

JOUNI LAHTINEN

Junan suistumisen huomioon ottaminen siltojen suunnittelussa



Jouni Lahtinen

Junan suistumisen huomioon ottaminen siltojen suunnittelussa

Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 51/2015

Liikennevirasto

Helsinki 2015

Kannen kuva: Jouni Lahtinen

Verkojulkaisu pdf (www.liikennevirasto.fi)

ISSN-L 1798-6656

ISSN 1798-6664

ISBN 978-952-317-148-0

Liikennevirasto

PL 33

00521 HELSINKI

Puhelin 0295 34 3000

Jouni Lahtinen: Junan suistumisen huomioon ottaminen siltojen suunnittelussa. Liikennevirasto, tekniikka ja ympäristö -osasto. Helsinki 2015. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 51/2015. 128 sivua ja 8 liitettä. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-317-148-0.

Avainsanat: Suistuminen, juna, siltasuunnittelu, törmäys, FEM, betoni, riskianalyysi

Tiivistelmä

Junan suistuminen sillan kannella ja junan törmääminen sillan alusrakenteeseen ovat harvinaisia onnettomuustilanteita. Kyseisillä onnettomuustilanteilla on kuitenkin esiintyessään niin merkittäviä seurauksia, että ne on otettava huomioon siltojen suunnittelussa. Nykyiset suunnitteluohjeet eivät anna täysin yksiselitteisiä ohjeita onnettomuustilanteiden huomioon ottamiseksi. Tästä syystä toteutetuissa siltaratkaisuissa esiintyy vaihtelua. Tiettyjä onnettomuustilanteisiin liittyviä alueita, kuten junan suistumisen syitä ja junan törmäämisen vaikutuksia, on tutkittu kirjallisuudessa aktiivisesti, mutta siltojen suunnitteluun kantaa ottavien julkaisujen määrä on vähäinen. Siltasuunnitteluun liittyvissä julkaisuissa on tarkasteltu lähinnä vaurionsietokykyajattelun ja riskienhallintamenetelmien soveltamista siltojen suunnittelussa. Jotkut tutkijat ovat esittäneet, että nykyiset suunnitteluohjeet eivät välttämättä ole riittäviä suistumiseen liittyvän törmäyksen aiheuttaman onnettomuustilanteen huomioon ottamiseksi.

Työn tarkoitus on selvittää, miten junan suistuminen tulisi ottaa huomioon siltojen suunnittelussa keskittyen Suomen siltojen suunnitteluun. Työssä on tunnistettu junan suistumiseen vaikuttavia olennaisia tekijöitä ja syvennytty suistumistilanteeseen liittyviin Suomessa sovellettaviin virallisiin suunnitteluohjeisiin. Lisäksi on tarkasteltu Ruotsin liikenneviranomaisen, yhdysvaltalaisen ratakankkeen ja australialaisen rautatieyhtiön suunnitteluohjeita. Suunnitteluohjeiden kehittämistarpeisiin pyrittiin löytämään ratkaisuja kirjallisuusaineiston, suunnitteluohjeiden vertailun ja työssä suoritettujen numeeristen törmäyslaskennan avulla.

Työn perusteella suistumisriskiin olennaisesti vaikuttavia tekijöitä ovat radan tekniset ominaisuudet ja kunto, liikkuvan kaluston kunto, inhimilliset tekijät ja siltapaikan olosuhteet. Erityisesti vaihteet ja radan kunto vaikuttavat suistumisen todennäköisyyteen. Kannella tapahtuvan suistumisen seurauksia voidaan vähentää soveltamalla suunnittelussa vaurionsietokykyajattelua ja käyttämällä ehkäiseviä toimenpiteitä, kuten suojakiskoja ja reunarakenteita.

Tehdyn tutkimuksen mukaan nykyinen törmäystilanteen tarkastelussa käytettävä staattinen kuorma ei vastaa oletettavan maksimikuorman vaikutusta. Suunnittelua tulisi ohjeistaa niin, että siirrytään staattiseen pistekuormaan perustuvasta mitoitustavasta riskianalyysitarkasteluun. Riskianalyysitarkastelun avulla suunnittelussa voidaan ottaa huomioon suistumisen aiheuttamaan riskiin tapauskohtaisesti vaikuttavia muuttuvia tekijöitä. Työssä esitetään eräs malli riskianalyysin soveltamisesta.

Jouni Lahtinen: Beaktande av tågurspårning vid planering av broar. Trafikverket, teknik och miljö. Helsingfors 2015. Trafikverkets undersökningar och utredningar 51/2015. 128 sidor och 8 bilagor. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-317-148-0.

Sammanfattning

Det är mycket ovanligt att tåg spårar ur på brolocket eller kolliderar med brons underbyggnad. Om en sådan olycka ändå sker är följderna så betydande att de måste beaktas när broar planeras. De nuvarande planeringsanvisningarna ger inte entydiga anvisningar om hur olyckssituationer ska beaktas. Därför varierar lösningarna för broar. Det har gjorts aktiva litteraturstudier om vissa olyckssituationer, såsom orsakerna till att tåg spårar ur och följderna av tåg som törnar mot något, men det finns få publikationer som tar ställning till planeringen av broar. I publikationerna som hänför sig till broplanering har man främst granskat hur man kan tillämpa skadetålighestänkandet och riskhanteringsmetoderna inom broplaneringen. Vissa forskare har framfört att de nuvarande planeringsanvisningarna inte nödvändigtvis är tillräckliga för att beakta en olyckssituation som orsakats av en sammanstötning till följd av urspårning.

Syftet med detta arbete är att ta reda på hur man borde beakta urspårningar när broar planeras, särskilt broar i Finland. Man har i arbetet identifierat väsentliga faktorer som påverkar urspårningar och fördjupat sig i de officiella planeringsanvisningar som tillämpas i Finland i anknytning till urspårningssituationer. Man har dessutom granskat den svenska trafikmyndighetens och ett australiensiskt järnvägsbolags planeringsanvisningar samt planeringsanvisningarna för ett banprojekt i USA. Man försökte hitta lösningar för behoven att utveckla planeringsanvisningarna med hjälp av litteraturmaterial, jämförelse av planeringsanvisningarna och den numeriska krockberäkning som gjordes i arbetet.

Av undersökningen framkom att de faktorer som väsentligt inverkar på urspårningsrisken består av banans tekniska egenskaper och skick, den rullande materielens skick, mänskliga faktorer och förhållandena vid broplatsen. Särskilt växlarna och banans skick har betydelse för sannolikheten för urspårning. Följderna av en urspårning på brolocket kan minskas genom att man tillämpar skadetålighestänkande inom planeringen och använder förebyggande åtgärder såsom skyddande skenor och kantkonstruktioner.

Enligt undersökningen motsvarar den nuvarande statiska belastning som används vid granskningen av krocksituationer inte den antagna maximilastens inverkan. Anvisningarna för planeringen borde göras så att man övergår från mätningssättet som baserar sig på den statiska punktlasten till att göra en riskanalys. Med hjälp av riskanalyser kan man i planeringen beakta varierande faktorer som inverkar på risken för urspårning skilt från fall till fall. I arbetet presenteras en modell för tillämpning av riskanalyser.

Jouni Lahtinen: Train derailment in bridge design. Finnish Transport Agency, Technology and Environment. Helsinki 2015. Research reports of the Finnish Transport Agency 51/2015. 128 pages and 8 appendices. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-317-148-0.

Keywords: Derailment, train, bridge design, collision, FEM, concrete, risk analysis

Summary

The derailment of a train on a bridge and the collision between a train and a bridge substructure are events that rarely occur. Nevertheless, consequences of such accidents are so severe that they have to be considered in bridge design. The bridge design codes concerning these accidental situations are not completely unambiguous, which is why variation exists in design solutions. Certain areas related to these accidental situations, like the causes of a derailment and the effects of a train collision, have been actively studied in literature, but the number of studies concerning particularly bridge design is unimpressive. Studies concerning bridge design consist predominantly of topics related to structural robustness and risk management methods in bridge design. Some researchers have suggested that current design codes might not be adequate enough to describe the effects of a collision as an accidental situation.

The goal of this paper is to study how the derailment of a train should be considered in bridge design, particularly in Finland. Relevant factors affecting the train derailment are identified, and the official design codes applied in Finland are investigated. In addition, design instructions of The Swedish Transport Administration, a project design guide from US and design instructions of an Australian railway company were considered. Solutions are proposed for the development needs of the design codes based on the literature, the comparison of the design codes and the numerical calculations executed in the study.

It was concluded that relevant factors affecting the derailment risk are technical properties and the condition of the track, the condition of the rolling stock, human factors and the environmental circumstances of the bridge site. Particularly switches and the condition of the track affect the derailment risk. Design for robustness and preventing measures can be used to mitigate the consequences of a train derailment on a bridge.

The results of the study suggest that the current static design load used in the collision situation, does not correspond to the effects of the expected maximum load. Designing should be guided so that a transition from static point load based design to risk analysis based design would take place. Risk analysis based design allows occasional and variable factors affecting the derailment risk to be considered in bridge design. A model of risk analysis approach in bridge design is introduced.

Esipuhe

Tämä työ on tehty diplomityönä Sito Oy:ssä Liikenneviraston toimeksiannosta. Työn tekijänä on toiminut rakennetekniikan opiskelija Jouni Lahtinen Aalto-yliopistosta.

Työn valvojana on toiminut Rakennustekniikan laitoksen professori Risto Kiviluoma Aalto-yliopistosta. Työn ohjaajina ovat toimineet tekn.lis. Sami Noponen Liikennevirastosta, dipl.ins. Ilkka Sinisalo VR-Track Oy:stä ja dipl.ins. Jussi Luokkakallio Sito Oy:stä. Lisäksi työn ohjausryhmän kokouksiin ovat osallistuneet dipl.ins. Heikki Lilja Liikennevirastosta ja dipl.ins. Ari Savolainen Sito Oy:stä.

Helsingissä syyskuussa 2015

Liikennevirasto
Tekniikka ja ympäristö -osasto

Sisällysluettelo

1	JOHDANTO	9
1.1	Työn tausta	9
1.2	Työn tavoitteet	14
1.3	Työn rajaus ja menetelmät	14
2	SUISTUMINEN ILMIÖNÄ	16
2.1	Suistumisen syyt	16
2.1.1	Pyörän ja kiskon välinen kontakti	16
2.1.2	Rata	19
2.1.3	Liikkuva kalusto	26
2.1.4	Inhimilliset tekijät	30
2.1.5	Muut syyt	32
2.2	Suistumisen todennäköisyys ja seuraukset	33
2.2.1	Tilastot	33
2.2.2	Todennäköisyys	37
2.2.3	Seuraukset ja kustannusvaikutukset	40
3	SUISTUMINEN SUUNNITTELUOHJEISSA	42
3.1	Suunnittelun lähtökohdat	42
3.1.1	Suunnitteluohjeiden tausta ja asema	42
3.1.2	Vaurionsietokyky ja kestävyys	43
3.1.3	Suistumisen ja törmäyksen estäminen	45
3.1.4	Riskienhallinta	45
3.2	Standardit ja suunnitteluohjeet	46
3.2.1	UIC-koodi	46
3.2.2	Eurokoodi	53
3.2.3	Eurokoodin kansalliset liitteet	57
3.2.4	NCCI 1	57
3.2.5	RATO 8	59
3.2.6	Muita suunnitteluohjeita	61
3.3	Suunnitteluohjeiden vertailu	66
3.3.1	Kannella tapahtuva suistuminen	66
3.3.2	Törmäminen alusrakenteeseen	69
4	KANNELLA TAPAHTUVA SUISTUMINEN	72
4.1	Suistumistilanteen hallinta	72
4.1.1	Kuormat ja rasitukset	72
4.1.2	Rakenteelliset osat	73
4.1.3	Suojakiskot	74
4.2	Mitoituksen ongelmakohtat	77
4.2.1	Kannen tasapaino	77
4.2.2	Reunaulokkeen kestävyys	78
4.2.3	Kantavat rakenteet kannen tason yläpuolella	78
5	TÖRMÄÄMINEN ALUSRAKENTEeseen	81
5.1	Teoria ja aiemmat tutkimukset	81
5.1.1	Teräsbetoni törmäyksessä	81
5.1.2	Elementtimenetelmä törmäysprobleeman analyysissä	84
5.1.3	Törmäyskuorma ja -impulssi	88

5.2	FEM-laskenta.....	97
5.2.1	Ongelman kuvaus.....	97
5.2.2	FEM-malli.....	98
5.2.3	Laskennan tuloksia.....	100
5.3	Tulosten arviointi ja vertailu.....	107
5.3.1	Tulosten analysointi.....	107
5.3.2	Tulosten luotettavuus ja soveltaminen.....	108
5.3.3	Tulosten vertailu suunnitteluohjeisiin.....	109
6	JOHTOPÄÄTÖKSET.....	111
6.1	Yhteenvedo.....	111
6.2	Jatkotutkimustarpeita.....	114
	LÄHTEET.....	116

LIITTEET

Liite 1	Esimerkkitapauksia suistumisonnettomuuksista
Liite 2	Törmäysrakenteet
Liite 3	Riskinarviointi B-luokan rakenteelle
Liite 4	Suistumisen aiheuttamat vaakakuormat
Liite 5	Suojakiskojen asennus
Liite 6	Sillan kannen tasapaino
Liite 7	Reunaulokkeen kestävyys
Liite 8	Riskianalysimalli – Junan törmäminen alusrakenteeseen

1 Johdanto

1.1 Työn tausta

Heinäkuun lopussa 2013 Espanjassa tapahtui onnettomuus, joka saavutti suuren huomion mediassa eri puolilla maailmaa. Kyseessä oli junan suistuminen ja törmäminen radan läheisyydessä sijaitsevaan seinämäiseen rakenteeseen (kuva 1.1). Tämän tyyppinen onnettomuustilanne on suhteellisen harvinainen etenkin matkustajaliikenteessä, mutta yksittäistapauksen aiheuttamat vahingot ovat usein huomattavan suuria. Espanjan junaonnettomuuden seuraukset olivat vakavia. Junaturmassa sai surmansa 77 ihmistä ja 87 ihmistä loukkaantui. Loukkaantuneista 33 oli vakavasti loukkaantuneita. Alustavat arviot ennustavat välittömien materiaalivahinkokustannusten kohoavan miljooniin euroihin. (ERAIL 2013)



Kuva 1.1 Kuvasarja Espanjan junaonnettomuudesta (Mackey & Hauser 2013).

Espanjan junaonnettomuuspaikalta otetuista valokuvista (kuva 1.2; kuva 1.3) voidaan nähdä, että seinämäinen tukimuurirakenne on kestänyt junan törmäämisen hyvin. Tukimuurissa on havaittavissa vain pintavaurioita. Suistumispaikan ylitse kulkevan sillan rakenteet eivät ole tukimuurin osana toimivaa maatukea lukuun ottamatta altistuneet junan törmäämiselle, mikä on osoitus hyvästä siltasuunnittelusta. Sillan pilari-mainen välituki on sijoitettu junaradan sisäkaarteeseen puolelle, mikä pienentää junan suistumisesta aiheutuvan törmäämisen riskiä. Suistumispaikalla rataympäristön infrarakenteet ovat toimineet onnettomuustilanteessa tarkoituksenmukaisella tavalla. Toisaalta vääränlaisen suunnittelun seurauksena juna olisi saattanut törmätä sillan välitukeen. Välitukeen törmäminen olisi todennäköisesti aiheuttanut sillan sortumisen suistuvan junan päälle, jolloin onnettomuuden seuraukset olisivat olleet vielä vakavampia niin henkilö- kuin materiaalivahinkojenkin osalta.

Espanjan junaonnettomuuden kaltaiset, merkittäviä henkilö- ja talousvahinkoja aiheuttavat suistumistapaukset, tekevät aiheesta ajankohtaisen ja olennaisen, vaikka tapahtumataajuus on matala verrattuna esimerkiksi tieliikenteen vastaaviin tapauksiin (Lahelma & Juuti 2013, s. 48–49; Pitkänen 2013, s. 16). Viime vuosina julkaistut lukuisat aiheeseen liittyvät tieteelliset artikkelit vahvistavat käsitystä siitä, että suistumisen ja törmäämisen tutkiminen nähdään tarpeellisena. Esimerkiksi Wang ja Li (2011) ovat jakaneet suistumisilmiön kolmeen kategoriaan, muodostaneet erilliset

matemaattiset mallit jokaiselle kategorialle ja antaneet ratkaisuehdotuksia kullekin suistumistyyppille. Mohammadzadeh ja Ghahremani (2012) ovat puolestaan kehittäneet mallin, jonka avulla tietyistä rata- ja kalustoon liittyvistä tunnus- suureista voidaan laskea todennäköisyys junan suistumiselle. Suistumisen ohella myös törmäyskuormia on tutkittu maailmalla aktiivisesti. Numeerisella laskennalla ja empiirisiin kokeisiin on tarkasteltu erilaisia rakenteita ja materiaaleja sekä niiden käyttäytymistä törmäyskuorman vaikutuksen alaisena. Wang et al. (2012) ovat muodostaneet empiiristen kokeiden avulla törmäystä simuloivan elementtimallin teräsbetonilla täytetyille ruostumattomille teräsputkille. Myös Yousuf et al. (2013) ovat tutkineet pilarimaisten ruostumattomien teräsputkien käyttäytymistä törmäys- kuorman alaisena. Junan törmäyksen aiheuttamaa kuormaimpulsssia on selvitetty kattavasti FEM-analyyseillä ja täysimittaisilla törmäyskokeilla esimerkiksi Simonsin ja Kirkpatrickin (1999), Yhdysvaltojen rautatieviranomaisen FRA:n (2000), Zoboryn et al. (2000), Milhon et al. (2003) ja Sunin et al. (2012) toimesta.



Kuva 1.2 Ilmakuva Espanjan junaonnettomuuspaikalta (Munoz 2013).



Kuva 1.3 Tukimuri Espanjan junaonnettomuuden jäljiltä (Anon. 2013).

Aalto-yliopiston ja Liikenneviraston kirjastojen tietokannoissa tehtyjen hakujen perusteella vaikuttaa siltä, että Suomessa toteutettuja ja suomenkielisiä aiheeseen liittyviä tutkimuksia on saatavilla rajallisesti. Siitä huolimatta suistuminen ja siihen liittyvät riskit siltasuunnittelun näkökulmasta ovat ajankohtainen asia myös Suomessa. Tilastot osoittavat, että esimerkiksi vuonna 2012 Suomessa tapahtui kaksi merkittävää suistumisonnettomuutta. Merkittäväksi onnettomuudeksi katsotaan raiteilla liik-

kuneen kaluston onnettomuus, jossa vähintään yksi henkilö on kuollut tai loukkaantunut vakavasti. Merkittäväksi onnettomuudeksi määritellään myös onnettomuus, jossa rautatiekalustolle, radalle, ratalaitteille ja ympäristölle aiheutuneet vahingot ovat vähintään 150 000 euroa. (Lahelma & Juuti 2013, s. 48) Vuonna 1998 Jyväskylässä tapahtui junan suistuminen, jonka seurauksena junan veturi törmäsi katto edellä siltapilariin (kuva 1.4). Törmäyshetkellä vaunun nopeus oli noin 90 km/h. (Onnettomuustutkintakeskus 1999) Vuonna 2011 puolestaan Toijalassa tapahtui merkittävä suistumistapaus, jossa suistuminen ei johtanut törmäykseen, mutta suistuneet vaunut ohittivat kevyen liikenteen sillan välituen hyvin läheltä (kuva 1.5) (Onnettomuustutkintakeskus 2011).



Kuva 1.4 Sillan välitukeen törmännyt veturi Jyväskylässä 1998 (Onnettomuustutkintakeskus 1999).



Kuva 1.5 Suistuneen junan vaunu on lähellä sillan välitukea Toijalassa 2011 (Onnettomuustutkintakeskus 2011).

Siltojen suunnittelussa törmäämiseen liittyvät dynaamiset tarkastelut on usein mahdollista välttää käyttämällä korvaavia menetelmiä. Suunnitteluohjeissa on annettu yksinkertaisempia vaihtoehtoja dynaamisille tarkasteluille. Dynaaminen tarkastelu voidaan korvata esimerkiksi mitoittamalla rakenteet ekvivalenteille staattisille kuormille, jotka ottavat huomioon dynaamiset vaikutukset. (SFS-EN 1991-1-7 + AC 2007, s. 40) Ekvivalenttien staattisten kuormien määrittämiseen on olemassa erilaisia lähestymistapoja (Vrouwenvelder et al. 2005). Yksinkertaistettu mitoitus tapa voi kuitenkin sisältää riskejä. Holicky ja Markova (2002) toteavat tutkimustensa perusteella, että teräsbetonipilarin mitoittaminen Eurokoodin ja kansainvälisen rautatiejärjestö UIC:n (*International Union of Railways*) suunnitteluohjeen mukaan törmäystilanteeseen tarkoitettuja ekvivalenteja staattisia kuormia soveltaen ei välttämättä takaa Eurokoodissa vaaditun varmuustason toteutumista. Myös suurten teräspilarien mitoituksessa Eurokoodin mukaisiin staattisiin törmäyskuormiin on suhtauduttu kriittisesti. Al-Thairyn ja Wangin (2013) mukaan suurten teräspilarien mitoituksessa tulisi käyttää dynaamista tarkastelua, sillä Eurokoodin mukaisten ekvivalenttien staattisten kuormien soveltaminen ei ole turvallista törmäystilanteessa.

Suunnitteluohjeissa annettuja sillan alusrakenteeseen kohdistuvia ekvivalenteja staattisia törmäyskuormia voidaan tarvittaessa jakaa ja vähentää ohjeissa määritellyin edellytyksin. Suunnittelussa käytettäviä törmäyskuormia voidaan pienentää suistumista estävillä ja törmäyskuormaa vastaanottavilla suunnitteluratkaisuilla. Liikenneviraston (2011, s. 49) ja kansainvälisen rautatiejärjestö UIC:n (2002, s. 7) mukaan junan törmäämisen vaikutusta kuvaavaa mitoituskuormaa voidaan pienentää 50 % yhdistämällä yksittäiset tukirakenteet riittävän korkealla massiivisella jalustalla. Samanaikaisesti voidaan ottaa huomioon useita vähennystekijöitä. Esimerkiksi suojakiskojen asentamisella tarkasteltavaa törmäyskuormaa voidaan pienentää vielä 25 % (Liikennevirasto 2011, s. 49). Kun suunnitteluratkaisu sisältää sekä massiivisen jalustan että suojakiskot, voidaan alusrakenne mitoittaa kuormalle, joka on 25 % varsinaisesta törmäyskuormasta.

Suomessa on kasvava suuntaus rakentaa radan päälle, minkä johdosta pilarimaiset tukirakenteet tulevat sijaitsemaan yhä tavanomaisemmin rautateiden välittömässä läheisyydessä. Siltojen lisäksi ratojen päälle rakennetaan suurien ihmismassojen jatkuvaan oleskeluun tarkoitettuja rakennuksia, kuten monitoimihalleja ja sairaaloita. Junan suistumisen aiheuttama törmäyskuorma on olennainen huomioitava tekijä kyseisten rakenteiden suunnittelussa niin kauan, kunnes junien suistuminen on täysin estetty. Tilastot osoittavat, että suistumisia tapahtuu edelleen (Lahelma & Juuti 2013, s. 48; UIC 2013). Näin ollen radan läheisyydessä sijaitsevien rakenteiden mitoituksessa tulee ottaa huomioon suistuneen junan aiheuttama törmäyskuorma.

Ratojen sallittujen akselipainojen ja nopeuksien nostot ovat tärkeitä kilpailtaessa muiden liikennemuotojen kanssa. Suomessa on tehtävä kompromisseja radan rakenteissa, sillä raskaiden tavarajunien on voitava kulkea samoilla raiteilla nopeiden henkilöjunien kanssa. Raskaille junille ei ole järkevää rakentaa omaa rataverkkoa henkilöliikenneverkon vierelle. Suomen rataverkko ikääntyy vauhdilla, mikä on ongelmallista, sillä samaan aikaan rataverkon kuntovaatimukset kohoavat. Rataverkon päivittäminen lisää radanpidon kustannuksia, mutta radanpidon vuosittaiset investoinnit ovat jo 10 vuoden ajan pysyneet samalla tasolla (Lahelma & Juuti 2013, s. 18). Rataverkon ikääntymisestä kertovat omalta osaltaan voimassa olevat lukuisten rataosuuksien nopeusrajoitukset, jotka johtuvat ratojen ja ratasiltojen heikentyneestä kunnosta (Liikennevirasto 2013c, s. 34–36). Suomen rataverkon päällysrakenteen käyttöikä tavoite on 30–40 vuotta (Ratahallintokeskus 2002, s. 19). Kuten kuvassa 1.6 esitetystä kartas-

ta nähdään, osa Suomen rataverkon päällysrakenteesta on jo yli 30 vuotta vanhaa. Lisäksi huomionarvoinen osa rataverkon päällysrakenteesta on ollut käytössä yli 20 vuotta.

Omat haasteensa suunnittelumaailmaan on tuonut Eurokoodeihin siirtyminen. Eurokoodi on nykyisessä muodossaan suhteellisen nuori suunnittelustandardi, joka on vasta viime vuosina syrjäyttänyt vanhat suunnitteluohjeet velvoittavana normina. Suunnitteluohjeistuksen soveltaminen on haastavaa erikoistapauksissa, kuten junan suistumiseen liittyvissä onnettomuustilanteissa. Eurokoodi perustuu oletukseen, että riittävän pätevät ja kokeneet henkilöt valitsevat rakennejärjestelmän ja suunnittelevat rakenteen (SFS-EN 1990 + A1 + AC 2006, s. 24). Käytännössä suunnittelijan kokemus Eurokoodien käyttämisestä suunnittelussa voi olla vähäistä, vaikka suunnittelija muuten olisi kokenut ja pätevä. Suunnittelumaailman muutokset ja Suomen rataverkon ikääntyminen tekevät yhdessä suunnittelijan työstä entistäkin haastavampaa. Rataympäristön siltasuunnittelussa tulee ottaa huomioon riittävällä tavalla junan suistumisen mahdollisuus ja siitä seuraavat onnettomuustilanteet.



Kuva 1.6

Suomen rataverkon päällysrakenteen ikä (Lahelma & Juuti 2012, s. 19).

1.2 Työn tavoitteet

Työn päätavoitteena on selvittää, miten junan suistuminen tulisi ottaa huomioon siltojen suunnittelussa, erityisesti Suomessa. Tarkastelua varten on muodostettu kaksi erillistä suistumiseen liittyvää tilannetta. Ensimmäinen käsiteltävä kokonaisuus liittyy sillan kannella tapahtuvaan junan suistumiseen. Toinen kokonaisuus puolestaan käsittelee junan suistumisen seurauksena tapahtuvaa junan törmäämistä sillan alusrakenteeseen. Jaottelu on muodostettu siten, että se noudattaa suunnitteluohjeissa esitettyä mitoitusten menetelyä. Tämä mahdollistaa voimassa olevien suunnitteluohjeiden analysoinnin.

Työssä on selvitetty, miten sillan kannella tapahtuva suistuminen ja toisaalta junan törmääminen alusrakenteeseen tulisi ottaa huomioon siltojen suunnittelussa. Työn tavoitteen toteuttamiseksi on selvitetty suistumisilmiöön liittyvät olennaiset tekijät sekä suunnitteluohjeiden ja aiheeseen liittyvän tieteellisen tutkimuksen nykytila. Suunnitteluohjeita on vertailtu keskenään sekä peilattu kirjallisuusaineistoon ja työssä suoritettuihin laskentatarkasteluihin. Työssä on pyritty tunnistamaan nykyisten suunnitteluohjeiden mahdolliset ongelmakohdat ja löytämään niihin kehitys- ja ratkaisuehdotuksia.

Suurin osa Suomen siltojen tukirakenteista on tehty teräsbetonista. Tämän vuoksi törmäystilanteen tarkastelussa erityinen painoarvo on asetettu teräsbetonisten välitukien vallitsevan mitoitustavan kriittiselle arvioinnille ja riskianalyysiin perustuvan suunnittelun soveltamiselle. Törmäystilanteen mitoitusta on arvioitu kirjallisuustutkimuksen ja numeerisen laskennan perusteella. Lisäksi on tarkasteltu törmäystarkastelussa käytetyn analyysimenetelmän merkitystä teräsbetonisen alusrakenteen suunnittelussa. Törmäystilanteeseen liittyvän siltasuunnittelun työväliseksi on kehitetty riskianalyysimalli, jonka avulla voidaan arvioida siltakohtaisesti junan törmäämiseen liittyvää riskiä ja riskin pienentämiseksi tehtävien toimenpiteiden kustannustehokkuutta.

1.3 Työn rajausta ja menetelmät

Työssä on lähestytty junan suistumisilmiötä siltasuunnittelun näkökulmasta. Tarkastelun kohteeksi on valittu perinteinen rautatieliikenne, johon kuuluvat matkustaja- ja tavaraliikenne. Metrot, raitiovaunut ja muut vastaavat raideliikennemuodot eivät kuulu työn käsittelyalueeseen. Kaikki junan suistumiseen johtavat syyt ja tilanteet on otettu työssä huomioon. Junan suistumiseen liittyviä seurausvaikutuksia on tarkasteltu lähinnä välittömien henkilö- ja materiaalivahinkojen osalta. Suistumiseen liittyviä tilastoja, todennäköisyyksiä ja riskejä on tarkasteltu Suomen ja Euroopan tasolla. Euroopan ulkopuolelta on käsitelty Pohjois-Amerikan suistumistilastoja ja -onnettomuuksia, koska siellä suistumistapausten raportointi on toteutettu laadukkaasti.

Suistumistilanteiden silloille aiheuttamia vaikutuksia on tarkasteltu vain onnettomuustilanteen mitoituksen vaatimalla tasolla. Tämä tarkoittaa, että käsittely rajoittuu rakenteellisesti merkittävien osien murtorajatilatarkasteluun ja rakennejärjestelmän stabiiliustarkasteluun. Sillan osista työssä on käsitelty kansi- ja kannatinrakenteita sekä välitukia. Työssä ei ole otettu kantaa pohjarakenteiden sekä liitoksien ja muiden vastaavien detaljien suunnitteluun.

Työssä on tarkasteltu suistumiseen ja törmäykseen liittyviä virallisia suunnitteluohjeita, jotka ovat voimassa keväällä 2014. Näihin kuuluvat Suomen viranomaisten ja Euroopan viranomaisten asettamat voimassa olevat ohjeistukset ja standardit, kuten Eurokoodi, Eurokoodin taustadokumenttina käytetty kansainvälisen rautatieorganisaatio UIC:n ohjeistus ja Liikenneviraston soveltamisohje NCCI 1. Vertailun kattavuuden parantamiseksi on tarkasteltu myös muita virallisia kansallisia ohjeita ja projektitai yhtiökohtaisia suunnitteluohjeita. Törmäykseen liittyvästä kirjallisuusaineistosta on kerätty aiheeseen liittyvät olennaisimmat tutkimustulokset, ja niitä on peilattu voimassa oleviin suunnitteluohjeisiin ja työssä suoritettuihin laskentatarkasteluihin.

Työssä kehitetty riskianalyysimalli, jota voidaan soveltaa törmäystilanteeseen liittyvässä suunnittelussa, on tarkoitettu Suomessa toteutettavien tavanomaisten siltojen riski- ja kustannushyötyanalyysin apuvälineeksi. Riskianalyysimallin kehittämisessä on keskitytty kokonaiskuvan muodostamiseen. On pyritty varmistamaan, että riskianalyysimalli sisältää kaikki olennaiset huomioonotettavat tekijät siltojen suunnittelun kannalta ja luo näin edellytykset mallin tehokkaalle soveltamiselle ja kehittämiselle. Yksittäisten riskitekijöiden tarkka mallintaminen ja kustannusvaikutusten arviointi eivät kuulu työn laajuuteen.

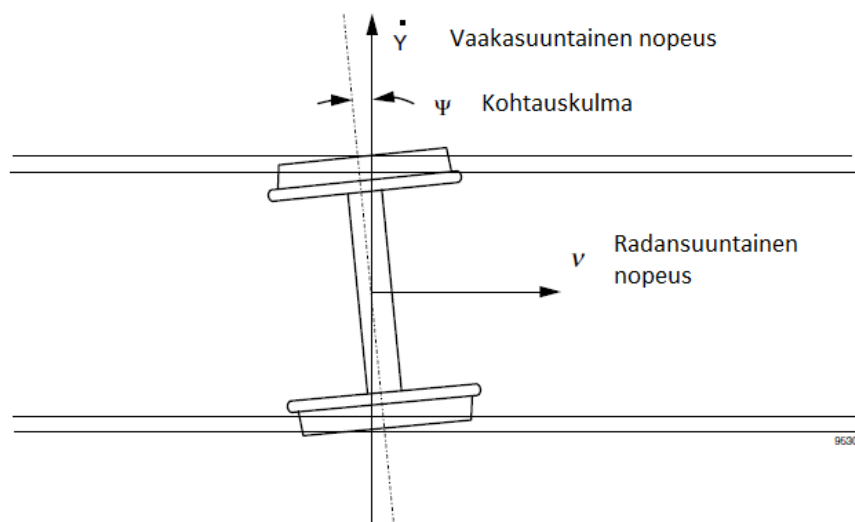
2 Suistuminen ilmiönä

2.1 Suistumisen syyt

2.1.1 Pyörän ja kiskon välinen kontakti

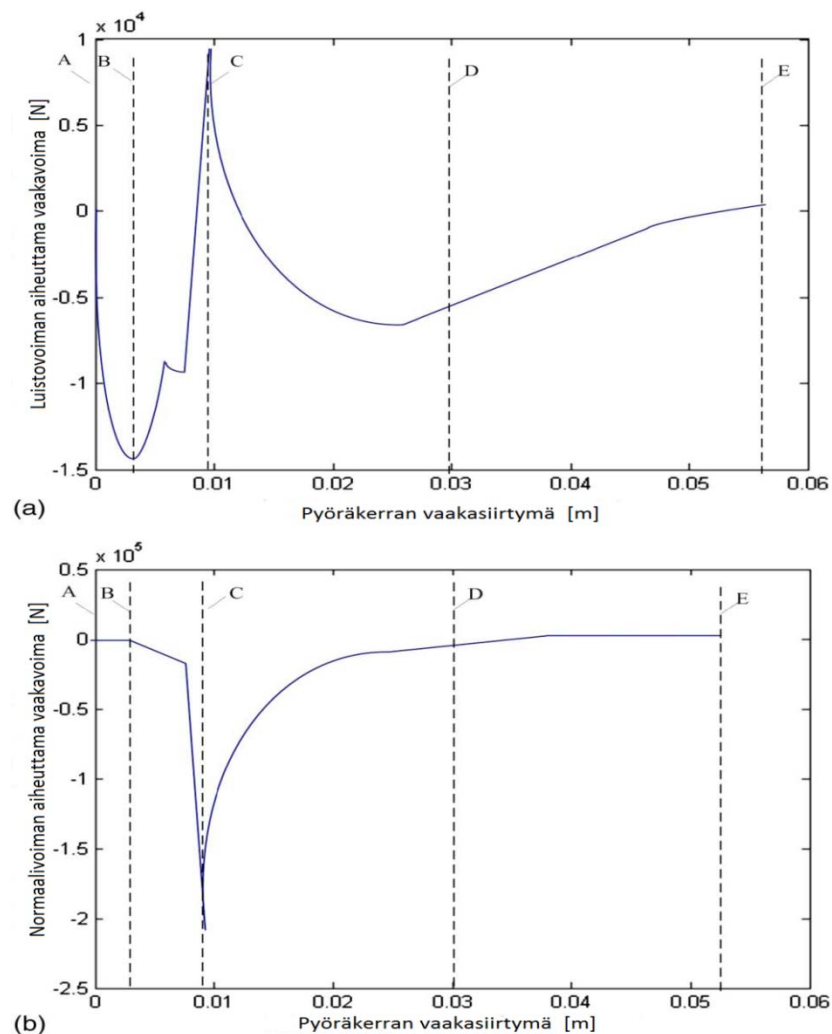
Pyörän ja kiskon välillä vaikuttavaa kontaktivoimaa voidaan pitää tärkeimpänä yksittäisenä tekijänä rautatieturvallisuuden kannalta. Pyörän ja kiskon välinen vuorovaikutus ja kontaktipinnassa vaikuttavat voimat ovat monen eri suistumismekanismin taustalla. Tavanomaisin pyörä-kisko-kontaktiin liittyvä suistumistyyppi on laipan kiipeäminen. (Wang & Li 2011, s. 730) Laipan kiipeämisen mekaniikkaa ovat selvittäneet esimerkiksi Barbosa (2009), Santamaria et al. (2009) sekä Wang ja Li (2011). Laipan kiipeäminen tapahtuu, kun kontaktipintaan kohdistuvien vaaka- ja pystyvoiman suhde kasvaa riittävän suureksi. Käytännössä suhteen kasvaminen vaarallisen suureksi edellyttää, että kontaktipinnassa vaikuttaa samaan aikaan huomattavan suuri vaakuorma, mutta epätavallisen pieni pystykuorma. Huomattavan suuria vaakuormia syntyy esimerkiksi junan keskeiskiihtyvyyden ja tuulen vaikutuksesta. Pystykuormien pientyminen saattaa johtua telirakenteen riittämättömästä kyvystä tasapainottaa kuormia radan epäjatkuvuuskohdissa ja kaarteissa. (Wu & Wilson 2006, s. 212–215)

Laipan kiipeäminen tapahtuu tyypillisesti junaraiteen kaarevalla osuudella. Kaarteessa pyöräkerran ulommaiseen pyörään syntyy vaakavoima, kun pyörän laippa koskettaa kiskoja. Syntyvän vaakavoiman suuruuteen vaikuttaa kaarten säde, pyörän ja kiskon profiilit, telin jäykkyysominaisuudet ja junan etenemisnopeus. Samat tekijät vaikuttavat pyörän kohtauskulmaan (*angle of attack*) (kuva 2.1). (Wu & Wilson 2006, s. 212) Kohtauskulman suuruus määrittää laippakosketuksen vakavuuden, pyöräkerran sivusuuntaisen luiston ja siitä aiheutuvan voiman (*lateral creep force*) suuruuden. (Korkeamäki 2011, s. 27). Radan epäsäännönmukaisuudet ja dynaamiset epäjatkuvuuskohdat lisäävät vaakasuuntaisia poikittaiskuormia. Myös suoralla rataosuudella voi syntyä poikittaisia voimia. Esimerkiksi sivusuuntainen heilunta (*hunting movement*) ja äkkijarrutus saattavat aiheuttaa merkittäviä poikittaisia voimia suoralla rataosuudella. (Wu & Wilson 2006, s. 212)

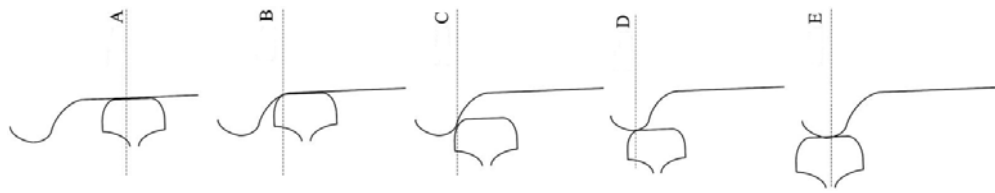


Kuva 2.1 Akselin etenemissuunnan ja radan suunnan välisen eron aiheuttama kohtauskulma (Wu & Wilson 2006, s. 213).

Wangin ja Lin (2011, s. 731) mukaan laipan kiipeäminen voidaan jakaa neljään vaiheeseen kuvien 2.2 ja 2.3 mukaisesti. Alkutilanteessa pyörän ja kiskon välinen kontaktipinta sijaitsee pyörän kulutuspinalla (A) ja pyörään vaikuttavat voimat ovat tasapainossa. Ensimmäisessä vaiheessa pyöräkertaan kohdistuu vaakasuuntainen voima, minkä seurauksena pyörä liikkuu sivuttain kiskon suhteen. Ensimmäisen vaiheen lopussa pyörän ja kiskon kontaktipiste on siirtynyt pyörän laipan juureen (B). Toisessa vaiheessa vaakasuuntainen luistovoima (*lateral creep force*) alkaa kasvaa, mutta tukivoiman vaakakomponentti pysyy nollassa. Kontaktipiste siirtyy kohti laipan jyrkintä kohtaa (C). Laipan jyrkimmässä kohdassa sijaitsee suistumisen kannalta olennainen piste. Kiskon pyörään kohdistaman tukivoiman vaakakomponentti on suurimmillaan laipan jyrkimmässä kohdassa. Jos pyörän vaakakuorma ylittää tukivoiman vaakakomponentin maksimiarvon, laipan kiipeäminen etenee kolmanteen vaiheeseen. Muutoin kontaktipiste jää laipan juuren ja jyrkimmän kohdan väliin tai palaa takaisin lähtötilanteen (A) tasapainotilaan. Kolmannessa vaiheessa, jyrkimmän kohdan jälkeen, laipan kulma ja tukivoiman vaakakomponentti pienenevät nopeasti. Vaakakuorman edelleen vaikuttaessa laipan kiipeäminen jatkuu, kunnes laippa on kokonaan kiskon päällä (D). Viimeisen vaiheen aikana pyörä siirtyy vaakasuunnassa niin kauan, kunnes pyöräkerran toisen puolen pyörä tippuu kiskojen väliin ja juna suistuu (E). (Wang & Li 2011, s. 731–732)

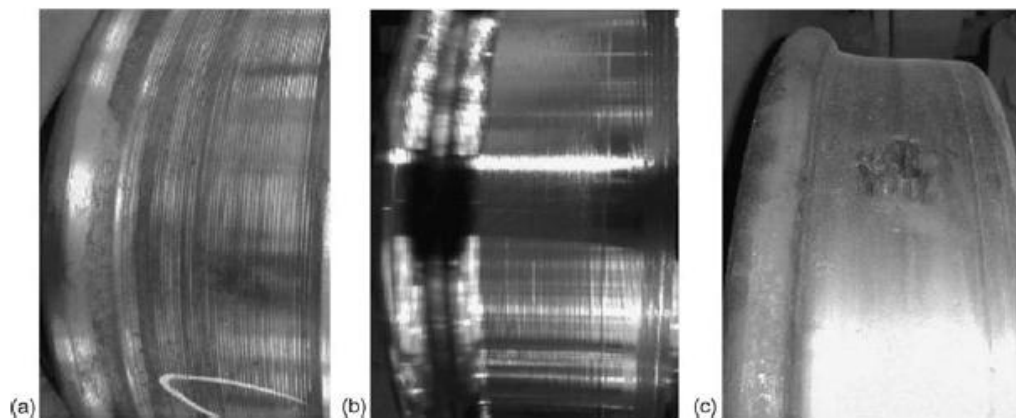


Kuva 2.2 Kontaktipisteessä vaikuttavia voimia suistumisprosessin aikana: a) poikittainen luistovoima b) poikittainen tukivoima (Wang & Li 2011, s. 732).



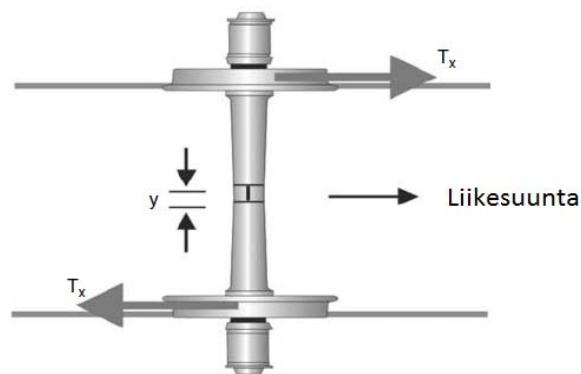
Kuva 2.3 Laipan kiipeäminen vaiheittain; A – E (Wang & Li 2011, s. 732).

Laipan kiipeämisen kannalta laipan kulma ja kitkakerroin ovat olennaisia tekijöitä. Loiva laipan reuna altistaa pyörän laipan kiipeämiselle. Jyrkemmällä laipan kulmalla pyöräkerta kestää suuremman vaakakuorman suistumatta. Tietyissä olosuhteissa pyörän ja kiskon välinen kitkakerroin saattaa olla tavanomaista suurempi. Kuvassa 2.4 on esitetty, kuinka pyörän pinnan karheus vaihtelee eri tilanteissa. Esimerkiksi heti suoristuskäsittelyn jälkeen pyörän pinnan karheus saattaa olla selkeästi suurempi kuin jonkin aikaa käytössä olleen pyörän pinnan karheus. Kitkakertoimen kasvaessa myös laipan kiipeämisen riski kasvaa. (Wu & Wilson 2006, s. 220–222)



Kuva 2.4 Junapyörien pintojen vertailu. a) Jyrsimällä suoristettu, b) sorvaamalla suoristettu, c) käytössä kulunut (Wu & Wilson 2006, s. 222).

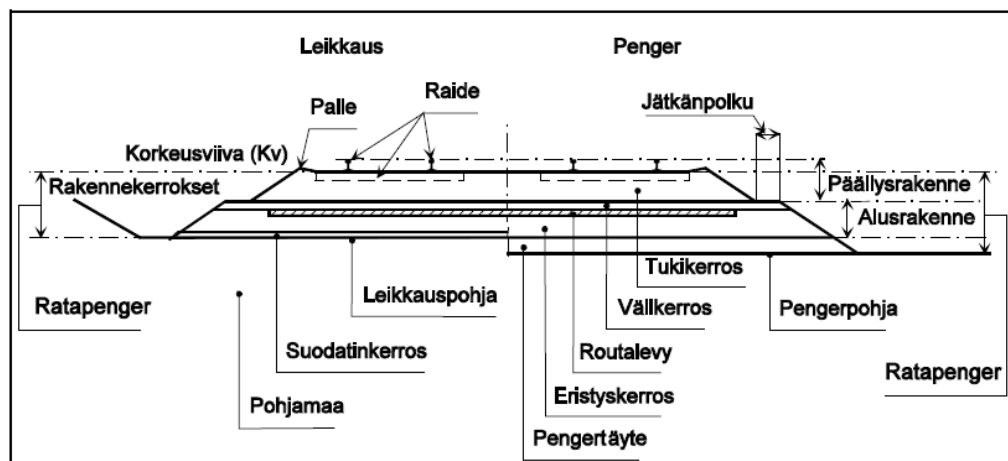
Loivan laipan kulman ja poikkeuksellisen suuren kitkakertoimen lisäksi myös itsenäisesti pyörivät pyörät lisäävät laipan kiipeämisen riskiä (Wu & Wilson 2006, s. 222). Tavanomainen pyöräkerta muodostuu yhtenäisestä rakenteesta, joka sisältää kaksi pyörää ja niitä yhdistävän akselin. Pyörät ja akseli liittyvät toisiinsa puristusliitoksilla, jolloin pyörimisnopeus on vakio koko pyöräkerrassa. (Nurmentie 2010, s. 28) Pyöräkerran pyörät ovat kartiomaisia. Kaarreaajossa pyöräkerta siirtyy sivuttaissuunnassa kohti ulkokaarretta. Sivuttaissuuntaisen siirtymän ja pyörien kartiomaisen kulkupinnan johdosta ulkokaarteen puolella sijaitsevan pyörän vierintäsäde on kaarreaajossa suurempi kuin sisäkaarteen puolella sijaitsevan pyörän vierintäsäde (Liikennevirasto 2010, s. 58). Vierintäsäteiden erisuuruuksien johdosta pyöräkertaan syntyy ohjausmomentti (kuva 2.5), joka kääntää pyöräkertaa radan suuntaiseksi. Ohjausmomenttia ei pääse syntymään telirakenteissa, joissa pyörät pääsevät pyörimään itsenäisesti eri pyörimisnopeuksilla toisistaan riippumatta. Itsenäinen pyörä on yhtenäistä pyöräkertaa alttiimpi laipan kiipeämiselle etenkin kitkakertoimen kasvaessa. (Wu & Wilson 2006, s. 221–223)



Kuva 2.5 Erisuurien vierintäsäteiden aiheuttama ohjausmomentti (Wu & Wilson 2006, s. 222).

