokset, jäännöspoikkileikkaukset (raudoite sekä betoni) ja halkeamat
3. kuormien määrittäminen
4. rakenteen kantavuuden analysointi muokatuilla materiaaliominaisuuksilla
5. rakenteen kantavuuden varmistus (nykyhetkessä ja tulevaisuudessa) tarkastellen sekä käyttö- että murtorajatilat. (Geocisa 2002, s. 22)

Korroosion vaurioittama raudoite huomioidaan laskennassa käyttäen raudoitteen jäännöspoikkileikkauksen alaa. Laskennan oikeellisuuden varmistamiseksi on tärkeää, että raudoitteen jäännöspoikkileikkaus on saatu selvitettyä riittävän tarkasti. Poikkileikkauksen pienenemisen lisäksi korroosio vaikuttaa myös raudoitteen ankkurointiin sekä betonin halkeiluun, joiden analysointi laskennallisesti vaatii yleisesti tarkempia laskentamenetelmiä. Lisäksi poikkileikkauksen pienenemisestä seuraa raudoitteen sitkeyden alenema, joka voi olla huomattavasti rajumpaa, kuin lineaarinen alenema poikkipinta-alan suhteessa.

## 9.9 Laskennan tulos ja raportointi

Laskennan päätteeksi todetaan, onko rakenteen kantavuus riittävä vai ei. Kantavuuden arvioinnissa selvitetään rakenteen nykyinen sekä tuleva kantavuus. Arvioinnin päätteeksi arvion lähtötiedot, laskentamenetelmät ja tulokset kirjataan raporttiin. Raportin tekemistä ei voi vähätellä, sillä raportti on arvioinnin lopputuote, joka toimitetaan kantavuusarvion tilaajalle. Raportti siis edustaa insinöörin tekemää työtä, joten siihen on syytä panostaa ja kiinnittää huomiota myös raportin yleisasuun ja selkeyteen.

Raportin vastaanottajan perehtyneisyys tulee ottaa huomioon raporttia kirjoittaessa. Mikäli kantavuusarvion tilaaja ei ole rakennusalaan perehtynyt toimija, tulee raportti kirjoittaa asioita selittäen. Tilaajan ollessa rakennusalaan perehtynyt, voidaan raportti kirjoittaa pelkistetympin. (BY 42 2019, s. 117) Raporttia kirjoittaessa tulee huomioida myös se, että tilaaja tarvitsee tietoa rakenteen kunnosta eikä vain tutkimustuloksia (Mattila 2018a).

Jokainen kantavuuden arviointiprojekti on yksilöllinen kokonaisuus, jonka yksityiskohtia voi olla vaikea muotoilla tarkkaan määritettyjen otsikoiden alle. Tästä huolimatta raporttien tulisi olla perusmuodoltaan yhteneviä. Raportti toimii asiakirjana, jonka perusteella tilaaja tekee itsenäisesti tai konsultin avustuksella päätöksen rakenteen jatkotoimenpiteistä. Kuvassa 40 esitetään esimerkkiraporttipohja, jota mukaillen kantavuuden arviointiprosessi voidaan dokumentoida.

1. Esittely ja arvioinnin tavoite
2. Rakenteen kuvaus
  - 2.1. Saatavilla olevat lähtötiedot
  - 2.2. Rakentamisaikaiset määräykset
3. Aiemmin tehtyjen toimenpiteiden kuvaus
4. Vaadittu varmuustaso ja muut tavoitteet
5. Kuntotutkimukset
  - 5.1. Tehdyt havainnot ja tutkimusten tulokset
  - 5.2. Vauriot, nykytila ja eteneminen
6. Kantavuuden arviointimenetelmä
  - 6.1. Lähtötiedot ja laskentamenetelmä
7. Arvioinnin tulos
  - 7.1. Arvioitu kantavuus
  - 7.2. Laskennassa käytetyt kuormat
  - 7.3. Varmuus
  - 7.4. Kriittiset rakenteet tai niiden osat
  - 7.5. Murtotavan esittely
8. Yhteenveto & toimenpide-ehdotukset
9. Liitteet

**Kuva 40.** *Kantavuusarvion esimerkkiraporttipohja (mukailltu lähteistä ISO 13822 2010, s. 30–32; CS 451 2020, s. 19).*

Arvioinnin tavoitteessa tarkennetaan syyt rakenteen kantavuuden arvioinnille sekä arvioinnin tavoitteet sekä tilaajan että kantavuuden arvioijan kannalta. Tarkasteltavasta rakenteesta tulee esitellä oleelliset tiedot, sekä esittää rakenteen käyttösuunnitelma. Raporttiin kirjataan kaikki käytössä olleet lähtötiedot, kuten rakennesuunnitelmat, korjaussuunnitelmat ja huoltoasiakirjat. (ISO 13822 2010, s. 30–32)

Rakenteeseen kohdistetut kuntotutkimukset, niistä saadut tulokset sekä mahdolliset raja-arvot esitellään. Laboratoriotulokset esitetään tarkemmin raportin liitteissä. Kuntotutkimuksissa havaitut vauriot ja puutteet kirjataan raporttiin kattavasti. Raporttiin tulee kirjata kaikki työn aikana tehdyt havainnot rakenteen kunnosta, esimerkiksi rakennesuunnitelmista ja kuntotutkimuksissa tehdyt havainnot. (ISO 13822 2010, s. 30–32)

Analysoinnissa käytetyt laskentamenetelmät tulee esitellä. Lisäksi esitellään tapa, jolla rakenteen varmuus määritetään. Laskennan tulokset esitellään tiivistetysti ja tarkemmat

laskentadokumentit voidaan esittää liitteissä (ISO 13822 2010, s. 30–32). Mikäli rakenne koostuu useasta rakenneosasta, tulee rakenneosat ja niiden kantavuudet eritellä.

Laskentamenetelmistä tulee käydä ilmi kaikki laskennassa mukana olleet kuormat, yksinkertaistukset ynnä muut laskentaan vaikuttavat seikat. Myös lähtötietojen puutteesta ja mahdollisista epätarkkuuksista tulee raportoida. Lisäksi laskennan yhteydessä esitetään mahdolliset raja-arvot, kuten esimerkiksi taipuman raja-arvo ja sitä vastaavat tulokset.

Yhteenvedossa kuntotutkimuksissa ja kantavuuden arviointianalyseissä tehdyt huomiot ja johtopäätökset esitellään perustellusti. Rakenteen jäljellä olevaa käyttöikää arvioidaan ja verrataan sitä suunniteltuun käyttöikään. Vaurioiden osalta on syytä käydä läpi vaurioiden kriittisyys ja vaurioiden etenemisen vaikutukset. Jokaisen yhteenvedossa tehdyn päätelmän tulee perustua aiemmin raportissa tehtyyn huomioon (ISO 13822 2010, s. 32). Raportin lopussa annetaan lyhyesti tarvittavia toimenpide-ehdotuksia, joiden pohjalta tilaaja voi käynnistää mahdollisen korjaamisen hankesuunnittelun.

## 9.10 Toimenpide-ehdotukset

Kantavuuden arviointiprosessin aikana tehtyjen laskelmien perusteella esitetään tarvittaessa rakenteelle soveltuvia toimenpide-ehdotuksia, joiden avulla rakenteen käyttöikää ja turvallisuutta voidaan parantaa vaaditun varmuuden takaamiseksi. Rakenteiden kantavuuden parantamiseksi on monia menetelmiä (Newman 2021). Yleisimpiä muutoksia rakenteiden varmuuden parantamiseksi ovat rakenneosien kuormankantokyvyn parantaminen sekä kuormien alentaminen (RIL 174-4 1988, s. 80). Rakennejärjestelmän muutoksillakin voidaan rakenteen kantavuutta parantaa (Newman 2021).

Tutkituissa toimintamalleissa (luku 8) mainitaan, että rakenteen käyttöä voidaan joissain tapauksissa jatkaa, vaikka kantavuus ei olisikaan riittävä. Käyttöä voidaan jatkaa viranomaisten hyväksynnällä monitoroinnin avulla, mikäli rakenteen kantavuuden ylitys on alhainen. (Rücker *et al.* 2006, s. 7)

Kuormia voidaan tarvittaessa rajoittaa, jotta rakenteen kantavuus voidaan taata (Newman 2021). Tällaisia tilanteita voivat olla esimerkiksi lumikuorman rajoittaminen, mikä tarkoittaa käytännössä sitä, että suunnittelija määrittää rakenteen huolto- tai käyttöohjeeseen tarkat määrät, kuinka paljon lunta saa katolla olla. Raja-arvot annetaan tässä tapauksessa kuivalle ja märälle lumelle erikseen. Myös hyötykuormia voidaan rajoittaa. Kuormien rajoittamisella saadaan lisää varmuutta rakenteen kantavuudelle. (Sippola 2021)

Rakenteen omaa painoa voidaan pienentää vaihtamalla massiivisia rakenneosia kevyiksi. Tällaisia toimenpiteitä voivat olla muun muassa välipohjien pintalaattojen sekä väliseinien muuttaminen kevytrakenteisiksi. Tällaisissa toimenpiteissä tulee rakennekokonaisuuden toiminta tutkia tarkoin. Esimerkiksi massiivirakenteinen väliseinä voi toimia stabiloivana kuormana ulokkeelle.

Rakenteiden rasituksia voidaan myös pienentää rakennejärjestelmää muuttamalla. Esimerkiksi pilareissa voidaan saavuttaa merkittäviäkin kapasiteetin lisäyksiä nurjahdustuenta muuttamalla, esimerkiksi pienentämällä nurjahduspituutta lisäämällä sivuttaistukia (Newman 2021). Kapasiteettia voidaan saada lisää myös rakenteen jäykistystä parantamalla ja täten kyseisen rakenneosan rasituksia pienentämällä. Rakenteen kriittisen kohdan korjaus voi parantaa kantavuutta riittävästi (RIL K170 1995, s. 277). Myös palkkien jänneväliä voidaan lyhentää erilaisin keinoin, kuten pilarein tai olemassa olevan rakenteen alittavin palkein (Newman 2021). Yksittäisiä rakenneosia voidaan vahvistaa manteloinnin avulla sekä ulkoisten vahvikeosien avulla. Vahvikkeita voivat olla esimerkiksi teräsprofiilit, hiilikuitukankaat ja -nauhat sekä jänneteräkset. Yleisimpiä syitä rakenteiden vahvistukselle ovat rakenteiden kuormitusten lisääntyminen ja rakenteita vaurioittavat mekanismit. (Newman 2021)

Laskennan tulosten ja ehdotettujen toimenpiteiden pohjalta tilaaja voi käynnistää hanke-suunnitteluvaiheen, jossa kartoitetaan tarkemmin korjaus- ja vahvistusmenetelmiä. Hanke- ja korjaussuunnittelu ovat omia kokonaisuuksiaan eivätkä ne sisälly kantavuuden arvioinnin toimenkuvaan.