2.1.2 Rata

Radassa esiintyy erityyppisiä vauriotiloja, jotka lisäävät junan suistumisen todennäköisyyttä. Vaurioita ilmenee radan eri rakennesoissa, joita ovat raide, ratapenger ja pohjamaa. Raide koostuu ratapölkkyistä, ratakiskoista, ratakiskojen kiinnitys- ja jatkosista sekä raiteen erikoisrakenteista, kuten vaihteista. Ratapenger koostuu välikerroksesta, eristyskerroksesta sekä mahdollisesta suodatinkerroksesta ja routalevystä. Ratapengereseen kuuluu myös mahdollinen rakennekerroksien alapuolinen pengertäyte. Radan rakennesoia on selvitetty kuvassa 2.6. (Ratahallintokeskus 2002, s. 5–7) Radassa esiintyvät tyypilliset vauriomekanismit riippuvat radan ja radalla liikennöivän kaluston ominaisuuksista. Myös ympäröivät olosuhteet vaikuttavat vauriotyyppien ilmenemiseen. (RSSB 2013)



Kuva 2.6 Radan rakennesoat ja niiden nimitykset (Ratahallintokeskus 2002, s. 7).

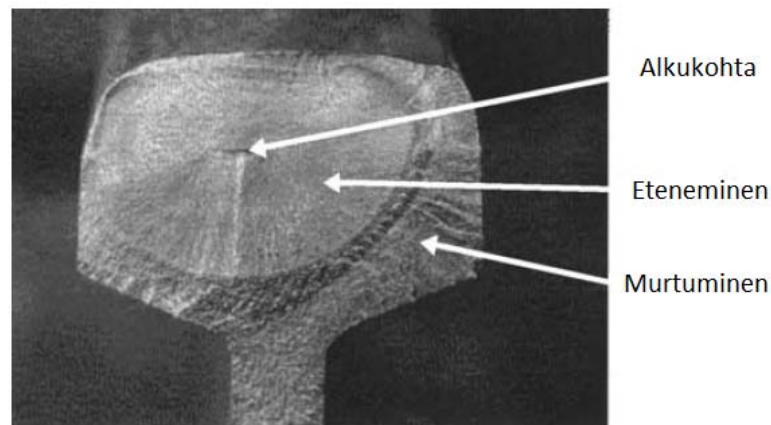
Radan rakennesoisiin kohdistuu suuria useasti toistuvia dynaamisia kuormia. Jatkuva dynaaminen kuormitus aiheuttaa etenkin raiteen rakennesoisiin väsymiseen ja kulumiiseen liittyviä vaurioita. (Cannon et al. 2003, s. 869) Materiaalin väsymisestä ja kulumisesta johtuvat vauriot etenevät tavallisesti vähitellen, minkä vuoksi radan huolellinen ylläpito tarkastustoimenpiteineen on tehokas keino ehkäistä raiteen vaurioihin liittyviä suistumistapauksia (Wu & Wilson 2006, s. 233–235). Suomen rataverkolla on käytössä kolme eri raidetyyppiä. Raidetyypit ovat lyhyt-, pitkä- ja jatkuvakiskoraide, joista jatkuvakiskoraide kattaa 77 % Suomen rataverkosta. (Ratahallintokeskus 2000, 2002; Lahelma & Juuti 2013, s. 17)

Ratakiskot ottavat raiteen rakenneosista ensimmäisenä vastaan pyörä-kisko-kontaktissa syntyvät kuormat. Pyörän ja kiskon rajapinnassa vaikuttavien voimien vahva dynaaminen luonne vaikuttaa usean kiskoissa esiintyvän vauriotyyppin muodostumiseen. Cannonin et al. (2003, s. 869) mukaan kiskovauriot voidaan luokitella kolmeen laajaan ryhmään tärkeimmän vaurion aiheuttavan tekijän mukaan. Ensimmäinen ryhmä sisältää vauriot, jotka johtuvat raiteen valmistusprosessin aikana tapahtuneesta virheestä. Toiseen ryhmään kuuluvat asennus-, käsittely- ja käyttövirheistä aiheutuneet vauriot. Kolmannen ryhmän muodostavat vauriot, jotka johtuvat kiskoteräksen luontaisten kestävyysominaisuuksien pettämisestä ja väsymisestä. (Cannon et al. 2003, s. 869) Vaurioiden ryhmittelyn yhteydessä kiskovaurioiden laaja kirjo on syytä huomioida. Yhdysvaltojen rautatieviranomaisen FRA (2011) erittelee toisistaan peräti 21 kiskovauriotyyppiä.

Vauriotyypistä riippumatta kiskojen vaurioiden syntymiseen ja leviämiseen vaikuttavat useat eri tekijät (FRA 2011). Kiskot altistuvat elinkaarensa aikana suurille taivutus-, leikkaus-, pinta- ja jäännösjännityksille sekä näiden vaihteluille. Myös lämpötilan vaihtelut muodostavat merkittäviä rasituksia kiskoille ja vaikuttavat monen vauriotyyppin syntyyn. (Canon & Pradier 1995; Cannon et al. 2003) Jokin neste, kuten vesi tai voiteluaine, voi olla osallisena vaurion etenemisessä. Neste pääsee tunkeutumaan kiskoissa oleviin vauriokohtiin. Kun juna ylittää vauriokohdan, nesteellä täyttyneen vauriokohdan seinämiin kohdistuva paine kasvaa, minkä seurauksena vaurio etenee. (Magel et al. s.a., s. 9–10)

Valmistusprosessin aikana syntyneet kiskomateriaalin vauriot vaikuttavat lähes kaikkien vauriotyyppien muodostumiseen. Kiskoteräksen valmistusvaiheessa tapahtuva kiskovaurioihin johtava virhe on tavallisesti kaasun imeytyminen nestemäiseen teräkseen. Erityisen ongelmallista on vedyn poistaminen kiskoteräksestä valmistusprosessin aikana, ja vety aiheuttaa suurimman osan valmistusvirheistä. (FRA 2011) Kuvassa 2.7 on esitetty tyypillinen kiskovaurio, joka on lähtenyt etenemään valmistusvaiheen aikana syntyneestä säröstä. Valmistusvaiheen särö näyttää merkityksettömältä, mutta on lukemattomien kuormitus syklien vaikutuksesta johtanut lopulta kiskoteräksen murtumiseen. (Cannon et al. 2003, s. 865)

Asennus-, käsittely- ja käyttövirheet johtuvat yleensä ihmisen epätasuisesta toiminnasta. Esimerkiksi käytön aikaiset äkkijarrutukset ja kiihdytykset kohdistavat kiskon pintaan suuria rasituksia, jotka voivat liittyä kiskon pinnansuuntaisiin voimiin ja nopeasti tapahtuviin suuriin lämpövaihteluihin. (Cannon et al. 2003, s. 868–869) Asennusvaiheessa kiskon liitoskohtien reikien porauksissa virheellinen työtapa saattaa johtaa kiskon halkeamavaurioon, joka on lähtöisin virheellisesti tehdystä reiästä. Myös kiskojen hitsauksessa voi tapahtua työvirheitä. Esimerkiksi hitsin tunkeuma voi jäädä vajaaksi tai hitsausaumaan voi muodostua oksideja. (FRA 2011, s. 33–37)



Kuva 2.7 Valmistusvirheestä alkunsa saanut kiskovaurio (Cannon et al. 2003, s. 866).

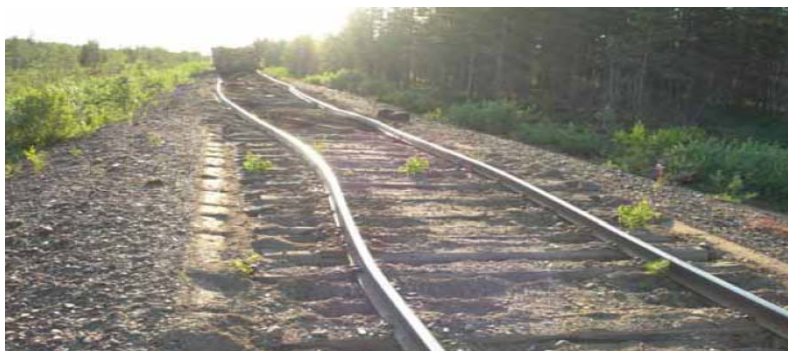
1990-luvun loppupuolella Japanissa jopa 60 % ja Ranskassa 25 % kaikista kiskovaurioista liittyi vierintäväsymiseen (*Rail Contact Fatigue, RCF*). Vierintäväsymisen tarkoittaa kiskon pinnasta lähtöisin olevaa halkeamaa tai vauriota, jonka aiheuttaa suuret jännitykset ja jännitysvaihtelut kiskon ja pyörän välisessä kontaktipinnassa. Suurten jännitysten ja jännitysvaihteluiden vaikutuksesta kiskoteräs väsyä ja menettää sitkeytensä. Vierintäväsymisen aiheuttama vaurio syntyy tavallisesti täysin ehjään kiskoon ilman minkäänlaista edeltävää metallurgista tai mekaanista vikaa. (Cannon et al. 2003, s. 871–872) Erilaisia kiskoissa esiintyviä vierintäväsymisestä johtuvia vauriotyyppejä ovat pinnan kuoriutumisen (*shelling*), hilseily (*flaking*), karkeneminen (*burned rail*) ja lohkeilu (*spalling*) (FRA 2011, s. 50–53).

Ratakiskon murtuminen on vakava kiskovaurio, joka aiheuttaa välittömän suistumisvaaran. Kuvassa 2.8 on esitetty murtunut ratakisko, joka aiheutti matkustajajunan suistumisen Suomessa vuonna 2005 (Onnettomuustutkintakeskus 2007). Ratakiskon murtumismekanismien kirjo on laaja, mitä kuvaa hyvin se, että Ratahallintokeskus (2000, s. 38) jakaa kiskomurtumat 17:sta erilliseksi murtumatapaukseksi. Ratakiskon lujuus voi osoittautua riittämättömäksi esimerkiksi viallisen niin sanotun lovipyörän aiheuttamassa iskussa erityisen kylmällä säällä, jolloin kiskoteräksen kyky vastaanottaa dynaamisia kuormia on heikentynyt (TSB 2010). Raiteessa tai vaihteessa esiintyvä kiskomurtuma on vaarallinen etenkin silloin kun se sijaitsee kaarteiden ulommassa kiskojonossa. Alhaisessa kiskon lämpötilassa vapautuvat lämpövetovoimat saavat aikaan kiskon vetäytymisen ja murtuma-aukon kasvamisen, jolloin suistumisen todennäköisyys edelleen kasvaa. (Ratahallintokeskus 2002, s. 48)

Kuumissa olosuhteissa jatkuvaksi hitsatut kiskot voivat nurjauttaa lämpölaajenemisen aiheuttaman puristusvoiman ja liikkuvan kaluston aiheuttamien kuormien yhteisvaikutuksesta (Ratahallintokeskus 1998, s. 33–34). Raiteen nurjahdusta eli hellekäyrää voidaan pitää kiskonmurtumaakin suurempana riskitekijänä junan suistumiselle (Kauppinen 2011, s. 32). Hellekäyriä kirjattiin Suomessa 35 tapausta vuonna 2012 (Trafi 2012, s. 15). Kuvassa 2.9 on esitetty hellekäyrä, joka aiheutti tavarajunan suistumisen Suomessa vuonna 2006.

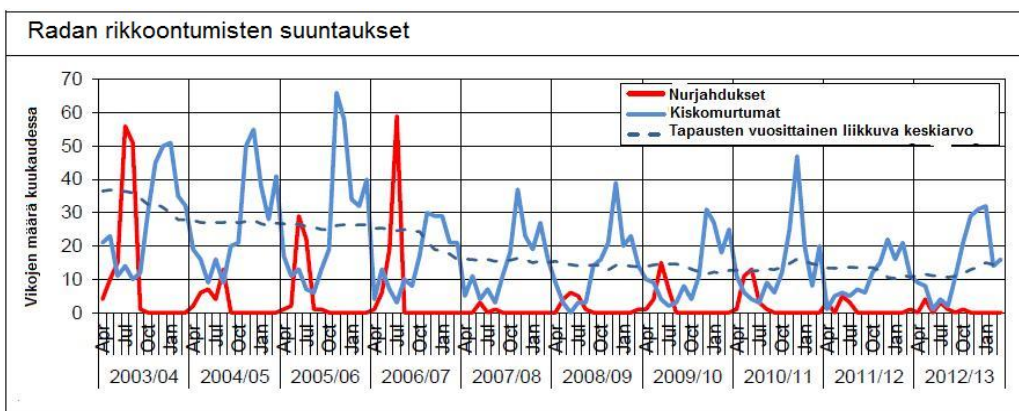


Kuva 2.8 Murtunut rataakisko (Onnettomuustutkintakeskus 2007, s. 8).



Kuva 2.9 Ratakiskoon muodostunut hellekäyrä (Onnettomuustutkintakeskus 2008, s. 4).

Iso-Britannian rautateiden turvallisuusviranomaisen RSSB (2013, s. 169) on tilastoissaan erottellut toisistaan kiskon nurjahtamis- ja murtumistapaukset. Kuvassa 2.10 on esitetty molempien tapausten määrät kuukausittain vuosina 2003–2012. Kuvasta voidaan havaita kyseisten vauriotyyppien kausiluontoisuus. Vaurioiden kausittaisesta ilmenemisestä voidaan päätellä, että kiskovaurioiden esiintyvyys riippuu vahvasti ilman lämpötilasta. Näin ollen lämpötila on myös olennainen tekijä junan suistumisriskiä tarkasteltaessa.



Kuva 2.10 Ratavaurioiden kausittainen ilmeneminen Iso-Britanniassa (RSSB 2013, s. 169).

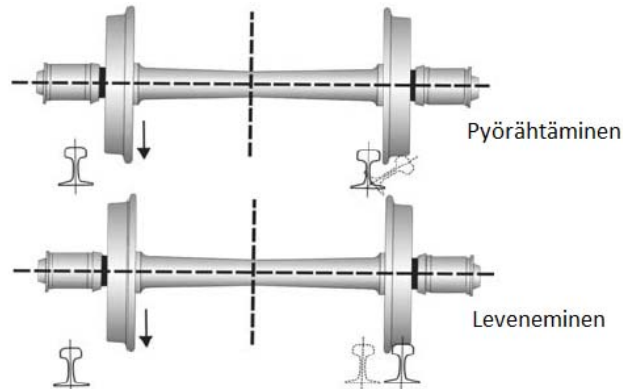
Ratakiskojen avoimissa jatkoskohdissa ilmenee vaurioita, jotka entisestään lisäävät liitoskohtien epäjätkuvuutta, mikä puolestaan lisää suistumisriskiä. Ratahallintokeskus (2000, s. 22–26) jaottelee avointen jatkosten vauriot kolmeen ryhmään:

- Virheet pystysuunnassa johtuvat kiskonpäiden taipumisesta, kulumisesta, virheellisistä jatkosraoista, kiskon korkeuden vaihtelusta, sidekiskojen taipumisesta, sidekiskojen ja sidekiskosijojen kulumisesta sekä sideruuvien löystymisestä.
- Virheet jatkosten sivusuunnassa esiintyvät erityisesti kaarteissa ja ilmenevät yleensä kiskojen päiden muodostamana kulmana eli sivupiikkinä, jos kiskoja ei ole koko pituudeltaan esitaivutettu kyseiselle kaarresäteelle tai raide jatkosten kohdilla ei ole pysynyt paikallaan.
- Virheet pituussuunnassa liittyvät usein jatkosrakoon.

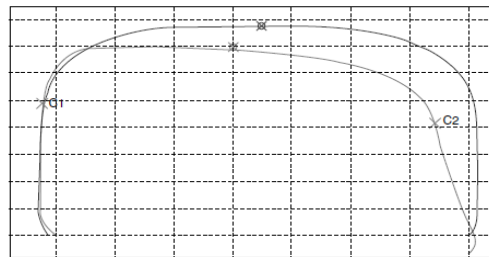
Kauppinen (2011, s. 58) on selvittänyt hitsatuissa jatkoskohdissa eli jatkoshitseissä esiintyviä erilaisia vikoja. Etenkin radan varrella tehtäviin hitseihin voi muodostua asennuksessa hitsin väsymiskestävyyttä heikentäviä jännityskeskittymiä. Termiitti-hitseissä tällaisia ovat muun muassa kuonasulkeumat, kylmäjuoksut, imuontelot ja huokokset. Leimuhitseissä puolestaan esimerkiksi huolimattomasti poistettu purse, liitosvirhe tai oksidisulkeuma voi johtaa särön ydintymiseen. Hitseihin ydintyneet säröt voivat kasvaa liikennekuormituksen myötä ja johtaa kiskon murtumiseen.

Kiskojen ohella myös ratapölkkyissä syntyy raiteen vaurioita. Suomessa on käytössä kaksi ratapölkkyvaihtoehtoa, jotka ovat betoniratapölkky ja puuratapölkky. Betonipölkkyraiteet kattavat 72 % Suomen rataverkosta (Lahelma & Juuti 2013, s. 16). Betoniratapölkkyjen vaurioita aiheuttavat varomaton käsittely ja työskentely raiteen tukemisen, ratapölkkyjen vaihdon ja siirron yhteydessä, rapautuminen ja kaluston aiheuttamat vauriot sekä näistä johtuva betonin vaurioituminen, kiinnitysosien irtoaminen ja terästen korroosio. Puuratapölkkyjen vaurioitumismekanismit eroavat betoniratapölkkyjen vaurioitumismekanismeista. Puuratapölkkyjen vaurioita aiheuttavat lahoaminen, mekaaninen kuluminen kiinnityksen kohdalla, väärä pölkkyjako ja halkeaminen. Myös huolimaton konetyöskentely vaikuttaa vaurioiden muodostumiseen. (Ratahallintokeskus 2000, s. 16–22) Myös ratakiskon ja -pölkkyjen väliset kiinnitykset voivat vaurioitua. Kiinnitysosien löystyminen ja kuluminen luovat edellytykset ratarakenteisiin kohdistuvien dynaamisten kuormien kasvamiselle, mikä puolestaan lisää radan ja kaluston muita vaurioita (Korkeamäki 2011, s. 51). Kiskon kiinnitysten keskoikkää lyhentävät teräksen väsyminen ja ruostuminen. Lisäksi kiinnityksen eri osat, kuten välilevy, eristimet ja erikoisruuvit kuluvat. (Ratahallintokeskus 2000, s. 31)

Raiteessa voi esiintyä myös toisenlaisia junan suistumiselle altistavia muutoksia ja vaurioita. Suurista kiskoon kohdistuvista poikittaisista voimista voi seurata raidevälin leveneminen tai kiskon pyörähtäminen (kuva 2.11). Liian leveästä raidevälistä johtuva suistuminen voi olla myös raidevälin levenemisen ja kiskon pyörähtämisen yhteisvaikutuksen seurauksena. Pyöräkerran toinen pyörä tippuu kiskojen väliin ja juna suistuu, kun sivusuuntainen kokonaissiirtymä on riittävän suuri. Raidevälin leveneminen voi johtua myös kiskon kulumisesta. Kiskon sisäpinnan kuluessa se erkanelee toisen kiskon sisäpinnasta, mikä aiheuttaa raidevälin kasvamisen. Raideväli kasvaa, vaikka kiskot eivät siirry sivusuunnassa lainkaan (kuva 2.12). (Wu & Wilson 2006, s. 223–226)



Kuva 2.11 Kiskon pyörähtäminen ja raidevälyksen leveneminen (Wu & Wilson 2006, s. 223).



Kuva 2.12 Kiskon sisäpinnan kulumisesta johtuva raidevälin leveneminen (Wu & Wilson 2006, s. 226).

Raitteen erikoisrakenteissa, kuten vaihteissa ja turvalaitteissa, ilmenee junan suistumisriskiä lisääviä vikoja. Suistumisen kannalta vaihteiden viat ovat tärkeässä asemassa. Iso-Britanniassa vuosien 2008–2009 aikana sattuneista radan vikoihin liittyvistä suistumistapauksista 30 % tapahtui vaihteissa ja risteyksissä (RSSB 2013, s. 158). UIC:n riskinarviointiohjeen mukaan vaihdealueella junan suistumisen todennäköisyys on 10-kertainen vaihteettomaan rataosuuteen nähden (UIC Code 777-2 2002, s. 27). Vaihteet sisältävät lukuisia osia ja viat voivat muodostua näihin osiin ja osien yhteistoimintaan. Vaihteen viat ilmenevät geometriavirheinä, teräsosien rikkoutumisena, väsymisenä ja kulumisena, kiinnitysten vioittumisena ja löystymisenä, huonokuntoisina vaihdepölkkyinä ja tukikerroksena sekä kääntölaitteen virheellisenä toimintana. (Liikennevirasto 2013a) Kuvassa 2.13 on esitetty vaurioitunut vaihteen kieli, josta on lohjennut paloja.

Soininen (2013) on selvittänyt ratojen routaongelmia Suomessa. Routiminen synnyttää radan alus- ja päällysrakenteissa pystysuuntaisia muodonmuutoksia, jotka lisäävät junan suistumisen riskiä. Yhdessä liikennekuormituksen kanssa muodonmuutokset aiheuttavat raidevirheiden kasvua. On myös mahdollista, että etenkin keväisin radan vaurioita tulkitaan roudan aiheuttamiksi, vaikka kyse on ratarakenteen materiaalien luonnollisesta ikääntymisestä. Suomen rataverkolla on kohteita, joissa tukikerros on tehty jo 60-luvulla. Näissä kohteissa sepeliaines alkaa olla elinkaarensa lopussa, mikä näkyy muutoksina radan geometriassa. Kuvassa 2.14 nähdään tukikerroksen läpi nousutta savea. Vanhoilla pehmeän pohjamaan varaan perustetuilla radoilla esiintyy paikoin ratarakenteiden painumia, jotka eivät ole routavaurioita. Radan epäjatkuvuuskohtiin voi syntyä painumia roudan sulamispehmenemisen aikana, kun rakenteiden jäykkyyserot korostuvat. Kyse ei siis yleensä ole varsinaisesta routimisesta. (Soininen 2013, s. 30, 34)



Kuva 2.13 Vaurioitunut vaihteenkieli Pieksämäellä 2010 (Kosonen 2011, s. 47).



Kuva 2.14 Tukikerroksen läpi noussutta savea vaihteessa Pieksämäellä 2010 (Kosonen 2011, s. 52).

Vanhojen rataosuuksien routimattomien kerrosten rakennepaksuudet ovat 2000-luvun ohjeisiin verrattuna valtaosin alimitoitettuja. Lisäksi tutkimukset ovat osoittaneet, että ratojen alusrakennekerroksissa on monissa paikoissa routimisherkkää materiaalia. Paikoin on myös mahdollista, että routivaa pohjamaata on sekoittunut alusrakenteeseen. Routaongelmia ratarakenteessa aiheuttavat myös vanhat routaeristelevyt, jotka ovat vettyessään menettäneet huomattavasti lämmöneristyskykyään. Etenkin maa- ja kallioleikkauksissa puutteelliset alus- ja päällysrakenteen kuivatusjärjestelyt luovat otolliset olosuhteet routavaurioiden kehittymiselle. Routavaurion syynä voi olla myös yli-ikäinen jauhaantunut tukikerrossepele, sillä hienoaineksen suuri määrä pienentää materiaalin hydraulista johtavuutta, ja vedenpidätyskyvyn kasvu mahdollistaa routimisen. Keväisin roudan sulamispehmenemisen aikana radan päällysrakenteeseen voi syntyä pysyviä muodonmuutoksia, kun hienontuneen tukikerroksen kantavuus pienenee. Olosuhteet vaikuttavat roudan kehittymiseen. Vaikuttavia tekijöitä ovat esimerkiksi talven pakkasmäärä, pakkaskautta edeltäneiden sateiden määrä, lumipeitteen syvyys sekä paikalliset vaihtelut ilmastossa. (Soininen 2013, s. 35)

Tietyillä alueilla tulvavedet voivat aiheuttaa ratarakenteeseen junan suistumisriskiä lisääviä muutoksia. Alusrakenteessa oleva vesi heikentää rakenteen kantavuutta ja mahdollistaa sen routimisen. Rakennekerroksissa ja radan lähiympäristössä oleva vesi sekä mahdollinen rakenteen läpi tapahtuva virtaus ovat radan toiminnalle haitallista. Mikäli vesi pääsee kulkemaan ratapenkereen läpi muualta kuin suunniteltujen vesiuomien eli rumpu- ja silta-aukkojen kohdalla, voi radan stabiliteetti muuttua merkittävästi. Ratapenkereen rakennekerrokset voivat kulkeutua veden mukana virtauskohdassa, joten radan kantavuus on tällä kohdalla vain kiskon ominaisuuksien mukainen, mikäli ratapenger sortuu veden vaikutuksesta kokonaan. Rataverkolla on todettu tämän kaltaisia vaurioita. Jokiuomissa silloilla voi esiintyä eroosiota, minkä seurauksena sillan alusrakenteet ja penkat saattavat sortua ja menettää kantokykynsä. Andersson-Berlin (2008) on kehittänyt mallin eroosioriskin arvioimiseksi vesistö-siltapaikoilla. Eroosioriskin mallintaminen voidaan sisällyttää siltakohtaiseen riskianalyysiin samoin kuin siltakohtaisen suistumisen aiheuttaman riskin mallintaminen.

Siirtymärakenteiden kohdalla rataa muodostuu kohtia, joissa radan jäykkyysominaisuudet muuttuvat nopeasti. Jäykkyysominaisuuksien nopea muuttuminen puolestaan luo edellytykset liikenteen aiheuttamille dynaamisille kuormille. Dynaamiset kuormat lisäävät ratavaurioita ja näin ollen myös junan suistumisriskiä. Ratapenkereen pituussuuntaisia jäykkyysmuutoksia esiintyy tavallisimmin kallioleikkauksien ja siltojen päissä sekä muissa vastaavanlaisissa paikoissa. Jäykkyysmuutoksen luoma edellytys dynaamisen kuormituslisän synnylle johtuu siitä, että pehmeämpi ratapenger joustaa junan painon alla jäykkää ratapengertä enemmän. Tämän seurauksena jäykkyysmuutosalueelle kehittyy korkeusero, jonka ylityksen seurauksena junan dynaaminen lisäkuormitus kehittyy. Ratapenkereen jäykkyysmuutoksen yhteydessä raiteeseen voi ajan kuluessa syntyä epätasaisuuskohta johtuen esimerkiksi ratapengerrakenteiden erilaisesta painuma- ja muodonmuutuskäyttäytymisestä. (Lei & Mao 2004; Korkeamäki 2011, s. 46)

2.1.3 Liikkuva kalusto

Junan suistuminen voi aiheutua jonkin liikkuvaan kalustoon kuuluvan rakenneosan viasta. Suistumisen kannalta olennaisia rakenneosia ovat pyöräkerta, laakerointi, jousitus ja vaimennus sekä jarrujärjestelmä. Wangin ja Lin (2011, s. 732) mukaan kalustoviat aiheuttavat yhdessä ratavikojen kanssa noin kolmanneksen kaikista junien suistumistapauksista. Baysari et al. (2008, s. 1753) esittävät vastaavaksi osuudeksi Australiassa 43 %. RSSB:n (2013, s. 157) mukaan Iso-Britanniassa kalusto- ja rataviat aiheuttavat vain 23 % junien suistumistapauksista. Liikkuvan kaluston viat lisäävät junan suistumisriskiä myös välillisesti. Kalustoviat lisäävät ratarakenteiden vaurioiden muodostumista, joten radan kunnan ohella myös kaluston kunto on merkittävässä asemassa rautatieturvallisuuden kannalta. Merkittävän asemansa takia kaluston kuntoa tarkkaillaan aktiivisesti, ja havaitut puutteet kaluston kunnossa korjataan välittömästi. Vuonna 2007 Suomessa kunnostettiin puolen vuoden aikana noin 7000 pyöräkertaa, minkä lisäksi kalustoa myös uusitaan määrääjain (Lahti 2008, s. 19; Nurmentie 2010, s. 25).

Pyöräkerta koostuu umpinaisesta akselista, puristusliitoksella akselille sovitetuista kahdesta pyörästä ja kahdesta akselin päissä olevasta laakeripesästä (Nurmentie 2010, s. 28). Aivan kuten raidekiskot, myös pyörät ovat alttiita suurille ja useasti toistuville dynaamisille kuormille sekä ympäröiville olosuhteille. Junien pyörissä esiintyy samankaltaisia vauriotyyppejä kuin kiskoissa. Vauriotyypit liittyvät erityisesti juna-pyörän kapasiteetin ylittäviin pintapaineisiin ja väsymiseen. Vierintäväsyminen on

olennainen pyörien vaurioitumiseen liittyvä tekijä, joka määritellään samoin kuin kiskolle (kohta 2.1.2). Taulukossa 2.1 on esitetty Suomessa vuonna 2007 tammi-kesäkuun aikana sorvaamalla kunnostettujen pyörien suhteelliset osuudet vauriotyyppin mukaan.

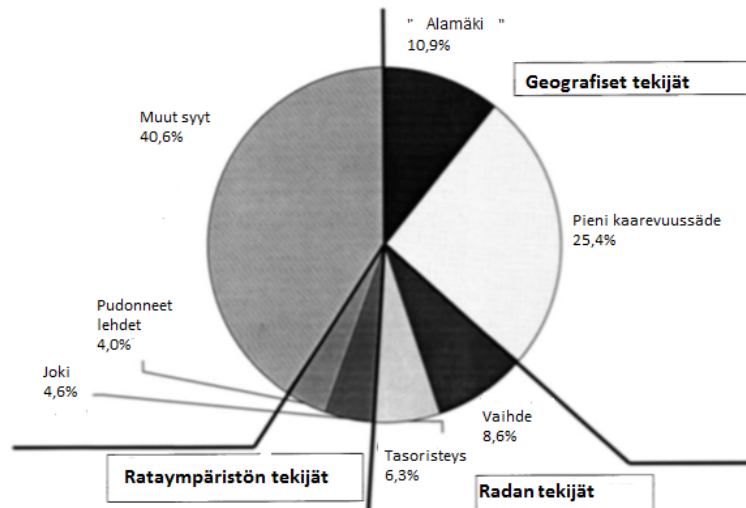
Taulukko 2.1 Pyörien sorvaustilasto 2007/1-6 (Lahti 2008, s. 28).

Vikatyppi	Osuus vioista	Keskimääräinen sorvaussyvyys
Kuluma	38 %	3 mm
Laippavika	7 %	5,9 mm
Lovipyörä	30 %	4,6 mm
Materiaalivika	25 %	6,4 mm

Taulukosta 2.1 voidaan havaita, että lovipyörä on tyypillinen junapyörässä esiintyvä vaurio. Lovipyörä tarkoittaa pyörää, johon on pyörän luistamisen seurauksena syntynyt tasainen kohta. Kuvassa 2.15 on esitetty lovijälki pyörän pinnalla. Lovipyörä muodostuu tavallisesti tilanteissa, joissa junan pyörä lukkiutuu ajon aikana. Pyörän lukkiutuminen puolestaan esiintyy tilanteissa, joissa kitkakerroin on pienentynyt pyörän ja kiskon välillä. (Lahti 2008, s. 19) Tanabe et al. (2004) ovat tutkineet pyörien luistamisen ja kitkakertoimen välistä yhteyttä ja esittäneet syitä kitkakertoimen pienentymiselle. Tutkimuksen perusteella määriteltiin eri aiheuttajien suhteelliset osuudet, jotka on esitetty kuvassa 2.16. Esimerkiksi puiden öljyisten lehtien ja neulasien putoaminen radalle pienentää pyörän ja kiskon välistä kitkakerrointa. Sama vaikutus on ratasillan alla virtaavasta joesta radalle nousevalla vesihöyryllä. Vaihteista ja taseristeyksistä saattaa jäädä epäpuhtauksia kontaktipinnoille, mikä vaikuttaa kitkakertoimeen. Lumisateella pyörän luistamista esiintyy noin kymmenkertainen ja sateella noin kolminkertainen määrä aurinkoiseen poutasäähän verrattuna. (Tanabe et al. 2004) Pienentyneen pyörän ja kiskon välisen kitkakertoimen lisäksi myös jarrujen virheellinen toiminta aiheuttaa lovipyöriä. Tavaravaunujen akselipaino voi olla täytettynä nelinkertainen verrattuna tyhjään vaunuun. Tavarajunienvyksinkertaiset jarrujärjestelmät eivät pysty huomioimaan vaihtelevia kuormitustilanteita, jolloin pyörä lukkiutuu jarrutuksessa. Kuljettaja voi tehdä käsittelyvirheen, jolloin pyörät liukuvat lukkojarrutuksen seurauksena. (Lahti 2008, s. 19)



Kuva 2.15 Lovijälki venäläisen säiliövaunun pyörässä (Lahti 2008, s. 20).

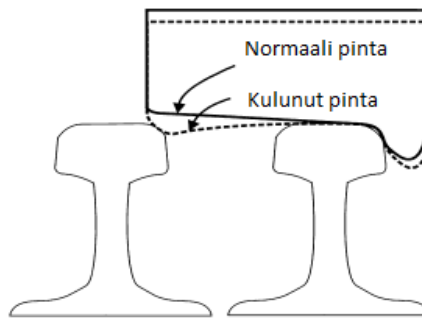


Kuva 2.16 Pyörän luistamisen aiheuttajia (Tanabe et al. 2004, s. 492).

Vierintäväsytymiseen liittyvät pyörän vauriot ovat yhä tärkeämmässä asemassa junien suistumisriskin kannalta, koska muihin pyörän vaurioihin liittyvät riskienhallintakeinot kehittyvät jatkuvasti. Ekberg et al. (2002) jakavat vierintäväsytymisen aiheuttamat pyörän vauriot kolmeen luokkaan. Ensimmäinen luokka sisältää pinnasta lähtöisin olevat väsymisvauriot. Ne syntyvät pinnassa ja etenevät pienessä kulmassa lähes pinnansuuntaisesti. Lopulta halkeama etenee pyörän pintaa kohti, ja pyörän pintaan syntyy kolo pinnasta irtoavan vauriokohdan myötä. Toinen luokka sisältää välittömästi pinnan alapuolelta lähtöisin olevat vauriot. Nämä vauriot syntyvät 3–10 mm:n syvyydellä pyörän pinnasta. Pinnan alapuoliset vauriot aiheutuvat suurista, tiheään toistuvista vertikaalikuormista ja teräksen epäpuhtauksista. Kolmannen luokan vaurioissa esiintyy samankaltaisia piirteitä kuin kakkosluokan vaurioissa, mutta vaurion alkukohta on syvemmällä (10–25 mm:ssä) ja murtumiseen liittyy suuremmat epäpuhtauspitoisuudet pyörän teräksessä. Usein kolmannen luokan vaurioissa lähtövaurio on suhteellisen suuri (halkaisijaltaan yli 1 mm) ja selvästi havaittavissa. (Ekberg et al. 2002)

Kulkupinnan kuluminen aiheuttaa junapyörään suistumisriskiä kasvattavia muutoksia. Etenkin kulumisen aiheuttama valelaippa on ongelmallinen pyörän ja kiskon välisen vuorovaikutuksen kannalta. Vaihteissa valelaippa voi aiheuttaa suuria poikittaisia kuormia, mitä on havainnollistettu kuvassa 2.17. Suuret poikittaiset kuormat löysäyttävät kiskon kiinnikkeitä ja saattavat näin johtaa kiskon pyörähtämiseen. Valelaippa voi aiheuttaa kiskon pyörähtämisen myös toisin. Kun kontaktipiste siirretään valelaipan kohdalle eli lähemmäksi kiskon kulmaa, jonka yli pyörähtäminen tapahtuu, pyörähtämiseen vaadittava poikittainen voima pienenee. Valelaipan lisäksi pyörään voi muodostua loiva laipan reuna, joka lisää laipan kiipeämisen ja suistumisen todennäköisyyttä. Kulkupinnan geometrian muutokset aiheuttavat suurentuneita pintajännityksiä ja siten vaikuttavat myös pyörän vierintäväsytymiseen. (Wu & Wilson 2006)

Akselivauriot ovat verrattain harvinaisia, mutta esiintyessään vaarallisia junan suistumisen kannalta (Zerbst et al. 2013, s. 214). Hirakawan et al. (1998, s. 135) mukaan peltämätöntä akselirakennetta ei ole, joten epätodennäköisestä ilmenemisestä huolimatta akselivaurio tulee ottaa huomioon riskitekijänä. Akselin vauriomekanismit ovat pitkälti samoja kuin muissakin rautatieympäristön teräsrakenteissa. Akselin vauriot liittyvät väsymisen aiheuttamaan halkeiluun ja vaurioiden etenemiseen kuormitussykliin vaikutuksesta. (Zerbst et al. 2013, s. 214)



Kuva 2.17 Kuluneen pyörän valelaippa aiheuttaa kiskoon poikittaisen kuorman vaihteessa (Wu & Wilson 2006, s. 228).

Laakerivaurio voi aiheuttaa akseli- tai pyörävaurion. Lovipyörä on laakerivaurioiden merkittävä aiheuttaja. Kuvassa 2.18 on esitetty laakerivaurio, joka on syntynyt lovi-
pyörän vaikutuksesta. Nurmentie (2010, s. 42) jakaa laakerivauriot kolmeen ryhmään. Akselinavan vaurioissa akselin navalle syntyy mekaanisia vaurioita laakerin asennus- ja irrotusvaiheissa, jos käytetään vääriä työmenetelmiä. Syntyvät vauriot heikentävät laakerin väsymislujuutta. Laakeripesän vauriot puolestaan liittyvät tavallisesti kulumiseen. Kulumisen saattaa aiheuttaa ulkokehän liikkeitä laakeripesän seinämällä, jolloin pesän muodon muuttuminen heikentää laakeripesän kykyä jakaa laakerikuorma tasaisesti. Vierintälaakereiden yleisiä vaurioitumisen syitä ovat puolestaan puutteellinen voitelu, korroosio, epäpuhtaus, tiivisterikko, asennusvirhe, korkea lämpötila, saippuoitunut rasva, laakerin valmistus- tai suunnitteluvirhe, ylikuormitus tai akselin liiallinen taipuminen. Laakerivaurion lopullisena aiheuttajana on yleensä laakerin väsyminen, mikä voidaan jakaa pinnan alla syntyviin ja pinnasta alkaviin vaurioihin. Vaurioitumassa olevan laakerin normaali käyntilämpötila kohoaa ja saa aikaan lopulta laakerin tuhoutumisen. (Nurmentie 2010, s. 41–43) Suurin osa laakerien kuuma-
käynneistä aiheutuu jarrujen käyttövirheistä ja teknisistä ongelmista, kuten jäätymisestä johtuneesta jarrujen laahaamisesta (Trafi 2013, s. 14).



Kuva 2.18 Laakerivaurio, joka on aiheutunut pyörän vierintäpinnalla olevasta lovesta (Nurmentie 2010, s. 39).

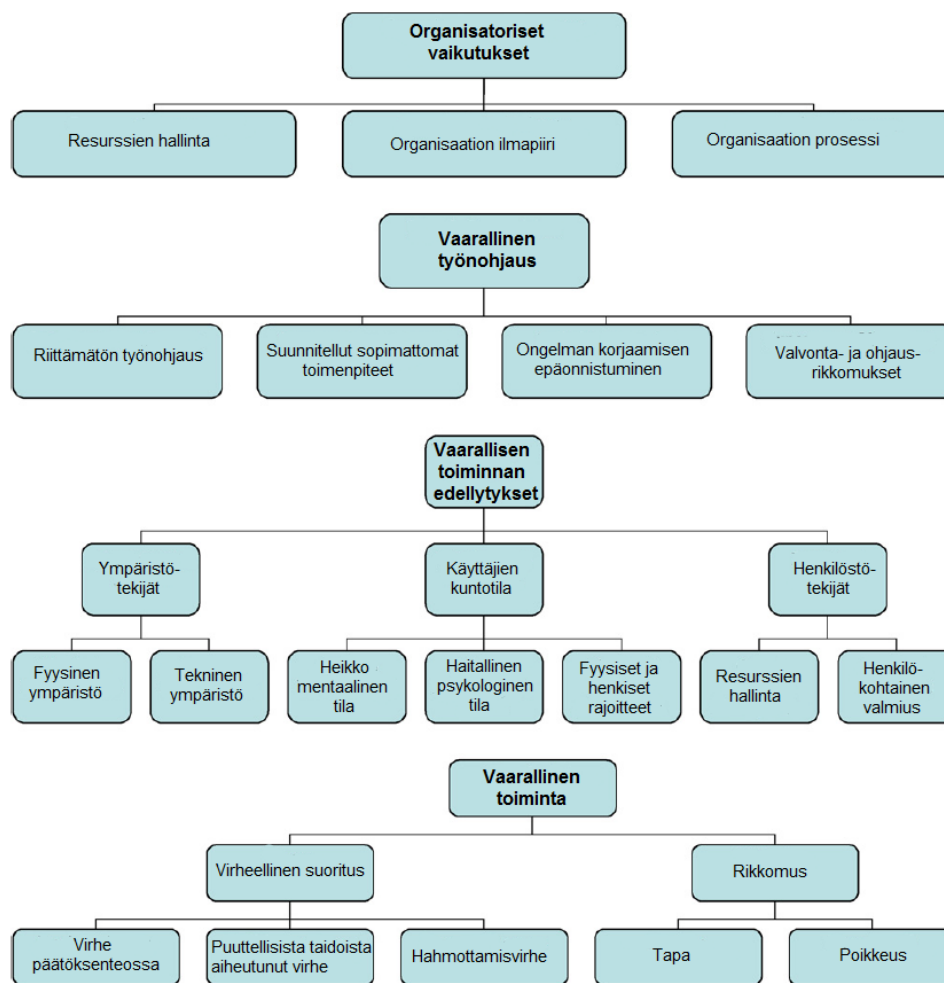
2.1.4 Inhimilliset tekijät

Suistumisonnettomuuksiin liittyy teknisten ongelmien lisäksi myös inhimillisiä virheitä ja puutteellista riskienhallintaa. Inhimillisten virheiden taustalla olevat syyt ovat moniulotteisia, minkä vuoksi yksittäisten tekijöiden määrittely ei ole pääsääntöisesti mahdollista. Monesti onnettomuuksien syntymiseen vaikuttavat esimerkiksi kiiheen tai rutiinin aiheuttama huolimattomuus ja menettelytapojen epäselvyys. Riskienhallinnan puutteet liittyvät usein tilanteisiin, joissa jonkin muutoksen aiheuttamia riskejä ei ole tunnistettu ajoissa. (Trafi 2013, s. 13)

Baysari et al. (2008, 2009) esittävät, että inhimilliset tekijät ovat osallisena suurimmassa osassa rautatieonnettomuuksista. Rautateiden suistumisonnettomuudet aiheutuvat suoraan ihmisen erheellisestä toiminnasta ja välillisesti erilaisten prosessien, kuten vääranlaisen tarkastustoiminnan seurauksena. Wilson et al. (2005, s. 1750) toteavat, että inhimillisten tekijöiden tutkimus rautatieympäristössä on ollut verrattain vähäistä. Tutkimusta on tehty esimerkiksi Ruotsissa, Saksassa, Japanissa ja Iso-Britanniassa, mutta tieliikenteen ja ilmailualan kaltaista laajamittaista tutkimustyötä ei ole rautatieliikenteen osalta julkaistu. Myös Baysari et al. (2009, s. 948) ovat todenneet rautatieympäristön inhimillisiin tekijöihin liittyvän tutkimuksen vähäisyyden. Viimeaikoina alan tutkimus on kuitenkin lisääntynyt ja inhimillisten tekijöiden vaikutusta rautatieonnettomuuksiin ja junien suistumisiin on kartoitettu nykyaikaisten työkalujen avulla. (Wilson et al. 2005; Baysari et al. 2009)

Rautatieympäristön inhimillisten tekijöiden käsittelyyn voidaan soveltaa inhimillisten tekijöiden analyysi- ja luokittelujärjestelmää (*the Human Factors Analysis and Classification System, HFACS*), jossa junan suistumisen taustalla vaikuttavat inhimilliset tekijät jaetaan neljään pääryhmään. Luokittelujärjestelmä on esitetty kuvassa 2.19. Ensimmäinen ryhmä sisältää vaarallisen toiminnan (*Unsafe Acts*), toinen vaarallisen toiminnan edellytykset (*Preconditions for Unsafe Acts*), kolmas vaarallisen työnohjauksen (*Unsafe Supervision*) ja neljäs organisatoriset vaikutukset (*Organisational Influences*). Yksittäiseen suistumistapaukseen voi liittyä useita inhimillisiä tekijöitä luokittelujärjestelmän eri ryhmistä. Suistumistapaus luokitellaan inhimillisestä virheestä aiheutuneeksi (*Human failure*), jos muuta selkeää ihmisen toiminnasta riippumatonta vikaa, kuten raidevauriota tai kalustovikaa, ei havaita. (Baysari et al. 2008, 2009)

Baysari et al. (2008) ovat löytäneet kaikista inhimillisen tekijän aiheuttamiksi luokitelluista suistumistapauksista vähintään yhden vaarallisen toiminnan. Vaarallinen toiminta on junan miehistön tai tarkastajan tekemä virheellinen suoritus (*Error*) tai rikkomus (*Violation*). Suurin osa vaarallisista toiminnoista johtuu virheistä. Virheistä suurin osa puolestaan aiheutuu puutteellisista taidoista (*Skill-based Errors*). Käytännössä virheet tarkoittavat esimerkiksi opastimien ohittamista epähuomiossa tai vaurioituneen osan toteamista ehjäksi. Epähuomiossa ohitettu opastin liittyy niin suureen osaan kaikista suistumistapauksista, että Iso-Britannian rautateiden turvallisuusviranomaisen RSSB (2013) tilastoi ja luokittelee punaisen ohiajon (*Signal Passed At Danger, SPAD*) erillisenä suistumissyiden pääryhmänä. Miehistön rikkomukset ovat usein tavanomaiseksi toiminnaksi muotoutuneita käytäntöjä, jotka jäävät huomauttamatta valvovilta viranomaisilta tai ovat jopa sallittuja valvovien tahojen toimesta. Useimmiten vaarallista toimintaa edeltää tilanne tai olosuhde, joka luo edellytykset vaaralliselle toiminnalle. (Baysari et al. 2008, 2009)



Kuva 2.19 Inhimillisten tekijöiden luokittelujärjestelmä (Baysari et al. 2008, s. 1752).