## 9.11 Toimintamallin verifiointi ja kehittäminen

Luvuissa 9.1 ja 9.8 esitellyt toimintamallit on tarkoitus ottaa käyttöön kohdeyrityksessä. Jotta toimintamalli voidaan ottaa yleisesti käyttöön, tulee toimintamallia testata ja sen toimivuus taata. Tätä kutsutaan toimintamallin verifiointiksi. Verifiointi on prosessi, jossa tarkastetaan luodun toimintamallin käyttökelpoisuus ja paikkansapitävyys. Tutkimuksen verifiointilla tarkoitetaan menetelmiä, joita käytetään toimintamallin kehittämisen aikana toimintamallin luotettavuuden, pätevyyden ja sitä myötä tutkimuksen tarkkuuden varmistamiseen. Verifiointin tarkoituksena on tunnistaa ja korjata mahdollisia virheitä, joita esitettyssä toimintamallissa mahdollisesti on ja näin estää virheiden päätyminen julkaistavaan toimintamalliin. (Morse *et al.* 2002, s. 17)

Tämänkaltainen tutkimus on siinä mielessä iteratiivinen prosessi, että toimintamallia käytettäessä löytyy varmastikin aina huomioita, joiden avulla toimintamallia voidaan kehit-

tää. Toimintamallin verifiointissa on olennaista, että henkilöt, jotka testaavat toimintamallia tuntevat tutkimuksen taustat sekä yleisen kantavuuden arvioinnin prosessin kattavasti. (Morse *et al.* 2002, s. 17–18) Tämän työn puitteissa verifiointille ei ollut riittävästi ajallisia resursseja, joten ehdotettu toimintamalli tulee verifioida myöhemmin tarvittavassa laajuudessa.

Kantavuuden arvioinnit ovat yksilöllisiä toimenpiteitä, joten kaiken kattavaa toimintamallia on mahdoton kehittää. Kantavuusarvion toimenpiteet ovat pääosin arviointiprosesseissa samoja, mutta tapauskohtaisesti arvioinnin vaiheissa voi olla eroavaisuuksia.

Toimintamallia voidaan jatkojalostaa esimerkiksi koskemaan yksittäisiä rakenneosia, jolloin voidaan luoda rakennekohtaisia kantavuuden arvioinnin toimintamalleja. Kuten tätäkin tutkimusta tehdessä todettiin, voi vaurioiden merkityksellisyys vaihdella rakennekohtaisesti, kuten onko rakenne puristettu vai taivutettu. Lisäksi toimintamallia voidaan kehittää tarkemmin koskemaan jännitetyjä betonirakenteita. Jännitettyjen rakenteiden toiminta eroaa oleellisesti jännittämättömän teräsbetonirakenteen toiminnasta, joten tästä johtuen myös vaurioiden kriittisyydet voivat erota merkittävästikin tässä työssä esitetyistä.



## 10. YHTEENVETO

### 10.1 Työn tulokset

Työn tavoitteena oli tutkia kantavuuden arviointimenetelmiä vaurioituneille teräsbetonirakenteille. Työssä perehdyttiin valittuihin vauriomekanismeihin ja vaurioiden vaikutuksiin teräsbetonirakenteissa. Tutkittaviksi vaurioilmiöiksi valittiin betonin pakkasrapautuma sekä raudoitteiden korroosio, sillä nämä ovat yleisimmät teräsbetonirakenteita vaurioittavat mekanismit Suomessa. Tutkitun tiedon perusteella johdettiin vuokaavio ja toimintamalli kantavuusarvioprosessin tueksi. Tutkimukselle oli tarve, sillä vaurioituneen rakenteen arvioimiseen on hyvin vähän olemassa olevaa ohjeistusta.

Työ alkoi laajalla tutkimuksella valittujen vauriomekanismien osalta. Betonin rapautuman ja raudoitteiden korroosion aiheuttamat vauriot voivat heikentää rakenteen kantavuutta merkittävästi. Betonin rapautumisen osalta merkittävimmät muutokset ovat kimmomoduulin jopa dramaattinen alenema, sekä betonin materiaaliominaisuuksien epätasainen heikkeneminen. Rapautuessa betonin vetolujuus alenee huomattavasti nopeammin kuin puristuslujuus. Tutkimuksessa havaittiin myös raudoitteen ankkuroinnin heikkenevän oleellisesti ympäröivän betonin rapautuessa. Raudoitteiden korroosion osalta merkittävimmät haitat ovat teräspoikkileikkauksen pieneneminen ja sitä seuraava raudoitteen sitkeyden menetys. Lisäksi korroosion aiheuttama betonin lohkeilu ja tästä johtuva ankkurointikapasiteetin alenema heikentää rakenteen kantavuutta. Rakennekohtaisissa tarkasteluissa havaittiin, että raudoitteiden korroosion vaikutus taivutettuun rakenteeseen on suurempi kuin puristettuun rakenteeseen. Toisaalta betonin rapautumisen vaikutukset puristettuihin rakenteisiin ovat huomattavasti suuremmat kuin taivutettuihin rakenteisiin.

Työssä tutkittiin valittujen vaurioiden kuntotutkimusmenetelmiä. Tutkimuksessa huomattiin, että kantavuuden arvioimiseksi tehtävä kuntotutkimus poikkeaa tavanomaisesta kuntotutkimuksesta muun muassa laajuuden ja tutkimuksen kohdentamisen osalta. Kuntotutkimusta tehdessä on syytä tuntea tarkasteltavan rakenteen toimintatapa, jotta tutkimukset ja kantavuuden arviointi osataan kohdentaa rakenteen kantavuuden kannalta tärkeimpiin kohtiin. Vaurion sijainti rakenneosassa vaikuttaa merkittävästi sen aiheuttamaan haittaan rakenteen kantavuuden näkökulmasta.