Edellytykset vaaralliselle toiminnalle luo tavanomaisimmin käyttäjän (*operator*) normaalista poikkeava fyysinen tai henkinen kunto. Käyttäjä saattaa tehdä vääriä oletuksia, ja käyttäjällä voi olla vääriä odotuksia. Useissa suistumistapauksissa käyttäjät ovat lähestyneet opastinta punaisen valon palaessa odottaen valon olevan vihreä. Myös erilaiset häiriötekijät ja käyttäjän alentunut valppaus ovat usein luomassa edellytyksiä vaaralliselle toiminnalle. Käyttäjän normaalista poikkeava fyysinen kunto ilmenee tavallisimmin uupumuksena, joka myötävaikuttaa vaaralliseen toimintaan. Vaaratilanteita aiheuttavat henkilöstöön liittyvät tekijät ovat heikko ryhmähenki, puutteellinen kommunikaatio ja riittämätön lepo. Inhimillisten tekijöiden lisäksi myös ympäröivät olosuhteet voivat luoda edellytyksiä vaaralliselle toiminnalle. Esimerkiksi runsas kasvillisuus radan läheisyydessä saattaa haitata näkyvyyttä ja peittää opastimia. Tekniset laitteet ja niiden sijoittelu ohjaamossa saattavat olla epäkäytännöllisiä turvallisen käytön (*operation*) kannalta. (Bayzari et al. 2008, 2009)

Vaarallinen työnohjaus on harvoin myötävaikuttava tekijä suistumistapauksissa. Australialaistutkimuksessa vain 6 % suistumistapauksista liittyi vaaralliseen työnohjaukseen. Tämä tosin saattaa johtua virheiden tunnistamisprosessin ongelmista, kuten raportoivien tahojen halusta peitellä omaa osuuttaan onnettomuuden aiheuttajana. Tyypillisin työnohjaukseen liittyvä virhe on kyvyttömyys tunnistaa työntekijöiden suorituskyvyn heikkeneminen (*monitor driver performance*). (Bayzari et al. 2008, 2009)

Organisatoriset vaikutukset liittyvät lähes kaikkiin inhimillisistä tekijöistä aiheutuneisiin suistumistapauksiin. Jopa 44 % organisatorisiin vaikutuksiin liittyvistä tapauksista sisältää useamman kuin yhden organisatorisen vaikutuksen. Tärkein suistumistapauksiin liittyvä organisatorinen tekijä on resurssienhallinta (*Resource Management*). Resurssienhallinnan suurin ongelmakohta on riittämätön suunnittelu, mikä ilmenee esimerkiksi kuljettajan turvallisuusjärjestelmissä, turvavalaitteissa ja opastimien sijoittelussa. Organisatoriset henkilöstöongelmat liittyvät käyttäjien puutteelliseen koulutukseen. Organisaatioiden ilmapiiri on harvoin tekijänä suistumisten taustalla. Sen sijaan ongelmia voi olla organisaation eri prosesseissa, kuten työvuorojen suunnittelussa ja työntekijän terveystilan määrittelyssä. Ongelmat riskien- ja turvallisuudenhallintajärjestelmissä vaikuttavat suistumistapausten ilmenemiseen. (Bayzari et al. 2008, 2009)

Liikkuvan kaluston ja radan vauriosta aiheutuneiden suistumisten taustalla voi olla piileviä, mutta hyvinkin merkittäviä inhimillisiä tekijöitä. Nämä piilevät inhimilliset tekijät liittyvät pääosin liikkuvan kaluston ja radan kunnossapitoon. Useissa suistumistapauksissa on käynyt ilmi, että radan tai liikkuvan kaluston tarkastuksia ei oltu tehty tai virheet olivat jääneet tarkastajilta huomaamatta. Tavanomaisin seuraus tarkastustoiminnan pettämisestä on junan suistuminen tarkastuksen läpäisseen tai tarkastamattoman radan vauriokohdassa. (Bayzari et al. 2008, 2009)

2.1.5 Muut syyt

Junan suistumisen voi aiheuttaa edellä käsiteltyjen syiden lisäksi lukuisat muut tekijät. Tässä käsitellään muutamia tekijöitä, jotka ovat usein raportoituja suistumisen aiheuttajia, mutta eivät kuulu edellä käsiteltyihin tekijöihin. Merkittäviä syitä ovat vaunujen rauhaton kulku (*hunting movement*), junaan ja rataan kohdistuva ilkivalta, junan törmäys objektiin sekä erilaiset huonosti ennakoitavissa olevat ympäristötekijät.

Vaunujen rauhaton kulku voi aiheuttaa junan suistumisen etenkin kovassa vauhdissa. Pyörän kartiomaisesta kulkupinnasta johtuen pyöräkerta liikkuu raiteella poikittaisuunnassa säännöllisesti edestakaisin, jolloin sen painopiste on raidetta pitkin etenevässä aaltoliikkeessä. Mikäli aaltoliikkeessä olevan pyöräkerran nopeutta kasvatetaan riittävästi, syntyy kiskon ja pyörän välille laippakosketus. Laippakosketuksen seurauksena telin ohjaava pyöräkerta alkaa heilahdella kiskojen välillä, jolloin liike muuttuu pyöräkerran epästabiliiksi liikkeeksi (*hunting oscillation*). (Korkeamäki 2011, s. 32) Epästabiliin liikkeen seurauksena laippa törmää suurella nopeudella kiskoon, mikä voi johtaa pyöräkerran suistumiseen. (Wang & Li 2011)

Radalla voi olla erilaisia objekteja, joihin juna voi törmätä. Riippuen objektin ominaisuuksista törmäminen voi olla vaarallinen junan suistumisen kannalta. Suurimman riskin suistumiselle ja vakaville seurauksille aiheuttavat radalla olevat suhteellisen raskaat ajoneuvot. Tasoristeyksessä juna voi törmätä radan päällä olevaan ajoneuvoon. Viereiseltä radalta suistunut vaunu voi aiheuttaa junan suistumisen samoin kuin radan läheisyydessä olevalta tieltä tai sillalta suistunut ajoneuvo. (RSSB 2013, s. 173)

Juna voi suistua ilkvallan seurauksena, jos rataa tai kalustoa on vahingoitettu. Tyyppillisiä ilkvallan ilmenemismuotoja ovat tasoristeysten merkkien ja valojen kääntäminen sekä sulkuporttien vahingoittaminen. Usein rataa kohdistuva ilkivalta tarkoittaa kivien, puunkappaleiden tai muun tavaran kasaamista raiteille. Tavallisesti ilkvallat

lan aiheuttamat vauriot ovat vähäisiä, mutta ilkivaltaan sisältyy aina vakavan onnettomuuden riski. Iso-Britanniassa tapahtui vain yksi suistuminen ilkivallan seurauksena vuosien 2008–2013 aikana. (RSSB 2013; Trafi 2013, s. 15)

Epästabiilin liikkeen, esteiden ja ilkivallan ohella myös erilaiset yllättävät ympäristöilmiöt, kuten myrskyt, tulvat, maanvyöryt ja maanjäristykset voivat aiheuttaa junan suistumisen. Maanjäristyksen aiheuttama junan suistuminen voi tapahtua kahdella eri tavalla. Junan suistuminen voi tapahtua värähtelyn seurauksena maanjäristyksen aikana tai maanjäristyksen aiheuttamien pysyvien radan vaurioiden takia. Maanjäristykset eivät kuitenkaan ole tavanomaisia Suomessa. Ratasillat, jotka ylittävät kulkuväyliä, saattavat altistua törmäykselle junan ylittäessä sillaa. Törmäyksen aiheuttama värähtely tai vaurio voi aiheuttaa junan suistumisen sillalla. (Guillaud 2006; Xia et al. 2012; RSSB 2013)

2.2 Suistumisen todennäköisyys ja seuraukset

2.2.1 Tilastot

Euroopassa uusia junan suistumis- ja törmäystapauksia raportoidaan keskimäärin joka toinen päivä. Vuonna 2010 Euroopassa tapahtui 95 merkittävää junan suistumisonnettomuutta. Merkittävä onnettomuus on määritelty kohdassa 1.1. Kokonaisuudessaan vuonna 2010 Euroopassa tapahtui 2401 junaonnettomuutta. Määrä on 20 % vähemmän kuin tätä edeltäneenä vuonna, mutta sen arvellaan johtuvan Belgian ja Puolan raportointikäytäntöjen muutoksesta. Junaonnettomuuksien määrät onnettomuustyyppin mukaan vuosina 2008–2010 on esitetty kuvassa 2.20. (ERA 2012) Vuonna 2012 Euroopassa tapahtui 124 merkittävää junan suistumistapausta. Suistumistapaukset aiheutuivat tasapuolisesti radasta (34), liikkuvasta kalustosta (42) ja inhimillisistä tekijöistä (35). Lähes puolet junan suistumisista tapahtui aseman läheisyydessä (66). (UIC 2013, s. 18) Yksittäisten suistumistapausten syitä on tarkasteltu liitteessä 1.

Onnettomuuksiin liittyy riskitekijöitä, joita voidaan seurata erillään onnettomuuksista. Riskitekijöiden ilmenemiset raportoidaan, vaikka ne eivät olisi johtaneet onnettomuuteen, mutta toisenlaisissa olosuhteissa niistä olisi voinut seurata onnettomuus. Vuosien 2008–2010 aikana Euroopassa raportoitiin 38 500 riskitekijän ilmenemistä. Tämä tarkoittaa, että keskimäärin tapahtuu yksi onnettomuus kymmentä ilmennyttä riskitekijää kohden. Riskitekijöiden raportoidut määrät vuonna 2010 on esitetty kuvassa 2.21. Punaisen ohiajoja raportoitiin yli 7000, mikä tekee siitä tiheimmin esiintyvän riskitekijän. Nykyiset kulunvalvontajärjestelmät kuitenkin vähentävät suurien onnettomuuksien riskiä punaisen ohiajon (SPAD) seurauksena. Toiseksi eniten raportoitiin kiskon murtumisia, joita oli 5500. Suurin osa murtumisista tapahtui Unkarissa (734), Saksassa (599) ja Romaniassa (591). Nopeuden alennuksiin johtaneita hellekäyriä raportoitiin 1775, joista yhteensä 1079 ilmeni Espanjassa ja Italiassa. Skandinaviassa raportoitiin yhteensä vain 97 hellekäyriä. Väärin annettuja opasteita raportoitiin 514, joista puolet ilmeni Ranskassa. Vaurioituneet pyörät ja akselit muodostivat suhteellisen pienen osan kaikista raportoiduista riskitekijöistä. Niitä raportoitiin vain 99 tapausta. Riskitekijöiden tunnistaminen riippuu raportoijasta, joten luvut eivät ole täysin luotettavia, mutta kuvaavat yleisiä suuntauksia hyvin ja todistavat turvallisuusongelmien laajuutta. (ERA 2012, s. 18–19)

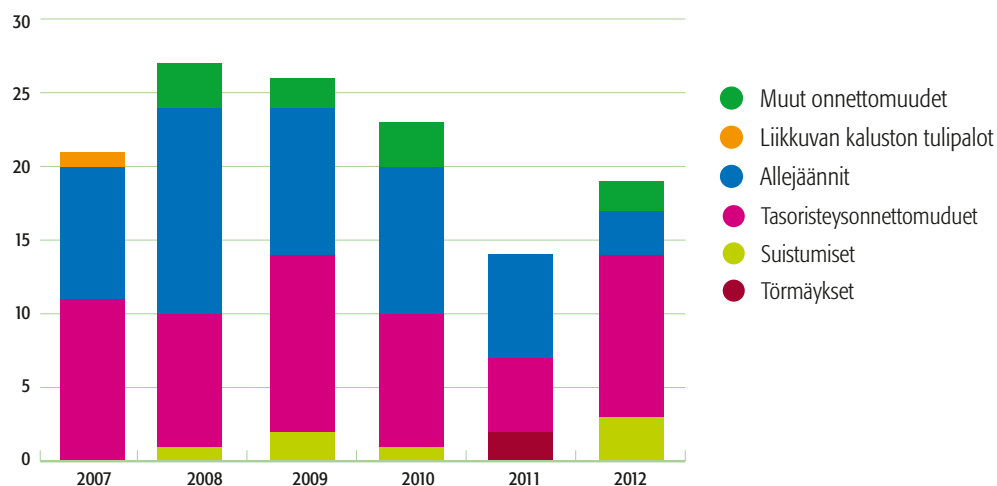


Kuva 2.20 Raportoitujen merkittävien onnettomuuksien määrä onnettomuustyypeittäin vuosina 2008–2010 (ERA 2012, s. 15).



Kuva 2.21 Raportoitujen riskitekijöiden määrä vuonna 2010 (ERA 2012, s. 19).

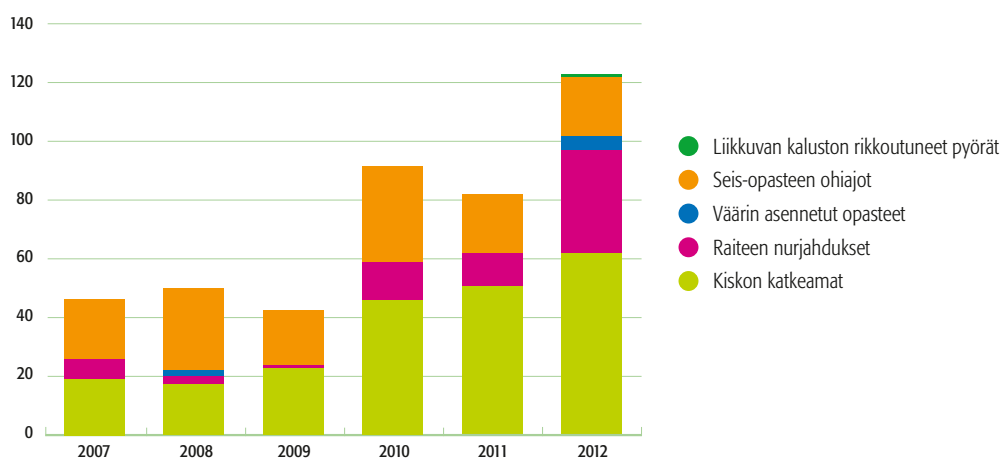
Suomessa tapahtuu lukumäärällisesti vähän merkittäviä junan suistumisesta johtuvia onnettomuuksia. Vuonna 2012 Suomessa tapahtui yhteensä 18 merkittävää rautatie liikenteen onnettomuutta, joista kolme oli suistumistapauksia. Suistumisonnettomuudet aiheutuivat monen tekijän yhteisvaikutuksesta, mutta merkittävimpana tekijänä tapauksissa oli kuormatun vaunun epätasainen painojakauma. Tapauksissa vaunun toisen puolen pyörillä oli lähes kaksinkertainen kuorma toisen puolen pyöriin verrattuna. Muita onnettomuuksien syntyyn vaikuttaneita tekijöitä olivat vaunujen telien kuivahkot ja hieman ruosteiset keskiöt sekä radassa olleet kulumat ja viat. Vuosina 2007–2012 merkittäviä junaliikenteen suistumisonnettomuuksia tapahtui enimmäkseen kaksi vuodessa. Junaonnettomuudet ja merkittävien suistumistapausten määrä Suomessa vuosina 2007–2012 on esitetty kuvassa 2.22. (Trafi 2013, s. 15)



Kuva 2.22 Onnettomuuksien määrän kehitys Suomessa (Trafi 2013, s. 12).

Vaihtotyössä tapahtuu tyypillisesti junaliikennettä enemmän onnettomuuksia ja vaaratilanteita. Vaihtotyö tarkoittaa junaliikenteestä erillään tapahtuvaa vaunujen siirtelyä ja järjestelyä. Vaihtotyöonnettomuuksien seuraukset ovat tavallisesti pieniä johtuen matalista nopeuksista, mutta merkittäviäkin onnettomuuksia tapahtuu. Tyypillisiä vaihtotyöonnettomuuksia ovat esimerkiksi telin osittainen suistuminen kiskoilta tai vaihtotyöyksikön törmäys raiteen päätepuskimeen. Vaihtotyössä tapahtui 125 suistumista vuonna 2012. Vuonna 2011 suistumisia tapahtui 165, ja vuonna 2010 suistumisia tapahtui 141. Tyypillisesti vaihtotyön yhteydessä sattuneet suistumiset tapahtuvat urakiskossa, tasoristeyksessä tai vaihteessa. Huomattava osa vaihtotyössä tapahtuneista suistumistapauksista tapahtuu yksityisraiteilla. (Trafi 2013, s. 16)

Kuvassa 2.23 on esitetty yhteisiin turvallisuusindikaattoreihin kuuluvien junaliikenteeseen liittyvien vaaratilanteiden määrän kehitys Suomessa vuosina 2007–2012. Raportoitujen vaaratilanteiden määrä on ollut selvässä kasvussa viime vuosina. Tästä ei kuitenkaan voi vetää suoraa johtopäätöstä rautatieturvallisuuden huonontumisesta. Sen sijaan kyse saattaa olla raportointiaktiivisuuden parantumisesta ja indikaattorien määritelmien selkeyttämisestä, minkä vuoksi tietyntylaisia tapauksia on alettu laskea indikaattoreihin mukaan vasta viime vuosina. (Trafi 2013, s. 15)

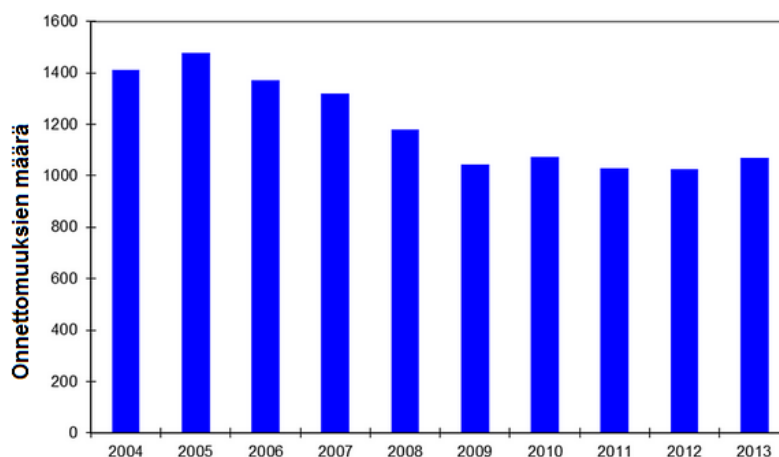


Kuva 2.23 Vaaratilanteiden määrän kehitys Suomessa (Trafi 2013, s. 15).

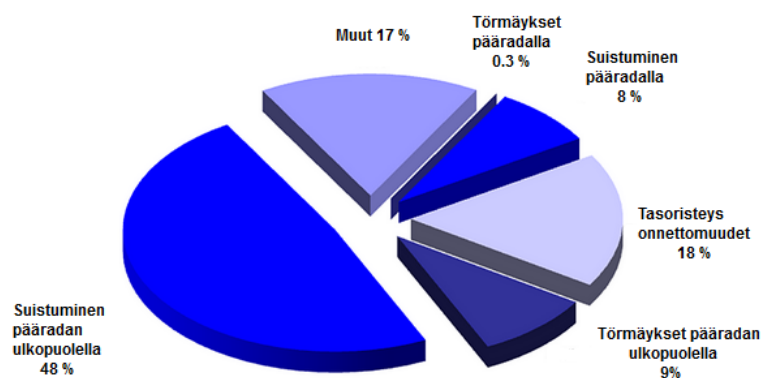
Edeltävien vuosien tapaan vuonna 2012 liikkuvassa kalustossa ei havaittu lainkaan rikkoutuneita akseleita. Liikkuvan kaluston rikkoutuneita pyöriä havaittiin yksi tapaus, kun sähköveturin pyörästä löytyi halkeamia. Kuumakäynnit, eli junan pyörälaakerin ylikuumenemiset, lisääntyivät vuonna 2012 edellisiin vuosiin verrattuna selvästi. Vuosina 2010 ja 2011 vuosittainen kuumakäyntien määrä oli noin 100, kun vuonna 2012 vastaava luku oli lähes 150. Kuumakäynnin aiheuttama laakerivaurio voi johtaa kalustoyksikön suistumiseen. (Trafi 2013, s. 14)

Seis-opasteiden luvattomien ohitusten eli punaisen ohiajojen määrä on vaihdellut viime vuosina 20 ja 35 välillä. Vuonna 2012 seis-opasteiden luvattomia ohituksia kirjattiin 20 tapausta. Tyypillisiä seis-opasteen ohitustilanteita ovat esimerkiksi junan jarrutuksen meneminen muutamalla metrillä pitkäksi seis-opastetta lähestyttäessä tai junan lähteminen asemalta epähuomiossa ennen kuin ajon salliva opaste on myönnetty. Vuonna 2012 kirjattiin viisi väärin annettua opastetta eli tilannetta, jossa opastinjärjestelmä antaa teknisen virheen vuoksi junalle liian sallivan opasteen. Kiskon katkeamia kirjattiin 62, ja määrä pysyi jo kolmannen vuoden peräkkäin korkealla tasolla verrattuna edellisiin vuosiin. Kylmällä ilmalla kiskoon muodostuu vetojännitystä, joka edesauttaa kiskon katkeamien syntymistä. Vuosien 2010 ja 2011 kovat pakkaset selittävätkin kyseisten vuosien kiskon katkeamien korkeaa määrää. Vuoden 2012 talvi ei ollut erityisen kylmä, joten syy kiskon katkeamisten korkeaan määrään kyseisenä vuonna ei ole tiedossa. Raiteen nurjahduksia eli niin sanottuja hellekäyriä kirjattiin 35 tapausta vuonna 2012. Raiteen nurjahdusten suurta määrää voi pitää yllättävänä, sillä vuoden 2012 kesä oli edeltäviä kesiä viileämpi. Liikenneviraston tilastojen perusteella raportoitujen ilkivaltatapausten määrä oli lisääntynyt noin 40 % edeltäneestä vuodesta. Vuonna 2012 kirjattiin 302 ilkivaltatapausta vuoden 2011 vastaavan luvun ollessa 215. (Trafi 2013, s. 15)

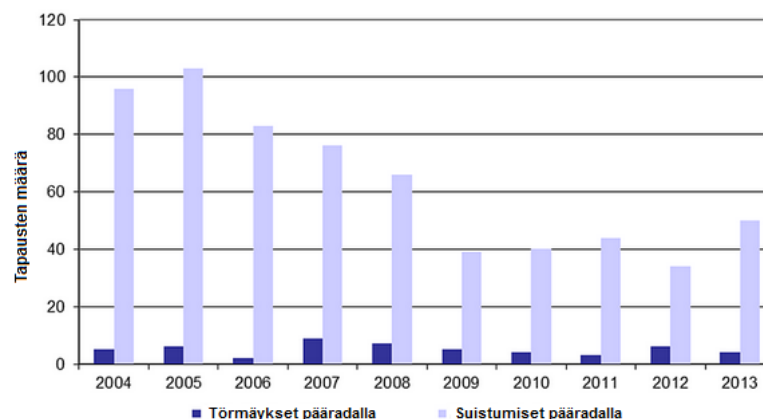
Vertailun vuoksi tarkastellaan vastaavia tilastolukuja toisessa maanosassa. Kuvissa 2.24, 2.25 ja 2.26 on esitetty vastaavia tilastoja Kanadasta. Junaonnettomuuksien kokonaismäärä on laskenut maltillisesti, mikä näkyy kuvassa 2.24. Suistumistapausten määrässä ei sen sijaan ole havaittavissa selkeää laskevaa suuntausta, kuten kuva 2.26 osoittaa. Vuonna 2013 Kanadan pääradoilla tapahtui 86 junan suistumistapausta. Suistumistapaukset johtuivat radasta (29), inhimillisistä tekijöistä (24) ja liikkuvasta kalustosta (26). Suurimpia yksittäisiä tekijöitä suistumistapausten taustalla olivat kiskovauriot (11), radan geometria (9), laitteiden virheellinen käyttö (9) ja akseliston liittyvä vaurio (7). (TSB 2014)



Kuva 2.24 Junaonnettomuuksien määrät Kanadassa vuosina 2004–2013 (TSB 2014).



Kuva 2.25 Junaonnettomuustyyppien suhteelliset osuudet Kanadassa 2013 (TSB 2014).



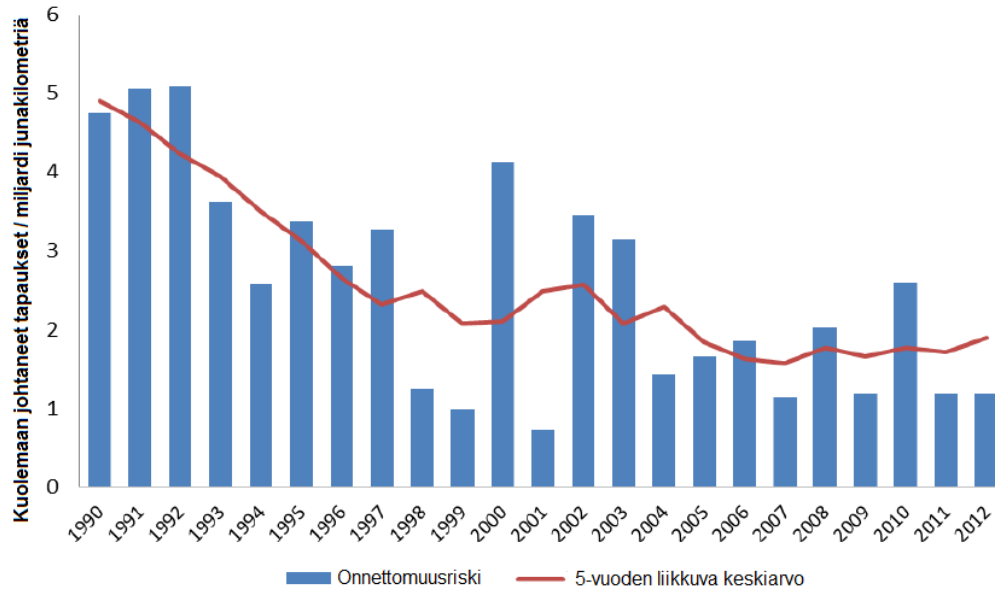
Kuva 2.26 Junan törmäysten ja suistumisten määrät Kanadassa 2004–2013 (TSB 2014).

2.2.2 Todennäköisyys

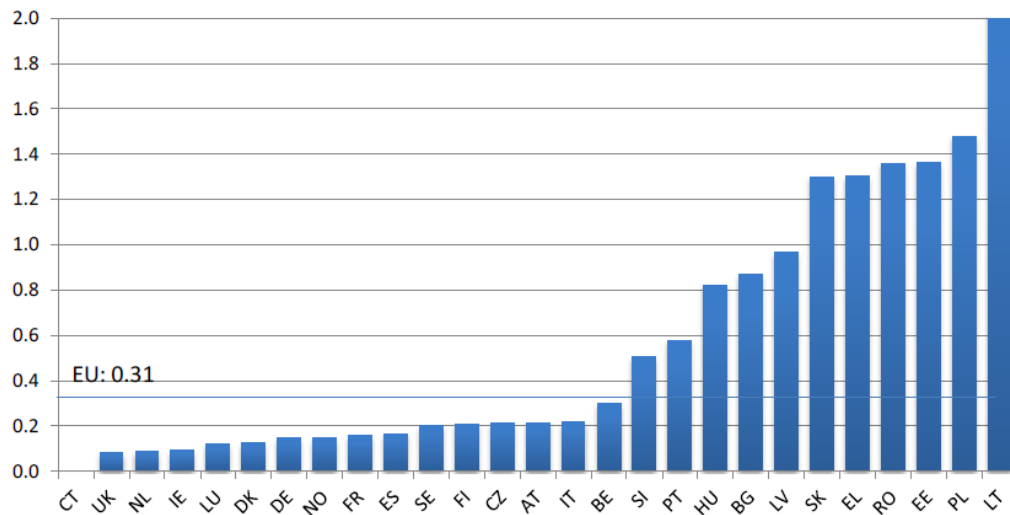
Rautatieliikenteen turvallisuutta mitataan rautatieonnettomuuksien kuolonuhrien ja junakilometriä suhteella. Junakilometri tarkoittaa kokonaisen junan kulke-
maa kilometrin matkaa. Kuten kuvasta 2.27 nähdään, Euroopassa rautateiden turvalli-
suus on parantunut selvästi 1990-luvun alusta, mutta vuoden 2004 jälkeen rautatei-
den turvallisuudessa ei ole havaittavissa selkeää kehitystä. Suomessa (FI) rautatei-
den turvallisuus on Euroopan keskimääräistä tasoa parempi, mikä voidaan todeta ku-
vasta 2.28. (ERA 2013; Lahelma & Juuti 2013, s. 5)

Taulukossa 2.2 on esitetty Suomen suistumistilastot vuosina 2000–2012. Kyseisellä
aikavälillä Suomessa tapahtui vuosittain 0–6 merkittävää suistumisonnettomuutta.
Vuodessa kertyi keskimäärin 50 miljoonaa junakilometriä, ja 0,035 merkittävää suis-
tumista tapahtui miljoonaa junakilometriä kohden. (Tuominen 2014) Vastaava luku on
Australiassa 0,83 ja Yhdysvalloissa tavarajunilla 1,0 (Liu et al. 2011, s. 179; ATSB
2012, s. 6). Arvoihin tulee kuitenkin suhtautua kriittisesti, sillä tilastoitujen suistumis-
tapausten kriteerit saattavat vaihdella huomattavasti. Vaihdealueilla on kohonnut ju-
nan suistumisen riski. Vuoden 2006 Suomen kuudesta merkittävästä suistumisonnet-
tomuudesta kaksi tapahtui vaihteessa, ja vastaavasti vuonna 2012 toinen kahdesta

suistumistapauksesta tapahtui vaihteissa. (Onnettomuustutkintakeskus s.a.) Vuonna 2012 Euroopassa tapahtui vaihdealueilla ja risteyksissä 53 suistumistapausta, mikä oli 43 % kaikista suistumistapauksista (UIC 2013, s. 18).



Kuva 2.27 Kuolonuhreja vaatineet junan törmäys- ja suistumisonnettomuudet miljoonaa junakilometriä kohti Euroopassa 1990–2012 (ERA 2013, s. 2).



Kuva 2.28 Kuolemien määrä miljoonaa junakilometriä kohti 2009–2011 (ERA 2013, s. 4).

Taulukko 2.2 Suistumistapaukset Suomessa vuosina 2000–2012 (Tuominen 2014).

	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012
junakilometrit (milj. km)	44,80	45,46	47,18	48,06	48,69	48,23	50,88	52,58	53,26	50,02	51,00	51,07	50,89
vaihtotyön suistumat												67	103
junien suistumat*	3	2	3	6	2	0	0	0	1	2	1	0	2
- joista vaihteissa	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	0	1
- joista radalla	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	0	1
(kaikki junien suistumat)												5	4
suistumaa/junakilometri	6,7E-08	4,4E-08	6,4E-08	1,2E-07	4,1E-08	0,0E+00	0,0E+00	0,0E+00	1,9E-08	4,0E-08	2,0E-08	0,0E+00	3,9E-08

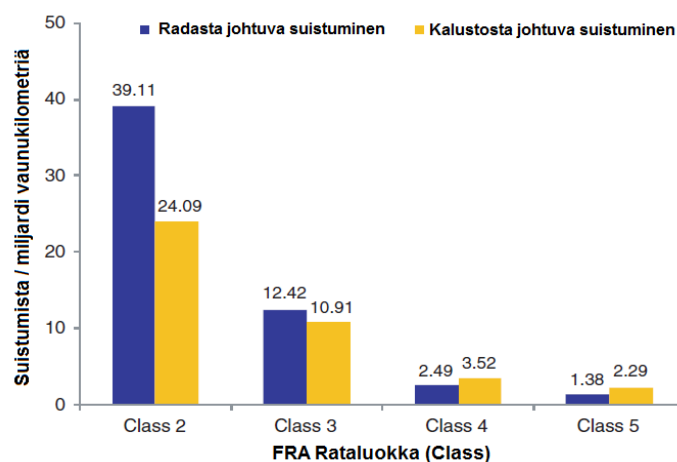
*merkittävät onnettomuudet

Suistumisen todennäköisyyttä voidaan arvioida ja suistumiseen liittyviä riskejä hallita todennäköisyys- ja tilastomatematiikan keinoin. Liu et al. (2011, s. 179) määrittelevät suistumiseen liittyvän riskin rautatiejärjestelmän pettämisen ja sitä seuraavien vahinkojen vakavuuden funktiona. Junan suistumiseen liittyvä riski R saadaan suistumistiheyden Z , liikennöivän kaluston volyymin M ja suistumisen aiheuttamien keskimääräisten seurausten D tulona:

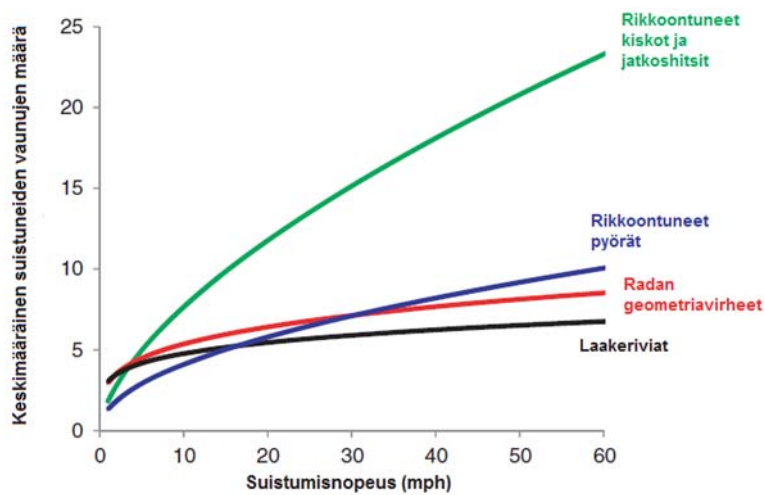
$$R = Z \cdot M \cdot D. \quad (2.1)$$

Monet tekijät korreloivat suistumistiheyden kanssa. Esimerkiksi radan kunnossapitoluokka, tyyppi ja geometria sekä junan ohjausjärjestelmä vaikuttavat ilmenevien suistumistapausten määrään. Kuvassa 2.29 on esitetty suistumistapausten ilmeneminen eri kunnossapitoluokkiin kuuluvilla radoilla. Myös junan suistumisen aiheuttamat vahingot korreloivat usean tekijän kanssa. Suistumisen seurauksiin vaikuttavia tekijöitä ovat junan vauhti, työntekijöiden perehdytys, ratarakenteiden kunto ja suistumisen syy. Kuvassa 2.30 nähdään, kuinka vaurioituneiden kiskojen ja hitsien aiheuttamissa suistumistapauksissa suistuu keskimäärin useampia vaunuja kuin muiden tekijöiden aiheuttamissa suistumistapauksissa. Kuvassa 2.30 nähdään myös, että junan vauhdin kasvaessa myös suistuneiden vaunujen määrä lisääntyy. Riskianalyysia voidaan tarvittaessa laajentaa muilla riskitekijöillä, kuten vaarallisten aineiden kuljetuksiin liittyvillä päästöriskeillä ja niiden todennäköisyyksillä. (Liu et al. 2011)

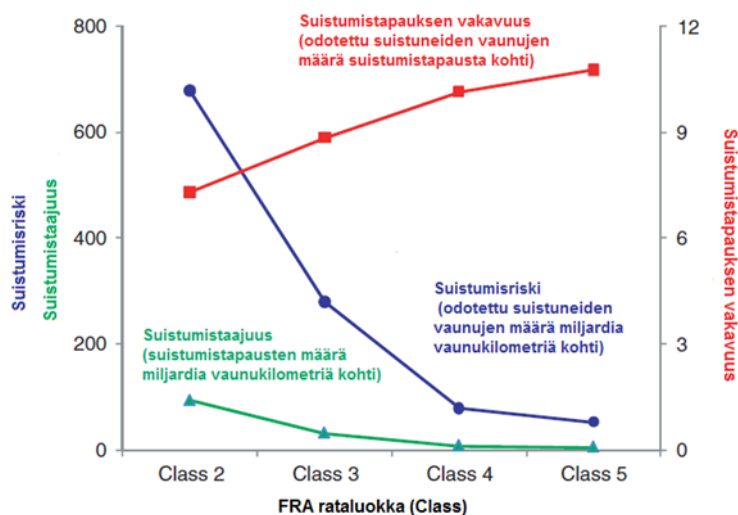
Suistumisen todennäköisyyteen ja riskiin liittyvien tekijöiden riippuvuussuhteet ovat monimutkaisia. Kuvassa 2.31 nähdään kuitenkin, että radan kunnossapitoluokka on itsenäinen suistumisen kokonaisriskiin vaikuttava tekijä. Suistumisen kokonaisriski pienenee, kun radan kunnossapitoa lisätään. Korkeampaan kunnossapitoluokkaan kuuluvilla radoilla sallitut nopeudet ja akselipainot ovat suurempia, minkä vuoksi myös suistumisen keskimääräiset seuraukset ovat vakavammat kuin matalampaan kunnossapitoluokkaan kuuluvilla radoilla. Suistumistiheys on kuitenkin niin paljon pienempi hyväkuntoisilla radoilla, että myös suistumisen kokonaisriski on pienempi kuin huonokuntoisemmilla ja pienemmällä nopeuksilla liikennöidyillä radoilla. Paremmiin kunnossapidetyillä radoilla myös liikennöivän kaluston aiheuttamat suistumistapaukset vähenevät. Etenkin pyörän vaurioiden aiheuttamat suistumistapaukset vähenevät, sillä tasainen hyväkuntoinen rata aiheuttaa vähemmän dynaamisia kuormituslisiä, jotka puolestaan lisäävät radan ja liikennöivän kaluston vaurioita. (Liu et al. 2011)



Kuva 2.29 Suistumistapausten määrä miljoonaa junakilometriä kohden radan kunnossapitoluokan mukaan Yhdysvalloissa (Liu et al. 2011, s. 180).



Kuva 2.30 Suistuneiden vaunuyksiköiden määrä suistumisvauhdin funktiona eri suistumissyiden mukaan (Liu et al. 2011, s. 182).



Kuva 2.31 Radan kunnossapitoluokan, suistumistiheyden ja suistumisen aiheuttamien seurausten vakavuuden keskinäinen riippuvuus (Liu et al. 2011, s. 184).

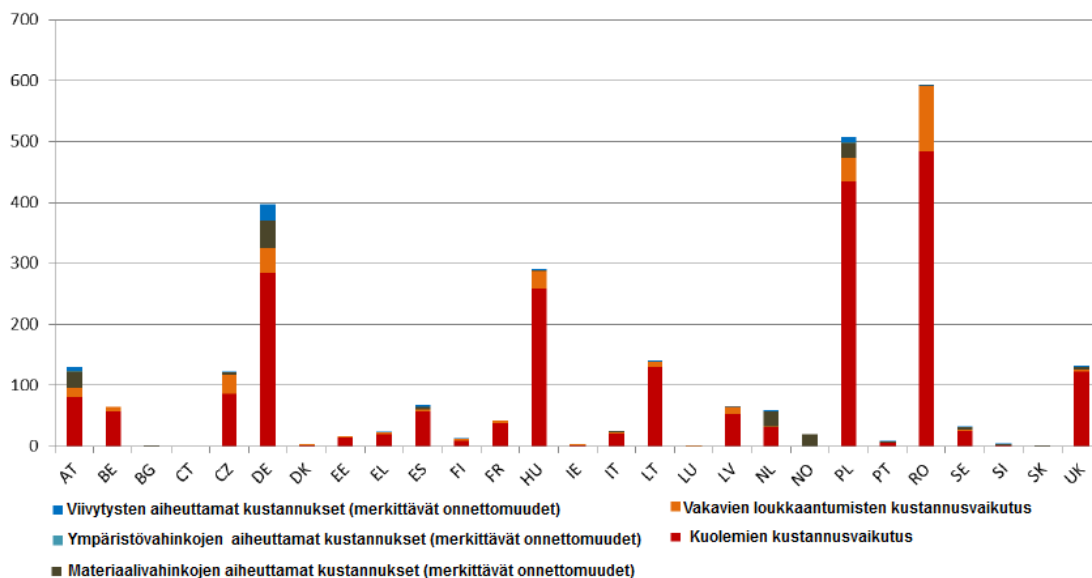
2.2.3 Seuraukset ja kustannusvaikutukset

Junan suistumisesta seuraa lähes aina vahinkoja. Välittömät vahingot kohdistuvat ihmisiin, kalustoon, rataan ja ympäristöön. Välillisesti junan suistuminen voi aiheuttaa monenlaisia vaikutuksia erilaisten prosessien kautta. Esimerkiksi junan suistumisonnettomuudessa menehtyneiden ihmisten lähimmäisiin kohdistuu sosiaalisia ja psykologisia vaikutuksia. Useiden ihmisten ja organisaatioiden toiminta voi häiriintyä suistumisesta johtuvien junien aikataulumuutosten seurauksena. Junaonnettomuuksien vakavuutta pyritään tavanomaisesti arvioimaan kustannusvaikutuksilla, vaikka ne eivät täydellisesti kuvaa junaonnettomuuden kaikkia seurauksia. Yksittäisten onnettomuuksien aiheuttamia kustannuksia ja seurauksia on käsitelty liitteessä 1.

Junaonnettomuuksien aiheuttamien kustannusvaikutusten voidaan katsoa koostuvan viidestä osasta: kuolemien, loukkaantumisten, materiaalivahinkojen, ympäristövahinkojen ja viivytysten aiheuttamista kustannuksista. Kuvassa 2.32 on esitetty merkittävien junaonnettomuuksien kustannusvaikutukset Euroopassa vuonna 2011. Henkilövahingot eli kuolemien ja loukkaantumisten aiheuttamat kustannukset olivat yhteensä 2,5 miljardia euroa. Muiden vahinkojen yhteenlaskettu kokonaiskustannus oli noin 200 miljoonaa euroa. (ERAIL 2013)

Junan suistumisonnettomuuksien aiheuttamat henkilövahingot ovat pieniä verrattuna muihin onnettomuustyyppeihin. Vuonna 2012 Euroopassa 6,6 % kaikista junaonnettomuuksista oli suistumisonnettomuuksia. Kuitenkin vain alle 1 % henkilövahingoista aiheutui suistumisonnettomuuksissa. Vuonna 2012 suistumiset aiheuttivat Euroopassa yhden kuoleman ja kahdeksan vakavaa loukkaantumista, joista yksi kuolema ja 6 vakavaa loukkaantumista aiheutuivat työntekijöille. Vuosien 2006–2011 aikana Euroopassa raportoitiin 649 suistumistapausta, joista vain 5 % aiheutti henkilövahinkoja. (UIC 2013) Poikkeuksen tähän muodostavat suuret suistumisonnettomuudet, kuten Espanjan junaonnettomuus vuonna 2013 (kohta 1.1). Espanjan junaonnettomuudessa kuoli 77 ihmistä, mikä tarkoittaa, että vuoden 2013 tilastot ja tunnusluvut näyttävät täysin erilaiselta suistumisonnettomuuksien aiheuttamien seurauksien osalta kuin vuoden 2012 vastaavat tilastot ja tunnusluvut.

Schlake et al. (2011) arvioivat kunnossapidon parantamisen avulla saavutettavissa olevia säästöjä. Yhdysvalloissa neljän suurimman ensimmäiseen luokkaan kuuluvan radan suistumistapaukset aiheuttavat vuosittain keskimäärin 35 miljoonan dollarin rata- ja kalustovahingot. Viivytysten aiheuttamien välittömien kustannusten on arvioitu olevan noin 15 miljoonaa dollaria vuodessa ensimmäisen luokan radoilla Yhdysvalloissa.



Kuva 2.32 Merkittävien junaonnettomuuksien kustannusvaikutukset (miljoonaa euroa) Euroopassa vuonna 2011 (ERA 2013, s. 24).

3 Suistuminen suunnitteluohjeissa

3.1 Suunnittelun lähtökohdat

3.1.1 Suunnitteluohjeiden tausta ja asema

Suomessa lait ja asetukset ovat korkeimmassa asemassa siltasuunnitteluun liittyvien määräysten ja ohjeiden pätevyysjärjestyksessä. Seuraavaksi pätevin ohje on hankekohtaiset suunnitteluperusteet, minkä jälkeen tulevat Eurokoodi ja sen kansalliset liitteet. Liikenneviraston hankkeissa Eurokoodeja seuraavat vielä soveltamisohjeet (NCCI -sarja) ja muut Liikenneviraston ohjeet. Eurokoodit ovat korvanneet kansalliset suunnitteluohjeet, ja kansallisia suunnitteluohjeita ei enää ylläpidetä. Tilanteissa, joissa Eurokoodi ei määrittele ohjetta, voidaan käyttää yleisesti hyväksytyjä menetelmiä. (Lilja 2013)

Suomessa rautatiesillat suunnitellaan Eurokoodin mukaan. Suunnittelun apuna käytetään Liikenneviraston soveltamisohjeita. Rautatiesiltojen suunnittelussa sovellettavien määräysten ja ohjeiden pätemisjärjestys on esitetty alla: (Liikennevirasto 2013b, s.8; Lilja 2013)

1. Lait ja asetukset
2. Hankekohtaiset suunnitteluperusteet
3. Eurokoodit ja niiden kansalliset liitteet
4. Liikenneviraston Eurokoodien soveltamisohjeet (NCCI-sarja)
5. Liikenneviraston muut ohjeet (Esim. RATO 8)

Eurokoodit ovat kantavien rakenteiden suunnittelujärjestelmä, jonka tarkoituksena on yhdenmukaistaa rakennesuunnittelun menetelmät Euroopan talousalueella. Ne ovat eurooppalaisia standardeja, jotka laatii CEN (*European Committee for Standardization*) Euroopan komission toimeksiannosta. Suomessa eurokoodit julkaisee Suomen Standardisoimisliitto SFS. Järjestelmän tavoitteena on muun muassa eurooppalaisen rakennusteollisuuden kilpailukyvyn parantaminen sekä Euroopan unionin alueella että laajemminkin. (Bergman 2013)

Suomessa on voitu jo 1990-luvulta lähtien käyttää suunnittelussa Eurokoodin niin sanottuja esistandardeja ja vuodesta 2007 lähtien myös uusittuja EN-standardeja. Esistandardien käyttö päättyi 1.4.2010, jolloin uudet EN-standardit tulivat täysimääräisesti käyttöön. Jatkossa tekniset kantavien rakenteiden suunnittelua koskevat vaatimukset ja ohjeet perustuvat yhteen vallitsevaan suunnittelujärjestelmään, Eurokoodeihin ja niiden kansallisiin liitteisiin. Eurokoodistandardeja käytetään yhdessä asianomaista standardia koskevien kansallisten valintojen kanssa. (Bergman 2013)

Kansallisten erityispiirteiden huomioon ottaminen Eurokoodeihin perustuvassa suunnittelussa edellyttää kansallisten liitteiden laatimista suunnittelustandardeihin (Bergman 2013). Eurokoodin kansalliset liitteet voivat sisältää tietoa vain niistä muuttujista, jotka on jätetty Eurokoodissa auki kansallista määrittelyä varten. Lisäksi kansallisissa liitteissä voidaan esittää päätöksiä Eurokoodin opastavien liitteiden soveltamisesta ja viitata lisätietoa antaviin lähteisiin, jotka eivät ole ristiriidassa Eurokoodin kanssa, ja joiden tarkoituksena on auttaa käyttäjää soveltamaan Eurokoodia.

(SFS-EN 1991-2 2004, s. 6–8) Siltoja koskevat vaatimukset antaa liikenne- ja viestintäministeriö (Bergman 2013).

Eurokoodi sisältää periaate- ja soveltamissääntöjä. Periaatesäännöt ovat yleisiä määryksiä ja määritelmiä tai vaatimuksia ja analyttisiä malleja, joille ei ole vaihtoehtoa, ellei niin ole erikseen mainittu. Soveltamissäännöt ovat yleisesti hyväksytyjä sääntöjä, jotka ovat periaatesääntöjen mukaisia ja toteuttavat niiden vaatimukset. Soveltamissääntöjen vaihtoehtona saa käyttää muita ohjeita, mikäli osoitetaan, että nämä ohjeet ovat asianomaisten periaatesääntöjen mukaisia ja johtavat vähintään samansuuntaiseen tulokseen kuin Eurokoodin soveltamissäännöt. (SFS-EN 1991-2 2004, s. 15–16) Kannella tapahtuvaan suistumiseen liittyvä Eurokoodin ohjeistus muodostuu pääosin periaatesäännöistä (SFS-EN 1991-2 2004, s. 97–98). Alusrakenteeseen törmäämiseen liittyvät ohjeet puolestaan ovat soveltamissääntöjä (SFS-EN 1991-1-7 2007, s. 38–42).