Työn toisessa osassa tutkittiin kantavuuden arviointimenetelmiä. Tutkimuksessa huomattiin, että vaurioituneen rakenteen kantavuuden arvioimiseksi on julkaistu melko vä-

hän ohjeita. Pääosa kantavuuden arvioinnin ohjeista ei anna tarkkaa ohjeistusta vaurioiden huomioimiseen tai ne rajaavat vaurioituneet rakenteet ohjeen ulkopuolelle. Kantavuuden arviointiprosessin pääkohdat ovat lähtötietojen kerääminen ja rakenteen analysointi. Lähtötietoja kerätään pääosin dokumenteista sekä kuntoarvioista ja kuntotutkimuksista. Analysoinnissa tärkeintä on löytää sellainen menetelmä, jolla voidaan selvittää rakenteen todellista kuntoa vastaava kantavuus.

Rakenteen kantavuus voidaan arvioida yksinkertaisin tai yksityiskohtaisin menetelmin. Näiden eroina ovat arvion tarkkuus, luotettavuus sekä arvion vaatima aika. Yksinkertaisia kaavoja kantavuuden arvioimiseksi on julkaistu vähän. Tämä johtunee siitä, että vaurioituneen rakenteen kantavuuden arviointi on tapauskohtainen prosessi ja kantavuuden arvioinnin yleistäminen muutamaan kaavaan on hankalaa. Yksinkertaisia analyysejä voidaan tehdä muun muassa kimmoteorian mukaisilla menetelmillä. Yksityiskohtaisempien arviointien tekeminen esimerkiksi FEM-laskennan avulla vaatii tekijältään kokemusta sekä rakenteen vaurioitumisen aiheuttamista muutoksista että FEM-ohjelman käytöstä. Yksityiskohtaisemmalla menetelmällä saadaan todenmukaisempi kuva rakenteen käyttäytymisestä ja tämä johtaa kantavuuden kannalta luotettavampiin ja usein suotuisampiin tuloksiin liiallisen konservatiivisuuden poistuessa.

Työssä esiteltiin julkaistuja ohjeita koskien teräsbetonirakenteiden kantavuuden arviointia. Esiteltyjä toimintamalleja vertailtiin ja niiden pohjalta luotiin kohdeyrityksen käyttöön vaurioituneen teräsbetonirakenteen kantavuuden arviointiin soveltuva toimintamalli. Vaurioituneen rakenteen kantavuusarvion tueksi muodostettiin myös vauriotyyppikohtaiset vuokaaviot. Vaurioita koskevissa vuokaavioissa esiteltiin selkeästi, mihin materiaaliominaisuuksiin ja rakenteen yksityiskohtiin arvioinnissa tulee kiinnittää huomiota.

## 10.2 Pohdinta

Vauriomekanismien tutkimisen tavoitteena oli koota tietoutta Suomessa yleisimpien teräsbetonirakenteiden vaurioiden osalta, sekä käyttää tätä tietoa pohtiessa vaurioituneen teräsbetonirakenteen kantavuuden arviointia ja sen toimintamallia. Pakkasrapautuman ja raudotteiden korroosion vaikutusten selvittämisessä päästiin tavoitteeseen löytämällä kirjallisuuskatsauksen avulla vaurioiden merkittävimmät vaikutukset teräsbetonirakenteelle. Diplomityön ohjaajan mukaan tutkimuksen tulokset toimivat hyvänä pohjatietona kantavuuden arvioinnin parissa toimiville tahoille ja monet tässä työssä esiteltyjen vauriomekanismien vaikutukset ovat uutta tietoa monille insinöörille. Vauriomekanismien todelliset vaikutukset materiaaliominaisuuksiin sekä rakenteen toimintaan on syytä tuntea hyvin, jotta rakenteen kantavuuden analysointi voidaan suorittaa luotettavasti.

Kantavuuden arviointimenetelmien osalta tarkoituksena oli tutkia olemassa olevia kantavuuden arvioinnin toimintamalleja ja koostaa näistä toimintamalli yrityksen käyttöön. Toimintamallien tutkiminen, vertailu ja näistä johdetun toimintamallin tekeminen onnistui tavoitteiden mukaisesti, sillä kantavuuden arvioimiseksi saatiin koottua tarvittavaa ohjeistusta. Tutkimuksessa kantavuuden arviointiprosessin laaja kokonaisuus saatiin selkiytettyä ja prosessin vaiheet tiivistettyä vuokaavion muotoon.

Yleisen toimintamallin lisäksi tuotettiin pakkasrapautumaa ja raudotteiden korroosiota koskevat vuokaaviot, joiden avulla voidaan huomioida vauriokohtaiset erityispiirteet teräsbetonirakenteen kantavuuden arvioinnissa. Tämän kaltaista vauriokohtaista ohjeistusta ei ole tämän diplomityön puitteissa tehdyn kirjallisuuskatsauksen perusteella Suomessa aiemmin julkaistu. Tehtyihin kaavioihin saatiin sisällytettyä tässä tutkimuksessa havaitut vauriomekanismien vaikutukset teräsbetonirakenteiden kantavuuteen.

Ehdotettujen toimintamallien puutteena on se, että niitä ei tämän työn puitteissa ollut mahdollista verifioida, joten verifiointi jää kohdeyrityksen tehtäväksi. Toimintamalleja voidaan vielä jatkojalostaa tehtyjen puutteiden ja huomioiden osalta. Ennen kuin toimintamallien verifiointi on suoritettu, tulee niiden sisältöön suhtautua kriittisesti.

Seuraavissa tutkimuksissa voidaan tehdä samankaltaisia vauriomekanismikohtaisia selvityksiä muistakin vauriomekanismeista. Esimerkiksi alkalikiviainesreaktio (AKR) on viime vuosina noussut suuren yleisön tietouteen betonia vaurioittavana mekanismina Suomessa (Pyy 2018). Lisäksi tutkimuksia voidaan kohdentaa muihinkin betonia rapauttaviin vaurioilmiöihin, kuten ettringiittireaktioon. Betonirakenteiden kantavuus voi heiketä myös onnettomuuksien, kuten tulipalon, seurauksena. Tällä tavoin vaurioituneiden rakenteiden kantavuuden arviointimenetelmille voisi olla tarvetta.

Tähän mennessä julkaistut ohjeet ovat hyvin suppeita ja suurpiirteisiä etenkin vaurioituneiden rakenteiden osalta. Suomessa nykyisin käytössä olevat eurokoodit on kehitetty uusien rakenteiden mitoittamiseen, eivätkä sinällään ole täysin päteviä vaurioituneiden rakenteiden kantavuuden arvioimiseksi. Uusien rakenteiden mitoitusohjeilla tehdyt kantavuuden arvioinnit johtavat usein liian konservatiiviseen tulokseen ja täten liian alhaiseen kantavuuteen. Liian alhainen kantavuus heijastuu suoraan korjauskustannuksiin.

Yhtenäistä ohjeistusta olisi syytä tuottaa ja julkaista aina eurokoodeissa asti. Kantavuuden arvioinnille on tarvetta laajalti Suomen lisäksi myös muualla Euroopassa. Eurokoodissa olisi hyvä julkaista yhtenäinen kantavuuden arviointiohje, jota voitaisiin päivittää kansallisin ohjein, riippuen siitä, minkälaisille vaurioilmiöille kyseisen maan rakenteet altistuvat. Yhtenäinen ohjeistus parantaisi kantavuusarvioiden luotettavuutta.

## LÄHTEET

ACI Committee 437. (2019). ACI 437R-19 Strength Evaluation of existing Concrete Buildings. American Concrete Institute.

Almusallam A.A. (2001). Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars. *Construction and Building Material* 15 (2001). Sivut: 361–368. Saatavissa: [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(01\)00009-5](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(01)00009-5)

Bertolini L., Elsener B., Pedferri P., Redaelli E., Polder R. (2014). *Corrosion of Steel in Concrete: Prevention, Diagnosis, Repair*. John Wiley & Sons, Incorporated. Sivut 71–77.

BY 42. (2019). Betonijulkisivun kuntotutkimus 2019. Suomen Betoniyhdistys ryi.

BY 201. (2004). *Betonitekniikan oppikirja*. Suomen Betoniyhdistys r.y.

Böhni H. (2005). *Corrosion of Reinforced Concrete Structures*. Woodhead Publishing. Saatavissa (viitattu 2.5.2021): <https://app.knovel.com/hotlink/toc/id:kpCRCS0005/corrosion-in-reinforced/corrosion-in-reinforced>

Cairns J., Plizzari G.A., Du Y., Law D.W., Franzoni C. (2005). Mechanical properties of corrosion – damaged reinforcement, *ACI Materials Journal* in July 2005. Sivut 256–264 Saatavissa: <https://www.researchgate.net/publication/279903696>

CS 450. (2020). *Inspection of highway structures*. Highways England.

CS 451. (2020). *Structural review and assessment of highway structures*. Highways England.

CS 454. (2020). *Assessment of highway bridges and structures*. Highways England.

CS 455. (2020). *Assessment of concrete highway bridges and structures*. Highways England.

Fagerlund G. *et al.* (2001). *Contecvet: A validated users manual for assessing the residual service life of concrete structures – Manual for assessing concrete structures affected by frost*. Division of Building Materials, LTH, Lund University. Saatavissa (viitattu 7.1.2021): [@book{b75ec56cd0644872a9d6b1ae3ac3278a](https://book.b75ec56cd0644872a9d6b1ae3ac3278a)

Fridh K. (2005). *Internal frost damage in concrete – experimental studies of destruction mechanisms*. Division of Building Materials, LTH, Lund University. Sivut 1–6. Saatavissa (viitattu 2.2.2021): <https://lup.lub.lu.se/record/24581>

Geocisa. (2002). *Contecvet: A validated users manual for assessing the residual service life of concrete structures – Manual for assessing corrosion-affected concrete structures*. Geocisa and Torroja Institute (Spain).

Gino D., Castaldo P., Bertagnoli G., Giordano L., Giuseppe M. (2019). Partial factor methods for existing structures according to *fib Bulletin 80: Assessment of an existing prestressed concrete bridge*. Department of Structural, Geotechnical and Building Engineering (DISEG), Politecnico di Torino, Turin, Italy. Sivut 15–31. Saatavissa (viitattu 27.2.2021): <https://www.researchgate.net/publication/333845069>

Haavisto J., Laaksonen A. (2018). Betonin puristuslujuus – Esiselvitys: Tausta ja määrittäminen koetuloksista. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 32/2018. Liikennevirasto. Sivut 10–12. Saatavissa (viitattu 13.3.2021): <https://www.doria.fi/handle/10024/155485>

Heikkilä T. (2014). Muuttujien väliset riippuvuudet – esimerkkejä. Edita Publishing. Sivut 4.

Holický M., Navarova V., Gottfried R., Kronika M., Marková J., Sýkora M., Jung K. (2013). Basic for assessment of existing structures. Klokner Institute, Czech Technical University in Prague, Czech Republic.

Hong S., Park S.K. (2011). Uniaxial Bond Stress-Slip Relationship of Reinforcing Bars in Concrete. Sungkyunkwan University, Republic of Korea. Sivut 1–12. Saatavissa (viitattu 16.4.2021): <https://www.hindawi.com/journals/amse/2012/328570/>

Hurme R., Häyrynen M., Penttala V., Putkonen L., Soini E. (1991). Betoni Suomessa 1860–1960. Suomen Betoniyhdistys r.y.

ISO 13822:2010. (2010). Bases for design of structures – Assessment of existing structures. International Organization for Standardization.