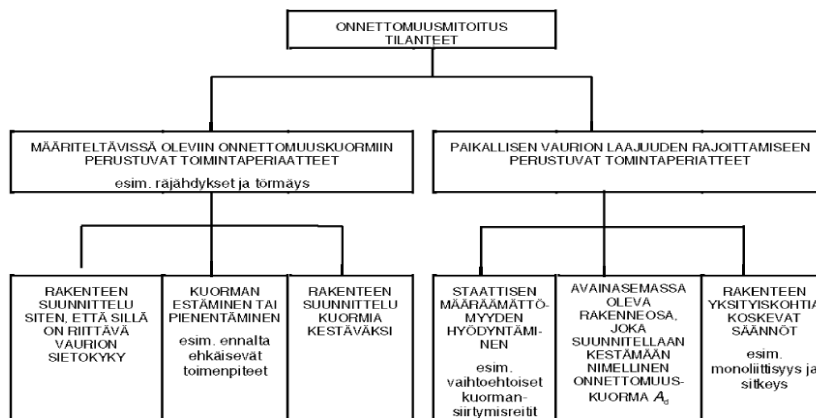
Liikenneviraston soveltamisohje NCCI 1 on tehty käytettäväksi rinnakkain Eurokoodin ja sen kansallisten liitteiden kanssa. Soveltamisohje antaa ohjeita sillan suunnittelijalle Eurokoodien tulkintaan ja esittää menetelmiä, joilla Eurokoodien vaatimustaso täytetään. Liikenneviraston hankkeissa soveltamisohje toimii velvoittavana suunnitteluohjeena yhdessä Eurokoodin kanssa. (Liikennevirasto 2011, s. 49) RATO 8 on myös Liikenneviraston julkaisema ohje ja velvoittava Liikenneviraston hallinnoimilla rata verkoilla, mutta sen asema pätevyysjärjestyksessä on vasta Eurokoodin ja NCCI 1 -ohjeen jälkeen.

UIC (*International Union of Railways*) on kansainvälinen rautatiejärjestö, jonka päätehtävä on parantaa rautatietoiintojen ja -rakentamisen olosuhteita. Järjestöön kuuluu 200 jäsentä (rautatietoyhtiöitä yms.) viidestä eri maanosasta. Eräs järjestön missioista on maailmanlaajuisten standardien luominen. Tähän tarkoitukseen järjestöllä on UIC-koodi (*UIC Code*), joka muodostuu noin 670 UIC-lehtisestä (*UIC Leaflet*). UIC-lehtiset ovat asiantuntijadokumentteja, joiden soveltaminen on määritelty pakolliseksi (*obligatory*) tai suositeltavaksi (*recommendation*). Dokumentit on luotu kansainvälisellä asiantuntijayhteistyöllä, ja osa dokumenttien sisällöstä liitetään kansallisiin ja kansainvälisiin normeihin. UIC-koodi toimii usein virallisten normien referenssinä ja taustadokumenttina, vaikka sillä ei ole velvoittavan normin asemaa. Esimerkiksi Eurokoodissa suistumiseen liittyvä ohjeistus vastaa lähes täysin UIC-koodia. Lisäksi tietyissä kohdissa on viitattu UIC-lehtisiin opastavana suunnitteluohjeena, josta voi tarvittaessa löytää apua suunnittelun tueksi. (UIC 2010)

3.1.2 Vaurionsietokyky ja kestävyys

Vaurionsietokyvyllä (*robustness*) tarkoitetaan rakenteen kykyä vastustaa tapauksia, esimerkiksi törmäyksiä, vahingoittumatta alkuperäiseen syyhyn nähden suhteettoman laajasti (SFS-EN 1991-1-7 + AC 2007, s. 20). Canisius (2011) käsittelee käytännön suunnittelutyöhön liittyvässä julkaisussaan vaurionsietokykyä laajasti ja esittelee vaurionsietoajattelun mukaisia suunnittelumenetelmiä. Vaurionsietokyky on erityisen tärkeässä asemassa rakenteen turvallisuuden kannalta silloin kun pyritään varmistamaan rakenteen riittävä kestävyys ennakoimattomissa onnettomuustilanteissa (Galgaro 2011, s. 34). Eurokoodissa on kirjattu toimintaperiaatteet erilaisia onnettomuusmitoitustilanteita varten. Kuvassa 3.1 on esitetty onnettomuusmitoitustilanteiden käsittelyn toimintaperiaatteet.

Rakenteen kestävyys ei tarkoita samaa kuin vaurionsietokyky. Vaurionsietokykyisen rakenteen yksittäisen rakenneosan sortuminen ei johda koko rakennejärjestelmän sortumiseen. Kestävyuden ohella myös vaurionsietokyvyllä on tärkeä asema suunnittelussa, koska kestävyyksien laskennassa käytetyillä osavarmuuskertoimilla on vaikea ottaa huomioon esimerkiksi inhimillisiä virheitä. Yksittäisten rakenneosien kestävyyksien lisäksi onnettomuusmitoitustilanteita tarkasteltaessa tulisi aina tarkistaa koko rakennejärjestelmän vaurionsietokyky. (Galgaro 2011, s. 34)



Kuva 3.1 Onnettomuusmitoitustilanteiden käsittelyn toimintaperiaatteet (SFS-EN 1991-1-7 + AC 2007, s. 20).

Perinteinen rakenteiden tarkastelu perustuu ennakoituihin kuormitustilanteisiin. Ennakoiduissa kuormitustilanteissa varmistetaan rakenteiden riittävä kestävyys kuormille siten, että rakenteet eivät murru määritellyn kuorman vaikutuksesta. Vaurionsietokykytarkastelun lähtökohtana ei ole niinkään rakenneosan murtumisen estäminen, vaan paikallisen vaurion laajuuden rajoittaminen. Vaurionsietokyvyn varmistaminen tarkoittaa ennakoitujen eli määriteltujen kuormitustilanteiden lisäksi ennakoimattomien eli määrittelemättömien kuormitustilanteiden ottamista huomioon. Vaurionsietokykyä tuleekin pitää ensisijaisesti kuormitustilanteista riippumattomana rakenneosan ja -järjestelmän ominaisuutena. (Canisius 2011, s. 22)

Australiassa vaurionsietoajattelua on viety siltojen suunnittelussa eteenpäin vakavien onnettomuustapausten vauhdittamana. ”Turvallisuus ensin” (*safety first*) on Australian uuden kansallisen siltasuunnitteluohjeen hallitseva suunnitteluperiaate. Junan suistumiseen liittyvät törmäykset on otettu huomioon suunnitteluohjeissa niin, että ylikulkusillat suunnitellaan välituettomiksi aina, kun se on mahdollista. Muulloin rautatien ylittävien siltojen pilarit suunnitellaan siten, että ne särkyvät junan törmäämisen vaikutuksesta, jolloin junan matkustajien turvallisuus on parempi. Sillan päällysrakenne puolestaan suunnitellaan siten, että se kestää sortumatta yhden tai useamman välituen peittämissä. Alkuinvestointi tällaisessa suunnitteluratkaisussa on suurempi, mutta elinkaariajattelun soveltaminen voi tasoittaa kokonaiskustannuksia, sillä tulevien henkilövahinkojen riski pienenee. (Rapattoni 2004)

Junan suistuminen sillan kannella ja törmääminen alusrakenteeseen ovat määriteltyjä onnettomuustilanteita siltasuunnittelun yhteydessä. Suistumisen huomioon ottamiseksi on annettu toimintaohjeet suunnittelustandardeissa. Esimerkiksi Eurokoodissa lähtökohtana on rakenteen suunnittelu suistumisen aiheuttaman onnettomuuskuorman kestäväksi rakenteeksi. Kestävyys voidaan osoittaa käyttämällä joko dynaamista tai staattista analyysia. Staattisessa analyysissa dynaaminen törmäyskuorma otetaan

huomioon ekvivalenttina staattisena kuormana, joka sisältää rakenteen dynaamisen vasteen. (SFS-EN 1991-1-7 + AC 2007)

Eräs lähestymistapa onnettomuustilanteiden mitoitukseen on tunnistaa rakennejärjestelmän pettämisen kannalta kriittiset rakenneosat eli avainasemassa olevat rakenneosat (*key elements*). Tällöin jokaista rakennejärjestelmän rakenneosaa ei tarvitse mitoitaa kestävästi onnettomuuskuormaa, mikä tarkoittaa merkittävää taloudellista säästöä alkuihminen investoinnissa. Avainasemassa olevien rakenteiden riittävällä kestävyydellä pyritään estämään rakennejärjestelmän sortuminen kokonaisuudessaan, jolloin onnettomuuskuorman aiheuttamat vahingot jäävät paikallisiksi ja ihmisten turvallisuus paranee. (SFS-EN 1991-1-7 + AC 2007)

3.1.3 Suistumisen ja törmäyksen estäminen

Junan suistumisen aiheuttamaa onnettomuustilannetta voidaan käsitellä niin, että pyritään estämään onnettomuustilanne tai ainakin vähentämään sen ilmenemisen todennäköisyyttä. Tällainen lähestymistapa eroaa selvästi siitä, että onnettomuustilanteen esiintyminen hyväksytään ja keskitytään vain seurausten minimoimiseen. Tavanomaisesti ennaltaehkäisevillä toimenpiteillä ei pystytä täysin estämään onnettomuustilanteiden ilmenemistä, joten onnettomuustilanteiden käsittelyyn joudutaan soveltamaan ennaltaehkäisevien ja seurauksia minimoivien toimintaperiaatteiden yhdistelmää optimaalisen suunnitteluratkaisun saavuttamiseksi. (UIC Code 777-2 2002; Liikennevirasto 2011)

Junan suistumisen ja törmäämisen estämiseksi on olemassa erilaisia toimenpiteitä ja suunnitteluratkaisuja, joiden soveltaminen riippuu kyseessä olevan sillan ja rataosuuden ominaisuuksista sekä sillan sijainnista. Suunnitteluohjeissa mainittuja keinoja ovat suojakiskojen, törmäysseinien ja -esteiden sekä erilaiset törmäysenergiaa absorboivien rakenteiden käyttö. Suojakiskoilla pyritään estämään junan suistumisen aiheuttamia vakavia seurauksia ja pitämään juna osittain kiskojen välisellä alueella suistumisesta huolimatta. Törmäyesteillä puolestaan estetään junan törmääminen sillan alusrakenteeseen. Niillä myös vastaanotetaan osa törmäyskuormasta tai vähennetään junaan kohdistuvaa törmäyskuormaa, mikä parantaa matkustajien turvallisuutta törmäystilanteessa. Törmäyesteiden lisäksi rakenteiden suojaamisessa voidaan käyttää törmäysenergiaa absorboivia rakenteita. Maailmalla käytössä olevia törmäysrakenteita on esitetty tämän työn liitteessä 2. (UIC Code 777-2 2002; Liikennevirasto 2011)

3.1.4 Riskienhallinta

Riskillä tarkoitetaan usein todennäköisyyttä, mutta erityisesti silloin kun tarkastellaan rakenteiden kannalta vaarallisia luonnon ja ihmisen aiheuttamia tapahtumia. Todennäköisyyden käyttäminen riskin mittana on kuitenkin ongelmallista tapahtumissa, joiden todennäköisyys on hyvin pieni, mutta mahdolliset seuraukset ovat todella suuria. Tällöin riskinarvioinnissa on olennaista tarkastella riskiä myös todennäköisyyksistä riippumattomana suurena etenkin päätöksenteon yhteydessä. (Canisius 2011, s. 31–32)

Suunnittelutyössä riskin voidaan katsoa muodostuvan kolmesta komponentista: vaarasta, seurauksista ja viitekehuksesta. Vaara on tilanne tai tapahtuma, esimerkiksi junan suistuminen, jolla on kyky aiheuttaa vahinkoa. Tavanomaisesti vaaralle voidaan määrittää vuosittainen esiintyvyys, mutta aina se ei ole mahdollista. Seuraukset

muodostuvat pääosin materiaali-, henkilö- ja ympäristövahingoista, joille määritetään arvojärjestelmä seurauksien arvioimiseksi. Viitekehys määrittelee näkökulman, josta tilannetta tarkastellaan. Esimerkiksi riskin kohteena olevan ryhmän ja riskinhallinnasta ja päätöksenteosta vastaavan tahon käsitys absoluuttisesti samanarvoisesta riskistä voi olla hyvin erilainen. Päätöksenteon kannalta riskinarvioinnin tulee tuottaa riskeille jonkinlainen vertailukelpoinen kvantitatiivinen arvo. Siltarakenteiden yhteydessä voidaan arvioida sillan sortumisen todennäköisyyttä matemaattisin keinoin. (Canisius 2011, s. 32–33) Esimerkiksi Canisius (2011) on esittänyt matemaattisen viitekehysten, jonka perusteella sillan sortumisen todennäköisyyttä voidaan arvioida.

Riskienhallinnan kannalta on olennaisen tärkeää, että projektin osapuolien välinen vuoropuhelu on jatkuvaa. Jatkuva vuorovaikutus mahdollistaa kaikkien osapuolten ymmärryksen riskinarvioinnin perusteista, minkä seurauksena riskinarvioinnin tuloksista tulee luotettavampia ja yleisesti hyväksyttävämpiä. Onnistunut riskinhallinta perustuu onnistuneesti toteutettuun riskinarvioon. Onnistuneen riskinarvioinnin tulokset on esitetty niin, että projektin turvallisuuteen liittyvät päätökset ja niiden vaikutus riskiin ovat selkeästi ymmärrettävissä ja nähtävissä. (Canisius 2011, s. 37) Tässä työssä on kehitetty malli riskinarvioinnin suorittamiseksi junan törmäämisestä sillan alusrakenteeseen. Riskinarviointimalli on esitetty liitteessä 8.

3.2 Standardit ja suunnitteluohjeet

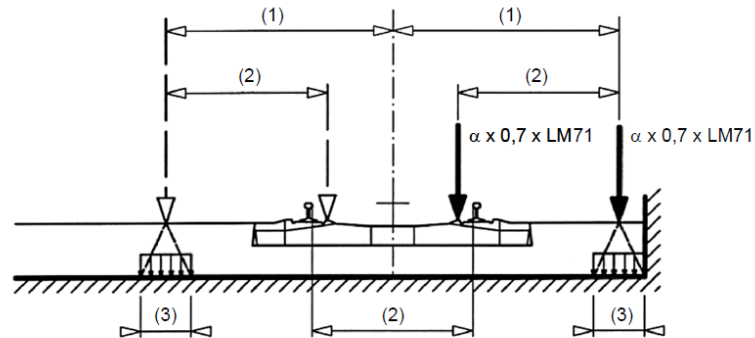
3.2.1 UIC-koodi

Junan suistumisen aiheuttamat kuormat luokitellaan UIC-koodissa onnettomuuskuormiksi. Junan suistumisen aiheuttamat onnettomuuskuormat on jaettu edelleen kahdeksi erilliseksi tapaukseksi. Ensimmäinen tapaus on kannella tapahtuva junan suistuminen, mitä käsitellään UIC-koodin osassa 776-1. Toinen tarkasteltava tapaus on junan suistuminen siltarakenteen alla tai sen vieressä, mitä puolestaan käsitellään tarkemmin UIC-koodin osassa 777-2. UIC-koodin mukaan rautatierakenteet suunnitellaan siten, että junan suistumisen aiheuttamat vahingot rakenteelle on rajoitettu mahdollisimman pieniksi. Erityisesti rakenteen kaatuminen ja sortuminen kokonaisuudessaan tulee estää. (UIC Code 776-1 2006; UIC Code 777-2 2002)

Kannella tapahtuvaan suistumiseen liittyvät onnettomuuskuormat tulee kertoa α -kertoimella, joka määritellään hankekohtaisesti. Kertoimena tulee käyttää yhtä seuraavista arvoista: 0,75, 0,83, 0,91, 1,00, 1,10, 1,21, 1,33 tai 1,46. Kansainvälisillä radoilla kertoimen suositusarvo siltarakenteille on 1,0. 25 tonnin akselipainolla liikennöitävillä radoilla suositusarvo on 1,10. Suistuvan junan aiheuttamat kuormat sillan kannella otetaan huomioon tarkastelemalla kahta eri mitoitustilannetta. (UIC Code 776-1 2006)

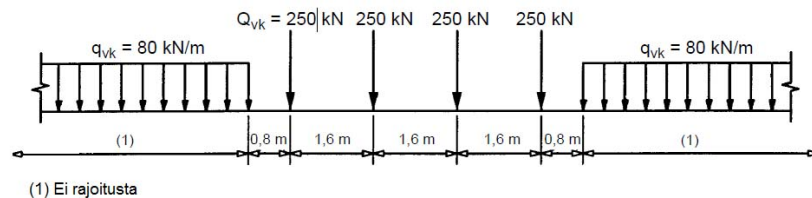
Mitoitustilanne 1 vastaa tilannetta, jossa suistuneet vaunut pysyvät raidealueella kiskon tai kannesta kohoavan rakenteen ansiosta. Mitoitustilanne 1 on esitetty kuvassa 3.2. Kyseisessä mitoitustilanteessa tulee välttää rakenteen suuren osan sortuminen, mutta paikalliset vauriot sallitaan. Onnettomuusmitoitustilanteessa käytetään seuraavia kuormia (kuva 3.2): $\alpha \cdot 1,4 \cdot LM71$ asetetaan vaikuttamaan raiteensuuntaisesti epäedullisimmassa paikassa alueella, jonka leveys on 1,5 kertaa raideleveys kummallakin puolella raiteen keskilinjasta. Kuormitus sisältää kuormakaavion $LM71$ pistekuormat ja viivakuormat. Kuormakaavio $LM71$ on esitetty kuvassa 3.3. Kuormia ei kerrota dynaamisella suurennuskertoimella. (UIC Code 776-1 2006)

Toisessa tarkasteltavassa onnettomuusmitoitustilanteessa suistunut juna on tasapainossa sillan reunalla kuormittain päällysrakenteen reunaa (lukuun ottamatta eikantavia rakenneosia, kuten huoltokäytäviä), jolloin silta ei saa kaatua eikä sortua. Mitoitustilanteen 2 kuormitus muodostuu kuvan 3.4 mukaisesta tasaisesti jakautuneesta pystysuuntaisesta viivakuomasta $\alpha \cdot 1,4 \cdot LM71$. Kuorma asetetaan vaikuttamaan rakenteen reunalla 20 m:n pituudella. Kuormia ei kerrota dynaamisella suurenuskertoimella. Kuormitus on tarkoitettu ottaa huomioon vain tarkasteltaessa murtolujuutta tai rakenteen vakavuutta jäykkänä kappaleena. Yksittäisiä rakenneosia ei tarvitse mitoittaa kyseiselle kuormalle. (UIC Code 776-1 2006)



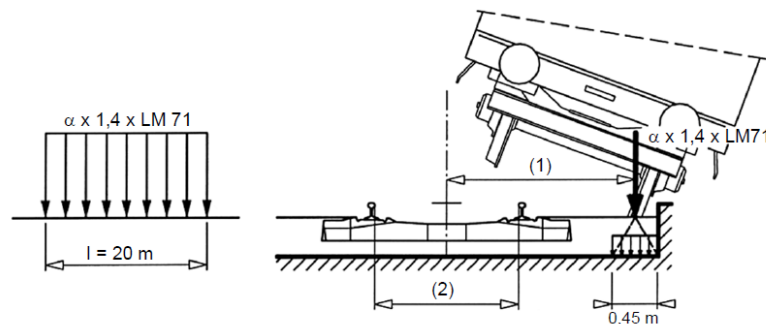
- (1) Enintään 1,5 s tai vähemmän seinään osuessaan
 (2) Raideväli s
 (3) Tukikerroksisilla kansilla pistekuormien voidaan olettaa jakautuvan kannen yläpinnalla neliölle, jonka sivun pituus on 450 mm

Kuva 3.2 Onnettomuusmitoitustilanne 1 (UIC Code 776-1 2006, s. 24).



- (1) Ei rajoitusta

Kuva 3.3 Kuormakaavio LM71, ominaispystykuormat (UIC Code 776-1 2006, s. 12).



- (1) Rakenteen reunaan vaikuttava kuorma
 (2) Raideleveys s

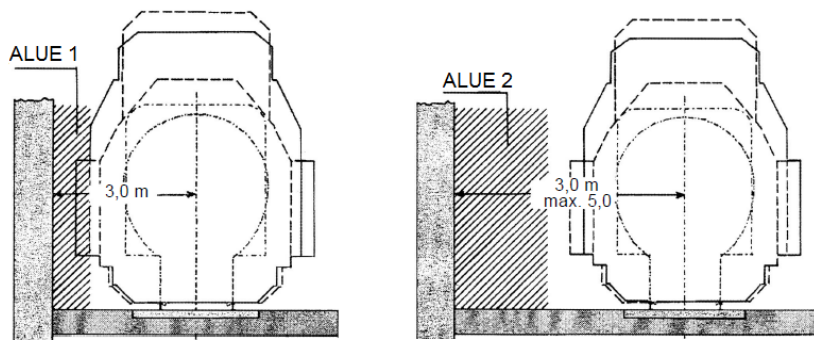
Kuva 3.4 Onnettomuusmitoitustilanne 2 (UIC Code 776-1 2006, s. 25).

Onnettomuusmitoitustilanteet 1 ja 2 käsitellään erillisinä mitoitustilanteina. Näiden kuormien yhdistelmää ei tarvitse tarkastella. Mitoitustilanteissa 1 ja 2 muut raide liikenteen aiheuttamat kuormat jätetään ottamatta huomioon sen raiteen osalta, johon suistumiskuormat vaikuttavat. Kiskojen korkeustason yläpuolella sijaitsevat kantavat rakenneosat tulee suojata hankekohtaisten määräysten mukaisesti suistumisen seuraamusten rajoittamiseksi. (UIC Code 776-1 2006)

UIC-koodissa sillan alapuolella tapahtuvaan suistumiseen liittyvän suunnitteluohjeistuksen periaate on vähentää törmäyksien vaikutuksia niin paljon kuin kohtuudella on mahdollista. UIC-koodi jakaa radan yläpuoliset rakenteet kahteen luokkaan. Luokkaan A kuuluvat vähintään kaksikerroksiset rakenteet, joissa oleskelee jatkuvasti tai tilapäisesti suuri joukko ihmisiä. Luokkaan B kuuluvat sellaiset yksikerroksiset rakenteet, jotka eivät ole jatkuvaan oleskeluun tai kokoontumiseen tarkoitettuja tiloja. Siltarakenteet kuuluvat tavanomaisesti luokkaan B. (UIC Code 777-2 2002, s. 3)

A-luokan rakenteet

UIC-koodin mukaista mitoitusta voidaan käyttää luokan A rakenteille, kun alittavan raide liikenteen suurin sallittu nopeus on 120 km/h (UIC Code 777-2 2002, s. 2). Luokan A rakenteiden mitoitustapa riippuu siitä, missä ne sijaitsevat suhteessa raiteeseen. Rakenteen ja raiteen välisen etäisyyden mukaan on jaettu kaksi aluetta, jotka on esitetty kuvassa 3.5. Rakenne sijaitsee alueella 1, jos sen rataa lähimpänä olevan kohdan etäisyys raiteen keskilinjasta on alle 3 m. Rakenne sijaitsee alueella 2, jos se on 3–5 m:n etäisyydellä raiteen keskilinjasta. Yli 5 m:n etäisyydellä raiteen keskilinjasta sijaitseville rakenteille ei ole määritetty mitoituserusteita. Ratojen päätyjen takana on lisäksi alue 3, joka ulottuu 5 m:n etäisyydelle radan päädyistä ja raiteen keskilinjasta. UIC-koodissa on annettu ohjeistus alueilla 2 ja 3 sijaitsevien rakenteiden suunnitteluun. Lisäksi alueella 1 sijaitsevien rakenteiden suunnitteluun on annettu opastava ohjeistus, mutta erillisten ohjeiden laatiminen näille rakenteille on jätetty rautatieyhtiöiden vastuulle. (UIC Code 777-2 2002, s. 5)



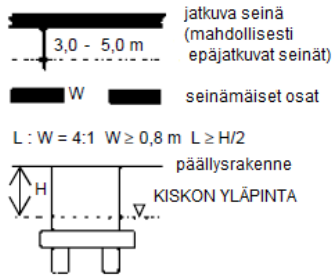
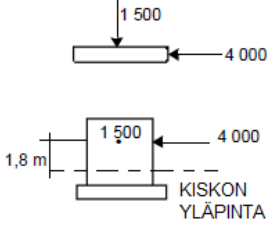

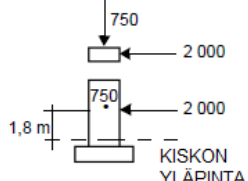
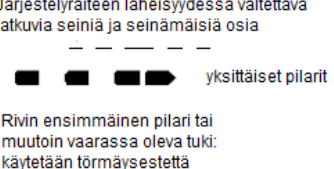
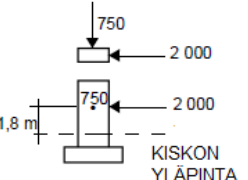
Kuva 3.5 Alueet 1 ja 2 A-luokan rakenteille (UIC Code 777-2, s. 20).

UIC-koodi antaa ohjeita pääasiassa alueella 2 sijaitsevien rakenteiden suunnitteluun. Alueen 2 rakenteet on jaettu kolmeen ryhmään riippuen radan ominaisuuksista. Ensimmäisen ryhmän rakenteet sijaitsevat ratojen vieressä, joilla liikennöi säännöllinen tavanomainen junaliikenne nopeuksilla 50–120 km/h. Myös enintään 100 km/h nopeudella liikkuvat junat, jotka eivät vastaa kaluston osalta viimeisimpiä vaatimuksia, kuuluvat ryhmään 1. Toiseen ryhmään kuuluvat rakenteet, joiden viereisellä radalla liikennöi tavanomainen junaliikenne ja suurin sallittu nopeus on 50 km/h. Kolmannen ryhmään kuuluvat rakenteet, joiden viereinen raide on tarkoitettu vain vaihto-

työhön ja suurin sallittu nopeus on 20 km/h. Rakenteiden ryhmittelyssä tulee kiinnittää erityistä huomiota mahdollisesti ennakoitavissa oleviin liikennöintinopeuksien muutoksiin. (UIC Code 777-2 2002, s. 7)

Mitotettaessa tukirakenteita törmäystilanteita varten käytetään ekvivalentteja vaakakuormia, jotka kuvaavat törmäysvaikutusta. Kuormat asetetaan vaikuttamaan 1,80 m:n korkeudella kiskon yläpinnasta. Törmäyskuormien tarkastelussa tulee ottaa huomioon samanaikaisesti vaikuttavat pysyvät kuormat. Jos tukirakenne sijaitsee korotetun rakenteen, kuten laiturin päällä, voidaan törmäyskuormia vähentää puolella, kun korotusrakenne ulottuu vähintään 0,38 m:n korkeudelle kiskon yläpinnasta. Yksittäisen tukirakenteen peittäminen ei oteta huomioon. Kaikki rakenteet, jotka suunnitellaan kestämään törmäyksen aiheuttama vaakakuorma, tulee tarkastella myös niin, että puolet rakenteen poikkileikkauksesta pystyy kantamaan kaikki ennakoitavissa olevat yläpuolisilta rakenteilta tulevat kuormat. (UIC Code 777-2 2002, s. 7–8)

A-luokkaan kuuluvat alueen 2 ryhmän 1 rakenteet tulee ensisijaisesti suunnitella jatkuviksi seinämäisiksi rakenteiksi. Toissijaisesti voidaan käyttää erillisistä seinämäisistä tuista muodostuvaa tukirakennetta. Jos tukirakenne toteutetaan seinämäisistä erillisistä rakenteista, määriteltyjen vähimmäismittojen tulee täytyä. Pituus-leveys-suhteen tulee olla vähintään 4:1. Leveyden tulee olla yli 0,8 m ja pituuden tulee olla yli puolet korkeudesta. Jos tukirakenteet on rakennettu korotetun perustuksen tai laiturin päälle, jonka yläpinta on yli 0,55 m:n korkeudella kiskon yläpinnasta, tukirakennetta ei tarvitse suunnitella jatkuvaksi seinämäiseksi rakenteeksi. Ryhmän 1 rakenteet mitoitetaan radansuuntaiselle 4 000 kN:n vaakakuormalle ja kohtisuoralle 1 500 kN:n vaakakuormalle. Kuormat ja niiden sijoittelu on esitetty kuvassa 3.6. Kuormitus-tapaukset tarkastellaan erikseen. Jos seinämäisen rakenteen mittavaatimukset eivät täyty, tulee ottaa huomioon yksittäisen tukirakenteen sortuminen. (UIC Code 777-2 2002, s. 8)

Ryhmä	Tuki	Rakentaminen	Mitoittaminen (kN)
1	Radan vieressä, jossa $v > 50$ km/h	 <p>jatkuva seinä (mahdollisesti epäjatkuvat seinät) 3,0 - 5,0 m W seinämäiset osat $L : W = 4:1$ $W \geq 0,8$ m $L \geq H/2$ päällysrakenne KISKON YLÄPINTA</p>	 <p>1 500 4 000 1,8 m KISKON YLÄPINTA</p>
2	Radan vieressä, jossa $v \leq 50$ km/h	 <p>Tulee pyrkiä ryhmän 1 mukaiseen järjestykseen Järjestelyraiteiden yhteydessä on luovallista: yksittäiset pilarit vaarassa olevat tuet (vaihtealue, jne.) yksittäisen pilarin menetys tulee ottaa huomioon törmäseste</p>	 <p>750 2 000 1,8 m KISKON YLÄPINTA</p>
3	Järjestelyraiteiden vieressä	 <p>Järjestelyraiteen läheisyydessä vältettävä jatkuvia seinä ja seinämäisiä osia yksittäiset pilarit Rivin ensimmäinen pilari tai muutoin vaarassa oleva tuki: käytetään törmäsestettä</p>	 <p>750 2 000 1,8 m KISKON YLÄPINTA</p>

Kuva 3.6 Alueella 2 sijaitsevat A-luokan tukirakenteet ja niiden kuormitus (UIC Code 777-2 2002, s. 18).

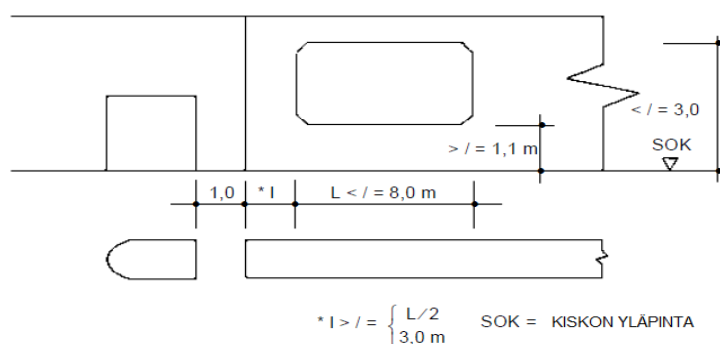
Lähtökohtaisesti alueella 2 ryhmän 2 rakenteet suunnitellaan samoin kuin ryhmän 1 rakenteet. Jos tämä ei ole mahdollista, voidaan käyttää pilarimaisia tukirakenteita. Pilaririvistöjä käytettäessä ensimmäisen pilarin eteen tulee suunnitella helposti uusittava törmäseste. Törmäyskuormalle alttiit tukirakenteet suojataan korotetulla perustuksella tai laiturirakenteella, joka ulottuu vähintään 0,55 m:n korkeudelle kiskon yläpinnasta. Pilareille ja törmäsesteille mitoituskuormina käytetään 2 000 kN:n radansuuntaista vaakakuormaa ja 750 kN:n kohtisuoraa vaakakuormaa. Kuormat eivät vaikuta samanaikaisesti. Yksittäisen pilarin menetys tulee ottaa huomioon suunnittelussa. Radansuunnassa tarvitsee ottaa huomioon vain yhden pilarin menetys. (UIC Code 777-2 2002, s. 9)

Myös alueen 2 ryhmän 3 tukirakenteina tulee käyttää ensisijaisesti seinämäisiä rakenteita. Tarvittaessa voidaan kuitenkin käyttää pilareita. Tällöin pilaririvistön ensimmäinen pilari tulee suojata törmäsesteellä, kuten myös muut pilarit, joiden törmäymiseen liittyvä riski on suuri. Mitoituskuormat ryhmän 3 rakenteille ovat samat kuin ryhmän 2 rakenteille. Yksittäisten pilarien pettämistä ei tarvitse ottaa huomioon. Jos rakenteiden suojaamiseen käytetään suojakiskoa, se ulotetaan vähintään 30 m:n etäisyydelle tuesta. (UIC Code 777-2 2002, s. 9–10)

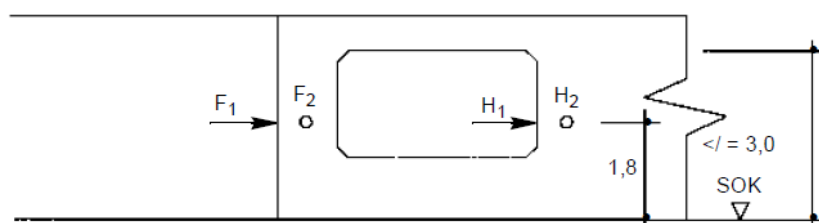
Alueella 3 sijaitsevat rakenteet voidaan suunnitella mittojen ja poikkileikkauksien suhteen vapaavalintaisesti. Muutoin noudatetaan samoja suunnitteluohjeita ja kuormitusarvoja kuin alueen 2 ryhmän 3 tukirakenteille. Ratojen päät tulee varustaa pysäytysrakenteilla, joilla on vähintään 2500 kNm:n jarrutuskapasiteetti. Lisäksi radan päätyyn rakennetaan törmäysseinä. Matkustajajunien liikennöimällä radalla törmäys-

seinä tulee mitoittaa 1,0 m:n korkeudella vaikuttavalle 5 000 kN:n vaakakuormalle. Vaihtotyöalueilla törmäysseinät tulee mitoittaa vastaavalla korkeudella vaikuttavalle 10 000 kN:n vaakakuormalle. (UIC Code 777-2 2002, s. 10)

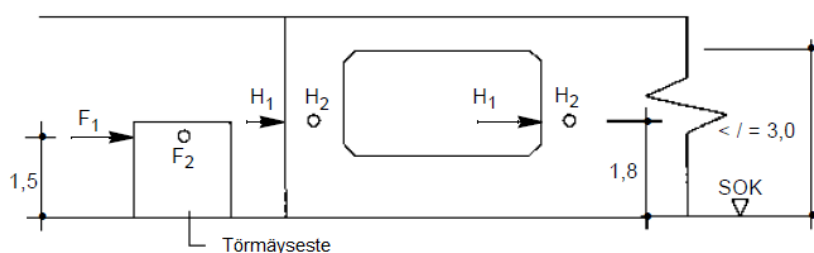
UIC-koodissa on annettu suositus alueella 1 sijaitsevien A-luokan rakenteiden suunnitteluun. Tällä alueella tukirakenteet tulisi suunnitella ensisijaisesti jatkuviksi seiniksi. Vaihtoehtoisesti voidaan noudattaa kuvan 3.7 mukaisia mitta-ehdoja. Tuen mitoittamisessa käytetään neljää kuormaa, joiden sijoittelu on esitetty kuvassa 3.8. Kuormien suuruudet ovat: $F_1 = 10\,000\text{ kN}$ radan suuntaan, $F_2 = 3\,500\text{ kN}$ kohtisuoraan, $H_1 = 4\,000\text{ kN}$ radan suuntaan ja $H_2 = 1\,500\text{ kN}$ kohtisuoraan. Jos ensimmäinen seinämäinen tuki ei ole riittävän kestävä, voidaan tuen eteen sijoittaa törmäysevenä vastaanottamaan suurin kuorma kuvan 3.9 mukaisesti. Kuorma asetetaan vaikuttamaan 1,5 m:n korkeudella. (UIC Code 777-2 2002, s. 23–24)



Kuva 3.7 Tukirakenteen mitat A-luokan rakenteille alueella 1 (UIC Code 777-2 2002, s. 23).



Kuva 3.8 Tukirakenteen kuormitus A-luokan rakenteille alueella 1 (UIC Code 777-2 2002, s. 24).



Kuva 3.9 Törmäyssuoja ja kuormitus A-luokan rakenteille alueella 1 (UIC Code 777-2 2002, s. 24).

B-luokan rakenteet

UIC-koodin ohjeistusta voidaan soveltaa luokan B rakenteille, kun alittavan radan suurin sallittu nopeus on matkustajajunilla 300 km/h ja tavarajunilla 160 km/h (UIC Code 777-2 2002, s. 2). B-luokan rakenteita suunniteltaessa tulisi mahdollisuuksien mukaan soveltaa seuraavia ennaltaehkäiseviä ja suojaavia toimenpiteitä. Tukirakenne sijoitetaan mahdollisimman etäälle raiteen keskilinjasta. Radassa sijaitseva vaihde sijoitetaan radansuunnassa mahdollisimman etäälle kohdasta, jossa tukirakenne on radan lähellä. Pyritään välttämään tukirakenteiden sijoittamista vaihteen suuntaiselle linjalle. Suunnitellaan tuet jatkuviksi seinämäisiksi rakenteiksi tai koostuvaksi erillisistä seinämäisistä tukirakenteista. Sillan päällysrakenne suunnitellaan jatkuvaksi. Vältetään pilarimaisten tukirakenteiden käyttöä. Jos käytetään pilarimaisia tukirakenteita, suunnittelussa otetaan huomioon yksittäisen pilarin pettäminen (toimenpide ei ole todennäköisesti riittävä, jos radan suurin sallittu nopeus on yli 160 km/h). Tukirakenteet kiinnitetään jäykästi perustuksiin. Suunnitellaan tuet riittävän vaurionsietokykyisiksi. (UIC Code 777-2 2002, s. 12)

UIC-koodissa on esitetty menetelmä B-luokan tukirakenteiden optimaalisen sijainnin määrittämiseksi. Menetelmässä tukirakenteiden sijoittaminen perustuu riskinarviointiin, jolloin kohteelle suoritetaan riskianalyysi ja -arviointi. Riskiarvioinnilla vertailaan erilaisten ennaltaehkäisevien ja suojaavien toimenpiteiden kustannuksia ja hyötyjä. Tukirakenteiden lopullinen sijainti päätetään riskianalyysin perusteella. Lisäksi suunnittelussa otetaan huomioon asiantuntijanäkemykset sekä viranomaisten ohjeet ja määräykset. (UIC Code 777-2 2002)

Riskianalyysin suorittaminen tapahtuu vaiheittain. Ensin tunnistetaan sillan alla kulkevat junatyyppit, minkä jälkeen arvioidaan junan suistumisen todennäköisyys sen lähestyessä siltaa. Todennäköisyyttä arvioidaan otetaan huomioon lähellä sijaitsevat raideristeykset ja vaihteet sekä suistumisen todennäköisyyden pienentämiseksi tehdyt toimenpiteet. Seuraavaksi tunnistetaan ja arvioidaan junan suistumisesta seuraavien tilanteiden todennäköisyydet. Suojaavat ja estävät toimenpiteet otetaan huomioon. Tarkasteltavat tilanteet ovat junan törmäminen siltaan, sillan sortuminen törmäyksen seurauksena ja junan törmäminen vastakkaiseen suuntaan kulkevaan junaan, jos sillan alittaa useampi kuin yksi raide. Jokaisen tilanteen kohdalla arvioidaan tilanteen seuraukset ihmisille eli arvioidaan aiheutuvien kuolemien määrä. Sen jälkeen arvioidaan jokaisen tilanteen vuosittainen ihmisille aiheutuva riski (todennäköisyyden ja seuraamusten tulo). Viimeiseksi arvioidaan rakenteen kokonaisriski summaamalla kaikkien tilanteiden riskit yhteen. Tämän jälkeen voidaan tehdä uudelleenarviointi soveltamalla lisää suojaavia ja ehkäiseviä toimenpiteitä, jonka jälkeen verrataan toimenpiteiden kustannuksia vähentyneeseen riskiin. Optimaalinen ratkaisu riippuu viranomaisten määrittelemästä henkilövahinkojen yksikkökustannuksesta. (UIC Code 777-2 2002, s. 13–14) Liitteessä 3 on suoritettu UIC:n riskinarviointimallin mukainen yksinkertainen esimerkki riskianalyysistä, jossa ehkäisevänä toimenpiteenä on tarkasteltu tukirakenteiden viemistä kauemmaksi radan keskilinjasta. Lisäksi työssä on laajennettu UIC-koodissa esitettyä riskinarviointimallia. Laajennettu riskinarviointimalli on esitetty liitteessä 8.

B-luokan tukirakenteita voidaan pitää seinämäisinä rakenteina, jos ne täyttävät niille asetetut mittaehdot. Pituuden ja leveyden suhteen tulee olla vähintään 4:1. Leveyden tulee olla vähintään 0,6 m ja pituuden vähintään puolet korkeudesta. Tuot suunnitellaan vaurionsietokykyisiksi niin, että sillan sortuminen junan törmäyksen vaikutuksesta on mahdollisimman epätodennäköistä. Vaurionsietokyvyn varmistaminen mää-

ritellään tapauskohtaisesti, mutta UIC-koodissa on esitetty vaihtoehtoisia menetelmiä. Tuet voidaan suunnitella kestämaan ekvivalentit staattiset mitoituskormat. Mitoitettaessa tukia tavanomaisille kuormille voidaan käyttää ylimääräisiä varmuuskerroimia. Voidaan myös olettaa, että osa tuen poikkileikkauksesta menettää kantokykynsä törmäyksessä. Mitoitetaan tuki esimerkiksi siten, että puolikkaalla poikkileikkauksella on riittävä kantokyky pysyville kuormille ja vähennetyille liikennekuormille. Vaihtoehtoisesti varmistetaan, että kolmasosa poikkileikkauksesta pystyy kantamaan pysyvät kuormat. Tukien perustusten yläpinta tulee aina ulottaa vähintään 0,76 m:n korkeudelle kiskon yläpinnasta. Korotettujen perustusten päädyt muotoillaan niin, että törmäävä juna ohjautuu sivulle. (UIC Code 777-2 2002, s. 15)

Suojaavat toimenpiteet

UIC-koodissa suojaavien toimenpiteiden soveltaminen riippuu tukirakenteen luokasta, alueesta ja ryhmästä. Korotetut perustukset ja laiturirakenteet ovat tehokkaita suojauskeinoja riippumatta rakenteen luokasta ja sijainnista tai radan liikenteestä. Ohjaavia törmäysseiniä voidaan käyttää vain, jos niillä on hyvin suuri kapasiteetti vaakakuormien suhteen, ja toisaalta ne on sijoitettava niin lähelle raidetta kuin mahdollista. Suojakiskot ovat tehokkaita suojaessa A-luokan tukirakenteita pienillä nopeuksilla liikennöitävien raiteiden vieressä (alue 2, ryhmä 3). Törmäysenergiaa vastaanottavia törmäyseyheitä voidaan käyttää A-luokan rakenteiden suojaamiseen alueen 2 ryhmissä 2 ja 3, jolloin liikennöivän kaluston nopeudet ovat pieniä. Energiaa absorboivia rakenteita ei voida järkevästi toteuttaa suurilla nopeuksilla liikennöitävien ratojen yhteydessä. B-luokan rakenteiden yhteydessä käytettävistä energiaa absorboivista rakenteista tulee sopia hankekohtaisesti asianomaisten viranomaisten kanssa. (UIC Code 777-2 2002, s. 17)

3.2.2 Eurokoodi

Eurokoodin suistumiseen liittyvä suunnitteluohjeistus perustuu suurelta osin UIC-koodin vastaaviin ohjeisiin. Eurokoodi luokittelee junan suistumisen onnettomuustilanteeksi ja junan suistumisesta sillalle aiheutuvat kuormat onnettomuuskuormiksi. Eurokoodin mukaan rautatierakenteet tulee suunnitella siten, että junan suistuessa kiskoilta syntyvä sillan vaurio jää mahdollisimman pieneksi ja erityisesti sillan kaatuminen tai sortuminen kokonaisuutena estyy. Eurokoodi erittelee toisistaan rautatiesillalla tapahtuvan junan suistumisen, johon on annettu ohjeita SFS-1991-2 standardissa, ja junan suistumisen rakenteen alapuolella tai vieressä, joihin on annettu ohjeita SFS-1991-7 standardissa. Kannella tapahtuvaan suistumiseen liittyvää Eurokoodin suunnitteluohjeistusta ei käsitellä tässä kohdassa erikseen, koska mitoitustapa on ohjeistus noudattavat täysin UIC-koodin vastaavaa ohjeistusta (kohta 3.2.1). (SFS-EN 1991-2 2004)

Junan törmäykselle alttiit rakenteet jaetaan luokkiin A ja B. Rakenteiden luokkien määrittely on esitetty taulukossa 3.1. Törmäysvaikutusta kuvaavat staattiset ekvivalentit mitoituskormat on esitetty taulukossa 3.2. Törmäyskuormia voidaan käyttää, kun tarkastelukohdassa junan suurin sallittu nopeus on enintään 120 km/h. Eurokoodissa ei ole määritelty mitoituskormaa rakenteille, jotka sijaitsevat alle 3 m:n etäisyydellä raiteen keskiviivasta. 3–5 m:n etäisyydellä radan keskiviivasta sijaitsevat muurimaiset tukirakenteet mitoitetaan radansuuntaiselle 4000 kN:n vaakakuormalle ja raiteeseen nähden kohtisuoralle 1500 kN:n vaakakuormalle. Kuormat asetetaan vaikuttamaan 1,8 m:n korkeudelle kiskon yläpinnasta. Jos rakenne sijaitsee yli 5 m:n etäisyydellä raiteen keskiviivasta, ei törmäyskuormaa tarvitse ottaa huomioon. Kan-

sallisessa liitteessä voidaan määritellä eriävät ohjeet ja kuormien arvot. (SFS-EN 1991-1-7 + AC 2007)

Taulukko 3.1 Rakenneluokat suistumismitoituksessa (SFS-EN 1991-1-7 2+ AC 2007, s. 38).

Luokka A	Rautatielinjaa ylittävä tai sen vieressä oleva rakenne, jonka tiloissa oleskelee pysyvästi ihmisiä tai joka toimii tilapäisenä ihmisten kokoontumispaikkana tai joka on vähintään kaksikerroksinen.
Luokka B	Massiivinen rautatielinjaa ylittävä tai sen vieressä oleva rakenne, kuten ajoneuvoliikennettä välittävä silta tai yksikerroksinen rakennus, jossa ei ole ihmisiä pysyvästi tai joka ei toimi tilapäisenä ihmisten kokoontumispaikkana.

Taulukko 3.2 Luokan A rakenteisiin kohdistuvat mitoituskuormat suistumistilanteessa (SFS-EN 1991-1-7 + AC 2007, s. 40).

Etäisyys "d" kantavista rakennosista lähimmän raitteen keskiviivaan (m)	Kuorma F_{dx}^a (kN)	Kuorma F_{dy}^a (kN)
Kantavat rakennosat: $d < 3$ m	Määritellään hankekohtaisesti Lisätietoa on liitteessä B	Määritellään hankekohtaisesti Lisätietoa on liitteessä B
Jatkuvissa muureissa ja muurin tyyppisissä rakenteissa: $3 \text{ m} \leq d \leq 5 \text{ m}$	4 000	1 500
$d > 5 \text{ m}$	0	0

^a x = raitteen suunta, y = kohtisuoraan raitteen suuntaa vastaan.