Kanerva P. (1972). Rajatilamenetelmien käyttö rakenteiden mitoituksessa. Rakenteiden mekaniikka Vol. 5. No 32 1972. Rakenteiden Mekaniikan Seura. Sivut 192–215. Saatavissa (luettu 21.5.2021): [http://rmseura.tkk.fi/rmlehti/1972/nro3/Rak-Mek\\_5\\_3\\_1972\\_3.pdf](http://rmseura.tkk.fi/rmlehti/1972/nro3/Rak-Mek_5_3_1972_3.pdf)

Kankainen J., Junnonen J-M. (2020). Rakennuttaminen. 6. päivitetty painos. Rakennustieto.

Kerokoski O. (2019). Betonirakenteiden perusteet. Opintomoniste versio 10.8.2019. Tampereen yliopisto.

Korhonen E, Niemi J, Ekuri R, Oksanen R, Miettinen H, Parviainen J, Haapanen A, Patanen T. (2018). Kuntien rakennuskannan kehitys- ja säästöpotentiaali. Valtioneuvoston selvitys- ja tutkimustoiminnan julkaisusarja 5/2018. Sivut 10. Saatavissa (viitattu 24.5.2021): <https://tietokayttoon.fi/julkaisu?pubid=24402>

Korhonen P. (2008). Korjausrakentaminen kasvaa – miten pystymme vastaamaan haasteisiin. Rakentajain kalenteri 2008. Rakennustieto. Sivut 459–462. Saatavissa (viitattu 12.4.2021): <https://www.rakennustieto.fi/Downloads/RK/RK080601.pdf>

Köliö A. (2016). Propagation of Carbonation Induced Reinforcement Corrosion in Existing Concrete Facades Exposed to the Finnish Climate. Tampere University of Technology. Publication 1399. Sivut 11. Saatavissa: <http://urn.fi/URN:ISBN:978-952-15-3800-1>

Köliö A. (2020). Betonirakenteiden korjaaminen. Korjausrakentamisen prosessi. Suomen Betoniyhdistys. Sivut 25.

Laaksonen A. (2020). Luentomateriaali. Jännitetyt betonirakenteet - Luento 4, jännityshäviöt. Tampereen yliopisto.

Lahdensivu J. (2012). Durability Properties and Actual Deterioration of Finnish Concrete Facades and Balconies. Tampere University of Technology. Publication 1028. Sivut 108–109. Saatavissa: <http://urn.fi/URN:ISBN:978-952-15-2823-1>

Lahdensivu J. (2014). Betonijulkisivujen ja parvekkeiden säilyvyys suomalaisissa suunnitteluohjeissa. Tekniikan Waiheita 3/14. Sivut 5–21.

Leskelä M.V. (2007). EN 1992-1-1: Uusi eurocode 2 standardi betonirakenteiden suunnittelua varten. Rakentajain kalenteri 2007. Sivut 517–526. Saatavissa (viitattu 15.4.2021): <https://www.rakennustieto.fi/Downloads/RK/RK070703.pdf>

Leskelä M.V. (2008). BY 210. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. Suomen Betoniyhdistys r.y.

Liikennevirasto. (2013). Taitorakenteiden tarkastusohje. 17-2013. Saatavissa: <https://www.doria.fi/handle/10024/121605>

Lindmark S. (1998). Mechanisms of salt frost scaling on Portland cement-bound materials: studies and hypothesis. Division of Building Materials, LTH, Lund University. Saatavissa (viitattu 27.3.2021): <https://lup.lub.lu.se/record/18808>

Luechinger P., Fischer J., Chrysostomou C., Dieteren G., Landon F., Leivestad S., Malakatas N., Mancini G., Markova J., Matthews S., Nolan T., Nuti C., Osmani E., Rønnow G., Schnell J., Tanner P. (2015). New European Technical Rules for the Assessment and Retrofitting of Existing Structures. European commission – Joint Research Centre Publications Office of the European Union. Saatavissa (viitattu 30.1.2021): <https://op.europa.eu/en/publication-detail/-/publication/66251754>

Lundgren K., Kettil P., Zandi H., Schlune H., San Roman A. (2012). Analytical model for the bond-slip behaviour of corroded ribbed reinforcement. Structure and Infrastructure Engineering February 2012. Sivut 157–169. Saatavissa (viitattu 10.1.2021): <http://dx.doi.org/10.1080/15732470903446993>

Ma Z., Zhao T., Yang J. (2017). Fracture Behavior of Concrete Exposed to the Freeze-Thaw Environment. American Society of Civil Engineers ASCE Journals. Saatavissa: DOI:10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001901.

Mattila J. (2018a). Luentomateriaali. Kuntotutkimukset. Betonijulkisivujen ja parvekkeiden kuntotutkimus. Tampereen yliopisto.

Mattila J. (2018b). Ulkobetonirakenteet ja niiden vauriotavat. Betonirakenteiden korjaus ja rakennusfysiikka. Pätevyyskurssi 16.1.2018. Betoniteollisuus ry. Saatavissa (viitattu 25.5.2021): [http://www.betoniyhdistys.fi/media/kurssimateriaalia/bkrf-2018/3\\_by-patevoityskurssi-rakenteet-ja-vauriot-mattila-16.1.2018.pdf](http://www.betoniyhdistys.fi/media/kurssimateriaalia/bkrf-2018/3_by-patevoityskurssi-rakenteet-ja-vauriot-mattila-16.1.2018.pdf)

Morse J., Barrett M., Mayan M., Olson K., Spiers J. (2002). Verification Strategies for Establishin reliability and Validity in Qualitative Research. International Journal of Qualitative Methods. Saatavissa (viitattu 10.5.2021): <https://journals.sagepub.com/doi/10.1177/160940690200100202>

Mäkiö E., Malinen M., Neuvonen P., Tuunanen A-M., Sinkkilä J., Saarenpää J. (1989). Kerrostalot 1940–1960. Rakennustieto Oy.

Mäkiö E., Malinen M., Neuvonen P., Vikström K., Mäenpää R., Saarenpää J., Tähti E. (1994). Kerrostalot 1960–1975. Rakennustieto Oy.

Narayanan R.S., Brooker O. (2006). How to design concrete structures using Eurocode 2. 1. Introduction to Eurocodes. The Concrete Centre.

Neuvonen P., Mäkiö E., Malinen M. (2002). Kerrostalot 1880–1940. Rakennustieto Oy.

- Newman A. (2021). *Structural Renovation of Buildings: Methods, Details and Design Examples*, Second Edition. McGraw-Hill. Saatavissa: <https://www.accessengineering-library.com/content/book/9781260458336>
- Penttala V., Al-Neshawy F., Lehtinen T., Räsänen V. (2003). Internal and surface deterioration of concrete due to frost action. Helsinki University of Technology. Sivut 601–619. Saatavissa (viitattu: 3.3.2021): <https://www.researchgate.net/publication/272565412>
- Pentti M. (2020). Luentomateriaali. Rakenteiden korjaustekniikka – Kantavien rakenteiden korjauksen erityispiirteitä. Tampereen yliopisto.
- Petersen L., Lohaus L., Polak M.A. (2007). Influence of freezing-and-thawing damage on behavior of reinforced concrete element. *ACI Material Journal*. Sivut 369–378.
- Punkki J. (2004). Betonirakenteiden käyttöikäsuunnittelu. *Betoni-lehti* 4/2004. Sivut: 36–41. Betoniteollisuus ry. Saatavissa (viitattu 10.4.2021): [https://betoni.com/wp-content/uploads/2015/11/BETO404\\_s36-41.pdf](https://betoni.com/wp-content/uploads/2015/11/BETO404_s36-41.pdf)
- Punkki J. (2017). Betonirakenteiden käyttöikäsuunnittelu. *Betoni-lehti* 2/2017. Sivut: 66–71. Betoniteollisuus ry. Saatavissa (viitattu 10.4.2021): [https://betoni.com/wp-content/uploads/2017/05/BET1702\\_66-71.pdf](https://betoni.com/wp-content/uploads/2017/05/BET1702_66-71.pdf)
- Pyy H. (2018). Alkalikiviainesreaktio – miten tähän on tultu ja miten tästä eteenpäin. *Betoni-lehti* 2/2017. Betoniteollisuus ry. Saatavissa (viitattu 25.5.2021): [https://betoni.com/wp-content/uploads/2018/11/BET1804\\_90-95.pdf](https://betoni.com/wp-content/uploads/2018/11/BET1804_90-95.pdf)
- Rakennusteollisuus. (2021). Rakennuskannan ikäjakauma. Verkkosivu. Saatavissa (viitattu 29.4.2021): <https://www.rakennusteollisuus.fi/Tietoa-alasta/Talous-tilastot-ja-suhdanteet/Kuviopankki/>
- Rakennusteollisuus. (2019). Eurokoodit: Eurooppalaiset kantavien rakenteiden suunnittelustandardit. Helsinki. Suomen standardisoiimisliitto SFS. Saatavissa: <https://www.eurocodes.fi/historiaa/>
- Rakennustieto. (2016). RT 18-11220. Asunto-osakeyhtiön korjaushankkeen hanke-suunnittelu. Rakennustietosäätiö RTS.
- Ratvio J., Kaista P. (2010). Tutkimusselostus K-7145. Ruostumattoman raudoituksen käyttö siltojen betonirakenteissa. *Contesta*. Sivut 6–9.
- RIL K170-1995. (1995). Korjausrakentaminen IV, Kattorakenteiden korjaus Runkorakenteiden korjaus ja vahvistaminen. Suomen rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y.
- RIL 174-1. (1988). Korjausrakentaminen I. Yleiset perusteet. Suomen rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y.
- RIL 174-4. (1988). Korjausrakentaminen IV. Runkorakenteet. Suomen rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y.
- ROTI. (2019). Rakennetun omaisuuden tila 2019. Verkojulkaisu. Saatavissa (viitattu 17.5.2021): [https://www.ril.fi/media/2019/roti/roti\\_2019\\_raportti.pdf](https://www.ril.fi/media/2019/roti/roti_2019_raportti.pdf)
- Robuschi S., Lundgren K., Fernandez I., Flansbjerg M. (2020). Anchorage of naturally corroded, plain reinforcement bars in flexural members. *Materials and Structures*. Sivu 2. Saatavissa: <https://doi.org/10.1617/s11527-020-01471-2>

Rücker W., Hille F., Rohrmann R. (2006). Guideline for the Assessment of Existing Structures. Federal Institute of Materials Research and Testing (BAM). Saatavissa (viitattu 14.1.2021): [http://www.samco.org/network/download\\_area/ass\\_guide.pdf](http://www.samco.org/network/download_area/ass_guide.pdf)

SFS-EN 206:2014 + A1:2016. (2016). Betoni. Määrittelyt, ominaisuudet, valmistus ja vaatimustenmukaisuus. 2. painos. Suomen Standardisoimisliitto SFS.

SFS-EN 1990 + A1 + AC. (2006). Eurokoodi: Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS.

SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC. (2015). Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS.

SFS 7022:2019. (2019). Betoni. Standardin SFS-EN 206 käyttö Suomessa. Suomen standardisoimisliitto SFS.

SFS-EN 13791:2019. (2019). Assessment of in-situ compressivestrength in structures and precast concrete components. Suomen standardisoimisliitto SFS.

Suikka A., Lemetyinen J. (2012). Betonirakenteiden ympäristöominaisuuksista. Rakentajain kalenteri 2012. Sivut 119–121. Saatavissa (luettu 17.5.2021): <https://www.rakennustieto.fi/Downloads/RK/RK120503.pdf>

Sippola M. Diplomi-insinööri. Laskenta-asiantuntija. Vahanen Suunnittelupalvelut Oy. Haastattelut kevät 2021.