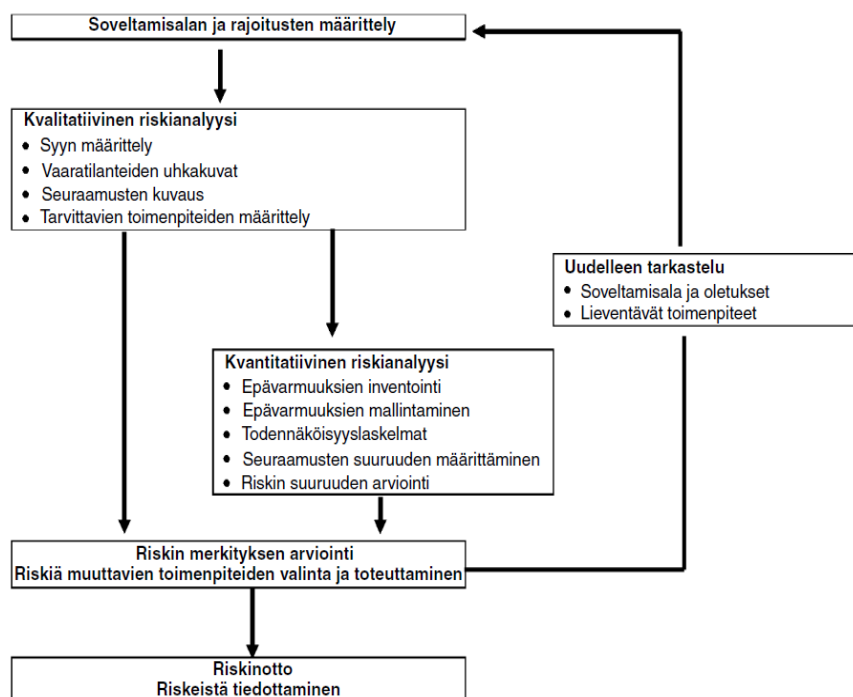
Luokan B rakenteita koskevat vaatimukset määritellään kansallisessa liitteessä. Eurokoodissa ohjeistetaan välttämään kantavien rakenteiden sijoittamista välittömästi radan päädyn taakse. Jos rakenne joudutaan sijoittamaan radan päädyn välittömään läheisyyteen, tehdään radan päätyyn päätepuskimen lisäksi törmäysseinä. Ohjeellisenä törmäyskuormana on annettu 5 000 kN henkilöliikenteen junille ja 10 000 kN järjestelyraiteilla ja ratapihalla oleville junille. Kuormat asetetaan vaikuttamaan 1,0 m:n korkeudelle. Kuormat voidaan määritellä kansallisessa liitteessä. (SFS-EN 1991-1-7 + AC 2007)

Riskianalyysi

B-luokan rakenteet voidaan mitoittaa riskianalyysiin perustuen. Eurokoodin liitteenä on annettu opastava ohjeistus riskinarviointiprosessin suorittamiseksi.

Riski on määriteltävissä olevan vaaratilanteen esiintymisen todennäköisyyden tai tajuuden ja esiintymisen seuraamusten yhdistelmän mitta. Riskinhallinta puolestaan tarkoittaa organisaation käynnistämiä järjestelmällisiä toimenpiteitä, joiden avulla saavutetaan määriteltyjen tavoitteiden mukainen varmuustaso ja pidetään sitä yllä. Riskinhallinnan toteuttaminen edellyttää riskianalyysin suorittamista ja riskin hyväksymiskriteerien määrittämistä. Riskianalyysillä kuvataan tai lasketaan riskit järjestelmällisesti. Riskianalyysiin kuuluu epätoivottavien tapahtumien sekä näiden tapahtumien syiden, todennäköisyyksien ja seuraamusten tunnistaminen. Riskin hyväksymiskriteerit määrittelevät epätoivottavien tapahtumien tiettyjen seuraamusten vuotuisena taajuutena ilmaistavien todennäköisyyksien hyväksymisrajat. Tavanomaisesti viranomaiset määräävät nämä kriteerit siten, että ne kuvastavat ihmisten ja yhteiskunnan hyväksyttäväksi kokemaa riskitasoa. (SFS-EN 1991-1-7 + AC 2007)

Riskianalyysin yleisperiaate on esitetty kuvassa 3.10. Riskianalyysiin kuuluu kuvaileva eli kvalitatiivinen osio, ja siinä voi olla myös numeerinen eli kvantitatiivinen osio, kun sellainen on olennainen ja käytännössä tehtävissä. Riskianalyysin kvalitatiivisessa osiossa kaikki vaaratilanteet ja vastaavat vaaran uhkakuvat tunnistetaan. Vaaratilanteiden ja vaaran uhkakuvien tunnistaminen on riskianalyysin kannalta ratkaisevan tärkeää. Se vaatii järjestelmän yksityiskohtaista tutkimista ja ymmärtämistä. Törmäys on tällainen vaaratilanne. Riskianalyysin kvantitatiivisessa osiossa kaikkien epätoivottavien tapahtumien ja niiden seuraamusten todennäköisyys arvioidaan. Todennäköisyyden arviot perustuvat tavallisesti ainakin osittain päättelyyn, ja ne voivat tästä syystä poiketa merkittävästi todellisista vaurioitumistaajuuksista. (SFS-EN 1991-1-7 + AC 2007)



Kuva 3.10 Riskianalyysin yleisperiaate (SFS-EN 1991-1-7 + AC 2007, s. 66).

Riskitason tiedostamisen jälkeen päätetään, käytetäänkö lieventäviä toimenpiteitä. Sallitun riskinottotason määrittelyssä käytetään tavallisesti periaatetta, jossa riskit pienennetään kohtuudella toteutettavissa olevalle tasolle. Tämän periaatteen mukaan määritellään kaksi riskitasoa. Jos riski on kohtuudella siedettävän alueen alarajaa pienempi eli siedettävällä alueella, ei mihinkään lieventäviin toimenpiteisiin tarvitse ryhtyä. Riskin sijaitessa kohtuudella siedettävän alueen ylärajan yläpuolella, sitä pidetään sietämättömänä. Jos riski on ylä- ja alarajan välillä eli siedettävällä alueella, etsitään taloudellisesti edullisinta ratkaisua. (SFS-EN 1991-1-7 + AC 2007)

Suunnitteluratkaisun hyväksymiskriteerit voidaan määrittää kansallisista säännöksistä ja vaatimuksista, suunnitteluohjeista ja standardeista tai sellaisen kokemuksen sekä teoreettisen tiedon perusteella, mitä voidaan käyttää riskinottoa koskevien päätösten perusteena. Riskinottokriteerit voidaan ilmaista kvalitatiivisina tai numeerisina. Kvalitatiivisen riskianalyysin tapauksessa voidaan käyttää seuraavia kriteerejä (kuva 3.11): (SFS-EN 1991-1-7 + AC 2007)

- Yleistavoitteeksi voidaan asettaa riskin minimoiminen aiheuttamatta merkittäviä kustannuksia.
- Pystyviivoitetun alueen seuraamusten suhteen uhkakuvaan liittyvät riskit voidaan tavallisesti hyväksyä.
- Vinoviivoitetun alueen seuraamusten suhteen päätös uhkakuvaan liittyvien riskien hyväksyttävyydestä tehdään erikseen samoin kuin päätös siitä, voidaanko riskiä lieventäviin toimenpiteisiin ryhtyä hyväksyttävien kustannuksin.
- Vaakaviivoitetulla alueella, jos seuraamuksia ei pidetä hyväksyttävänä, ryhdytään riittäviin riskiä lieventäviin toimenpiteisiin.

Vakava					
Suuri					
Keskinkertainen					
Pieni					
Hyvin pieni					
Seuraamus	Hyvin pieni	Pieni	Keskimääräinen	Suuri	Erittäin suuri
Todennäköisyys					

Kuva 3.11 Kvalitatiivisen riskianalyysin tulosten mahdollinen esittämiskaavio (SFS-EN 1991-1-7 + AC 2007, s. 76).

Riskiä lieventäviksi toimenpiteiksi on useita vaihtoehtoja. Vaaran mahdollisuutta voidaan pienentää esimerkiksi muuttamalla suunnitelman perusratkaisua ja ryhtymällä vaaratilanteen syntymistä estäviin toimenpiteisiin. Vältetään vaaratilanne muuttamalla käytön rajoituksia. Pienennetään vaaran mahdollisuutta valvontatoimenpiteillä, kuten tarkastuksilla, varoitusjärjestelmillä tai seurantalaitteiden avulla. Vältetään vaaratilanne lisäämällä lujuutta, vaurionsietokykyä tai vaihtoehtoisia kuormansiirtymisreittejä kasvattamalla rakenteen staattista määräämättömyyttä. Sallitaan yksittäisen rakenneosan hallittu sortuminen, jos loukkaantumiseen tai kuolemaan johtavan onnettomuuden todennäköisyyttä voidaan siten pienentää törmäystilanteessa. (SFS-EN 1991-1-7 + AC 2007)

Soveltamisala, suunnitelma ja oletukset arvioidaan uudelleen uhkakuviin nähden, kunnes rakenne voidaan hyväksyä valituilla vaurion lieventämistoimenpiteillä (kuva 3.10). Hyväksymisen jälkeen kvalitatiivisen ja kvantitatiivisen analyysin tulokset, jotka esitetään seuraamusten ja todennäköisyyksien listana ja niiden hyväksyntätasoina, esitellään kaikille asianomaisille tahoille. Kaikki tiedot ja niiden lähteet esitetään, joita on käytetty riskianalyysin tekoon. Kaikki riskianalyysiä varten tehdyt keskeiset oletukset ja yksinkertaistukset esitetään yhteenvedona siten, että riskianalyysin kelpoisuus ja rajoitukset käyvät selviksi. Riskin lieventämistä koskevat suositukset esitetään, ja ne perustellaan riskianalyysistä saatavien päätelmien avulla. (SFS-EN 1991-1-7 + AC 2007)

Onnettomuuskuormien kohteiksi joutuvien rakenteiden riskianalyysi voidaan jakaa kolmeen vaiheeseen. Ensimmäisessä vaiheessa tunnistetaan onnettomuusvaaratilanteet ja mallinnetaan ne. Lisäksi arvioidaan erilaisilla intensiteeteillä esiintyvien vaaratilanteiden esiintymistodennäköisyydet. Toisessa vaiheessa arvioidaan vaaratilanteista rakenteelle aiheutuvat vaurioitumistilat ja vaurioitumistilojen todennäköisyydet ja seuraamukset. Kolmannessa vaiheessa arvioidaan rakenteen toimivuutta. Rakenne on saattanut vaurioitua niin, ettei se ole kaikin osin tai ollenkaan toimiva. Suoritetaan kyseisen tilanteen todennäköisyyden ja sitä vastaavien seuraamusten arviointi. Rakenteen kokonaisriskiä voidaan arvioida summaamalla vaaratilanteiden aiheuttamien vauriotilojen riskit. (SFS-EN 1991-1-7 + AC 2007)

3.2.3 Eurokoodin kansalliset liitteet

Tässä on esitetty Suomen ja Ruotsin kansalliset liitteet Eurokoodeihin EN 1991-1-7 ja EN 1991-2 liittyen. Kannella tapahtuvan suistumisen osalta kansallisissa liitteissä ei ole määritelty lisäyksiä tai tarkennuksia Eurokoodin ohjeistukseen. Ainoastaan kannella tapahtuvaan suistumiseen liittyvälle kuorman α -kertoimelle on määritelty Suomen kansallisessa liitteessä arvo 1,46, jota voidaan hankekohtaisesti muuttaa asianomaisen viranomaisen toimesta. Suomen kansallisessa liitteessä todetaan lisäksi, että asianomainen viranomainen voi määrittellä hankekohtaisesti lisävaatimukset ja -kuormat. (Liikenne- ja viestintäministeriö 2010a; Liikenne- ja viestintäministeriö 2010b; TRVFS 2011)

Junan suistumisen aiheuttaman törmäyksen osalta Suomen kansallinen liite sisältää muutamia täsmennyksiä ja viittauksia. Junatyyppejen osalta, joihin mitoitusmenettelyä voidaan soveltaa, viitataan Liikenneviraston soveltamisohjeeseen. Siltojen katsotaan kuuluvan luokkaan B, ellei asianomainen viranomainen toisin määrää. Luokan A rakenteille käytetään Eurokoodissa annettuja törmäyskuormia. Kun A-luokkaan kuuluvat tuet suojataan kiinteillä pystyseinämillä tai laitureilla, törmäyskuormien arvoa voidaan pienentää puoleen. Radan suurimman sallitun nopeuden ollessa yli 120 km/h asianomainen viranomainen voi esittää hankekohtaisten kuormien arvot, joiden määrittelyssä on otettu huomioon mahdolliset ennaltaehkäisevät ja suojaavat toimenpiteet. Luokan B rakenteita mitoittaessa asianomainen viranomainen voi esittää tietoa huomioon otettavista tekijöistä ja toimenpiteistä. Ellei asianomainen viranomainen esitä lisätietoja, voidaan käyttää luokan A mitoituskuormia (taulukko 3.2). Raitteen päätyjen takana sijaitsevien tukirakenteiden osalta viitataan UIC-koodin osaan 777-2 ja Eurokoodin suositusarvoihin. (Liikenne- ja viestintäministeriö 2010b, s. 7)

Ruotsin kansallinen liite velvoittaa käyttämään suistumisen aiheuttaman törmäyksen suunnitteluun määriteltyjä ohjeita kaikilla radoilla, ellei erikseen osoiteta muun menettelyn pätevyyttä suhteessa kansallisen liitteen ohjeisiin. Asianomainen viranomainen määrittelee rakenteiden luokittelun sekä korkeiden jalustojen ja laitureiden vaikutuksen törmäyskuormien suuruuksiin. Törmäystilanteen mitoituskuormina käytetään Eurokoodissa annettuja kuormia. (TRVFS 2011)

3.2.4 NCCI 1

NCCI 1 on Suomen kansallinen Eurokoodin soveltamisohje, joten se noudattaa pääosin Eurokoodissa määriteltyjä ohjeita täydentäen niitä. Junan suistumisen aiheuttamat kuormat on Liikenneviraston julkaisemassa soveltamisohjeessa luokiteltu onnettomuuskuormiksi. Junan suistumisen aiheuttamat onnettomuustilanteet jaetaan kannella tapahtuvaan ja rakenteen alapuolella tapahtuvaan suistumiseen samoin kuin

UIC-koodissa ja Eurokoodissa. Kannen päällä tapahtuvan suistumisen osalta mitoitus suoritetaan täysin samoin kuin UIC-koodissa (kohta 3.2.1), mutta α -kertoimen arvona käytetään lukua 1,46 (määritelty Suomen kansallisessa liitteessä). Kannella tapahtuvaan suistumistilanteeseen on lisätty mahdollisuus pysäyttää suistunut juna rakenneosilla, jotka mitoitetaan onnettomuustilanteessa vallitsevalle vaakakuormalle. Rakennneosien tulee olla riittävän korkeita ja vaakakuorman suuruudeksi voidaan soveltamisohjeen mukaan olettaa 20 % onnettomuustilanteen pystykuormasta. (UIC Code 776-1 2006; Liikennevirasto 2011)

Soveltamisohje on tarkoitettu sovellettavaksi sellaisenaan seuraamusluokkien CC1 ja CC2 rakenteiden mitoitukseen. Seuraamusluokat kuvaavat suunniteltavan rakenteen sortumisesta aiheutuvien seuraamusten laajuutta ja vakavuutta. CC1 kuvaa vähäisiä, CC2 keskinkertaisia ja CC3 suuria seuraamuksia, jotka voivat tarkoittaa esimerkiksi ihmishenkien menetyksiä ja taloudellisia vahinkoja. Mikäli onnettomuudelle voidaan olettaa suuria vaurionseurauksia (seuraamusluokka CC3), tehdään erillinen riskianalyysi ja mahdollisista toimenpiteistä päätetään hankekohtaisesti. Riskinarvioinnissa voidaan soveltaa standardin SFS-EN 1991-7 opastavaa liitettä B (kohta 3.2.2). (Liikennevirasto 2011, s. 46)

Yleensä siltojen oletetaan kuuluvan luokkaan B, jolloin voidaan soveltaa kuvan 3.12 mukaisia kuormia ja toimenpiteitä. Vähennyksiä voidaan yhdistellä, mutta yhdistelyä ei ole tarkemmin selvitetty. Kuormat asetetaan vaikuttamaan 1,8 m:n korkeudella raiteen korkeusviivan tasosta. Törmäyspinnan leveydeksi voidaan olettaa enintään 2 m ja korkeudeksi enintään 1 m. (Liikennevirasto 2011, s. 49–50) Kuvan 3.12 törmäyskuormien johtamisessa on käytetty lähtökohtana Eurokoodin törmäyskuormaa A-luokan rakenteille. Suistumisen ja törmäyksen todennäköisyydet on määritetty taulukon tilanteille UIC-koodin mukaisesti, minkä jälkeen törmäyskuormat on laskettu todennäköisyyksien suhteiden perusteella. (Sinisalo 2014)

Onnettomuuskuorman lisäksi useampiraiteisilla radoilla tulee ottaa huomioon muilla raiteilla vaikuttava liikennekuorma. Ellei hankekohtaisesti muuta määritellä, voidaan sillalla vaikuttavat liikennekuormat puolittaa. (Liikennevirasto 2011, s. 55)

Vaakasuora etäisyys rakenteen pinnasta lähimmän raiteen keskilinjaan [m]		Raiteen suuntainen voima [kN]		Raidetta vastaan kohtisuora voima [kN]	
vaihteeton alue	vaihdealue	≤ 120 km/h	200 km/h	≤ 120 km/h	200 km/h
d < 3,1 m	d < 5 m	8000	10000	3000	3750
d = 3,1 - 5 m	d = 5 - 7 m	4000	6000	1500	2250
d = 5 - 7 m	d = 7 - 10 m	2000	4000	750	1500
d = 7-10 m		0	1000	0	375

- Voimat voidaan interpoloida lineaarisesti nopeuden suhteen, kun $120 < V < 200$ [km/h].
- Kuormia voidaan vähentää 50 %, jos kaluston nopeus on alle 50 km/h.
- Kuormia voidaan vähentää 50 %, jos tukirakenteet on suojattu vähintään 0,55 m korkeilla massiivisilla laiturirakenteilla, tai jos yksittäiset tukirakenteet on yhdistetty korkeilla massiivisilla jalustoilla.
- Yksittäiseen rakenneseosaan kohdistuvia kuormia voidaan vähentää 50 %, jos rakenneseosa ei sijaitse rakenneseosarivin ulommaisena rakenneseosana.
- Kuormia voidaan vähentää 25 %, jos tukirakenteet on suojattu suojakiskoin. Suojakiskojen pituuden tulee olla $\geq V^2/80$ [m], mutta vähintään 30 m. (V = junan nopeus [km/h].) Suojakiskojen käytölle tulee olla Liikenneviraston lupa ja niiden tarve esitetään hankekohtaisissa suunnitteluperusteissa.

Kuva 3.12 Alittavan raideliikenteen törmäyskuormat siltojen alusrakenteisiin (Liikennevirasto 2011, s. 49).

3.2.5 RATO 8

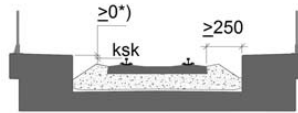
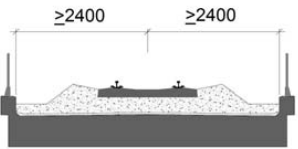
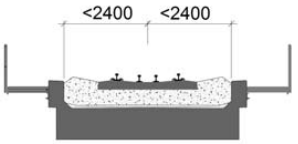
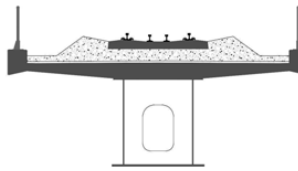
RATO 8 (Ratatekniset ohjeet osa 8) on Liikenneviraston suunnitteluohje, joka on tarkoitettu erityisesti rautatiesilloille. Ohje sisältää viittauksia kansalliseen soveltamisohjeeseen suistumisen huomioonottamiseksi siltojen suunnittelussa, mutta ohjeessa on annettu myös suistumistilanteiden mitoittamiseen liittyvää lisätietoa. Suojakiskojen käyttö on määritelty RATO 8 -ohjeessa tarkemmin kuin NCCI 1 -ohjeessa. Suojakiskojen käyttö tulee kyseeseen lähinnä silloin kun otetaan huomioon kannen päällä tapahtuva suistuminen. (Liikennevirasto 2011; Liikennevirasto 2013b)

Uusien ylikulkusiltojen pilarien, ristikkosiltojen pääkannattajien ja muiden siltamaisien erikoisrakenteiden on oltava suoralla radalla vähintään 3100 mm:n etäisyydellä raiteen keskiviivasta. Vaikeissa tapauksissa edellä mainitusta mitasta voidaan poiketa Liikenneviraston hankekohtaisella luvalla. Tällöin on kuitenkin noudatettava radan aukean tilan ulottuman (ATU) vaatimuksia. (Liikennevirasto 2013b, s. 9)

Rautatiesiltojen päällysrakenne suunnitellaan ja mitoitetetaan junan mahdollisen suistumisen aiheuttamille kuormille Liikenneviraston ohjeen NCCI 1 mukaisesti. Ohjeessa on esitetty mitoituskuormat kahdelle eri suistumistilanteelle. Hankekohtaisesti on otettava huomioon kyseiset mitoitusolot riippuen sillan poikkileikkauksen muodosta ja ratarakenteesta. Suistuneen junan kulkemista sillalla pyritään ohjaamaan joko suojakiskoilla, kiskoilla ja sepelikerroksella tai suistuneen junan liikkeen ohjaavilla rakenneosilla. Kannen poikkileikkaus voidaan suunnitella siten, että se ohjaa suistuneen junan liikkeen. Kaikissa tapauksissa on sillan suunnittelussa otettava huomioon raiteilta suistuneen junan aiheuttamat kuormat ja varmistuttava rakenteen kestävydestä ohjeen NCCI 1 mukaisesti. (Liikennevirasto 2013b, s. 13)

Raiteiden ulkopuolella sijaitsevan suistunutta junaa ohjaavan rakenteen yläreunan korkeuden on oltava vähintään kiskon selän korkeudella. Suojakiskoja käytetään rautatiesilloilla estämään raiteilta suistunutta veturia tai vaunua kulkeutumasta pois sillalta sekä suojaamaan siltaa suistumisen aiheuttamilta vahingoilta ja vaaroilta taulukon 3.3 mukaisesti. Suojakiskojen avulla voidaan vaikuttaa sillan päällysrakenteeseen kohdistuvaan junan suistumistilanteen mitoituskuormaan. Hankekohtaisesti Liikenneviraston luvalla suojakiskoja voidaan käyttää myös pienentämään radan vieressä olevaan rakenteeseen kohdistuvia suistuneen junan törmäyskuormia ratapiha-alueilla ja muualla, missä junan törmäämisriski pilariin tai rakenteeseen on tavanomaista suurempi. (Liikennevirasto 2013b, s. 13)

Taulukko 3.3 Suojakiskojen käyttö (Liikennevirasto 2013b, s. 14).

Sillan ja radan rakenne	Sillan pituus		Esimerkkitapauksia
	L < 30 m	L ≥ 30 m	
Sillan reunapalkkien yläpinta on ratakiskon yläpinnan (ksk) tasossa tai ylempänä (kuvassa *).	Ei käytetä	Ei käytetä	
Tukikerroksen paksuus kisko-kojen kohdalla on vähintään 450 mm sekä keskilinjän etäisyys lähimmän reunapalkin sisäreunaan on vähintään 2400 mm.	Ei käytetä	Ei käytetä	
Keskilinjän etäisyys lähimmän reunapalkin sisäreunaan on alle 2400 mm. <i>Suojakisko estää junan suistumisen sillan osalle jota ei ole suunniteltu suistumiskuormalle.</i>	Ei käytetä	Käytettävä	
Sillan tukikerroksen paksuus < 450 mm tai sillalla ei ole tukikerrosta	Ei käytetä	Käytettävä	
Liittopalkkisilta tai teräspalkkisilta, jossa on ohut kansirakenne. <i>Suojakisko estää junan suistumisen sillan osalle jota ei ole suunniteltu suistumiskuormalle.</i>	Käytettävä	Käytettävä	
Kisko on kiinnitetty rakenteeseen tehtyyn uraan, joka estää suistumisen	Ei käytetä	Ei käytetä	
Sillalla on kiskonliikuntalaitte	Käytettävä	Käytettävä	
Sillalla tai 75 m sen jommallakummalla puolella esiintyy raiteen kaarresäde $R \leq 300$ m	Käytettävä	Käytettävä	

L sillan reunapalkin pituus ml. maatumien reunapalkit radan suunnassa

Rautatiesiltojen, ylikulkusiltojen ja muiden vastaavien erikoisrakenteiden suunnittelussa on otettava huomioon mahdollinen junan törmäminen siltaan tai sillan alusrakenteisiin. Törmäyksen johdosta sillan päällysrakenne ei saa pudota suoraan alaseläeltä. Rakenne on kokonaisuudessaan suunniteltava siten, että riittävä varmuus päällysrakenteen putoamista vastaan saavutetaan. Mahdollisia ratkaisuvaihtoehtoja varmuuden saavuttamiseksi ovat päällysrakenteen jatkuvuus tukilinjan yli, alusrakenteen normaalia suurempi jäykkyys ja päällysrakenteen osien kiinnittäminen toisiinsa tukilinjan yli. (Liikennevirasto 2013b, s. 19)

Rautatien ylittävän sillan alusrakenteet, joihin raiteelta suistunut juna voi törmätä, on mitoitettava törmäyskuormille. Mahdollisen suistumisen aiheuttamia vahinkoja voidaan vähentää käyttämällä pilarien suojana vahvaa jalustaa, tukimuuria tai suoja-kiskoja. Myös korkea laiturin reuna toimii suojarakenteena. (Liikennevirasto 2013b, s. 19)

3.2.6 Muita suunnitteluohjeita

TRVK Bro 2011

Ruotsin liikenneviraston suunnitteluohjeissa on annettu ohjeita junan suistumisen huomioonottamiseksi siltojen suunnittelussa. Kannen päällä tapahtuva suistuminen otetaan huomioon Eurokoodin mukaisesti. Ainoastaan α -kertoimen arvon valintaa on täsmennetty. Radoilla, joilla liikennöi raskaita tavarajunia (sallittu akselipaino 25 tonnia ja nopeus enintään 60 km/h), käytetään α -kertoimelle arvoa 1,60. Muilla radoilla (sallittu akselipaino 25 tonnia) käytetään α -kertoimelle arvoa 1,33. Lisäksi on annettu lisävaatimuksia ennaltaehkäisevien ja suojaavien toimenpiteiden osalta. Suojakiskot tulee asentaa kaikkiin yli 30 m pitkiin siltoihin ja lyhyempiin siltoihin, jos junan suistuminen muodostaa erityisen riskin sillan kantokyvyn kannalta. Jos siltaa ei varusteta suojakiskoilla, tulee sillan reunassa käyttää reunapalkkirakennetta. Reunapalkkien yläreunan tulee ulottua vähintään 100 mm:n korkeudelle kiskon yläpinnasta, jos reunapalkki sijaitsee alle 2,5 m:n päässä raiteen keskilinjasta tai jos tukikerroksen syvyys on alle 300 mm. Reunapalkin suunnittelussa otetaan huomioon mahdollinen 150 mm:n suuruinen raiteen korotus tulevaisuudessa. (Trafikverket 2011a; Trafikverket 2011b)

Junan suistumisesta aiheutuva törmääminen alusrakenteeseen on otettu huomioon ohjeessa määritellyillä vaatimuksilla. Ylikulkusillan vaurionsietokyky tulee varmistaa niin, että törmäyskuorman vaikutuksesta silta ei kaadu tai sorru kokonaisuudessaan. Ylikulkusillan päällysrakenne tulee suunnitella jatkuvaksi välitukien kohdalla. Välituet puolestaan mitoitetaan ohjeessa määritellyille törmäyskuormille. Radan läheisyydessä sijaitsevat tukirakenteet toteutetaan seinämäisinä, ja niiden etäisyys raiteen keskiviivasta tulee olla vähintään 3,0 m. Seinämäinen tuki on rakenneosa, jonka poikkileikkauksen suurempi sivumitta on vähintään 4 kertaa sen pienempi sivumitta ja pituus on korkeintaan 3 kertaa poikkileikkauksen suurempi sivumitta. Jos mittaehdot eivät täyty, tukea pidetään pilarina. Tuki suunnitellaan niin, että sen kyky vastustaa törmäyskuormaa ei ole olennaisesti heikompi missään kohdassa maanpinnan ja vaaditun vapaan korkeuden välillä. (Trafikverket 2011a; Trafikverket 2011b)

Jatkuvan sortuman riski tulee ottaa huomioon suunniteltaessa välitukia, jotka sijaitsevat alle 10 m:n etäisyydellä raiteen keskilinjasta. Riittävä toimenpide on suorittaa mitoitus suunnitteluohjeen menettelyä soveltaen. Rakenteet luokitellaan Eurokoodin mukaisesti luokkiin A ja B. Luokan A rakenteille on määritelty mitoituskuormat junan suistumisen aiheuttamaa törmäystilannetta varten. Tukirakenteet, jotka sijaitsevat 5–10 m:n etäisyydellä raiteen keskiviivasta, mitoitetaan kuormille, jotka ovat puolet Eurokoodissa annetuista 3–5 m:n etäisyydelle tarkoitetuista kuormista. Näin ollen radansuuntainen vaakakuorma on 2000 kN ja kohtisuora vaakakuorma on 750 kN. 3,5–10 m:n etäisyydellä radan keskiviivasta sijaitsevat tukirakenteet, jotka on suojattu laiturirakenteella (*platform*), mitoitetaan radansuuntaiselle 500 kN:n vaakakuormalle ja kohtisuoralle 250 kN:n vaakakuormalle. 3,1–3,5 m:n etäisyydellä raiteen keskiviivasta sijaitsevat tukirakenteet, jotka on suojattu laiturirakenteella, mitoitetaan radansuuntaiselle 2000 kN:n vaakakuormalle ja kohtisuoralle 1000 kN:n vaakakuormalle.

Jos radan suurin sallittu nopeus on yli 120 km/h, kuormat kaksinkertaistetaan. Kaikki kuormat asetetaan vaikuttamaan 1,0 m laiturirakenteen tason yläpuolella. (Trafikverket 2011a, s. 64–67)

Tukirakenne katsotaan laiturirakenteella suojatuksi, kun laiturirakenne koostuu muurimaisista osista, joiden välit on täytetty kitkamaalla. Lisäksi laiturirakenteen reunan tulee olla vähintään 1,3 m lähempänä rataa kuin tukirakenteen reunan, ja laiturin tulee ulottua vähintään 0,38 m:n korkeudelle kiskon yläpinnasta. Tukirakenne sijoitetaan radansuuntaisesti vähintään 10 m:n etäisyydelle laiturirakenteen päädystä. (Trafikverket 2011a, s. 67)

Eurokoodin mukaiset kuormat kaksinkertaistetaan, kun tukirakennetta ei ole suojattu määritellyllä suojaavalla laiturirakenteella tai muulla suojaavalla toimenpiteellä. (Trafikverket 2011a, s. 67) Tämä tarkoittaa, että 3–5 m:n etäisyydellä radan keskiviivasta sijaitsevat suojaamattomat tukirakenteet tulee mitoittaa radansuuntaiselle 8 000 kN:n vaakakuormalle ja kohtisuoralle 3 000 kN:n vaakakuormalle.

Luokan B rakenteet mitoitetaan junan törmäyskuormalle, jos rakennuttaja niin määrää (Trafikverket 2011a, s. 67). Törmäysmitoituksessa voidaan vaihtoehtoisesti käyttää energiatarkastelua, jossa otetaan huomioon sillan ja junan törmäysenergiaa absorboivat ominaisuudet. (Trafikverket 2011a, s. 64)

Australia - Queensland Rail

Australiassa toimiva rautatieyhtiö Queensland Rail on tehnyt oman suunnitteluohjeen radanviereisten rakenteiden suunnitteluun törmäyskuormien varalta. Tarkastelemalla ohjetta saadaan laajennettua näkökulmaa maailmalla käytössä olevista suunnittelukäytännöistä, joilla otetaan huomioon junan suistumisen ja törmäämisen mahdollisuus. Ohje on tarkoitettu sovellettavaksi radan läheisyydessä sijaitsevien tukirakenteiden suunnitteluun riippumatta tuen yläpuolisesta rakenteesta. Erityyppisten rakenteiden mitoittamiseksi ohjeessa on kolme pääluokkaa. (Queensland Rail 2010, s. 3)

Ohjeessa todetaan, että ratojen läheisyydessä välitukien käyttöä tulisi välttää aina kun mahdollista ja toteuttaa sillat yksiaukkoisina päätytuilta kannateltuina rakenteina. (Queensland Rail 2010, s. 3) Ohjeistuksen mukaan kaikki törmäykselle alttiit tukirakenteet suunnitellaan niin, että puolet tuen poikkileikkauksesta pystyy kantamaan rakenteelle suunnitellut pysyvät ja liikkuvat kuormat. (Queensland Rail 2010, s. 5)

Törmäystilanteen käsittely jaetaan kolmeen pääluokkaan A, B ja C sen mukaan, minkä tyyppistä rakennelmaa tukirakenne kannattelee. A- ja B-luokka vastaavat aiemmin käsiteltyjä Eurokoodin mukaisia luokkia (kohta 3.2.2). C-luokka sisältää rakenteet, joissa ei oleskella muutoin kuin huoltotarkoituksessa, mutta jotka voivat sortuessaan murskata liikkuvan kaluston katon ja siten vaarantaa matkustajien turvallisuuden. Keveät rakenteet, jotka eivät ole tarpeeksi massiivisia murskaamaan liikkuvan kaluston kattoa sortuessaan, eivät kuulu luokkaan C. Luokan C rakenteet eivät ole olennaisia tämän työn kannalta. Rakenteen luokitusta voidaan tarvittaessa nostaa edellisistä perusteista poiketen, jos tunnistetaan tavanomaista suurempia riskitekijöitä, kuten vaihteen tai tasoristeyksen läheisyys. (Queensland Rail 2010, s. 4)

Pääluokituksen lisäksi mitoitus riippuu tukirakenteen sijainnista radan suhteen. Alueet muodostuvat seuraavasti: (Queensland Rail 2010, s. 4)

- Alue 1: Tuki on alle 3 m:n etäisyydellä raiteen keskiviivasta
- Alue 2: Tuki on 3–5 m:n etäisyydellä raiteen keskiviivasta
- Alue 3: Tuki on 5–10 m:n etäisyydellä raiteen keskiviivasta
- Alue 4: Tuki on 10–20 m:n etäisyydellä raiteen keskiviivasta
- Alue 5: Tuki on raiteen päädyn takana

Pääluokituksen ja tukirakenteen sijainnin lisäksi mitoitukseen vaikuttaa radan liikennöinti seuraavasti:

- Ryhmä 1: Liikennöinti nopeus on 51–160 km/h (matkustajaliikenne)
- Ryhmä 2: Liikennöinti nopeus on 21–50 km/h (matkustajaliikenne)
- Ryhmä 3: Liikennöinti nopeus on alle 20 km/h (tavaraliikenne)

A-luokan rakenteet alueella 1 tulee mitoittaa kaikissa ryhmissä radansuuntaiselle 10 000 kN:n vaakakuormalle ja kohtisuoralle 3 500 kN:n vaakakuormalle. Tuet suunnitellaan seinämäisiksi käyttäen samoja vähimmäisvaatimuksia mittasuhteiden osalta kuin UIC-koodissa (kohta 3.2.1). Törmäyskuormiin ei voida tehdä vähennyksiä. (Queensland Rail 2010, s. 5)

Alueella 2 mitoitus riippuu ryhmästä. Ryhmässä 1 mitoituskuormina käytetään radansuuntaista 3 000 kN:n vaakakuormaa ja kohtisuoraa 1 500 kN:n vaakakuormaa. Jos tukirakenne koostuu erillisistä seinämäisistä tukirakenteista, rakenteen suunnittelussa tulee ottaa huomioon yhden tällaisen tuen menetys niin, että jäljelle jäävä rakenne pystyy kantamaan pysyvän kuorman ja 60 % liikkuvasta kuormasta. Jos tukirakenteet suojataan laiturirakenteella, voidaan käyttää myös pilarimaisia tukirakenteita, mutta mitoituskuormia ei voida pienentää. Ryhmässä 2 voidaan laiturirakenteella suojattujen tukirakenteiden mitoittamiseen käyttää radansuuntaista 2 000 kN:n vaakakuormaa. Muutoin mitoitusmenettely on sama kuin ryhmässä 1. Ryhmässä 3 vastaava muutos on, että laiturirakenteella suojattujen tukirakenteiden yhteydessä käyttää radansuuntaisena mitoituskuormana 1 500 kN. (Queensland Rail 2010, s. 4–6)

Alueella 3 ryhmässä 1 tukirakenteet tulee mitoittaa radansuuntaiselle 3 000 kN:n vaakakuormalle ja 1 500 kohtisuoralle kN:n vaakakuormalle. Vähennyksiä ei voida käyttää. Ryhmässä 2 mitoitusmenettely on muuten sama, mutta laiturirakenteilla suojatut tukirakenteet voidaan mitoittaa radansuuntaiselle 1 500 kN:n vaakakuormalle ja kohtisuoralle 1 000 kN:n vaakakuormalle. Ryhmässä 3 vastaava muutos on, että laiturirakenteella suojattujen tukirakenteiden yhteydessä tulee käyttää kohtisuorana mitoituskuormana 750 kN. (Queensland Rail 2010, s. 6)

Alueella 4 mitoituskuormina käytetään kaikissa ryhmissä radansuuntaista 3 000 kN:n vaakakuormaa ja kohtisuoraa 1 500 kN:n vaakakuormaa. Laiturirakenteilla suojattujen tukirakenteiden mitoituskuormina voidaan käyttää radansuuntaista 750 kN:n vaakakuormaa ja kohtisuoraa 750 kN:n vaakakuormaa. (Queensland Rail 2010, s. 6)

B-luokan rakenteet alueella 1 ryhmässä 1 mitoitetaan radansuuntaiselle 5 000 kN:n vaakakuormalle ja kohtisuoralle 1 500 kN:n vaakakuormalle. Tuet suunnitellaan seinämäisiksi käyttäen samoja vähimmäisvaatimuksia mittasuhteiden osalta kuin UIC-koodissa. Vähennyksiä ei voida käyttää. Alueella 2 sijaitsevat ryhmän 1 tukirakenteet mitoitetaan radansuuntaiselle 3 000 kN:n vaakakuormalle ja kohtisuoralle 1 500 kN:n

vaakakuormalle. Vähennyksiä ei voida soveltaa. Ryhmässä 2 laiturirakenteella suojattujen tukirakenteiden mitoittamiseen voidaan käyttää radansuuntaista 2 000 kN:n vaakakuormaa ja kohtisuoraa 1 000 kN:n vaakakuormaa. Ryhmässä kolme voidaan tällöin käyttää radansuuntaista 1 500 kN:n vaakakuormaa. (Queensland Rail 2010, s. 7)

Alueella 3 sijaitsevat ryhmän 1 tukirakenteet mitoitetaan radansuuntaiselle 3 000 kN:n vaakakuormalle ja kohtisuoralle 1 500 kN:n vaakakuormalle. Vähennyksiä ei voida soveltaa. Ryhmässä 2 laiturirakenteella suojattujen tukirakenteiden mitoittamiseen voidaan käyttää radansuuntaista 1 500 kN:n vaakakuormaa ja kohtisuoraa 1 000 kN:n vaakakuormaa. Ryhmässä 3 voidaan tällöin käyttää radansuuntaista 750 kN:n vaakakuormaa. (Queensland Rail 2010, s. 7–8)

Alueella 4 sijaitsevat ryhmän 1 tukirakenteet mitoitetaan radansuuntaiselle 3 000 kN:n vaakakuormalle ja kohtisuoralle 1 500 kN:n vaakakuormalle. Vähennyksiä ei voida soveltaa. Ryhmissä 2 ja 3 laiturirakenteella suojattujen tukirakenteiden mitoittamiseen voidaan käyttää radansuuntaista ja kohtisuoraa 750 kN:n vaakakuormaa. (Queensland Rail, 2010 s. 8)

Mitoituskuormien lisäksi ohjeessa on annettu muutamia lisäohjeita, jotka tulee ottaa huomioon siltasuunnittelussa. Erityisiä lisätoimia, kuten suojakiskojen asennusta, tulee käyttää, kun tukirakenteen pituus on yli 15 m tai tukirakenteen ja radan keskiviivan välinen etäisyys on alle 3 m. Olemassa olevia tukirakenteita, jotka eivät täytä edellä mainittuja ehtoja, tulee vahvistaa törmäysseinällä, joka integroidaan tukirakenteeseen tai rakennetaan erillisenä. (Queensland Rail 2010, s. 10)

Yhdysvallat – CHSTP

Yhdysvalloissa Kalifornian luotijunaprojektia (California High-Speed Train Project) varten on laadittu kattava hankekohtainen suunnitteluohjeistus, joka sisältää tarkan ohjeistuksen suistumisen huomioon ottamiseksi siltojen suunnittelussa. Suunnitteluohjeessa on käsitelty erikseen sillan kannella tapahtuvan suistumiseen ja sillan alusrakenteeseen törmäämiseen liittyvät mitoitusilanteet. Hankekohtainen ohjeistus esitetään tässä, koska ohjeistus on suhteellisen tuore ja eroaa hieman Euroopan ja Suomen ohjeistuksesta. Tämän ohjeistuksen yhteydessä tulee ottaa huomioon, että se on tarkoitettu sovellettavaksi suurilla nopeuksilla liikennöitävien ratojen yhteydessä (150–400 km/h). (CHSTP 2014)

Kannella tapahtuva suistuminen otetaan huomioon tarkastelemalla neljää eri mitoitusilannetta. Missään tilanteessa siltarakenne ei saa kaatua tai sortua kokonaisuudessaan. Mitoitusilanteet ovat seuraavat: (CHSTP 2014, s. 23)

- Mitoitusilanne 1: Suistuneet vaunut pysyvät raidealueella kiskon tai kannesta kohoavan rakenteen ansiosta. Tilanne vastaa UIC-koodin mitoitusilannetta 1.
- Mitoitusilanne 2: Suistunut juna on tasapainossa sillan reunalla kuormittaen päällysrakenteen reunaa (lukuun ottamatta ei-kantavia osia, kuten huoltokäytäviä). Tilanne vastaa UIC-koodin mitoitusilannetta 2.

- Mitoitustilanne 3: Tarkastellaan suistuneen junan teräspyörän iskeytymistä sillan kanteen käyttämällä suurinta sallittua akselikuormaa. Kuorma kerrotaan dynaamisella vaikutuskertoimella. Mitoitustilanne on tarkoitettu teräsbetonisen kansilaatan mitoitukseen.
- Mitoitustilanne 4: Junan suistuessa sillalla, jossa kantava rakenne sijaitsee kiskojen tasossa tai yläpuolella, tulee ottaa huomioon yhden diagonaali- tai vertikaalisauvan pettäminen. Pettäminen ei saa johtaa rakenteen sortumiseen.

Mitoitustilanteet 1 ja 2 vastaavat lähes täysin UIC-koodin vastaavia mitoitustilanteita, joten niitä ei käsitellä tässä erikseen (kohta 3.2.1). Ainoastaan mitoitustilanteiden sallittujen vaurioiden määrittely on muotoiltu hieman eri tavalla kuin muissa ohjeissa. Mitoitustilanteessa 1 mikään rakenteen osa ei saa sortua, mutta pienet paikalliset vauriot voidaan hyväksyä. (CHSTP 2014, s. 23–25)

Sillan reunapalkki tulee mitoittaa kohtisuorasti rataa nähden vaikuttavalle 218 kN:n vaakakuormalle, joka vaikuttaa reunapalkin sisäpinnan yläreunassa. Kuorma voidaan jakaa pituussuunnassa 0,3 m:n matkalle. Reunapalkin yläpinnan tulee olla vähintään 200 mm kiskon yläpintaa korkeammalla. Lisäksi reunapalkkirakenteena voidaan käyttää vain seinämäistä rakenneosaa (*cable through wall*). (CHSTP 2014, s. 24–25)

Törmäysmitoitusta varten suunnitteluohjeessa on eritelty asemaympäristössä sijaitsevat rakenteet muualla sijaitsevista rakenteista. Muualla sijaitsevat suojaamattomat rakenteet, jotka ovat alle 7,5 m:n etäisyydellä radan keskiviivasta, mitoitetaan radansuuntaiselle 4 000 kN:n ja kohtisuoralle 1780 kN:n vaakakuormalle. Kuormat eivät vaikuta samanaikaisesti. Kyseiset mitoituskuormat voidaan ottaa vastaan myös erillisellä törmäysseinällä, joka ulottuu radansuuntaisesti 4,5 m:n etäisyydelle tuen molemmin puolin. Ratojen päätyjen takana sijaitsevat tuet mitoitetaan UIC-koodin periaatteiden mukaisesti. Törmäysseinä mitoitetaan radansuuntaiselle 10 000 kN:n vaakakuormalle. (CHSTP 2014, s. 26)

Asemaympäristössä sijaitsevat pilarimaiset tukirakenteet jaetaan mitoituksessa kolmeen ryhmään. A-ryhmään kuuluvat tukirakenteet on suojattu massiivisella laiturirakenteella tai sijaitsevat yli 5 m:n etäisyydellä raiteen keskilinjasta. B-ryhmään kuuluvat rakenteet sijaitsevat rivissä yhdensuuntaisesti viereisen radan kanssa, ja ne eivät kuulu A-ryhmään. Poikkeuksena rivistön ensimmäinen ja viimeinen pilari, jotka puolestaan kuuluvat C-ryhmään. (CHSTP 2014, s. 75)

A-ryhmään kuuluvia tukirakenteita ei tarvitse mitoittaa törmäyskuormille. Laiturirakenteet tulee kuitenkin mitoittaa rataa nähden kohtisuoralle 1000 kN:n vaakakuormalle. Lisäksi pilarien ja laiturirakenteiden välissä tulee olla vähintään 0,30 m:n tyhjä tila, jotta törmäyskuormat eivät välity pilareille. (CHSTP 2014, s. 75, 77)

B-ryhmään kuuluvat pilarit mitoitetaan sillä periaatteella, että pilarit eivät saa sortua. Pilaririvistö tulee suojata teräsbetonisella suojarakenteella, joka on mitoitettu törmäykselle. Suojarakenne koostuu alemmasta suojamuurista ja ylemmästä suojaपालkista. Suojarakenteen tarkoitus on vastaanottaa suurin törmäyskuorma. Suojuurin alaosa mitoitetaan yhtäaikaisesti vaikuttavalle radansuuntaiselle 4 000 kN:n vaakakuormalle ja kohtisuoralle 1 780 kN:n vaakakuormalle (1,0 m:n korkeudella). Suojuurin yläosa tulee mitoittaa kohtisuoralle 1 550 kN:n vaakakuormalle (3,0 m:n korkeudella). Pilarit mitoitetaan yhtäaikaisesti vaikuttavalle radansuuntaiselle

4 000 kN:n vaakakuormalle ja kohtisuoralle 1 780 kN:n vaakakuormalle (1,0 m:n korkeudella). (CHSTP 2014, s. 75)

C-ryhmään kuuluvat pilarit mitoitetaan yhtäaikaaisesti vaikuttavalle radansuuntaiselle 10 000 kN vaakakuormalle ja kohtisuoralle 3 560 kN vaakakuormalle (1,0 m:n korkeudella). Pilarit mitoitetaan myös kohtisuoralle 1 000 kN vaakakuormalle, joka vaikuttaa 3 m:n korkeudella. C-ryhmän pilarit voidaan muuttaa B-ryhmän pilareiksi suunnitteleamalla törmäyseste pilaririvistön eteen vastaanottamaan C-ryhmän pilareiden mitoituskorma. (CHSTP 2014, s. 75–76)

3.3 Suunnitteluohjeiden vertailu

3.3.1 Kannella tapahtuva suistuminen

Kannella tapahtuva suistuminen otetaan huomioon UIC-koodin mukaisesti Eurokoodissa sekä Suomen ja Ruotsin kansallisissa ohjeissa. UIC-koodin mukainen tarkastelu sisältää kaksi mitoitustilannetta. Lisäksi UIC-koodissa on annettu mahdollisuus lisämitoitustilanteiden määrittelylle ja suunnittelumenettelyn täsmentämiselle. Eurokoodin kansallisissa liitteissä ja soveltamisohjeissa on annettu joitakin täsmennyksiä ja lisäohjeita kannella tapahtuvaan suistumistilanteeseen liittyen. Yhdysvaltalainen CHSTP-suunnitteluohje sisältää UIC-koodin mukaisten mitoitustilanteiden lisäksi kaksi muuta mitoitustilannetta.

Eurokoodissa on määritelty kannella tapahtuvaan suistumiseen liittyvässä kohdassa, että suistumiskuorman vaikutuksenalaista raidetta ei tarvitse mitoittaa muille samaan aikaan vaikuttaville kuormille. Useampiraiteisten ratojen yhteydessä muille raiteille käytetään yhdistelysääntöjen mukaisia liikennekuormia. (SFS-EN 1991-2 2004, s. 98) NCCI 1 -ohjeessa on esitetty kuormien yhdistelysäännöt, mutta kannella tapahtuvaan suistumiseen liittyvässä ohjeen kohdassa ei ole erikseen mainittu, että suistumiskuorman vaikuttaessa kyseiselle raiteelle ei aseteta muita kuormia (Liikennevirasto 2013b, s. 31).

UIC-koodissa määritellään suistumiskuormien α -kertoimen suositusarvoksi 1,0 kansainvälisillä radoilla ja 1,1 25 tonnin maksimiakselikuormalla liikennöitävillä radoilla. Lisäksi UIC-koodissa ja Eurokoodissa on annettu vaihtoehtoisia arvoja, joista tulee valita α -kertoimen arvo sen mukaan, onko radan liikenne tavanomaista raideliikennettä raskaampaa vai kevyempää. Suomen kansallisessa liitteessä on määritelty käytettäväksi suurinta mahdollista α -kertoimen arvoa 1,46. Ruotsissa tavanomaisille radoille on määritelty α -kertoimelle arvo 1,33, mutta raskaiden tavarajunien liikennöimillä radoilla on käytettävä α -kertoimen arvoa 1,60, joka ei kuulu UIC- ja Eurokoodissa määriteltyihin α -kertoimen arvoihin. Arvoa 1,60 käytetään, kun suurin sallittu akselikuorma on 35 tonnia ja suurin sallittu nopeus 60 km/h. Vastaavasti arvoa 1,33 käytettäessä suurin sallittu akselikuorma on 25 tonnia. Suositusarvo 25 tonnin akselikuormalle on 1,1, joten Ruotsissa käytetyt arvot ovat sen suhteen konservatiivisia. Suomessa uudet ratasillat mitoitetaan kestämään 35 tonnin akselikuorma, vaikka suurin sallittu akselikuorma on 25 tonnia (Liikennevirasto 2013b, s. 21; Liikennevirasto 2013c). Suomessa käytettävä α -kertoimen arvo noudattaa UIC-koodin suositusarvon mukaista varmuustasoa suunnittelukuorman osalta, mutta suurimman radoilla sallittu akselikuorman suhteen kertoimen arvo on konservatiivinen. Ruotsissa käytössä oleva α -kertoimen arvo suurille akselikuormille on konservatiivinen suhteessa UIC-koodin suositusarvoon ja Suomessa käytettyyn arvoon. Kertoimen arvolla saattaa olla

merkitystä esimerkiksi korkeiden siltojen stabiiliutta tarkasteltaessa. Kertoimen arvon kasvattaminen lisää kaatavaa momenttia kasvattamalla vaaka- ja pystykuormia.

Kannella tapahtuvaan suistumiseen liittyvä mitoitustilanne 1 on selkeästi muotoiltu kaikissa suunnitteluohjeissa. Suistuneen junan oletetaan pysähtyvän joko raiteeseen tai rakenteelliseen osaan, joka muodostaa pysäyttävän seinän kohoten ylöspäin kannen pinnasta. Pysäyttävälle osalle ei ole määritelty tarkempia vaatimuksia UIC- ja Eurokoodissa. Ainoastaan NCCI 1 ja CHSTP -ohjeissa on määritelty reunapalkin mitoitamiseen tarkoitettu poikittaisen vaakakuorman arvo. Mitoitustilanteessa 1 kuorma asetetaan vaikuttamaan kohdassa, johon suistumisen oletetaan pysähtyvän. Vain paikalliset vauriot sallitaan, joten kaikkien rakenneosien tulee kestää kuorma murtumatta.

Tässä työssä tarkastelluissa suunnitteluohjeissa mitoitustilanne 2 ei ole täysin yksiselitteinen. Kyseisessä mitoitustilanteessa on tarkoitus mitoitaa silta junan ollessa tasapainossa sillan reunalla. Kuitenkin sekundaariset rakenneosat, kuten huoltokäytävät, voidaan jättää tarkastelun ulkopuolelle. Periaatteellinen ohje tilanteessa on, että sillan kansi ei saa kipata tai sortua kokonaisuudessaan. Toisin sanoen mitoitustilanteessa on tarkoitus välttää suuria materiaalivahinkoja, eikä niinkään junan matkustajiin kohdistuvia henkilövahinkoja. Mitoitusohjeen soveltamista voisi selkeyttää periaatteellinen lisävaatimus tai -ohje, jos tarkoituksena on lisäksi suojella junan matkustajia ja alikulkevaa liikennettä. Lisäksi ulokkeellisten palkkisiltojen tai ohuiden liittopalkkisiltojen mitoitaminen on tilanteessa haastavaa. Liittopalkkisillan ohut teräsbetoninen kansi toimii kantavana rakenteellisena osana. Ulokeosan tulisi kestää suistumiskuorma, joka vaikuttaa ulokkeen päässä. Tätä tarkastelua ei voida välttää suistumista estävillä reunarakenteilla, vaikka suunnitteluohjeiden mitoitustilannetta havainnollistavissa kuvissa suistumiskuorma on selkeästi asetettu vaikuttamaan reunarakenteen sisäpuolella (kuva 3.4). CHSTP-ohje erottelee hieman selkeämmin mitoitustilanteiden 1 ja 2 periaatteet. Mitoitustilanteessa 1 sallitaan vain pienet paikalliset vauriot. Mitoitustilanteen 2 tarkastelulla on tarkoitus estää sillan täydellinen sortuminen tai kaatuminen, jolloin esimerkiksi kannen ulokkeen sortuminen tietyltä matkalta on tulkittavissa sallituksi. Silti yhdessä ohjeessa ei ole yksiselitteisesti ilmaistu suunnitteluperiaatetta, jonka mukaan juna ei saa pudota sillan kannelta. Ainoastaan RATO 8 -ohjeessa on kehoitettu ohjaamaan suistuneen junan kulkua sillan kannella joko suojakiskoilla tai rakenteellisin keinoin.

Liikenneviraston RATO 8 -ohjeen mukaan suojakiskot asennetaan silloille tapauksissa, joissa sillan kansi ei ole suunniteltu suistumiskuormalle koko leveydeltään. UIC-koodi ja Eurokoodi eivät kuitenkaan ota huomioon suojakiskojen vaikutusta mitoitustuormiin ja -tilanteisiin. NCCI 1 -ohjeessa suojakiskoilla voidaan pienentää suistumisen alusrakenteille aiheuttamia törmäyskuormia 25 %:lla, mikä poikkeaa RATO 8 -ohjeen oletuksesta, jonka mukaan suojakiskot sillan kannella poistavat mitoitustarpeen kokonaan. Suunnittelun kannalta nämä rakenteet ovat ongelmallisia. Eurokoodin ja NCCI 1 -ohjeen tulkitseminen konservatiivisesti tarkoittaa, että kaikki silta-tyypit on mitoitettava suistumiskuormalle koko kannen leveydeltä, tai vaihtoehtoisesti suistuminen on estettävä erillisillä rakenneosilla suojakiskoista huolimatta. Eurokoodi on RATO 8 -ohjetta pätevämpi, mikä on kerrottu myös RATO 8 -ohjeessa. Tällöin sillat tulisi kannen poikkileikkauksesta riippumatta mitoitaa aina mitoitustilanteen 2 suistumiskuormalle kannen reunalla, sillä Eurokoodissa ei ole kohtaa, joka mahdollistaa mitoitustilanteen 2 jättämisen tarkastelun ulkopuolelle suojakiskojen asentamisen perusteella.

Mitoitustilanteen 2 tulkinta voi vaikuttaa sillan kokonaisstabiiliteettiin tiettytyyppisten siltojen tasapainotarkasteluissa. Kaatavat voimat muodostuvat suuremmiksi, jos ulokeosat tulkitaan kantaviksi rakenneosiksi, ja onnettomuuskuorma asetetaan vaikuttamaan ulokkeiden päässä. Nykyisellään konservatiivisen tulkinnan mukaan suistumiskuormaa ei voida siirtää sillan reunalta reunarakenteen sisäpuolelle edes massiivisia rakenneosia käyttämällä, sillä mitoitustilanteessa 2 ei tunneta reunarakenne käsitettä, ja toisaalta reunarakenteen suunnittelulle ei ole määritelty yksiselitteisiä ohjeita. Mitoitustilanteen tulkinnalla voi siis olla vaikutusta myös siltatyyppin ja kannen dimensioiden valintaan.

CHSTP -suunnitteluohjeessa on kannella tapahtuvaan suistumiseen liittyen kaksi mitoitustilannetta enemmän kuin UIC- ja Eurokoodissa sekä Liikenneviraston soveltamisohjeessa. Huomionarvoinen näistä on mitoitustilanne 4, joka ottaa huomioon kiskojen tason yläpuolella sijaitsevat sillan kantavat rakenneosat. Mitoitustilanteessa oletetaan ristikkosiltojen tapauksessa yhden vertikaali- tai diagonaalisauvan täydellinen vaurioituminen. UIC- ja Eurokoodissa ei ole vastaavanlaiselle tapaukselle erillistä mitoitustilannetta, mutta tilanne on otettu huomioon Eurokoodi EN 1991-2 kohdassa 6.7.1(8)P ja UIC Code 776-1 kohdassa 2.7. Kohdissa puhutaan kiskojen tason yläpuolisten rakenteiden suojaamisesta ja seurausten rajoittamisesta, mutta sisältö ei ole yksiselitteisesti ymmärrettävissä. Suomenkielisessä Eurokoodissa käännös vaikuttaisi muuttaneen olennaisesti alkuperäisversion sisältöä siten, että kyseinen tilanne jää täysin tarkastelematta (kohta 6.7.1(8)P) (EN 1991-2 2003, s. 115).

Reunarakenteisiin kohdistuvat suistumisen aiheuttamat poikittaiset vaakakuormat on otettu huomioon kahdessa suunnitteluohjeessa. Yhdysvaltojen CHSTP-ohjeessa on annettu reunapalkkiin vaikuttavan poikittaisen vaakakuorman arvoksi 218 kN. Liikenneviraston soveltamisohjeessa puolestaan määritellään, että poikittainen vaakakuorma on 20 % onnettomuustilanteen pystykuormasta. Olettamalla, että vaakakuorma tarkoittaa 20 %:in osuutta onnettomuustilanteen 1 kuormakaavion *LM71* pisteukuormasta, saadaan mitoituskormaksi noin 102 kN. Näin ollen CHSTP-ohjeessa annettu mitoituskormaa on yli kaksinkertainen NCCI 1 -ohjeen vastaavaan mitoituskormaan verrattuna. CHSTP-ohje on tarkoitettu suurnopeusradoille, mikä saattaa selittää eroa. Muissa suunnitteluohjeissa ei ole esitetty kannella tapahtuvaan suistumiseen liittyviä poikittaisia vaakakuormia.

Suojakiskojen käytöstä ja vaikutuksesta mitoitukseen ei ole annettu erikseen ohjeita Eurokoodissa. UIC-koodin mukaan suojakiskot toimivat tehokkaasti vain pienillä nopeuksilla liikennöitävien ratojen yhteydessä. Suomen ja Ruotsin kansalliset ohjeet määrittelevät kuitenkin lukuisia tilanteita, jolloin silloilla tulee käyttää suojakiskoja radan liikennöintinopeuksista riippumatta. Tilanteita on tarkasteltu lähemmin ohje-kohtaisissa kohdissa (ks. luku 3.2). RATO 8 -ohjeessa on määritelty etäisyys sillan päädyistä, johon suojakiskot tulee ulottaa. Pienin sallittu etäisyys on pääsääntöisesti noin 12 m (Liikennevirasto 2013b, Liite 3). NCCI 1 -ohjeessa on puolestaan annettu liikennöintinopeudesta riippuva etäisyys, johon suojakiskot tulee ulottaa. Pienin etäisyys NCCI 1 -ohjeessa on kuitenkin 30 m. RATO 8 ja NCCI 1 -ohjeissa käsitellään eri mitoitustilannetta (suistuminen kannella / törmääminen alusrakenteeseen), mutta suistumisilmiö ja suojakiskojen vaikutus ovat samat tarkastelutilanteesta riippumatta. Ohjeiden välistä epäjohdonmukaisuutta lisää se, että NCCI 1 -ohjeessa suistumiskuormaa voidaan pienentää vain 25 %, kun lyhyemmällä suojakiskojen ulotusetäisyyksillä RATO 8 -ohjeessa oletetaan suojakiskojen poistavan mitoitustarpeen jopa täysin.

RATO 8 -ohjeessa on mainittu, että suojakiskoilla voidaan vaikuttaa sillan päällysrakenteeseen kohdistuvaan junan suistumistilanteen mitoituskormaan. Ohjeessa ei ole kuitenkaan tarkemmin selvennetty, mitä se käytännön suunnittelussa tarkoittaa. Todennäköisesti tällä on viitattu suojakiskojen kykyyn ohjata suistuneen junan liikettä kannella niin, että juna ei pääse kannen reunalle. Kuten jo edellä esitettiin, mikään suunnitteluohje RATO 8 lisäksi ei määrittele suojakiskojen vaikutusta kannella tapahtuvaan suistumiseen liittyviin mitoitustilanteisiin tai -kuormiin.

3.3.2 Törmäminen alusrakenteeseen

Törmäystilanteen mitoitukseen liittyen suunnitteluohjeiden välillä on huomattaviakin eroja. Etenkin eri tekijöiden, kuten laiturirakenteen ja liikennöintinopeuden, vaikutus tilanteen mitoituskormiin vaihtelee. Eurooppalaisissa ohjeissa UIC-koodin vaikutus näkyy, ja suunnitteluohjeet ovat melko yhtenäisiä. Sen sijaan eroja on osoitettavissa etenkin eri maanosien suunnitteluohjeiden välillä. Taulukossa 3.4 on esitetty työssä tarkasteltujen suunnitteluohjeiden törmäystilanteeseen liittyvät vertailukelpoiset radansuuntaiset mitoituskormat. Esitetyt mitoituskormat on valittu Eurokoodin mukaan määritellyille A-luokan rakenteille, koska kyseisten rakenteiden mitoitukseen liittyvä suunnitteluohjeistus on huomattavasti laajempaa ja yksityiskohtaisempaa kuin B-luokan rakenteille suunnattu ohjeistus.

Törmäystilanteeseen liittyvä suurin käytetty mitoituskorma on 10 000 kN kaikissa suunnitteluohjeissa lukuun ottamatta Eurokoodia, jossa alle 3 m:n etäisyydellä sijaitseville rakenteille ei ole määritelty mitoituskormaa. Myös radan päädyissä suurin suunnitteluohjeissa annettu mitoituskorma on 10 000 kN. Kyseinen kuorma vaikuttaisi olevan maailmanlaajuisesti hyväksytty suurin huomioon otettava törmäyskuorma. CHSTP-ohje on ainoa suunnitteluohje, jonka mukaan poikittaista ja radansuuntaista vaakakuormaa tulee tarkastella yhtä aikaa vaikuttavina, jolloin voimaresultantti on hieman suurempi kuin 10 000 kN.

Osa suunnitteluohjeista määrittelee törmäystilanteen mitoituskormien soveltamiseen liittyviä rajoituksia. Esimerkiksi UIC-koodi rajoittaa ohjeessa annettujen törmäyskuormien käyttämistä siten, että ainoastaan 120 km/h ja pienemmillä nopeuksilla liikennöitävien ratojen yhteydessä kuormia voidaan käyttää alusrakenteiden mitoitamiseen. Australialaisessa suunnitteluohjeessa vastaava rajoitus liikennöintinopeuden suhteen on 160 km/h. Eurokoodissa annetut törmäyskuormat on tarkoitettu sovellettavaksi ainoastaan jatkuvia muureja ja muurin tyyppisiä rakenteita mitoittaessa. Lisäksi Eurokoodin mukaan yli 120 km/h nopeudella liikennöitävien ratojen yhteydessä törmäyskuormat tulisi määrittää olettamalla rakenteen kuuluvan seuraamusluokkaan CC3, mikä tarkoittaa käytännössä riskianalyysin tekemistä ja kehittyneiden menetelmien, kuten dynaamisen analyysin käyttöä mitoituksessa.

Taulukko 3.4 Radansuuntaiset alusrakenteeseen kohdistuvat mitoituskuormat törmäyksessä.

OHJE	Vaihde alue	Liikennöinti nopeus [km/h]	Radansuuntainen mitoituskuorma [kN]									
			Suojaamaton rakenne					Laiturirakenteella suojattu				
			d < 3m	d=3,1-3,5m	d = 3,5-5m	d=5-7m	d=7-10m	d < 3m	d=3,1-3,5m	d = 3,5-5m	d=5-7m	d=7-10m
UIC		v < 120	10 000	4 000	4 000	-	-	5 000	2 000	2 000	-	-
		v = 200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
EC		v < 120	-	4 000	4 000	0	0	-	-	-	-	-
		v = 200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
NCCI 1	ei	v < 120	8 000	4 000	4 000	2 000	0	4 000	2 000	2 000	1 000	0
		v = 200	10 000	6 000	6 000	4 000	1000	5 000	3 000	3 000	2 000	500
	kyllä	v < 120	8 000	8 000	8 000	4 000	2 000	4 000	4 000	4 000	2 000	1 000
		v = 200	10 000	10 000	10 000	6 000	4 000	5 000	5 000	5 000	3 000	2 000
TRVK Bro 2011		v < 120	-	4 000	4 000	2 000	2 000	-	2 000	500	500	500
		v = 200	-	8 000	8 000	4 000	4 000	-	4 000	1 000	1 000	1 000
QR		v < 160	10 000	3 000	3 000	3 000	3 000	10 000	3 000	3 000	3 000	750
		v = 200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CHSTP		v < 120	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		v = 200	10 000	10 000	10 000	4 000	0	0	0	0	0	0

Liikenneviraston kansallisessa soveltamisohjeessa on laajennettu törmäyskuormien soveltamisaluetta liikennöinti nopeuksien suhteen 200 km/h asti. Tukirakenteiden mittasuhteille ja tyypeille ei ole määritelty rajoituksia toisin kuin kaikissa muissa suunnitteluohjeissa. Nämä seikat eivät silti ole ristiriidassa Eurokoodin kanssa, sillä B-luokan rakenteille vaatimukset voidaan määritellä erikseen. Menettely kuitenkin poikkeaa Eurokoodissa A-luokan rakenteille esitetystä mitoitustenmenettelystä, koska törmäyskuormia voidaan käyttää mitoitukseen myös yli 120 km/h nopeudella liikennöitävien ratojen yhteydessä, ja alusrakenteiden poikkileikkaus voidaan valita vapaasti. Toisaalta kuormat voivat olla perusteltuja, jos ne on muodostettu riskinarvion avulla Eurokoodin ohjeiden mukaisesti. Liikenneviraston soveltamisohjeessa todetaan, että seuraamusluokan CC3 rakenteille tulee johtaa onnettomuuskuormat riskianalyysin perusteella, ja Eurokoodissa A-luokan rakenteiden yhteydessä yli 120 km/h liikennöitävien ratojen yhteydessä on oletettava seuraamusluokka CC3.

Liitteessä 3 on johdettu Liikenneviraston ohjeistusta vastaavat törmäyskuormat kahdella eri tavalla perustuen UIC-koodin mukaiseen riskianalyysiin. Lähtökohtana on käytetty UIC- ja Eurokoodin mukaista 4000 kN:n mitoituskuormaa 3–5 m:n etäisyydellä raiteen keskiviivasta. Vuosittaisten suistumisten ja törmäämisten aiheuttamien kokonaisriskien suhteeseen perustuen lasketut mitoituskuormat ovat huomattavasti suurempia kuin Liikenneviraston soveltamisohjeessa. Nopeuden noustessa 120 km/h:sta nopeuteen 200 km/h kokonaisriski ja törmäyskuormien arvot kymmenkertaistuvat. Käytännössä kyseisen suuruusluokan kuormat eivät ole käyttökelpoisia mitoituksessa. Sen sijaan, jos kuormat johdetaan suistumisen ja törmäämisen todennäköisyyksien suhteiden perusteella, saadaan Liikenneviraston soveltamisohjetta vastaavia mitoituskuormia. Vaihdealueilla suistumisen todennäköisyys on UIC-koodin ohjeiden mukaan laskettuna kymmenkertainen verrattuna alueeseen, jossa vaihteita ei ole tarkastelukohdan läheisyydessä. Liikenneviraston soveltamisohjeessa mitoituskuormat vaihdealueella ovat vain noin kaksinkertaisia vaihteettomaan alueeseen verrattuna.

Ennaltaehkäisevien ja suojaavien toimenpiteiden vaikutukset mitoituskuormiin vaihtelevat ohjeiden välillä. Esimerkiksi CHSTP-ohjeen mukaan asianmukaisella laiturirakenteella voidaan mitätöidä törmäyksen aiheuttamat mitoituskuormat muista muuttujista huolimatta, kun taas Queensland Railin ohjeen mukaan suojaavilla toimenpiteillä ja laiturirakenteilla ei voida vaikuttaa mitoituskuormiin lainkaan. UIC-koodi sekä Suomen ja Ruotsin kansalliset ohjeet ovat suojaavien toimenpiteiden suhteen samansuuntaisia, sillä niissä laiturirakenteella mitoituskuormia voidaan vähentää 50 %:lla. Ainoastaan Suomen kansallisen soveltamisohjeen mukaan suojakiskoilla voidaan vähentää mitoituskuormia. Vähennyksen suuruus on 25 %. Ruotsin kansallisessa ohjeessa samansuuruinen vähennys voidaan tehdä, kun alusrakenne on suojattu massiivisilla suojaavilla rakenteilla, jotka eivät kuitenkaan vastaa laiturirakenteelle asetettuja vaatimuksia.

Mitoituskuormat pienenevät, kun etäisyys raiteen keskilinjasta kasvaa. Tämä pätee kaikissa suunnitteluohjeissa. Sen sijaan turvallinen etäisyys, jolloin suistumiskuormaa ei tarvitse ottaa huomioon, vaihtelee ohjekohtaisesti. UIC- ja Eurokoodissa raja on vain 5 m. Suomen ja Ruotsin kansallisissa ohjeissa mitoituskuormat tulee ottaa huomioon 10 m:n etäisyydelle asti. Yhdysvalloissa rajana pidetään 7 m:ä, mutta Australiassa mitoituskuormat tulee ottaa huomioon alusrakenteiden mitoituksessa 20 m:n etäisyydelle asti. Huomionarvoinen yksityiskohta Australian ohjeistuksessa on, että vielä 20 m:n etäisyydellä radasta radansuuntainen mitoituskuorma suojaamattomille tukirakenteille on 3 000 kN. Australian ohje on tässä mielessä poikkeuksellinen, mutta tarkastelemalla esimerkiksi tämän työn liitteessä 1 käsiteltyä Jyväskylän junaonnettomuutta, voidaan mitoitusmenettelyä pitää perusteltuna.

Suunnitteluohjeissa on kiinnitetty paljon huomiota alusrakenteiden mittasuhteisiin ja tukirakenteet on määritelty suunniteltaviksi ensisijaisesti jatkuviksi seiniksi tai seinämäisistä osista koostuviksi tuiksi etenkin, kun tukirakenteen etäisyys raiteen keskiviivasta on alle 5 m. Tämä pätee erityisesti UIC-koodille, Ruotsin kansalliselle soveltamisohjeelle ja Australian ohjeistukselle. Poikkeuksen muodostavat järjestelyraide- ja varikkoalueet, joissa liikkuvan kaluston nopeudet ovat hyvin alhaisia, mutta työn suorittamisen kannalta hyvä näkyvyys on tärkeää. Pääsääntöisesti yksittäisen tukirakenteen peittäminen tulee ottaa huomioon törmäystilanteen mitoituksessa, jos tuki ei ole seinämäinen. Erityisesti pilaririvistöjen uloimpien pilareiden peittäminen tulee ottaa huomioon. UIC-koodissa ja australialaisessa ohjeessa on lisäksi vaadittu rakenteilta vaurionsietokykyä niin, että kaikki törmäyskuormille mitoitettut rakenteet tulee mitoitaa vajaalla poikkileikkauksella pysyville ja muuttuville kuormille tukirakenteen tyyppistä huolimatta. Tarkastelu toimii todennäköisesti lähinnä massiivilla pilareilla, mutta ohjeen soveltaminen ohuiden pilarien ja massiivisten seinämäisten tukien mitoituksessa vaikuttaa kyseenalaiselta. Liikenneviraston soveltamisohjeessa ei ole määritelty vaatimuksia tukirakenteiden mittasuhteiden osalta. CC3-seuraamusluokassa ehkäiseviä ja suojaavia toimenpiteitä tarkastellaan hankekohtaisesti, jolloin myös tukien mittasuhteet tulevat todennäköisesti käsittelemään onnettomuuden kokonaisriskiin vaikuttavana tekijänä.

RATO 8 -ohjeen mukaan alusrakennetta ei saa rakentaa 3,1 m:ä lähemmäksi raiteen keskiviivaa. Ruotsin kansallisen ohjeen mukaan vastaava etäisyys on 3,0 m. Poikkeuslupia on kuitenkin mahdollista saada vaikeissa tilanteissa, joten vaarallisempien mitoitustilanteiden olemassaolo on perusteltua. Toisaalta tukirakenteita suunnitellaan harvoin alle 3 m:n etäisyydelle raiteesta, joten myös hankekohtaisesti noudatettavien suunnitteluperiaatteiden laatiminen on sopiva käytäntö vaikeissa tilanteissa.

4 Kannella tapahtuva suistuminen

4.1 Suistumistilanteen hallinta

4.1.1 Kuormat ja rasitukset

Sillan kannella tapahtuva junan suistuminen aiheuttaa erilaisia kertaluontoisia rasituksia sillan rakenneosille siltatyypistä ja sillan ominaisuuksista riippuen. Esimerkiksi ristikkosillan kantaviin rakenteisiin saattaa kohdistua rakenteen kantokyvylle vaarallisia törmäyskuormia, kun taas teräsbetonisen palkkisillan reunapalkkiin saattaa kohdistua merkittäviä vaakakuormia. Luonnollisesti myös kaluston ja radan ominaisuudet vaikuttavat rasitusten muodostumiseen. Esimerkiksi suurempi sallittu nopeus tai akselipaino lisää siltaan kohdistuvia rasituksia, kun taas suojakiskot saattavat pienentää onnettomuustilanteen aiheuttamia rasituksia. Euroopassa käytetyt mitoitustilanteet sisältävät suistumistapaukset, joissa juna pysyy osittain kiskojen välissä tai on tasapainossa sillan reunalla (kohta 3.2.1). Yhdysvalloissa on otettu huomioon lisäksi ristikkosilloilla yksittäisen sauvan menetys ja teräsbetonisen kansilaatan kestävyys junapyörän aiheuttamalle paikalliselle kuormalle (kohta 3.2.6).

Tilanne, jossa juna suistuu kannella, mutta pysyy osittain kiskojen välissä, aiheuttaa käyttötilanteeseen nähden epäsymmetrisen pystykuorman. Tämä lisää laakereiden puristavaa kuormaa tai vaihtoehtoisesti aiheuttaa laakereille vetoa. Kannen pintaan kohdistuu junapyörän aiheuttama suuri paine tai pistekuorma. Kuorman epäsymmetriset vaikutukset korostuvat, jos suistuminen etenee sillan reunalle asti. Kuvassa 4.1 on esitetty onnettomuustapaus, jossa suistunut juna on tasapainossa sillan reunalla. Juna voi suistua myös siten, että vaunut kasaantuvat kannen päälle, jolloin pystykuorma muodostuu suureksi etenkin raskaiden tavarajunien tapauksessa. Liitteessä 1 on esitetty onnettomuus, jossa silta sortui vastaavan tilanteen seurauksena. Tilannetta ei ole otettu huomioon työssä tarkastelluissa suunnitteluohjeissa.



Kuva 4.1 Suistunut juna tasapainossa sillan reunalla (Anon. 2013, s. 6).

Kannella tapahtuvan suistumisen vaikutukset siltarakenteille ovat erityisen ongelmallisia siltojen suunnittelun näkökulmasta. Suunnitteluohjeissa ei ole kyetty antamaan täysin yksiselitteistä ja riittävän yksityiskohtaista ohjeistusta suunnittelun toteuttamiseksi, minkä vuoksi onnettomuustilanteen huomioon ottaminen on haastavaa. Junan suistuminen sillan kannella on tilastollisesti hyvin epätodennäköinen tapahtuma. Siitä huolimatta suistumisia tapahtuu, minkä osoittavat esimerkiksi liitteessä 1 esitetyt Jokelan ja Northbrookin onnettomuustapaukset. Yksinkertaisin lähestymistapa onnettomuustilanteen hallitsemiseen on pyrkiä estämään kannella tapahtuvan suistumisen siltarakenteille aiheuttamat vaikutukset. Käytännössä estäminen tarkoittaa suistuneen junan pitämistä mahdollisimman lähellä raiteen keskilinjaa joko rakenteellisten osien tai suojakiskojen avulla.

4.1.2 Rakenteelliset osat

Suunnitteluohjeissa esitetään, että junan suistumista sillan kannella voidaan hallita tarkoitukseen suunnitelluilla rakenneosilla (kohta 3.2.5). Näiden rakenneosien suunnittelemiseksi on annettu kuitenkin rajallisesti yksiselitteistä ohjeistusta. Esimerkiksi UIC- ja Eurokoodissa mainitaan mitoitustilanteen 1 yhteydessä, että suistuminen voidaan pysäyttää seinällä (*wall*), mutta seinä-termiä ei ole määritelty. Lisäksi seinän korkeudelle ja mitoituskuormille ei ole annettu arvoja. Mitoitustilanteen 2 yhteydessä ei ole mainittu erikseen rakenteellista osaa, jolla suistumisen voisi pysäyttää. Kohdassa esitetty kuva (kuva 3.4) vastaa kuitenkin mitoitustilanteen 1 kuvaa (kuva 3.2). Tämä antaa vaikutelman siitä, että rakenteen reunaksi tulkitaan kohta, jossa seinä nousee kannen pinnasta. Mitoitustilanteeseen 2 liittyvä sanallinen ohjeistus ei sisällä suistumisen rajoittavaa seinää. Sen sijaan kuorma ohjeistetaan sijoittamaan päällysrakenteen (*superstructure*) reunalle. (UIC Code 776-1 2006; SFS-EN 1991-2 2004)

Kuten kohdassa 3.2.5 on esitetty, Liikenneviraston RATO 8 -ohjeen mukaan junan voidaan olettaa pysyvän kannella suistumistilanteessa (ei vaadita suojakiskojen käyttöä), kun "sillan reunapalkkien yläpinta on rataiskon yläpinnan tasossa tai ylempänä" tai "tukikerroksen paksuus kiskojen kohdalla on vähintään 450 mm sekä keskilinjan etäisyys lähimmän reunapalkin sisäreunaan on vähintään 2400 mm" (ks. taulukko 3.3). Edellä mainituista ehdoista jälkimmäisen suhteen ohje on kuitenkin sisällöltään ristiriitainen, sillä ohjeessa edellytetään erikseen, että "raiteiden ulkopuolella olevan suistunutta junaa ohjaavan rakenteen yläreunan korkeuden on oltava vähintään kiskon selän korkeudella" (Liikennevirasto 2013b, s. 13). Lisäksi samassa ohjeessa on kehoitettu käyttämään siltatyyppejä, joissa reunapalkin yläreuna on 200 mm korkeusviivan alapuolella, koska ne ovat kunnossapidon kannalta suositeltavia sillan reunarakenteita (Liikennevirasto 2013b, s. 18). Kyseisillä siltatyypeillä tulisi kuitenkin suistumisen rajoittamiseksi käyttää suojakiskoja, mikä osaltaan myös hankaloittaa huoltotoimenpiteiden suorittamista. Ruotsin kansallisen ohjeen mukaan reunapalkkien yläreunan tulee ulottua vähintään 100 mm:n korkeudelle kiskon yläpinnasta, jos reunapalkki sijaitsee alle 2,5 m:n päässä raiteen keskiviivasta tai tukikerroksen syvyys on alle 300 mm. Reunapalkin suunnittelussa otetaan huomioon mahdollinen 150 mm:n suuruinen raiteen korotus tulevaisuudessa, joten käytännössä yläreunan tulee ulottua vähintään 250 mm:n korkeudelle kiskon yläpinnasta. Muissa tapauksissa reunapalkin korkeudelle ei ole määritelty arvoja. (kohta 3.2.6)

Liikenneviraston NCCI 1 -ohjeessa mainitaan ainoastaan, että suistumista rajoittavan rakenneosan tulee olla riittävän korkea (kohta 3.2.4). Yhdysvaltalaisessa CHSTP-ohjeessa on määritelty reunapalkin yläpinnalle vähimmäiskorkeus, joka on 200 mm kiskojen tason yläpuolella. Muiden ohjeistusten menettelystä poiketen vähimmäis-

korkeus pätee kaikille kansityypeille ja kannen poikkileikkauksille. Lisäksi reunapalkkirakenteena voidaan käyttää vain tietyntyyppisiä seinämäisiä jännitettyjä rakennosia. (kohta 3.2.6)

Reunapalkin riittävän korkeuden lisäksi reunapalkin mitoitukseen käytettävä poikittainen vaakakuorma on suunnitteluohjeissa vaihtelevasti ja toisaalta epätasaisesti esitetty. Liikenneviraston NCCI 1 -ohjeen mukaan vaakakuorman arvona voidaan käyttää suhteellista 20 % osuutta pystykuorman arvosta (kohta 3.2.4). Yhdysvaltalaisen CHSTP-ohjeen mukaan vaakakuorman arvona voidaan käyttää absoluuttista arvoa 220 kN (kohta 3.2.6). Muissa ohjeissa vaakakuormalle ei ole määritelty arvoa. Vaakakuorman suuruuden arvioimiseksi suoritettiin yksinkertainen laskenta, joka on esitetty liitteessä 4.

Tarkastellaan tilannetta, jossa Suomessa käytössä oleva Sr2-tyypin veturi suistuu kannella ja aiheuttaa poikittaisen vaakakuorman reunapalkkiin. Rajataan tarkastelua vielä siten, että tarkastellaan akselikohtaista momenttitasapainoa, kun veturi lähtee kiertymään kontaktipisteen ympäri. Sillä hetkellä, kun akseliston toinen pyörä irtoaa kannen pinnasta, reunapalkkiin vaikuttaa 122 kN vaakakuorma. Kuorma vaikuttaisi vastaavan NCCI 1 -ohjeen antamaa kuormaa, joka on laskennan perusteella noin 100 kN. Pysty- ja vaakakuorman suhde on kuitenkin laskennan perusteella 40 %, joka on kaksinkertainen NCCI 1 -ohjeessa annettuun vastaavaan arvoon verrattuna. Jos sovelletaan laskennan mukaista kuormien suhdetta NCCI 1 -ohjeen mukaiseen pystykuormaan, saadaan täysin CHSTP-ohjeen antamaa vaakakuorman arvoa vastaava tulos eli 220 kN. Tämän perusteella vaikuttaisi siltä, että NCCI 1 -ohjeessa annettu tapa määrittää vaakakuorma saattaa olla epävarman puolella. Tätä voidaan perustella lisäksi siten, että reunapalkin korottaminen lisää vaakakuormaa entisestään.

Reunapalkkirakenteen korkeudelle ei löydetty lähdeaineistosta ja suunnitteluohjeista yksiselitteistä ratkaisua. Suomessa ohjeistusta tulisi kuitenkin selkeyttää. Suomessa ja Ruotsissa käytännöt ovat lähellä toisiaan yhdysvaltalaisen ohjeistuksen ollessa hieman konservatiivisempi. Kansainvälisissä suunnitteluohjeissa ei käsitellä asiaa. Eräs näkemys voidaan löytää tarkastelemalla törmäysmitoitukseen liittyvää ohjeistusta. Suunnitteluohjeissa oletetaan yleisesti, että laiturirakenteilla on vaikutusta suistumistilanteen törmäyskuormiin vain silloin, kun laiturirakenteen yläpinta on 0,55 m tai 0,76 m kiskojen tason yläpuolella (ks. luku 3.2). Tilanteiden lähtökohdat ovat erilaiset, mutta samaa logiikkaa soveltaen vähimmäisvaatimus reunapalkin korkeudelle olisi noin 0,55 m, joka on yli kaksinkertainen suunnitteluohjeissa esiintyvään suurimpaan suositeltuun reunapalkin korkeuteen verrattuna.

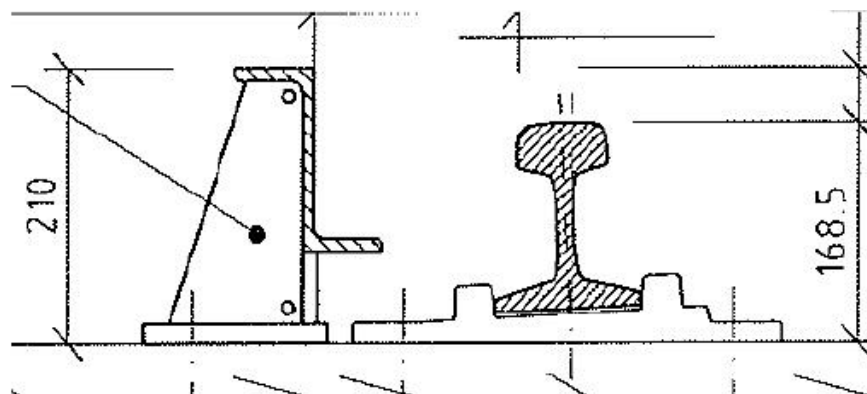
4.1.3 Suojakiskot

Liikenneviraston mukaan (2013b, s. 7) ”suojakiskoilla pyritään estämään raiteilta suistunutta veturia tai vaunua kulkeutumasta pois sillalta sekä suojaamaan siltaa raiteilta suistumisen aiheuttamilta vahingoilta ja vaaroilta”. Tavanomaisesti suojakiskojen käyttö liittyy juuri kannen päällä tapahtuvan suistumisen rajoittamiseen, kuten kuvassa 4.2. Suojakiskojen käytön on katsottu vaikuttavan myös radan vieressä sijaitsevien sillan alusrakenteiden suunnitteluun (Liikennevirasto 2011, s. 49; Fettke 2013a, s. 7). Fettke (2013a) tarkastelee raportissaan suojakiskojen käyttöä vertailemalla usean maan kansallisia käytäntöjä. Raportissa on käytetty lähdeaineistona Itävallan, Tanskan, Suomen, Ranskan, Saksan, Unkarin, Alankomaiden, Ruotsin ja Sveitsin suojakiskoihin liittyviä toimintatapoja. Tilastojen ja onnettomuusanalyysien perusteella suojakiskojen käyttö on todettu tehokkaaksi suojatoimenpiteeksi ehkäistäessä suis-

tumisen aiheuttamia vahinkoja (Fettke 2013a, s. 8). Silloilla käytetään erityyppisiä suojakiskoja, kuten kiskojen sisäpuolelle (kuva 4.2) ja ulkopuolelle asennettavia suojakiskoja (kuva 4.3).



Kuva 4.2 Raiteen sisäpuolelle asennetut suojakiskot kannella, Saksa (Fettke 2013b, s. 17).



Kuva 4.3 Raiteen ulkopuolelle asennettavan suojakiskon tyyppiäpiirustus, ProRail (Fettke 2013a, s. 17).

Suojakiskojen käyttö määritellään usein hankekohtaisesti. Suunnitteluohjeissa on kuitenkin annettu ohjeita suojakiskojen käytöstä. Fettken (2013a, s. 14) mukaan suojakiskojen käyttöön vaikuttavia tekijöitä ovat sillan tyyppi ja pituus, raiteen tyyppi ja liikennöintinopeus sekä kantavien rakenteiden etäisyys raiteesta. Suojakiskoja on käytössä kaikilla siltatyypeillä, mutta useat maat edellyttävät suojakiskojen käyttöä erityisesti vanhoilla terässilloilla ja korkeilla silloilla, missä junan suistuminen ja tip-puminen kannelta aiheuttaisi merkittäviä vahinkoja. Lähes kaikissa Fettken (2013a) tarkastelemisissa maissa on määritelty sillan pituus, jota pidemmällä silloilla on käytettävä suojakiskoja riippuen kannen poikkileikkauksesta. Pituus vaihtelee välillä 15–75 m Suomen raja-arvon ollessa 30 m. Joissakin maissa on määritelty kannen tason yläpuolella sijaitseville kantaville rakenteille vähimmäisetäisyys raiteen keskiviivasta. Vähimmäisetäisyys vaihtelee välillä 2,20–3,20 m. Suojakiskoja on käytettävä, jos vähimmäisetäisyyden vaatimus ei täyty. Suomessa ainoastaan reunapalkin etäisyys raiteen keskilinjasta vaikuttaa suojakiskojen käyttöön. Suunnitteluohjeissa radan liikennöintinopeus sillan kohdalla ei yleensä vaikuta suojakiskojen käyttöön. (Fettke 2013a, s. 11–14; Liikenneviraston 2013b, s. 7)

Suojakiskojen käytön suurimmat rajoitukset liittyvät radan liikennöintinopeuteen. Yli 160 km/h liikennöintinopeuksilla suojakiskojen käytöllä ei ole osoitettu olevan tehokasta vaikutusta suistumisen ehkäisyssä. Sen sijaan suojakiskot ovat vaaratekijä suurilla nopeuksilla liikennöitävillä radoilla, sillä suuren törmäysvoiman seurauksena suojakisko voi irrota alustastaan ja lävistää junavaunun. Euroopan ulkopuolella on luovuttu suojakiskojen käytöstä ratojen suurnopeusosuuksilla. (Fettke 2013a, s. 21) Suomessa suojakiskoihin liittyvät suunnitteluohjeet eivät määrittele vastaavia rajoituksia, vaan suojakiskojen käyttö perustuu ainoastaan radan geometriaan ja sillan ominaisuuksiin, kuten siltatyyppiin ja sillan pituuteen (Liikennevirasto 2013b, s. 13–14). Lisäksi Suomessa käytössä oleva suunnitteluohjeistuksen voidaan tulkita edellä mainitun perusteella jopa osittain ohjaavan vaaralliseen suunnitteluun, sillä esimerkiksi 200 km/h nopeudella liikennöitävien ratojen viereisten alusrakenteiden törmäämiseen liittyviä mitoituskuormia voidaan pienentää käyttämällä suojakiskoja. On kuitenkin syytä todeta, että tällöin suojakiskojen käyttö vaatii aina Liikenneviraston hankekohtaisen hyväksynnän. (Liikennevirasto 2011, s. 49) Suurilla nopeuksilla liikennöitävien ratojen yhteydessä suojakiskot on nykyään korvattu muilla suojakeinoilla, kuten junakalustoon asennettavilla ohjureilla ja raiteiden stabiiliutta lisäävillä rakenneosilla. Näiden suojakeinojen tehokkuudesta on näyttöä suurnopeusradoilla. (Abtahi 2013, s. 16–19)

Junan suistuminen vaihdealueella on todennäköisempää kuin vaihteettomalla alueella, minkä vuoksi suojakiskoja käytetään vaihdealueilla, vaikka se on teknisesti haastavaa. Erityisesti silloin kun sillan alusrakenteet sijaitsevat vaihdealueen läheisyydessä, käytetään suojakiskoja. Myös kaarevilla rataosuuksilla suistumisen todennäköisyys on lisääntynyt. (Fettke 2013a) Suojakiskojen käyttöä tulee harkita, kun sillan kannella tai sillan läheisyydessä sijaitsee vaihdealue tai rata on kaareva. Suomessa suojakiskoja on käytettävä, kun sillalla tai 75 m sen jommallakummalla puolella esiintyy raiteen kaarresäde, joka on pienempi kuin 300 m. (Liikennevirasto 2013b, s. 14)

Suojakiskojen ulottaminen sillan päätyjen yli riippuu sillan ja radan ominaisuuksista vaihdellen välillä 5–50 m (Fettke 2013a, s. 12). Suomessa vaatimus on tavanomaisesti vähintään 12 m (Liikennevirasto 2013b, Liite 3). Alusrakenteiden suunnittelussa suojakiskojen pituuden l tulee olla Liikenneviraston (2011, s. 49) mukaan

$$l \geq \frac{V^2}{80}, \quad (4.1)$$

jossa V on junan nopeus [km/h]. Suojakiskojen vähimmäispituus on kuitenkin 30 m. Ehto 4.1 perustuu oletukseen, että junan hidastuvuus suistumisen jälkeen on 3 m/s^2 , jolloin etäisyydellä l junan liike on pysähtynyt. Suojakiskojen asennuksella voidaan törmäystilanteen mitoituskuormaa pienentää 25 %. Toisaalta mitoituskuormaa voidaan pienentää 50 %, kun liikennöintinopeus radalla on alle 50 km/h. Jos tyydytään siihen, että alle 50 km/h nopeudella törmäyskuormaa voidaan vähentää 50 %, niin myös kaavan 4.1 antamaa suojakiskojen asennuspituutta voidaan vähentää. Näin säävutetaan taloudellisesti järkevämpi asennuspituus. Liitteessä 5 on esitetty eräs tapa taloudellisesti järkevämmän asennuspituuden määrittämiseksi.

4.2 Mitoituksen ongelmakohdat

4.2.1 Kannen tasapaino

Kannen tasapainotarkastelu on merkityksellinen erityisesti suunnitteluohjeissa esiintyvässä mitoitusilanteessa 2, jossa suistumiskuorma vaikuttaa kannen reunalla (ks. luku 3.2). Ongelmasta voidaan tehdä yksinkertaisia tasapainotarkasteluja jäykän kapaleen tasapainoyhtälöitä soveltamalla. Tässä käsitellään lyhyesti Liitteessä 6 esitettyjen kannen tasapainotarkasteluihin liittyvien laskelmien tulokset.

Tasapainotarkastelut suoritettiin tyypillisille Suomessa käytössä oleville ratasillan kansirakenteille, jotka ovat relevantteja tasapainotarkastelun suhteen. Tällä tarkoitetaan kansirakenteita, jotka eivät kiinnity jäykästi alusrakenteisiin. Tarkasteluun on valittu laatta- ja kaukalopalkkisilta. Laattasillalla suistunut juna pääsee etenemään sillan reunalle asti, koska kannella ei ole rakenteellisia osia rajoittamassa suistuneen junan etenemistä. Kaukalopalkkisillan kannella on käytännössä reunapalkki, jonka tulisi estää suistuneen junan pääsy sillan reunalle. Tällaisen reunapalkin kyky pysäyttää suistunut juna voidaan kuitenkin kyseenalaistaa, minkä vuoksi myös kaukalopalkkirakenne on otettu tarkasteluun. Suistumistilanteessa vaikuttavina kuormina käytettiin NCCI 1 -ohjeessa määriteltyä suistumiskuormaa ja rakenteen pysyviä kuormia.

Kun laakereiden välinen etäisyys laattasillalla on 6 m, kannen leveyden kasvattaminen ei vaikuta kannen tasapainoon suistumistapauksessa. Kun määritetään sillan kannelle leveys, joka vastaa suurinta tavanomaisesti käytössä olevaa leveyttä 7,2 m, voidaan tarkastella laakerien välisen etäisyyden vaikutusta kannen tasapainoon. Kannen tasapaino on vaarassa silloin kun laakerien välinen etäisyys on pienempi kuin 4 m. Tätä pienemmällä etäisyyksillä toiselle laakerille syntyy vetokuormitusta suistumistilanteessa. Laattasilloilla onnettomuuskuorma ei todennäköisesti vaaranna kannen tasapainoa eli aiheuta kannen kippaamista, jos laakerien välinen etäisyys on suurempi kuin 4 m.