Suomen Rakentamismääräyskokoelma. (1976). B1 Rakenteiden varmuus ja kuormitukset. Sisäasianministeriö.

Suomen Rakentamismääräyskokoelma. (1977). B7 Betonirakenteiden rajatilamitoitus. Sisäasianministeriö.

Suomen Rakentamismääräyskokoelma. (1978). B1 Rakenteiden varmuus ja kuormitukset. Sisäasianministeriö.

Suomen Rakentamismääräyskokoelma. (1983). B2 Kantavat rakenteet. Sisäasianministeriö.

Suomen Rakentamismääräyskokoelma. (1987). B4 Betonirakenteet – ohjeet 1987. Ympäristöministeriö.

Suomen Rakentamismääräyskokoelma. (1990). B1 Rakenteiden varmuus ja kuormitukset. Sisäasianministeriö.

Suomen Rakentamismääräyskokoelma. (1998). B1 Rakenteiden varmuus ja kuormitukset. Määräykset 1998. Sisäasianministeriö.

Suomen Rakentamismääräyskokoelma. (2005). B4 Betonirakenteet – ohjeet 2005. Ympäristöministeriö.

Tepponen P. (2018). Betonin Huokostus. Semtu Oy. Sivut 1–13. Saatavissa (viitattu 27.4.2021): [https://www.semtu.fi/download\\_file/view/11331/285](https://www.semtu.fi/download_file/view/11331/285).



- Thun H., Ohlsson U., Elfgrén L. (2006). Concrete Strength in old Swedish concrete bridges. Saatavissa (viitattu 8.2.2021): <https://www.researchgate.net/publication/259656096>
- Tielaitos. (1992). Siltojen kantavuuden laskentaohje. Saatavissa (viitattu 12.5.2021): <https://www.doria.fi/handle/10024/133402>
- Valenza J., Schecer G. (2007). A review of salt scaling: 1. Phenomenology. Princeton university. Sivut: 1022–1033. Saatavissa: <https://doi.org/10.1016/j.cemcon-res.2007.03.003>
- Verbeck G.J., Klieger P. (1957). Studies of “Salt” Scaling of Concrete. Research and Development Division Portland Cement Association. Sivut 1–13. Saatavissa: <http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/hrbulletin/150/150-001.pdf>
- Vestola E., Pohjanne P., Carpén L., Kaunisto T., Ahlroos T. (2006). Kalsiumkloridin sivuvaikutukset. Tiehallinnon selvityksiä 38/2006. Tiehallinto. Verkkojulkaisu. Sivut 40–41. Saatavissa (viitattu 19.5.2021): [https://julkaisut.vayla.fi/pdf/3201014-vkalsiumkloridin\\_sivuvaik.pdf](https://julkaisut.vayla.fi/pdf/3201014-vkalsiumkloridin_sivuvaik.pdf)
- Vinha J. (2021). Luentomateriaali. Rakennusfysiikka. Ilmastonmuutoksen ja energiatehokkuuden parantamisen vaikutukset vaipparakenteiden toiminnassa. Tampereen yliopisto.
- VTT Tutkimusraportti RTE758/05, 4.3.2005. (2005). Rappeutumisen vaikutukset betonisillan kantokykyyn. Saatavissa (viitattu 1.2.2021): [http://www.vtt.fi/inf/julkaisut/muut/2005/rappeutuminen\\_betonisillat2005.pdf](http://www.vtt.fi/inf/julkaisut/muut/2005/rappeutuminen_betonisillat2005.pdf)
- VTT Tutkimusraportti VTT-S-11654-06. (2006). Korroosion ainetta rikkomattomat tutkimusmenetelmät. Saatavissa (viitattu 15.2.2021): [http://www.vtt.fi/inf/julkaisut/muut/2006/korroosio\\_selostus\\_vtt\\_2006.pdf](http://www.vtt.fi/inf/julkaisut/muut/2006/korroosio_selostus_vtt_2006.pdf)
- VTT Tutkimusraportti VTT-S-00757-08. (2008). Korjausalustan laatuvaatimukset. Saatavissa (viitattu 21.2.2021): [http://www.vtt.fi/inf/julkaisut/muut/2008/korjausalusta\\_laatuvaatimukset\\_2008.pdf](http://www.vtt.fi/inf/julkaisut/muut/2008/korjausalusta_laatuvaatimukset_2008.pdf)
- Ympäristöministeriö. (2014). Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista 477/2014. Saatavissa: <https://finlex.fi/fi/laki/alkup/2014/20140477>
- Ympäristöministeriö. (2019). Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Helsinki, 2019. Saatavissa: <https://www.ym.fi/download/name/%7B5070311E-F267-47BC-A593-AEAA20EA31FE%7D/153592>
- Ympäristöministeriö. (2020). Rakentamismääräyskokoelma. Verkkosivu. Luettu: 6.5.2021. Saatavissa: <https://ym.fi/rakentamismaaraykset>
- Zandi K. (2008). Load-carrying capacity of damaged concrete structures. Thesis for the degree of licentiate of engineering. Chambers University of Technology. Saatavissa (viitattu 1.2.2021): <https://www.researchgate.net/publication/259968503>
- Zhu W. (2014). Effect of corrosion on the mechanical properties of the corroded reinforcement and the residual structural performance of corroded beams. INSA de Toulouse. Saatavissa (viitattu 23.3.2021): <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-01222175>

Zwicky D. (2010). SIA 269/2 - The New Swiss Code for Existing Concrete Structures. Swiss Society of Engineers and Architects. Saatavissa (viitattu 28.4.2021): <https://www.researchgate.net/publication/263748031>