Tavanomaisilla kaukalopalkkisilloilla kannen omapainon tasapainottava vaikutus on pienempi kuin tyypillisillä laattasilloilla. Kannen leveyden kasvattaminen heikentää tasapainoa, kun laakereiden välinen etäisyys kaukalopalkkisillalla on 6 m. Ei kuitenkaan merkittävästi. Määritetään sillan kannen leveydeksi 7,2 m, ja tutkitaan laakerien välisen etäisyyden vaikutusta. Laakerien välisen etäisyyden ollessa 4 m tai pienempi kannen tasapaino on vaarassa ja laakereille syntyy vetokuormia. Kaukalopalkkisillat ovat tasapainotarkastelun perusteella herkempiä suistumiskuorman vaikutuksille, ja kaukalopalkkisillan kansi saattaa menettää tasapainonsa, jos laakereiden välinen etäisyys poikkeaa tavanomaisesta. Lähtökohtaisesti kaukalopalkkisilloilla ei kuitenkaan oleteta suistuneen junan etenevän kannen reunalle asti.

Suoritettu tarkastelu on hyvin karkea ja yksinkertainen, mutta sen perusteella voidaan havaita mitoitusilanteen problematiikka kannen tasapainon kannalta silloin kun tukilinjan laakerien etäisyys on tavanomaista pienempi. Tavanomaisissa tilanteissa suistumiskuorman huomioon ottaminen ei aiheuta ongelmia kannen tasapainolle. Sen sijaan sillat, joilla on suhteellisen ohut ja leveä kansi tai erityisen kapea tuenta, vaativat jäykän kiinnityksen tai laakerin, joka kykenee vastaanottamaan vetokuormaa.

4.2.2 Reunaulokkeen kestävyys

Reunaulokkeiden mitoitus liittyy läheisesti kohdissa 4.1.2 ja 4.1.3 käsiteltyihin asioihin, sillä rakenteellisilla osilla tai suojakiskoilla voidaan estää junan suistumista reunaulokkeelle. Liikenneviraston RATO 8 -ohjeen mukaan "suojakisko estää junan suistumisen sillan osalle jota ei ole suunniteltu suistumiskuormalle" (taulukko 3.3). Samalla ohjeessa kehoitetaan kaikissa tapauksissa ottamaan huomioon suistuneen junan aiheuttamat kuormitukset NCCI 1 -ohjeen mukaisesti (kohta 3.2.5). NCCI 1 -ohjeessa ja kansainvälisissä suunnitteluohjeissa ei ole kuitenkaan määritelty suojakiskojen merkitystä mitoituksen kannalta, vaan onnettomuustilanteessa junan oletetaan olevan tasapainossa päällysrakenteen reunalla. Poikkeuksen muodostavat ainoastaan erilliset huoltokäytävät, joita ei tarvitse mitoittaa suistumiskuormalle.

Reunaulokkeen mitoitus riippuu suunnitteluohjeiden tulkinnasta. UIC on kuitenkin ottanut kantaa ohjeen tulkintaan ja linjannut mitoitus-tilanteen 2 tulkintaa siten, että myös kuvan 4.1 mukaiset reunaulokkeet tulee mitoittaa suistumiskuormalle, joka vaikuttaa ulokkeen reunalla (Noponen 2014). Iso-Britanniassa Bucknall et al. (s.a., s. 9) tulkitsevat tilannetta siten, että suistuneen junan ylöstunkkaamisen tulee olla mahdollista sillan kannella. Tämä tarkoittaa, että mitoituskuorma asetetaan määrävimpään kohtaan reunaulokkeet mukaan lukien. Kuormana käytetään pistemäistä onnettomuuskuormaa $\alpha \cdot 1.4 \cdot 250kN$.

Edellä esitetyn perusteella reunaulokkeet tulee mitoittaa suistumiskuormalle suojakiskoista huolimatta, jos mitoitus-tilannetta ei ole kansallisesti tai hankekohtaisesti täsmennetty. Tarkastellaan yksinkertaisin laskelmin, mitä suistumiskuormalle mitoittaminen käytännössä tarkoittaa. Laskelmat on esitetty liitteessä 7. Kun verrataan reunaulokkeen mitoittamista NCCI 1 -ohjeen mukaisella tasaisesti jakautuneella kuormalle ja suistumiskuormalle, voidaan havaita suistumiskuorman merkitys mitoituksen ja rakennuskustannusten kannalta. Suistumiskuorma aiheuttaa ulokkeen juureen momentin, joka on täysin eri suuruusluokkaa kuin tavanomaisen murtorajatilatarkastelussa käytetyn liikennekuorman aiheuttama momentti. Ero momenttikuormassa vaikuttaa teräsmääriin ja rakennuskustannuksiin. Tällaisen tilanteen välttämiseksi suunnitteluohjeissa tulisi selkeästi esittää ehdot, joilla suistumistilannetta voitaisiin hallita siten, että suistumiskuorman vaikutusta ei tarvitsisi ottaa huomioon rakenteellisesti merkityksettömän reunaulokkeen mitoituksessa.

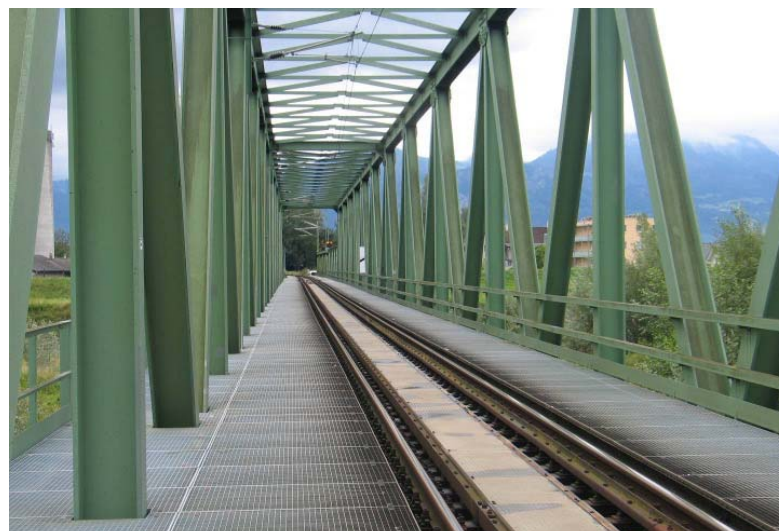
4.2.3 Kantavat rakenteet kannen tason yläpuolella

Kannen tason yläpuolella sijaitsevien kantavien rakenteiden mitoitukseen suistumistilanteessa ei ole kansainvälisissä suunnitteluohjeissa annettu täsmällisiä ohjeita. Esimerkiksi Eurokoodissa on annettu vain periaatteellinen ohje, jonka mukaan suistumisen aiheuttamia vahinkoja tulee tilanteessa vähentää. Eurokoodissa on annettu mahdollisuus ohjeen täsmennykseen kansallisissa ohjeissa tai projektikohtaisesti. Käytännössä tämä tarkoittaa suojakiskojen käyttämistä sillan kannella tai vastaavien suistunutta junaa ohjaavien rakenteiden suunnittelua kannelle. Liikenneviraston (2011, s. 31) mukaan pysäyttävänä rakenteena voidaan pitää rakennetta, joka on mitoitettu määritellylle vaakakuormalle. Määritelty vaakakuorma on 20 % onnettomuustilanteen pystykuormasta.

Käytännössä rautatiesilloilla kannen tason yläpuolelle sijoittuu kantavia rakenteita vain erityyppisissä terässilloissa, joista tavanomaisimpia on esitetty kuvissa 4.4 ja 4.5. Etenkin ristikkosilloilla ja vetotankoja tai köysiä hyödyntävillä siltatyypeillä kannen yläpuolella sijaitsevat kantavat rakenteet ovat herkkiä törmäyskuormille. Ristikosiltojen kantava rakenne koostuu erillisistä sauvoista, joihin suistuvan junan aiheuttama törmäyskuorma voi vaikuttaa radansuuntaisesti. Radansuuntainen törmäyskuorma on huomattavasti suurempi kuin radansuuntaa vasten kohtisuora törmäyskuorma. Esimerkiksi teräsbetoniset reunapalkit ovat jatkuvia rakenteita, jotka ottavat vastaan vain murto-osan radansuuntaisesta törmäyskuormasta. Tästä syystä määräänäänä kuormana toimii radansuuntaa vasten kohtisuora vaakakuorma.

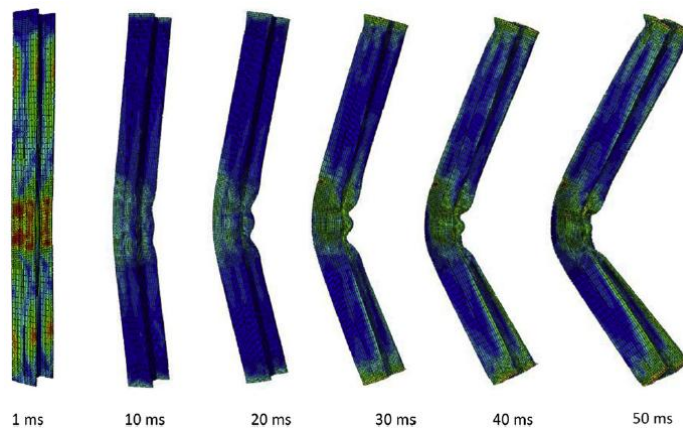


*Kuva 4.4 Kannen tason yläpuolella vaikuttavalle vaakasuuntaiselle suistumis-
kuormalle altis terässiltatyyppe Saksassa (Fettke 2013b, s. 2).*



*Kuva 4.5 Kannen tason yläpuolella vaikuttavalle vaakasuuntaiselle suistumis-
kuormalle altis terässiltatyyppe Itävallassa (Fettke 2013a, s. 13).*

Makarem ja Abed (2013) ovat mallintaneet teräspilarin käyttäytymistä törmäyksessä. He ovat käyttäneet mallissaan suurimmillaan 6 tonnia painavaa jäykkää kappaletta, joka törmää teräspilariin 80 km/h nopeudella. Teräksen profiilina on käytetty I-profiilia, jonka sivumitat ovat noin 300 mm ja laippojen paksuudet 19 mm. (Makarem & Abed 2013, s. 54–55) Mallissa käytetty törmäyksen voimakkuus ei vastaa junan törmäystä, mutta tarkastelusta saadaan viitteitä myös ristikkosiltojen sauvojen käyttäytymisestä junan törmäyksessä. Kuten kuvassa 4.6 havaitaan, teräspilarin muodonmuutokset ovat törmäyksessä hyvin suuria. Terässauvojen profiilit eivät välttämättä poikkea suuresti mallissa käytetystä profiilista, joten voidaan pitää ehdottoman tärkeänä törmäyksen estämistä rakenteellisin keinoin, kun kyseessä on ristikkosilta.



Kuva 4.6 Teräspilarin muodonmuutoshistoria törmäyksessä, kun aksiaalinen pysyvä kuormitus on 70 % suunnittelukuormasta (Makarem & Abed 2013, s. 55).

Jos otetaan huomioon törmäyksen radansuuntainen voimakomponentti, vaadittavaa kapasiteettia ei saavuteta edes massiivisimmilla teräsprofiileilla. Radansuuntaisen törmäyskuorman eliminoiminen on siis vähimmäisedellytys ristikkosiltojen suunnittelussa. Profiilien koko pysyy käytännöllisenä vain, jos mitoittamiseen käytetään junan pysäyttämiseen tarkoitettua poikittaista kuormaa, joka on 20 % onnettomuustilanteen pystykuormasta. Tämän kuorman käyttäminen kannen yläpuolisten kantavien rakenteiden mitoittamiseen olisi kuitenkin hyvin kyseenalaista.

Kannen tason yläpuolella sijaitsevien kantavien rakenteiden suunnitteluohjeistus kaipaa täydennystä. Erityisesti rakenteen vaurionsietokyvyn varmistamiseen tulisi kiinnittää huomiota. Vaikka suunnitteluohjeissa käytetään eri suuruusluokkaa olevia mitoituskuormia kannella tapahtuvan törmäyksen ja radan viereisten alusrakenteiden mitoittamisessa, niin todelliset törmäystilanteessa vaikuttavat kuormat ovat samoja. Jos kannen yläpuolisia rakenteita mitoitetaan törmäykselle, niin tulisi käyttää vähintään samoja arvoja kuin alusrakenteiden poikittaiselle törmäyskuormalle. Tämä ei ole käytännössä mahdollista. Joissakin suunnitteluohjeissa rakenteen vaurionsietokykyä on pyritty varmistamaan siten, että otetaan huomioon yhden sauvan menetys ristikkosilloilla (ks. luku 3.2). Kun tarkastellaan kuvassa 4.6 esitettyä teräspilarin muodonmuutoshistoriaa törmäyksessä ja otetaan huomioon se, että törmäyskuormat ylittävät reilusti tavanomaisten sauvojen kapasiteetin, voidaan oletusta yhden sauvan menettämisestä pitää kyseenalaisena. Silloin kun junan suistuminen sillan kannella katsotaan merkittäväksi riskitekijäksi, ainoa käyttökelpoinen toimenpide suistumistilanteen huomioon ottamiseksi on riittävän kapasiteetin omaavan jatkuvan törmäys-suojan asentaminen sillan kannelle. Riskianalyysin perusteella toimenpide voi osoittautua taloudellisesti kannattamattomaksi.

5 Törmäminen alusrakenteeseen

5.1 Teoria ja aiemmat tutkimukset

5.1.1 Teräsbetoni törmäyksessä

Suuri osa Suomen siltojen alusrakenteista on teräsbetonirakenteita. Teräsbetonirakenteiden käyttäytymistä törmäyskuorman vaikutuksen alaisena on tutkittu laajasti. Buth et al. (2010), Thilakarathna et al. (2010), Ferrer et al. (2011) ja Sharma et al. (2012) ovat tarkastelleet yksinkertaistettujen impulssikuormien ja yksityiskohtaisesti mallinnettujen ajoneuvojen törmäysten aiheuttamaa vastetta teräsbetonipilareissa. Lisäksi Sha ja Hao (2013) ovat tutkineet teräsbetonipilarien ja Cotsovos et al. (2008) teräsbetonipalkkien käyttäytymistä törmäyskuormituksen alaisena laboratoriotekojärjestelyillä. Buth et al. (2010) käsittelevät raportissaan useita Yhdysvalloissa tapahtuneita törmäysonnettomuuksia, joissa raskas ajoneuvo on törmännyt sillan välitukena toimivaan teräsbetonipilariin.

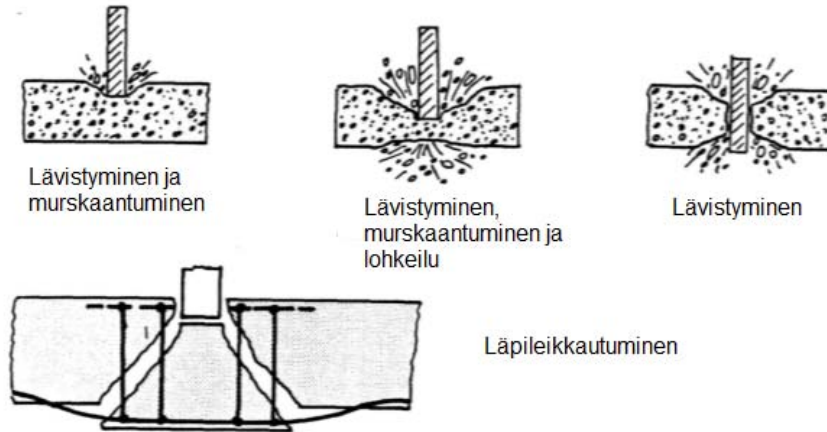
Teräsbetonipilariin kohdistuvat kuormat voidaan jakaa ryhmiin niiden aiheuttaman muodonmuutosnopeuden (*strain rate*) perusteella taulukon 5.1 mukaisesti. Törmäyskuorma on luonteeltaan keskisuuren (*intermediate*) tai suuren (*high*) muodonmuutosnopeuden aiheuttava kuorma. Teräsbetonirakenteisiin syntyvä kuormituksen aiheuttama vaste riippuu muodonmuutosnopeudesta. Suurilla kuormitusnopeuksilla rakenteiden vasteen muodostumiseen vaikuttavat jännitysaaltojen leviäminen ja kiihtyvän liikkeen luomat massojen hitausvoimat. Näin ollen betonin ja teräksen kestävyudet saattavat olla huomattavasti suurempia kuin staattisessa tapauksessa. Vasteen muodostuminen voidaan jakaa kahteen tarkastelutasoon, joita ovat paikallinen vaste ja koko rakenneosan tai -järjestelmän vaste. (Zielenski 1984, s. 5–8)

Taulukko 5.1 Kuormien ryhmittely muodonmuutosnopeuden perusteella (Zielenski 1984, s. 25).

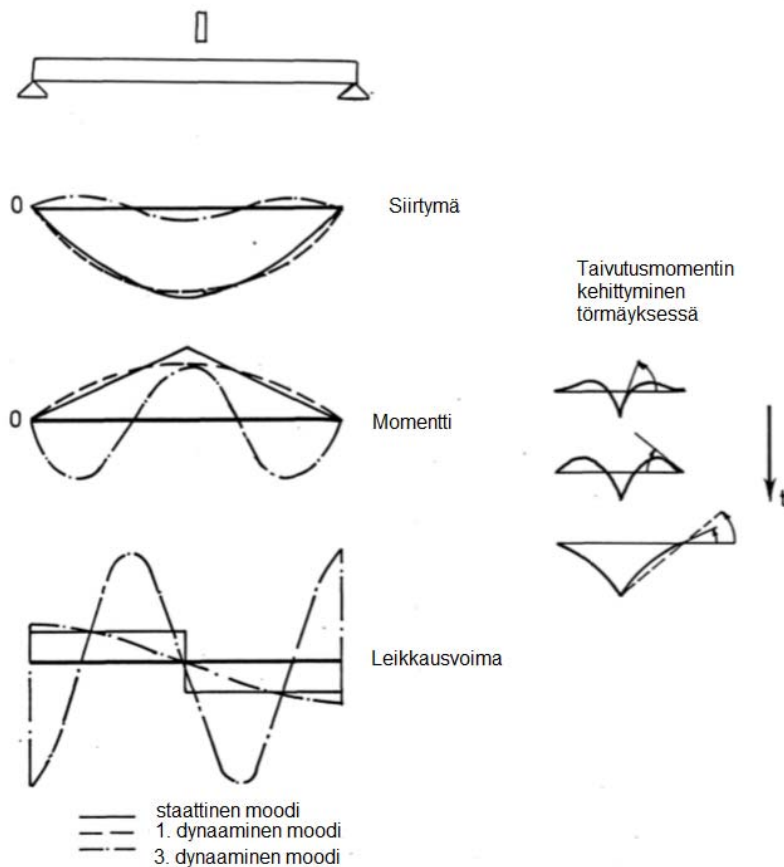
$\dot{\epsilon}$ (1/s)	Kuormaluokka
$< 10^{-1}$	kvasiistaattinen
$10^{-1} - 10^1$	keskitaso
$10^1 - 10^4$	korkea
$> 10^4$	shokkiaallot

Teräsbetonirakenteiden paikallisen vasteen ilmenemismuodot on esitetty kuvassa 5.1. Paikallinen vaste voi muodostua murskaantumisesta, lävistyksestä, lohkeilusta ja lämpölaajenemisesta. Törmäävän kappaleen ollessa tarpeeksi jäykkä voi tapahtua myös kappaleen tunkeutumista betoniin tai jopa täydellinen rakenteen lävistyminen. Rakenteen kokonaisvasteen tarkastelua on havainnollistettu kuvassa 5.2. Kokonaisvasteen tarkastelulla pyritään määrittämään muodonmuutokset tietyllä ajanhetkellä ja selvittämään rakenteen kyky absorboida törmäysenergiaa. Törmäyskuormien aiheuttamat värähtelyt siirtyvät rakennejärjestelmässä viereisiin rakenneosiin ja aiheuttavat monimutkaisen liiketilän koko rakenteeseen. Kokonaisvaste riippuu teräsbetonimateriaalin käyttäytymisestä, joka on epälineaarista ja vaikuttaa rakenteen ominaista-

juuksiin. (Zielenski 1984, s. 46–47) Lawin ja Zhun (2004, s. 1285) mukaan esimerkiksi rakenteen dynaamiseen vasteeseen vaikuttavan teräsbetonirakenteen vaimennussuhteen arvo vaihtelee kuormitustilanteen luonteesta ja rakenteen vaurioitumisesta riippuen välillä 1,0–8,6 %. Thomas ja Hsu (2010, s. 401) puolestaan määrittelevät teräsbetonisen leikkausseinän (*shear wall*) vaimennussuhteen arvoksi 2 %, 4 % tai 8 % riippuen rakenteeseen syntyvän vaurion laajuudesta.



Kuva 5.1 Teräsbetonirakenteen paikallinen vaste törmäyksessä (Zielenski 1984, s. 44).



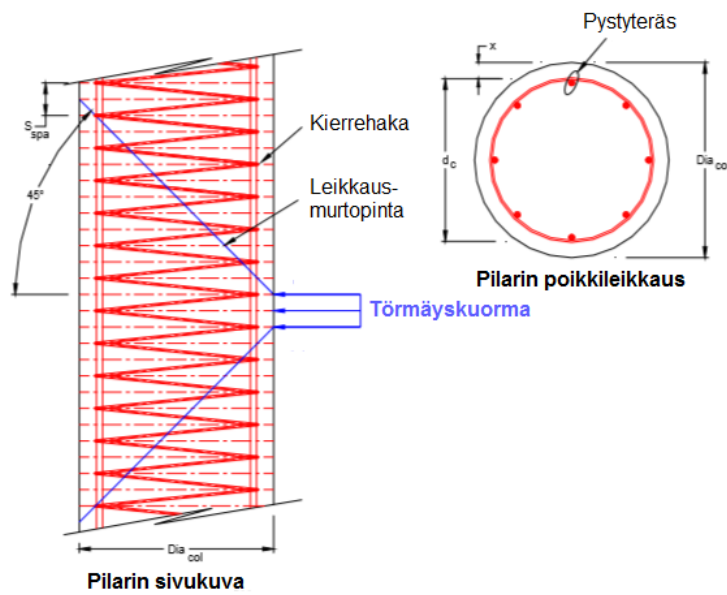
Kuva 5.2 Teräsbetonirakenteen kokonaisvaste törmäyksessä (Zielenski 1984, s. 45).

Teräsbetonipilarien todellisesta käyttäytymisestä törmäystilanteissa saadaan viitteitä tarkastelemalla tapahtuneita onnettomuuksia. Junan törmäyksen aiheuttamista vaurioista teräsbetonirakenteille on saatavilla rajallisesti tietoa, mutta Yhdysvalloissa on raportoitu yksityiskohtaisesti useita raskaan ajoneuvon törmäyksiä sillan välitukena toimiviin teräsbetonipilareihin. Raportoiduissa onnettomuuksissa pilarit vaurioituivat lähes kaikissa tapauksissa niin, että ne oli uusittava kokonaan. Neljässä tapauksessa 19:sta silta sortui törmäyksen seurauksena. Tapauksissa tyypillisin pilarin vaurioitumismekanismi oli leikkausmurto, kuten kuvassa 5.3. Pilari voidaan mitoittaa kyseiselle vaurioitumismekanismille. Mitoitusmenettelyä on havainnollistettu kuvassa 5.4. Pilarin kapasiteetti muodostuu kahdesta leikkaustasosta, jotka lähtevät 45 asteen kulmassa törmäyskuorman vaikutuskohdasta. (Buth et al. 2010, s. 3–18)

Teräsbetonipilareissa esiintyy myös laajempia vauriomekanismeja silloin kun pilarin kapasiteetti on selvästi liian pieni siihen kohdistuvaan kuormaan nähden. Yhdysvaltojen Texasissa sillan välitukena toimiva pilari sortui täysin raskaan ajoneuvon törmäyksessä, mikä on esitetty kuvassa 5.5. Törmäävän ajoneuvon paino oli 33 tonnia ja nopeus törmäyshetkellä noin 90 km/h. Pilarin halkaisija oli 0,76 m, ja sen raudoitus koostui kahdeksasta halkaisijaltaan 22 mm:n pystysuuntaisesta teräksestä sekä 5 mm:n paksuisesta kierreraudoituksesta, jonka kierreväli oli 150 mm. (Buth et al. 2010, s. 5)



Kuva 5.3 Tyypillinen pilarin vaurioitumismekanismi raskaan ajoneuvon törmäyksessä (Buth et al. 2010, s. 17).



Kuva 5.4 Teräsbetonipilariin mitoittaminen törmäystilanteessa, leikkaustasot (Buth et al. 2010, s. 18).



Kuva 5.5 Tyypillinen pilarin vaurioitumismekanismi raskaan ajoneuvon törmäyksessä, kun pilarin kapasiteetti on pieni suhteessa törmäyskuormaan (Buth et al. 2010, s. 5).

5.1.2 Elementtimenetelmä törmäysprobleeman analyysissä

Rakenteiden analysoinnissa käytetään elementtimenetelmää hyödyntäviä tietokoneohjelmia. Elementtimenetelmää voidaan käyttää minkä tahansa osittaisdifferentiaaliyhtälöryhmän alku- ja reuna-arvot tehtävän likimääräiseen ratkaisemiseen. Tällöin kyseessä on niin sanotun kenttäongelman ratkaiseminen tietyssä materiaalialueessa. Jokaisen kenttäongelman puitteissa on tarjolla tarkasteltavan tehtävän luonteesta riippuvia analysointivaihtoehtoja. Menetelmän valintaan vaikuttaa ongelman aika-riippuvuus, millä tässä yhteydessä tarkoitetaan joko staattista (ajasta riippumatonta) tai dynaamista (ajasta riippuvaa) ongelmaa. Rakenteen epälinearisuus voi edellyttää epälineaarisen analyysimenetelmän soveltamista lineaarisen sijaan. Lopullisen ana-

lyysimenetelmän valinta suoritetaan analyysin tavoitteen ja vaaditun tarkkuuden perusteella. Käytännön suunnittelutyössä myös käytettävissä olevat resurssit vaikuttavat analyysimenetelmän valintaan. (Cook et al. 2002, s. 3; Lähteenmäki 2009)

Staattinen analyysi on tavanomaisin analysointimenetelmä. Staattinen analyysi perustuu oletukseen, että kuormitus ja sen aiheuttama rakenteen vaste, kuten jännitys tai siirtymä, ovat ajasta riippumattomia. Kuormitusten ajatellaan kasvaneen lopullisiin arvoihinsa niin hitaasti, että niistä syntyneet dynaamiset vaikutukset voidaan olettaa merkityksettömiksi. Koska tulokset on ratkaistava ainoastaan yhdellä ajan hetkellä, staattinen analyysi ei ole laskentaresurssien kannalta kovin vaativa. (Lähteenmäki 2009) Staattinen ongelma voidaan muotoilla elementtimenetelmän mukaisesti yhtälöryhmäksi eli tasapainoyhtälöksi. Yhtälö kirjoitetaan muotoon

$$[K]\{U\} = \{R\}, \quad (5.1)$$

jossa $[K]$ on globaali jäykkyysmatriisi, $\{U\}$ siirtymävektori ja $\{R\}$ kuormitusvektori. (Bathe 1996, s. 485)

Lujuuslaskenta voidaan suorittaa dynaamista eli transienttia analyysia käyttäen, kun rakenteen ulkoiset kuormitukset vaihtelevat merkittävästi ajan kuluessa tai rakenteen sisäisillä hitaus- ja vaimennusvoimilla on huomattava vaikutus sen käyttäytymiseen. Dynaaminen analyysi on staattista analyysia vaativampi tehtävä, sillä tällöin rakenteen siirtymät, nopeudet, kiihtyvyydet ja jännitykset ovat ajasta riippuvia ja ne on ratkaistava jollakin aikavälillä. FEM-ohjelmissa dynaamisen ongelman ratkaisussa käytetään aika-askellusta, mikä merkitsee sitä, että suureiden arvot ratkaistaan vain tietyillä suunnittelijan tai ohjelman määrittelemillä ajan hetkillä. Jos määriteltyjä hetkiä on paljon, voi ratkaisuaika olla pitkä. Lisäksi aika-askellusalgoritmeihin liittyy toisinaan tarkkuusongelmia, sillä tulosten epätarkkuus voi laskennan edetessä lisääntyä, ellei algoritmia tai aika-askeleen pituutta ole valittu oikein. (Lähteenmäki 2009) Dynaamisessa analyysissä käytetään samaa jäykkyysmatriisia kuin staattisessa analyysissä, mutta yhtälön muodostamiseksi tarvitaan lisäksi vaimennus- ja massamatriisi (Cook et al. 2002, s. 373). Dynaamisen ongelman perusyhtälö kirjoitetaan muotoon

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{R\}, \quad (5.2)$$

jossa $[M]$ on massamatriisi, $\{\ddot{U}\}$ kiihtyvyydsvektori, $[C]$ vaimennusmatriisi ja $\{\dot{U}\}$ nopeusvektori. (Bathe 1996, s. 768)

Sekä staattinen että dynaaminen analyysi voi olla lineaarinen tai epälineaarinen. Lineaarinen analyysi tarkoittaa sitä, että rakenteen kuormituksen ja vasteen välinen yhteys on lineaarinen. Tällöin materiaalin oletetaan käyttäytyvän lineaarisesti kimmoisesti ja rakenteen muodonmuutosten olevan niin pieniä, etteivät ne merkittävästi vaikuta rakenteen käyttäytymiseen kokonaisuutena. (Lähteenmäki 2009) Lineaarisen ongelman laskennassa kuormitus ei vaikuta rakenteen jäykkyyteen, eli jäykkyysmatriisi pysyy muuttumattomana koko laskennan ajan (Bathe 1996, s. 485). Muodonmuutokset puolestaan ovat verrannollisia kuormitukseen (Ivanco 2011, s. 4).

Rakenteen epälineaarisuus voi olla luonteeltaan geometrinen, materiaalin käyttäytymisestä johtuvaa tai reunaehtoihin liittyvää. Geometrinen epälineaarisuus syntyy, kun kuormitukset aiheuttavat rakenteeseen niin suuria siirtymiä, ettei niiden välinen yhteys ole riittävän tarkasti lineaarinen. Materiaalin epälineaarisuus tarkoittaa sitä, että materiaalin konstitutiiviset yhtälöt eivät ole lineaariset, kuten epälineaarisen elasti-

sen tai elastoplastisen materiaalin tapauksessa. Reunaehtoihin liittyvä epälineaarisuus voi johtua esimerkiksi siitä, että rakenteen tukeutuminen ympäristöönsä riippuu kuormituksen suuruudesta, jolloin kyseessä on niin sanottu kosketusongelma. (Lähteenmäki 2009; Ivanco 2011, s. 5) Tarkastelemalla tasapainoyhtälöä 5.1 voidaan havainnollistaa ongelman epälineaarinen luonne, sillä jäykkyyismatriisi $[K]$ ja mahdollisesti myös kuormavektori $\{R\}$ ovat siirtymävektorista $\{U\}$ riippuvia. Siirtymävektoria ei voida suoraan ratkaista, koska jäykkyyismatriisin ja kuormavektorin muodostamiseksi tarvittavaa informaatiota ei ole käytettävissä. Iteroimalla voidaan löytää $\{U\}$ ja siihen liittyvät $[K]$ ja $\{R\}$ siten, että tasapainoyhtälö 5.1 toteutuu. (Cook et al. 2002, s. 596)

Epälineaarisisessa staattisessa analyysissä on käytettävä kuormituksen askellusta, jotta saataisiin selville kuormitusten lopullisia arvoja vastaavat siirtymät ja jännitykset. Kuormitus lisätään riittävän pieninä askeleina, ja jokaisella kuormitusaskeleella etsitään rakenteen tasapainotila iteroimalla. Lineaariseen staattiseen analyysiin verrattuna vaadittava laskentatyö on moninkertainen. Epälineaarisisessa dynaamisessa analyysissä aika-askellukseen on kytkettävä vielä tasapainoiterointi, jotta ratkaisusta tulisi riittävän tarkka kullakin aika-askeleella. Laskennasta tulee erittäin raskas ja laskennan tarkkuuteen liittyvät ongelmat ovat lineaarisesta analyysistä merkittävämmät. (Lähteenmäki 2009)

Epälineaarisen analyysimenetelmän soveltamiseen liittyy rajoituksia. Epälineaarisen analyysin yhteydessä kuormien superpositioperiaatetta ei voida soveltaa. Analyysin tuloksia ei voida myöskään skaalata. Epälineaarisen analyysin avulla voidaan tarkastella vain yhtä kuormitustapausta kerrallaan. Jos pyritään analysoimaan kuormitusten yhteisvaikutuksia, tulee kiinnittää erityistä huomiota siihen, että tulos saattaa riippua kuormitusjärjestyksestä. (Cook et al. 2002, s. 596; Ivanco 2011, s. 5)

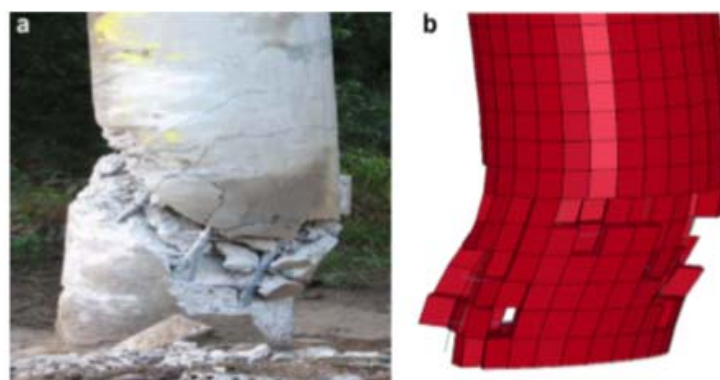
Edellä käsiteltyjen ongelmien lisäksi tämän työn kannalta olennainen analyysimenetelmä liittyy rakenteen ominaistajuuksien ja vastaavien ominaismuotojen määrittämiseen. Ratkaisu voidaan tehdä pienin täydennyksin rakenteen staattisen laskentamallin pohjalta. Laskentamalleille on mahdollista laskea vapausasteiden mukainen määrä ominaistajuuksia ja -muotoja. Ominaismuotojen määrittäminen voi olla tarpeen siksi, että niitä tarvitaan lähtötietona muiden analyysien suorittamisessa. Ominaismuotojen määrittäminen voi tarkoittaa myös stabiiliustehtävän ratkaisemista, jolloin halutaan selvittää, millä kuormitusyhdistelmällä rakenne käyttäytyy epästabiilisti. (Lähteenmäki 2009)

Elementtiverkon määrittämiseen voidaan käyttää vaihtoehtoisia menetelmiä, kuten Lagrangen ja Eulerin menetelmiä tai niiden yhdistelmää. Lagrangen menetelmässä elementtiverkko deformoituu materiaalin mukana, kun Eulerin menetelmässä materiaali deformoituu elementtiverkon sisällä. Eulerin menetelmä kuvaa muutosta paikallaan pysyvällä koordinaatistolla. Lagrangen menetelmä kuvaa muutosta verraten tarkasteluhetken arvoja alkuperäisiin arvoihin. Lagrangen menetelmää on laajasti käytetty teräsbetonirakenteiden dynaamisessa analyysissä, koska suurten muodonmuutosten, kuten teräsbetonirakenteen lävistymisen, tarkastelemiseksi elementtiverkkoa on päivitettävä laskennan aikana. (Zielenski 1984, s. 50)

Elementtimenetelmän yhtälöt ratkaistaan numeerisia ratkaisumenetelmiä käyttäen. Dynaamiset eli ajasta riippuvat yhtälöt ratkaistaan numeerisia aikaintegrointimenetelmiä käyttäen, joita ovat implisiittinen ja eksplisiittinen aikaintegrointi. Aikaintegrointimenetelmät eroavat toisistaan muun muassa siten, että eksplisiittinen aikaintegrointi ratkaisee kiihtyvyydet suoraan käyttäen hyväksi oletusta, että massamatriisi on diagonaalinen, kun implisiittinen menetelmä ratkaisee yhtälöjoukon iteroimalla. (Zielenski 1984, s. 50)

Numeerisen laskennan suorittamiseksi teräsbetonin materiaaliominaisuudet idealisoidaan. Törmäystarkasteluissa luotettavan dynaamisen analyysin suorittaminen vaatii kuitenkin teräsbetonin käyttäytymisen mahdollisimman todenmukaista mallintamista. (Zielenski 1984, s. 5–8) Halkeilun mallintaminen on yksi olennaisimmista ja vaikeimmin kuvattavissa olevista betonin käyttäytymispiirteistä. Halkeiluprosessin mallintamisen lähestymistavat voidaan karkeasti ottaen jakaa kolmeen kategoriaan. Ensimmäisen kategorian muodostavat "diskreetit halkeilumallit", joita ovat lineaariseen elastiseen murtumismekaniikkaan perustuvat ja epälineaariset halkeilumallit. Epälineaariset halkeilumallit perustuvat kuvitteelliseen säröön tai epälineaariseen murtumismekaniikkaan. Toinen kategoria sisältää "tasoitettuja halkeilumallit" (*smeared crack models*), joita ovat suuntaansa muuttamattoman särön mallit ja kiertyvän särön mallit. Kolmas kategoria koostuu "jatkuvan vaurion malleista" (*continuum damage model, CDM*). Uusimmat betonin materiaalimallit yhdistävät plastisuusteorian mallin jatkuvan vaurion malliin. (Zielenski 1984, s. 54–55; Kouhia 2013, s. 10–11)

Sharma et al. (2012) ovat luoneet elementtimallin Yhdysvaltojen Texasissa tapahtuneen törmäysonnettomuuden simulointia varten. Kuvassa 5.6 on esitetty sekä pilarin todellinen vaurioitumistila onnettomuuden jälkeen että vastaava elementtimenettelällä laskettu pilarin vaste törmäystilanteessa. Kuvasta voidaan havaita, että optimoitu FEM-malli antaa tarkasti teräsbetonipilarin todellista käyttäytymistä vastaavan tuloksen. Dynaamisessa FEM-analyysissä on käytetty LS-DYNA-ohjelmaa ja eksplisiittistä aikaintegrointimenetelmää. Kaikki materiaalit on mallinnettu siten, että muodonmuutosnopeuteen liittyvät materiaaliominaisuuksien muutokset on otettu huomioon. Raudoitusterästen materiaalimallina on käytetty elastoplastista mallia samoin kuin Shan ja Haon (2013) tarkasteluissa.



Kuva 5.6 Pilarin vaurioituminen törmäystilanteessa: a) Todellinen onnettomuus b) FEM-simulaatio (Sharma et al. 2012, s. 58).

Kirjallisuudesta löytyy myös muita esimerkkejä elementtimenetelmän soveltamisesta teräsbetonirakenteen törmäystarkasteluissa. Ferrer et al. (2012) ovat analysoineet lava-auton törmäämistä kerrostalon tukirakenteena toimivaan teräsbetonipilariin. Dynaamisissa tarkasteluissa on käytetty LS-DYNA-ohjelmaa ja eksplisiittistä aikaintegrointimenetelmää. Sekä teräksen että betonin materiaalit on mallinnettu elasto-plastisina. Simons ja Kirkpatrick (1999) ovat tutkineet junavaunun törmäystä FEM-mallin avulla. Laskennassa on käytetty DYNA3D-koodia, eksplisiittistä aikaintegrointimenetelmää ja epälineaarisia materiaalmalleja. Myös Yhdysvaltojen rautatieviranomaisen FRA:n (2000) junan törmäykseen liittyvässä tutkimuksessa on suoritettu numeerinen tarkastelu käyttämällä LS-DYNA 3D -ohjelmaa.

5.1.3 Törmäyskuorma ja -impulssi

Törmäyksessä alusrakenteeseen syntyvät voimasuureet ja muodonmuutokset riippuvat monesta muuttujasta. Törmäystarkasteluissa esiintyviä muuttujia ovat törmäävän kappaleen massa, nopeus, jäykkyys ja muodonmuutoskyky sekä alusrakenteen koko, jäykkyys ja muodonmuutoskyky (Al-Thairy & Wang 2011; Ferrer et al. 2011). Tarkasteluissa tarvittavien muuttujien määrä vaihtelee käytetyn analyysimenetelmän mukaan. Suunnittelustandardeissa on tavanomaisesti annettu ekvivalentti staattinen kuorma tai likimääräinen dynaaminen voimaimpulssi, joka kuvaa törmäyksen aiheuttamaa vaikutusta (Al-Thairy & Wang 2011, s. 164; SFS-EN 1991-1-7 + AC 2007). Kehittyneemmissä tarkasteluissa käytetään yksityiskohtaisia FEM-malleja, joissa rakenteen ohella myös törmäävä kappale on tarkasti mallinnettu (Al-Thairy & Wang 2011; Ferrer et al. 2011).

Törmäyskuorma ja törmäystä kuvaava impulssi voidaan määrittää eri tavoin (Wright 2012). Osa tavoista voi johtaa kuitenkin hyvin konservatiivisiin tai vaihtoehtoisesti epävarman puolella oleviin tuloksiin, kuten Al-Thairy ja Wang (2011) sekä Ferrer et al. (2011) ovat esittäneet.

Yksinkertaisin tapa ratkaista törmäyskuorma perustuu oletukseen, että törmäyksessä tapahtuvat muodonmuutokset pysyvät kimmoisella alueella ja törmäävän kappaleen kineettinen energia absorboituu täysin rakenteen tai kappaleen muodonmuutoksiin. Tilanne voidaan idealisoida niin, että rakenne tai törmäävä kappale korvataan jousella. Oletetaan, että törmäävän kappaleen kineettinen energia vastaa jousen tekemää työtä, jolloin energiatasapainoyhtälöstä voidaan johtaa jousessa vaikuttava suurin voima

$$F_{max} = v_r \sqrt{km}, \quad (5.3)$$

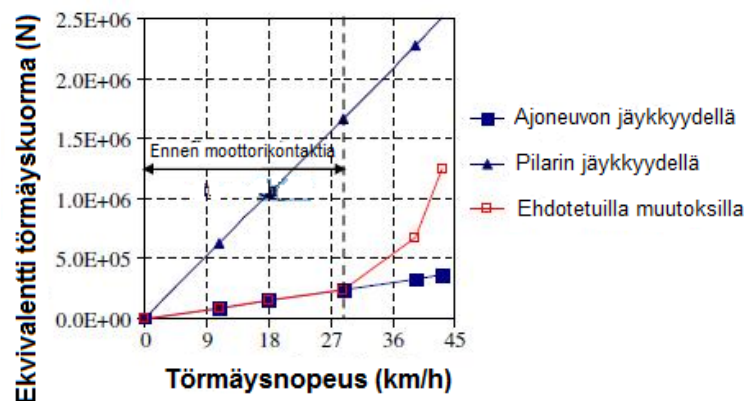
jossa v_r on törmäävän kappaleen nopeus, k rakenteen tai törmäävän kappaleen jousivakio eli ekvivalentti jäykkyys ja m törmäävän kappaleen massa. (Wright 2012, s. 3) Ekvivalentti jäykkyys tarkoittaa voiman ja siirtymän välistä lineaarista suhdetta. Esimerkiksi rakenteen pituusakseliin nähden kohtisuoran törmäyskuorman vaikuttaessa rakenteen keskellä, voidaan arvioida ekvivalentiksi jäykkyydeksi

$$k = \frac{48EI}{l^3}, \quad (5.4)$$

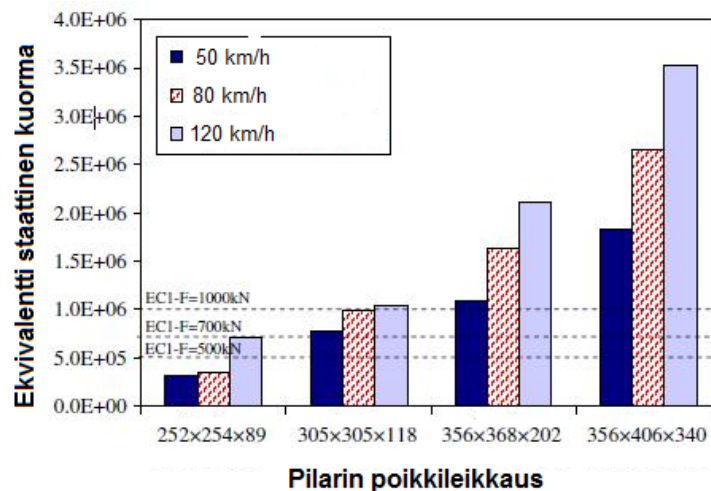
jossa E on rakenteen kimmokerroin, I taivutusjäyhyys ja l pituus (Roylance 2000).

Yhtälö 5.3 on esitetty myös Eurokoodi 1 osan 1-7 opastavassa liitteessä C, jossa annetaan ohjeita rakenteiden dynaamiseen suunnitteluun törmäyksen varalta. Törmäystapahtumaa kutsutaan kovaksi törmäykseksi (*hard impact*), kun jousivakiona käytetään törmäävän kappaleen jäykkyyttä ja oletetaan, että törmäysenergia kuluu kokonaisuudessaan törmäävän kappaleen muodonmuutoksiin. Vastaavasti kyseessä on pehmeä törmäys (*soft impact*), kun jousivakiona käytetään rakenteen jäykkyyttä ja oletetaan, että rakenne absorboi törmäysenergian täysin. (SFS-EN 1991-1-7 + AC 2007, s. 90–93) Törmäyskuormaa määrittäessä on syytä huomata, että yhtälö 5.3 ei ota huomioon törmäävän kappaleen ja rakenteen välistä vuorovaikutusta monen muun törmäystapahtumaan liittyvän ilmiön ohella, mikä johtaa kovan törmäyksen tapauksessa liian suureen törmäyskuorman arvoon ja pehmeän törmäyksen tapauksessa aliarvioituun törmäyskuorman arvoon. (Al-Thairy & Wang 2011, s. 165)

Al-Thairy ja Wang (2011) ovat kehittäneet yhtälöä 5.1 siten, että se ottaa huomioon sekä rakenteen että törmäävän kappaleen muodonmuutokset. Lisäksi kehitettyyn malliin on lisätty termi, joka kuvaa törmäävän kappaleen muuttumista jäykäksi kappaleeksi muodonmuutosten saavuttaessa moottorirakenteen. Yhtälöä ei tarkastella tässä yksityiskohtaisesti, mutta esitetään valikoituja tuloksia. Kuvassa 5.7 on esitetty eri menetelmillä laskettu ekvivalentti staattinen kuorma nopeuden funktiona. Kuvassa 5.8 on esitetty poikkileikkauksen ja törmäysnopeuden vaikutuksia ekvivalenttiin törmäysvoimaan ja verrattu FEM-laskennan tuloksia vastaaviin Eurokoodissa annettuihin arvoihin. Kyseiset tarkastelut on suoritettu Chevrolet-lava-auton törmämisestä teräspilariin, mutta tulokset ovat silti mielenkiintoisia tämän työn kannalta. (Al-Thairy & Wang 2011)

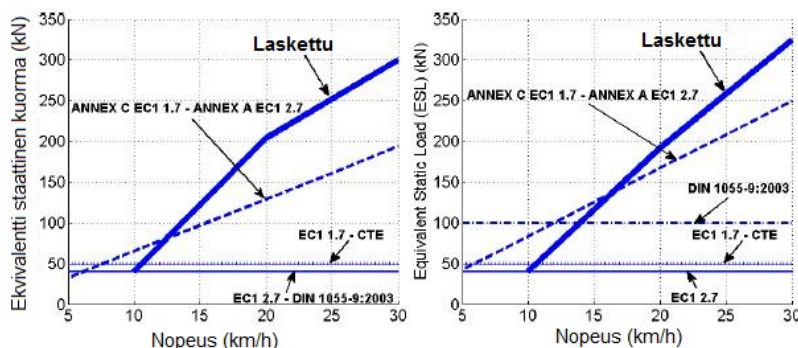


Kuva 5.7 Eri tavoilla laskettujen ekvivalenttien staattisten kuormien vertailu (Al-Thairy & Wang 2012, s. 170).



Kuva 5.8 FEM-laskelmien avulla määriteltyjen ekvivalenttien staattisten kuormien vertailu Eurokoodin suunnittelukuormiin (Al-Thairy & Wang 2012, s. 168).

Ferrer et al. (2011) päätyvät samansuuntaisiin tuloksiin kuin edellä Al-Thairy ja Wang (2011). Ferrer et al. (2011) ovat tarkastelleet ajoneuvojen teräsbetonipilareille aiheuttamia törmäyskuormia ja esittävät, että ajoneuvon massalla ei ole suurta vaikutusta törmäyskuorman arvoon toisin kuin ajoneuvon törmäysnopeudella. Tuloksien vertailu voimassa oleviin suunnittelustandardeihin on esitetty kuvassa 5.9.



Kuva 5.9 Laskettujen ekvivalenttien staattisten kuormien vertailu Eurokoodin kuormiin; vasemmalla $m=1800\text{kg}$ ja oikealla $m=3000\text{kg}$ (Ferrer et al. 2011, s. 3371).

Kimmoisissa törmäyksissä energia säilyy ja sitä ei kulu rakenteiden myötämiseen tai kitkan vastustamiseen. Käytännössä vain hyvin massiiviset rakenteet suhteessa törmäyskuorman käyttäytyvät kimmoisesti. Rakenteille voidaan määrittää kapasiteetti, joka ottaa huomioon plastisen muodonmuutostilan. (Wright 2012, s. 5) Eurokoodissa mitoitustilanne on muotoiltu niin, että rakenteen tulee kyetä vastaanottamaan koko törmäävän kappaleen liike-energia plastisen muodonmuutostilan avulla. Vaatimus toteutuu ehdon 5.5 toteutuessa:

$$\frac{1}{2}mv_r^2 \leq F_0y_0, \quad (5.5)$$

jossa F_0 on rakenteen lujuus eli staattisen kuorman raja-arvo ja y_0 rakenteen muodonmuutoskyky, esimerkiksi suurin taipuma. (SFS-EN 1991-1-7 + AC 2007, s. 92) Plastista kapasiteettia hyödyntämällä voidaan suunnitella taloudellisempia rakenteita

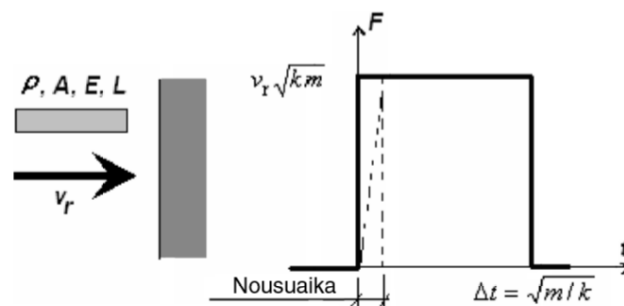
satunnaisten törmäystilanteiden varalle. Siitä huolimatta ehto 5.5 on edelleen konservatiivinen. (Vrouwenvelder et al. 2005, s. 18; Wright 2012, s. 5)

Törmäyskuormaa voidaan pitää myös rakenteen pintaan vaikuttavana impulssina. Junan törmäyksessä syntyvää impulssia on tutkittu törmäyskokeilla ja elementtime-
netelmään perustuvilla laskentamalleilla. Eurokoodin mukaan törmäyksen aiheuttama impulssi voidaan määrittää suorakaideimpulssina, jonka voimakkuus saadaan yhtälöstä 5.3. Impulssin kesto on

$$\Delta t = \sqrt{\frac{m}{k}}. \quad (5.6)$$

Tarvittaessa voidaan käyttää nolasta poikkeavaa nousuaikaa, kuten kuvassa 5.10 on esitetty. (SFS-EN 1991-1-7 + AC, s.92.) Kun puolestaan tiedetään impulssin kesto, voidaan törmäyskuorman voimakkuutta F_{eff} arvioida yhtälön 5.7 mukaisesti (Wright 2012, s.6).

$$F_{eff} = \sqrt{\frac{mv_r}{\Delta t}}. \quad (5.7)$$



Kuva 5.10 Törmäyksen aiheuttama impulssi rakenteen pinnalla (SFS-EN 1991-1-7 + AC 2007, s. 92).

Ajasta riippuva rakenteen vaste $x(t)$ voidaan kimmoisessa tapauksessa selvittää dynamiikan keinoin ratkaisemalla törmäystapahtumaa kuvaava yhden vapausasteen värähtelijän liikeyhtälö

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = F(t), \quad (5.8)$$

jossa c on vaimennuskertoimen ja $F(t)$ törmäävän kappaleen rakenteeseen indusoima voima ajan funktiona. Ominaiskulmataajuus

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (5.9)$$

ja vaimennussuhde

$$\zeta = \frac{c}{2\sqrt{km}} \quad (5.10)$$

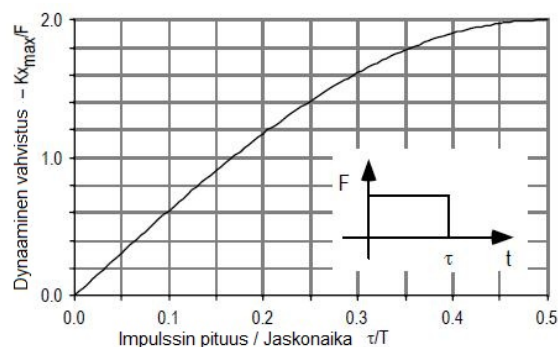
ovat värähtelijän tärkeitä ominaisuuksia. Niiden avulla yhtälöstä voidaan ratkaista rakenteen vaste, minkä lisäksi ne kuvaavat törmäystapahtuman luonnetta. Käytännössä suuri ominaistaajuus tarkoittaa jäykkää rakennetta ja suuri vaimennussuhde nopeasti vaimenevaa värähtelyä. Tavanomaisten rakenteiden vaimennussuhde ζ on

yleensä pienempi kuin 0,1, mikä tarkoittaa sitä, että rakenteissa esiintyy värähtelyä. (Wright 2012, s. 7–8)

Liiketyöstä 5.8 voidaan ratkaista törmäystä kuvaavan askelkuorman aiheuttama vaste kimmoisissa tapauksessa. Ratkaisu on muotoa

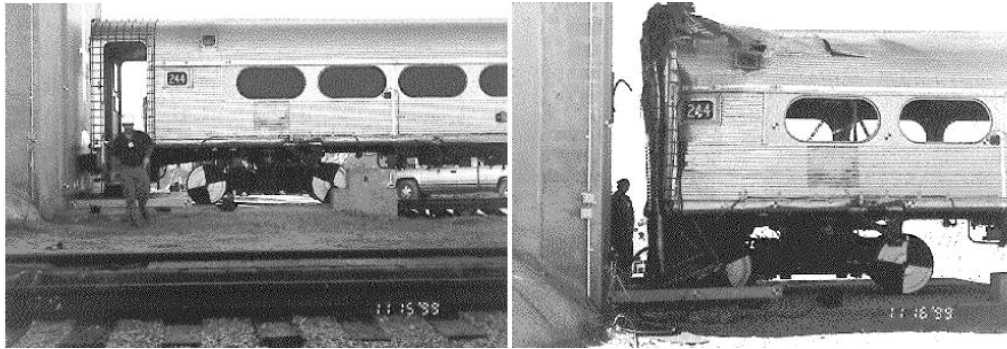
$$x(t) = \frac{F}{k} \left[1 - e^{-\zeta\omega t} \left(\cos \omega t + \frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \sin \omega t \right) \right], \quad (5.11)$$

josta voidaan nähdä, että edellä esitetyn dynaamisen vasteen suurin arvo on kaksinkertainen vastaavaan staattiseen vasteeseen $x = \frac{F}{k}$ verrattuna, kun vaimennussuhde oletetaan nolllaksi. (Wright 2012, s. 9) Tätä dynaamisen ja staattisen vasteen suhdetta φ_{dyn} kutsutaan Eurokoodissa dynaamiseksi suurennuskertoimeksi. Kertoimen arvo 2 on useimmissa tapauksissa konservatiivinen, minkä vuoksi Eurokoodissa on suositeltu dynaamisen analyysin tekemistä dynaamisen suurennuskertoimen määrittämiseksi. (SFS-EN 1991-1-7 + AC 2007, s. 92) Kuvassa 5.11 on esitetty dynaamisen suurennuskertoimen arvon riippuvuus impulssin keston τ ja vasteen jaksonajan $T = \frac{2\pi}{\omega}$ välistä suhteesta. Kuten kuvassa 5.11 nähdään, maksimivaste syntyy, kun suora-kaideimpulssin kesto ylittää puolet jaksonajasta.



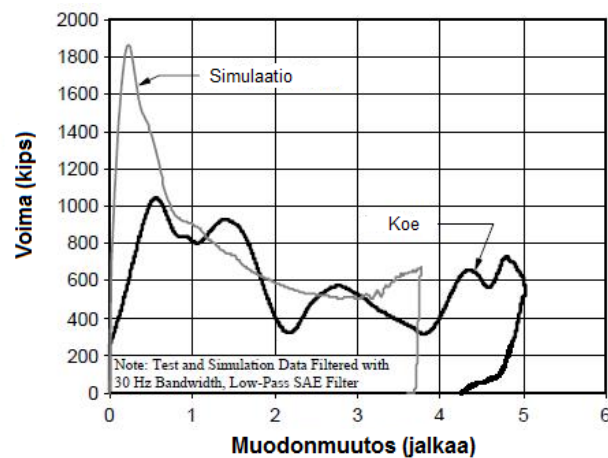
Kuva 5.11 Dynaamisen suurennuskertoimen riippuvuus τ/T -suhteesta (Wright 2012, s. 10).

Junan törmäyksen aiheuttamaa todellista impulssia on selvitetty kattavasti FEM-analyysien ja täysimittaisien törmäyskokeiden avulla esimerkiksi Simonsin ja Kirkpatrickin (1999), Yhdysvaltojen rautatieviranomaisen FRA:n (2000), Zoboryn et al. (2000), Milhon et al. (2003) ja Sunin et al. (2012) toimesta. Tutkimuksissa on lähestytty ongelmaa pääosin junavaunujen kestävyuden ja matkustajien turvallisuuden kannalta, mutta tulokset ovat käyttökelpoisia myös rakenteiden mitoitusongelman pohdinnassa. Tutkimuksissa on selvitetty pääosin junavaunujen jäykkyyks- ja vaimenusominaisuuksista riippuvaa impulssia ja törmäyskuormaa eli kovaa törmäystä. Törmäyksen kohteena oleva rakenne on mallinnettu jäykkänä seinänä tai jäykkänä massiivisena kappaleena, jonka liikettä ei ole estetty. Törmäyskokeissa törmäyksen kohteena on käytetty massiivista teräsbetoneisinaa, kuten kuvassa 5.12. Edellä mainitut kuormien määrittelyyn käytetyt menetelmät antavat konservatiivisia arvoja impulssille ja törmäyskuormalle. Rakenteiden varmuuden kannalta arvojen soveltaminen mitoituksessa on mielekäästä, mutta vaatii harkintaa, koska arvojen soveltaminen sellaisenaan saattaa joissain tapauksissa johtaa merkittävään ylimitoitukseen.

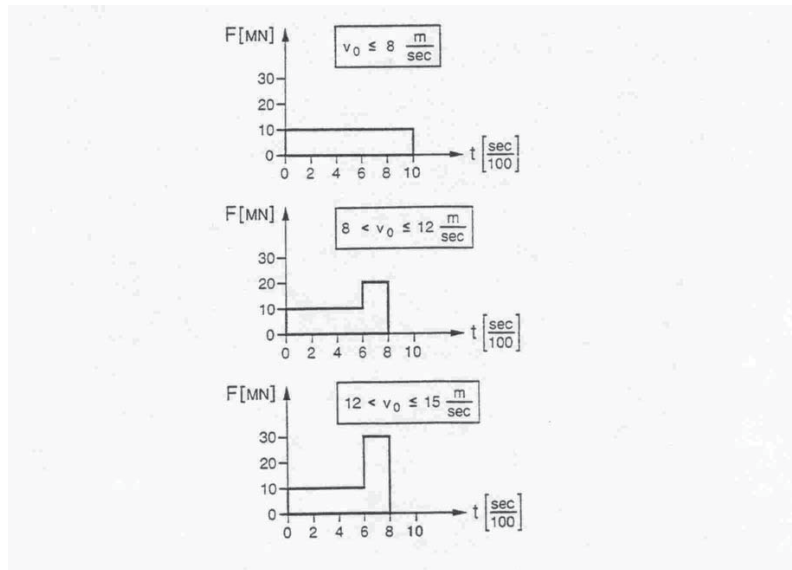


Kuva 5.12 FRA:n toteuttama täysimittainen junavaunun törmäyskoe (FRA 2000, s. 12).

Yhdysvaltojen rautatieviranomaisen FRA (2000) on toteuttanut täysimittaisen törmäyskokeen junan törmäyksestä. Törmäyskokeessa tutkittiin yksittäisen 30 tonnia painavan junavaunun törmäämistä teräsbetoniseinään 56 km/h nopeudella. Tilanteesta suoritettiin etukäteen numeerinen tarkastelu. Kuvassa 5.13 on esitetty törmäyskokeen ja numeerisen laskennan avulla saavutettujen tuloksien vertailu. Kuvasta nähdään, että törmäyskokeessa törmäyskuorman huippuarvo on noin 8 000 kN, keskimääräinen törmäyskuorma noin 2 700 kN ja junavaunun kokonaismuodonmuutos noin 1,5 m. Vastaavat mallintamalla lasketut arvot poikkeavat kokeen arvoista etenkin törmäyskuorman huippuarvon osalta, joka on kaksinkertainen törmäyskokeen huippuarvoon verrattuna.



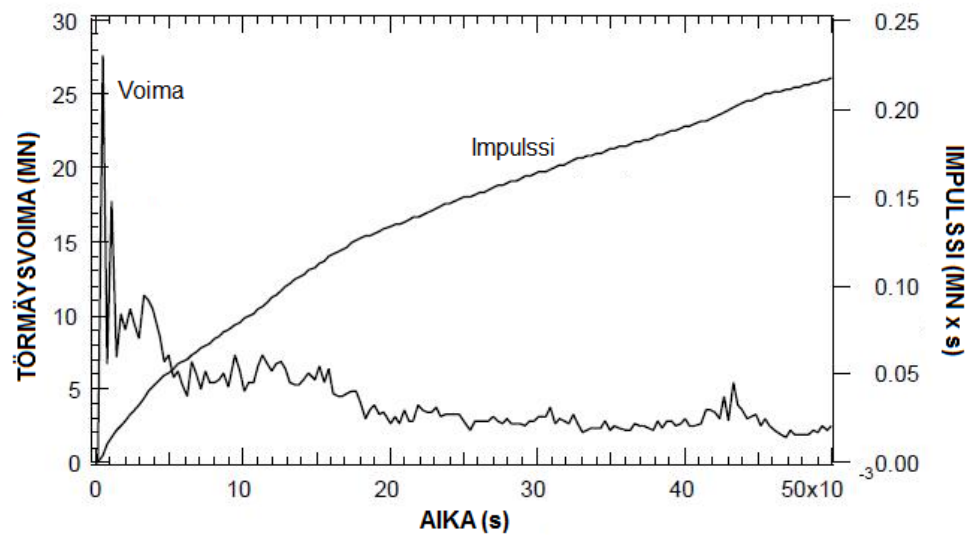
Kuva 5.13 Törmäyskokeen ja FEM-analyysin mukaiset törmäysvoimat muodonmuutoksen funktiona (FRA 2000, s. 13).



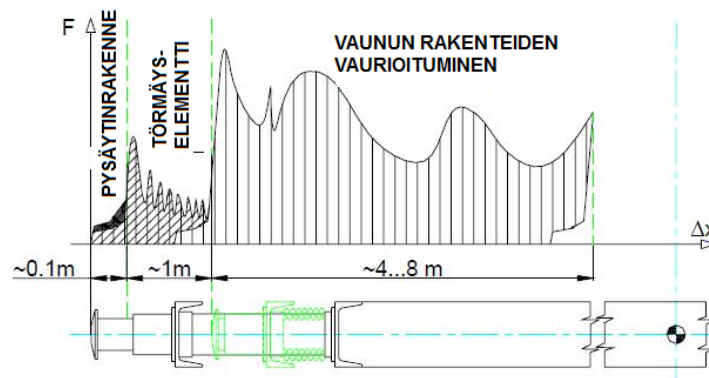
Kuva 5.14 Törmäysvoima ajan funktiona veturin ja jäykkän rakenteen törmäyksessä (Vrouwenvelder et al. 2005, s. 30).

Eurokoodi 1 osan 1-7 tausta-asiakirjassa on esitetty Sveitsiläisen tutkimuksen tuloksia. Tutkimuksen tulokset on näytetty kuvassa 5.14. Kuvaajat on määritetty jäykkään rakenteeseen törmäävälle veturille. Kuten kuvasta 5.14 nähdään, jo 50 km/h nopeudella impulssin voimakkuus on suurimmillaan 30 MN. Kuorma on kolminkertainen verrattuna suunnitteluohjeissa esitettyyn suurimpaan ekvivalenttiin staattiseen mitoituskormaan. Asiakirjassa todetaan kuitenkin, että kuormien käyttäminen rakenteiden mitoittamisessa voi olla tarpeetonta törmäystilanteen hyvin epätodennäköisen esiintymisen vuoksi. (Vrouwenvelder et al. 2005, s. 30)

Simons ja Kirkpatrick (1999) ovat tutkineet junavaunun törmäystä mallintamalla. Tarkasteluissa on käsitelty kaikkiaan seitsemää törmäystilannetta. Kuvan 5.15 impulssi/voima-aikakuvaaja on laskettu tapaukselle, jossa 45 tonnia painava juna vaunu törmäi 97 km/h nopeudella 45 tonnin painoiseen jäykkään kappaleeseen, jonka liikettä ei ole estetty. Törmäyksessä vaikuttava voima ylittää hetkellisesti noin 27 MN:in, jonka jälkeen vaikuttaa vakaampi 9 MN:n kuorma. Lopullinen pidempään vaikuttava voima asettuu 2,5 MN:n kohdalle. Työssä on mallinnettu myös viidestä vaunusta koostuvan junan törmäys jäykkään 110 tonnin painoiseen kappaleeseen 160 km/h nopeudella (tilanne 4) ja jäykkään seinään 97 km/h nopeudella (tilanne 7). Näistä tapauksista ei ole annettu törmäyskuormien eikä impulssien arvoja, mutta vertaamalla junan keulassa syntyneitä muodonmuutoksia saadaan hyvä käsitys muuttujien vaikutuksesta törmäyksen vakavuuteen. Kuvan 5.15 tilanteessa keula painuu kasaan 1,7 m. Vastaavasti tilanteessa 4 vaunu murskaantuu 6,1 m matkalta ja tilanteessa 7 jopa 10,2 m:n matkalta. (Simons & Kirkpatrick 1999.) Asiasta saadaan vielä selkeämpi käsitys, kun tarkastellaan Zoboryn et al. (2010) esittämää tyypillistä voima-muodonmuutos-kuvaajaa (kuva 5.16), jossa nähdään törmäyksessä vaikuttavan voiman kasvavan selvästi sen jälkeen, kun törmäyslaitteiden muodonmuutoskapasiteetti on ylitetty.

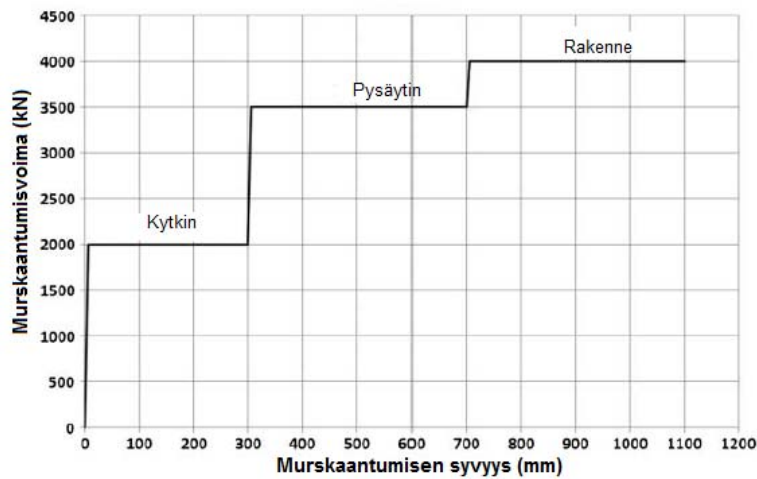


Kuva 5.15 Törmäysvoima ja impulssi ajan funktiona 97 km/h törmäysnopeudella (Simons & Kirkpatrick 1999, s. 218).



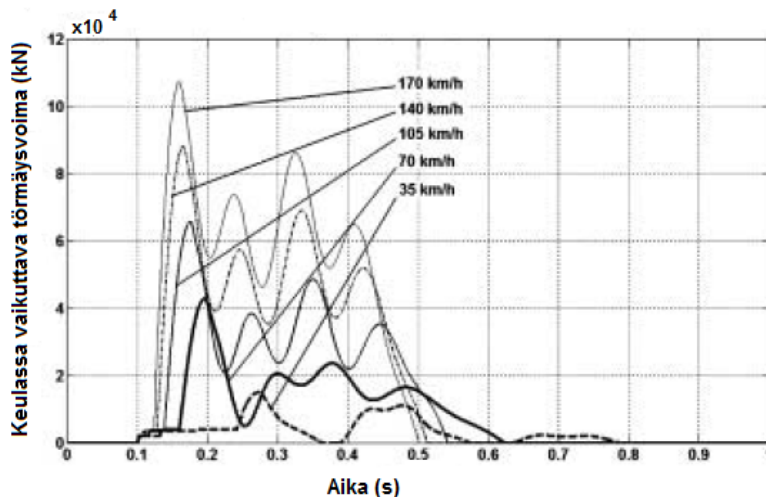
Kuva 5.16 Tyypillinen törmäysrakenteen voimajakauma (Zobory et al. 2010, s. 106).

Sun et al. (2012) esittävät tässä käsitellyistä tuoreimmat junan törmäykseen liittyvät tutkimustulokset. Työssään he ovat tarkastelleet FEM-laskennalla yksittäisen juna-vaunun törmäyksen lisäksi useammasta vaunusta koostuvan junan törmäystä jäykkään seinään. Työssä käsitellään myös verrattain suurilla nopeuksilla tapahtuvia törmäyksiä. Tarkasteluissa on käytetty tyypillisen Australiassa käytössä olevan kaluston ominaisuuksia. Junarungon jäykkyyttä kuvaavan jousivakion arvona on käytetty 500 MN/m. Tämä arvo kuvaa sen osan jäykkyyttä, joka toimii törmäyslementtien muodonmuutuskapasiteettien ylittyessä. Törmäyslementtien vastaanottama impulssi törmäyksessä on esitetty kuvassa 5.17. (Sun et al. 2012)



Kuva 5.17 Törmäselementtien voima- ja muodonmuutoskäyttäytyminen junan keulassa (Sun et al. 2010, s. 1144).

Sunin et al. (2012) mukaan tyypillisen Australiassa käytössä olevan junakaluston törmäyskapasiteetti ylittyy jo 50 km/h törmäysnopeudella. Tätä suuremmilla nopeuksilla törmäyksen luonne muuttuu ja mahdolliset muodonmuutokset syntyvät vastaanottavassa rakenteessa tai vaihtoehtoisesti junan liikesuunta muuttuu. Kun tarkastellaan ensimmäistä törmäyksen aiheuttamaa kuorman huippuarvoa, ei Sunin et al. (2012) mukaan ole tarpeellista käyttää yli neljästä vaunusta koostuvaa mallia, sillä vaunujen määrän kasvattaminen ei vaikuta enää tulokseen. Kuvassa 5.18 on esitetty mallintamalla saatuja tuloksia junan keulassa vaikuttavalle törmäysvoimalle ajan funktiona. Kuvaajasta voidaan nähdä, että 170 km/h nopeudella törmäyskuorman huippuarvo on jopa 100 MN, joka on kymmenkertainen suunnitteluohjeissa esiintyvään suurimpaan suunnittelukuormaan verrattuna. Tämä voima vaikuttaa kuitenkin hyvin lyhyen ajan ja on lisäksi konservatiivisesti laskettu, joten kuormat eivät ole vertailukelpoisia. Tarkastelemalla 100 km/h törmäysnopeutta voidaan havaita, että 0,5 sekunnin aikavälillä keskimääräinen vaikuttava törmäysvoima on noin 30 MN, kun 120 km/h törmäysnopeudelle käytettävä suurin suunnitteluohjeissa esiintyvä kuorma on 10 MN. Näiden kuormien vertailu on jo mielekkäämpää, kun huomioidaan vielä dynaamisen vaikutuksen mahdollisuus, mikä tasaa konservatiivisen kuorman vaikutusta.



Kuva 5.18 Junan keulassa vaikuttava törmäysvoima ajan funktiona eri törmäysnopeuksilla (Sun et al. 2010, s. 1149).

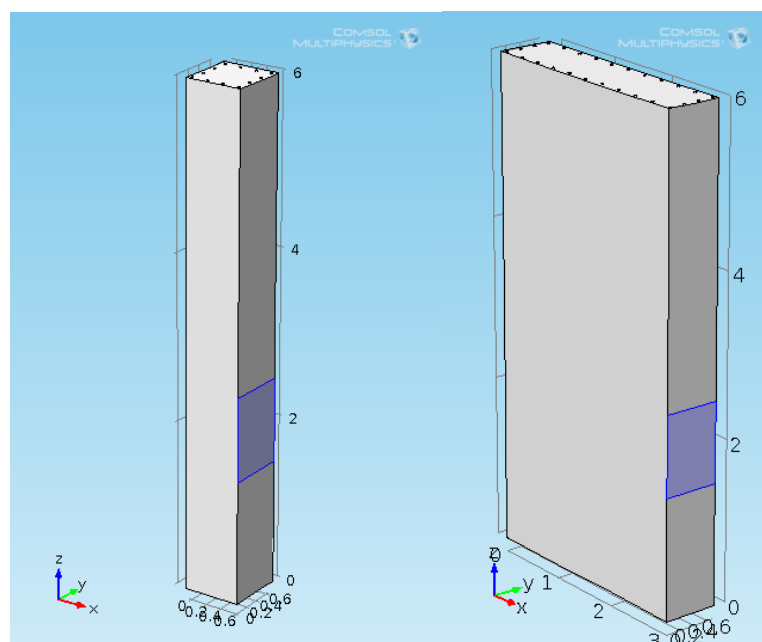
5.2 FEM-laskenta

5.2.1 Ongelman kuvaus

FEM-laskennalla tarkastellaan teräsbetonisten alusrakenteiden käyttäytymistä kirjallisuudessa määriteltyjen junan aiheuttamien törmäysimpulssien vaikutuksen alaisena. Impulssikuormien vaikutuksia tarkastellaan dynaamisen analyysin avulla, jonka jälkeen etsitään ekvivalentti staattinen kuorma staattisen analyysin avulla. Ekvivalentti staattinen kuorma määritetään siten, että kuorman aiheuttama alusrakenteen pintakeskiön siirtymä törmäyskohdassa vastaa dynaamisen tarkastelun suurinta vastaavaa siirtymää. Tarkasteluissa tutkitaan kolmea törmäysimpulssia kahdella vaihtoehtoisella alusrakenteen poikkileikkauksella. Näin saadaan tietoa myös poikkileikkauksen vaikutuksesta rakenteen dynaamiseen käyttäytymiseen. Staattisen analyysin avulla lasketaan tarkasteluissa käytetyille alusrakenteille jousivakion eli ekvivalentin jäykkyyden arvo törmäyskohdassa.

Tarkasteltavina alusrakenteina käytetään molemmista päädyistä jäykästi kiinnitettyjä pilaria ja jatkuvaa seinää. Alusrakenteiden korkeus on 6 m, ja ne on esitetty kuvassa 5.19. Pilarin profiili on neliöpoikkileikkaus, jonka sivumitta on 0,7 m. Jatkuvan seinämäisen tuen poikkileikkausmitat on määritetty UIC-koodin B-luokan rakenteille määrittelemien vähimmäismittojen mukaisesti. Kun rakenteen korkeus on 6 m, saadaan leveydeksi 0,7 m ja pituudeksi 3 m. Rakenteiden raudoitus koostuu pystysuuntaisista teräksistä, joiden halkaisija on 32 mm. Terästen määrät ovat 12 kappaletta pilarissa ja 26 kappaletta seinämäisessä tuessa.

Törmäyskuormat asetetaan vaikuttamaan NCCI 1 -ohjeen mukaisesti 1,8 m:n korkeudelle oletetusta kiskon yläpinnasta (2 m tuen juuresta). Kuorma jaetaan alueelle, jonka leveys on korkeintaan 2 m ja korkeus 1 m. Tarkasteluissa leveys vastaa rakenteen leveyttä, sillä rakenteiden leveys on molemmissa tapauksissa 0,7 m. Tarkasteluissa käytetyt kuormitusalueet on esitetty kuvassa 5.19. Staattisessa ja dynaamisessa analyysissä on käytetty samoja kuormitusalueita.



Kuva 5.19 Törmäystarkasteluissa käytetyt alusrakenteet ja kuormitetut alueet.

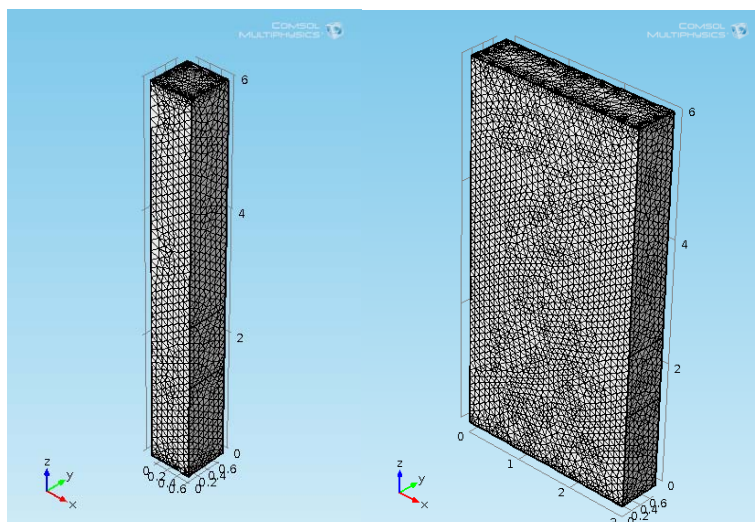
Dynaamisissa tarkasteluissa käytettävät kuorma-aikafunktiot on valittu lähdeaineistosta. FEM-laskennalla tutkitaan näiden kuormien vaikutuksia teräsbetonisilla alusrakenteilla. Ensimmäisenä kuormavaihtoehtona käytetään FRA:n (2000) esittämää yksittäisen junavaunun aiheuttamaa törmäysimpulssia (kuva 5.13). Kyseinen törmäysimpulssi määritettiin täysimittaisella törmäyskokeella, jossa 30 tonnia painava juna vaunu törmäsi massiiviseen betoniseinään nopeudella 56 km/h. Kuormafunktio on valittu, koska se on ainoa lähdeaineistossa esiintyvä täysimittaisiin törmäyskokeisiin perustuva kuormitusmalli. Toiseksi kuormitusmalliksi on valittu Eurokoodin taustadokumentissa annettu kuvan 5.14 mukainen impulssikuorma, joka kuvaa 54 km/h nopeudella jäykkään rakenteeseen törmäävän veturin vaikutusta (Vrouwenvelder et al. 2005). Kuormafunktio on otettu tarkasteluun, koska se esiintyy Eurokoodin taustadokumentissa ja voidaan siten olettaa, että tieto on ollut käytössä Eurokoodin laatijoilla. Kolmanneksi tarkasteltavaksi törmäysimpulssiksi on valittu Sunin et al. (2010) määrittelemä nopeudella 105 km/h kulkevan kokonaisen junan aiheuttama törmäysimpulssi. Törmäysimpulssi on määritetty numeerisen mallin perusteella, ja törmäyksen kohteena on käytetty jäykkää seinää. Kyseinen kuormitusmalli on valittu tarkasteluun, koska se kuvaa koko junan aiheuttaman törmäyksen vaikutusta yksittäisen vaunun tai veturin aiheuttaman vaikutuksen sijaan. Lisäksi törmäysnopeus vastaa parhaiten suunnitteluohjeissa esiintyvien mitoituskuormien soveltamisalueen ylärajaa, joka on esimerkiksi UIC- ja Eurokoodissa 120 km/h (ks. luku 3.2).

Alusrakenteiden jousivakiot eli ekvivalentit jäykkyydet määritetään staattisen analyysin perusteella vertaamalla kuormitusta ja rakenteen vastetta. Toisin sanoen ekvivalentti jäykkyys saadaan lineaarisessa tarkastelussa jakamalla kuorma sen aiheuttamalla siirtymällä, jolloin yksiköksi tulee N/m. Määritettyä ekvivalenttia jäykkyyttä voidaan käyttää esimerkiksi yhtälössä 5.3, jolla lasketaan pehmeässä törmäyksessä vaikuttava maksimikuorma.

5.2.2 FEM-malli

FEM-analyysit on suoritettu käyttämällä COMSOL Multiphysics® -ohjelmiston 4.3 versiota ja ”Solid Mechanics” -moduulia (COMSOL AB 2012). Ohjelmistoa on käytetty sekä staattisen että dynaamisen analyysin suorittamisessa. Käytössä olleella ohjelmistolla ei voida tarkastella epälineaarisia materiaalimalleja dynaamisesti, joten myös staattinen analyysi suoritettiin lineaarisia materiaalimalleja käyttäen. Staattinen ja dynaaminen analyysi on suoritettu samoja ohjelman asetuksia käyttäen, ja mallien tarkkuustasot on valittu vastaaviksi tulosten vertailukelpoisuuden varmistamiseksi.

Alusrakenteiden betoni ja teräkset on mallinnettu tilavuuselementteinä (*3D Solid*). Elementit ovat heksaedrin muotoisia ja sisältävät kahdeksan solmua, joilla kullakin on kolme vapausastetta. Elementtiverkko (*mesh*) on muodostettu käyttämällä ohjelmiston automaattisesti optimoimaa fysiikkaperusteista (*physics-controlled*) verkontiheyttä ja normaalia (*normal*) elementtikokoa. Käytettyjen elementtiverkkojen ja -kokojen havainnollistamiseksi pilarin ja seinämäisen tuen elementtiverkot on esitetty kuvassa 5.20.



Kuva 5.20 Tarkasteluissa käytetyt elementtiverkot pilarille ja seinämäiselle tuelle.

Sekä staattisissa että dynaamisissa analyysissä on käytetty lineaarisesti elastisia materiaalimalleja. Betonin ominaisuuksille on käytetty arvoja 25 GPa kimmokertoimelle, 0,3 leikkausmoduulille ja 2500 kg/m^3 tiheydelle. Teräksen ominaisuuksille on käytetty arvoja 200 GPa kimmokertoimelle, 0,2 leikkausmoduulille ja 7850 kg/m^3 tiheydelle. Betonin halkeilu ei sisälly lineaariseen materiaalmalliin. Terästen ja betonin rajapinta on mallinnettu siten, että rajapinnassa betonin ja teräksen siirtymät ovat samat.

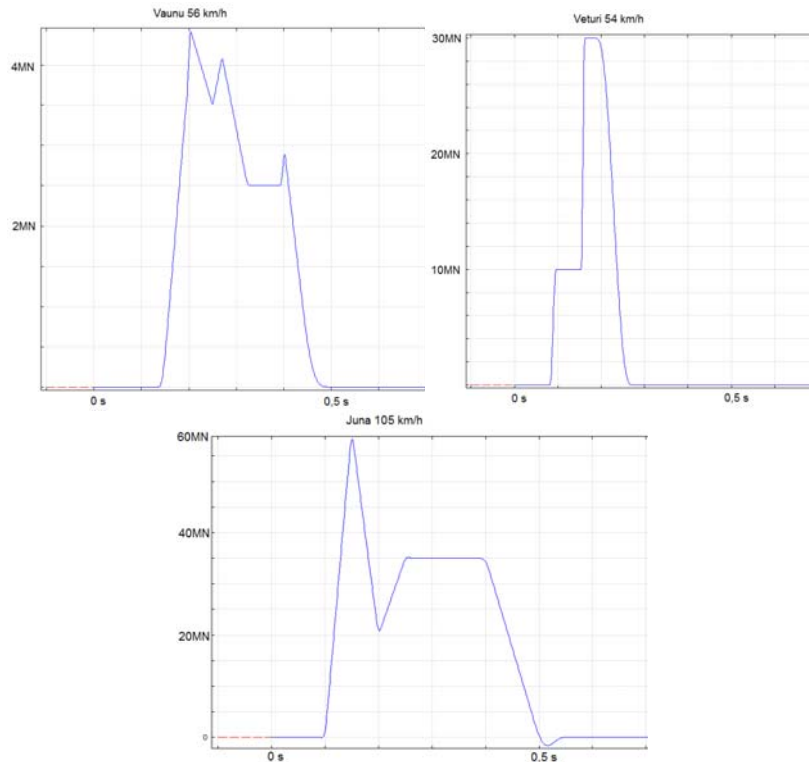
Dynaamisissa analyysissä on käytetty ohjelman ajasta riippuvaa ratkaisualgoritmia (*time dependent*), jolloin liikeyhtälöt ratkaistaan käyttämällä suoraa aikaintegrointimenetelmää. Tarkastelussa käytetty aika-askel Δt on valittu suurimman tarkasteltavan ominaistajuuden f_2 perusteella siten, että se noudattaa ehtoa (Nash 2001, s. 80)

$$\Delta t \leq \frac{1}{20f_2}. \quad (5.12)$$

Vaimennuksen mallintamiseen on käytetty Rayleigh-vaimennusta. Vaimennussuhteen arvoksi oletettiin 5 %. Arvo on tyypillinen teräsbetonirakenteille tilanteissa, joissa rakenne halkeilee ja vaurioituu. Esimerkiksi Rezaei (2011) on käyttänyt vaimennussuhteelle vastaavaa arvoa teräsbetonipilarin törmäystarkasteluissa. Rayleigh-vaimennukseen vaadittavien vaimennuskertoimien arvot määritettiin rakenteiden ominaistajuuksien ja vaimennussuhteen perusteella. Rakenteiden ominaistajuudet ratkaistiin käytetyllä FEM-ohjelmalla. Rayleigh-vaimennuksen vaimennuskertoimet α_{dM} ja β_{dK} ratkaistiin yhtälöryhmästä

$$\begin{bmatrix} \frac{1}{4\pi f_1} & \pi f_1 \\ \frac{1}{4\pi f_2} & \pi f_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha_{dM} \\ \beta_{dK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \xi_1 \\ \xi_2 \end{bmatrix}, \quad (5.13)$$

jossa f_1 on alin ominaistajuus ja f_2 ylin tarkasteltava ominaistajuus. Vaimennussuhteet ξ_1 ja ξ_2 valittiin yhtä suuriksi. (COMSOL AB 2012)



Kuva 5.21 Törmäystarkasteluissa käytetyt kuorma-aikafunktiot.

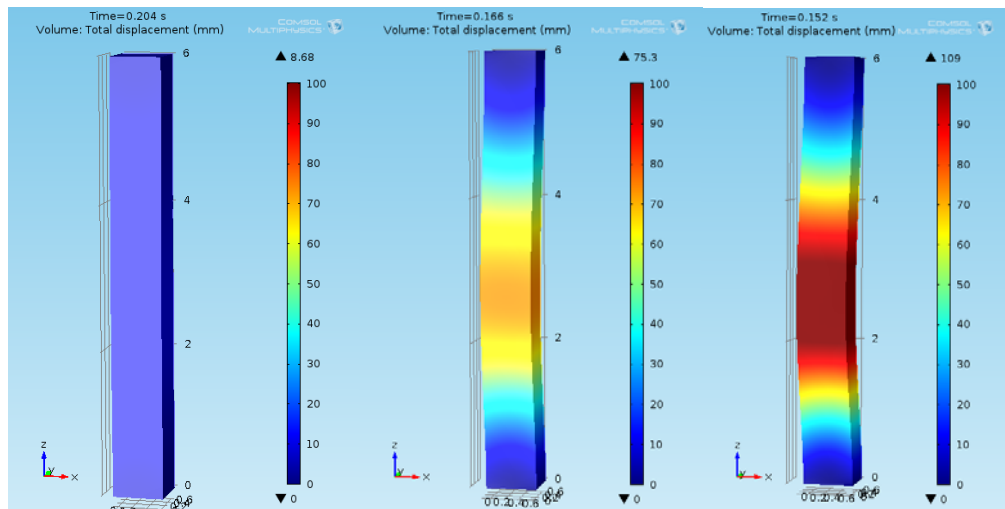
Tarkasteluissa on otettu huomioon vain törmäyskuorma. Rakenteen omapainoa ja yläpuoliselta rakenteelta tulevaa kuormaa ei ole otettu huomioon. Dynaamisessa analyysissä käytetyt kuorma-aikafunktiot on esitetty kuvassa 5.21. Ne jäljittelevät valittuja kohdan 5.1.3 kuorma-aikafunktioita. Funktiot on paloittain määritelty ja tarkastelun vuoksi muutettu kahdesti derivoituvaan muotoon, joten ne eroavat hieman alkuperäisistä muodoista. Kuormat on jaettu rakenteen pinnalle kuvan 5.19 mukaisesti.

5.2.3 Laskennan tuloksia

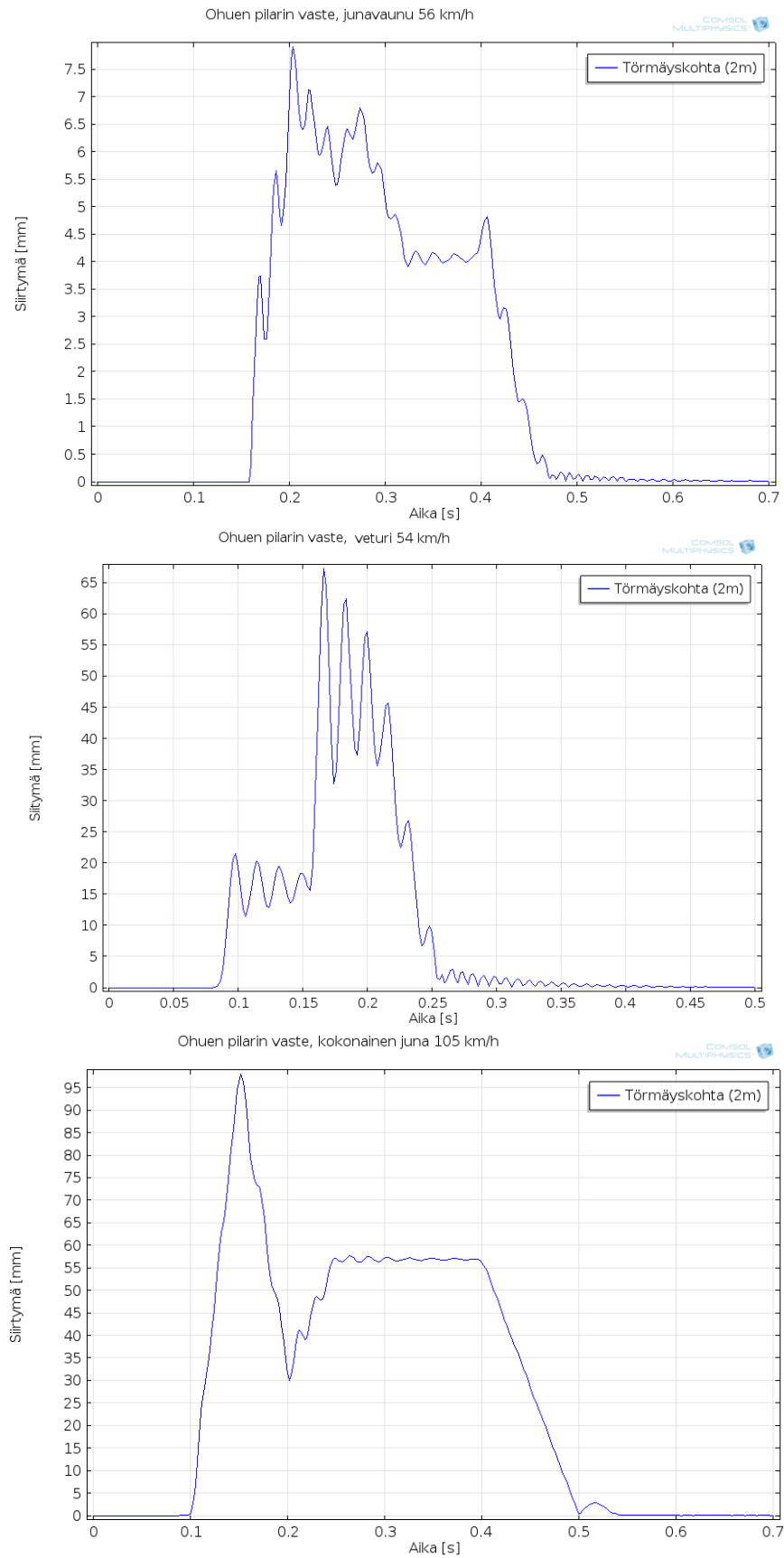
Dynaamisessa analyysissä valittiin siirtymän tarkastelukohdaksi poikkileikkauksen pintakeskiö suurimman siirtymän korkeudella. Kohta sijaitsee törmäyksen vaikutusalueen keskipisteen eli 2 m:n korkeudella. Tarkastelupisteen siirtymän lisäksi analyysi tuotti graafisia tuloksia esimerkiksi törmäyksen aikana kehittyvistä jännityksistä ja koko rakenteen muodonmuutostilasta. Graafisten tulosten yhteydessä on esitetty myös tarkasteltavan tuloksen suurin ja pienin arvo koko rakenteessa. Tässä käydään läpi FEM-laskennan tulokset, mutta tuloksien merkitystä analysoidaan tarkemmin kohdassa 5.3.

Koko pilarin muodonmuutostila eri kuormitustapauksissa on esitetty kuvassa 5.22. Kuvassa 5.23 on esitetty pilarin tarkastelupisteen siirtymä ajan funktiona kussakin kuormitustapauksessa. Ensimmäinen kuorma-aikafunktio kuvaa 56 km/h nopeudella törmäävän junavaunun vaikutusta. Kuorma-aikafunktion aiheuttama suurin siirtymä tarkastelupisteessä on 7,9 mm. Siirtymän kuvaaja noudattaa kuorma-aikafunktion muotoa, ja rakenne värähtelee noin 60 Hz taajuudella värähtelyn voimakkuuden ollessa noin 0,5 mm. Eurokoodin taustadokumentin mukaisella kuormitusmallilla tarkastelupisteen siirtymä saavuttaa ensin 21 mm arvon, minkä jälkeen kuorman noustessa siirtymän arvo kohoaa huippuarvoonsa, joka on noin 67 mm. Värähtelyn voimakkuus huippukuorman vaikuttaessa on noin 17 mm. Nopeudella 105 km/h kulkevan kokonai-

sen junan törmäystä vastaavan kuormafunktion vaikutuksesta tarkastelupisteen suurin siirtymä on noin 98 mm. Siirtymäkuvaaja noudattaa tarkasti kuormafunktion muotoa, ja värähtelyn voimakkuus on merkityksetön.



Kuva 5.22 Pilariin syntyvä muodonmuutostila törmäyksessä: junavaunu 56 km/h, veturi 54 km/h ja kokonainen juna 105 km/h.

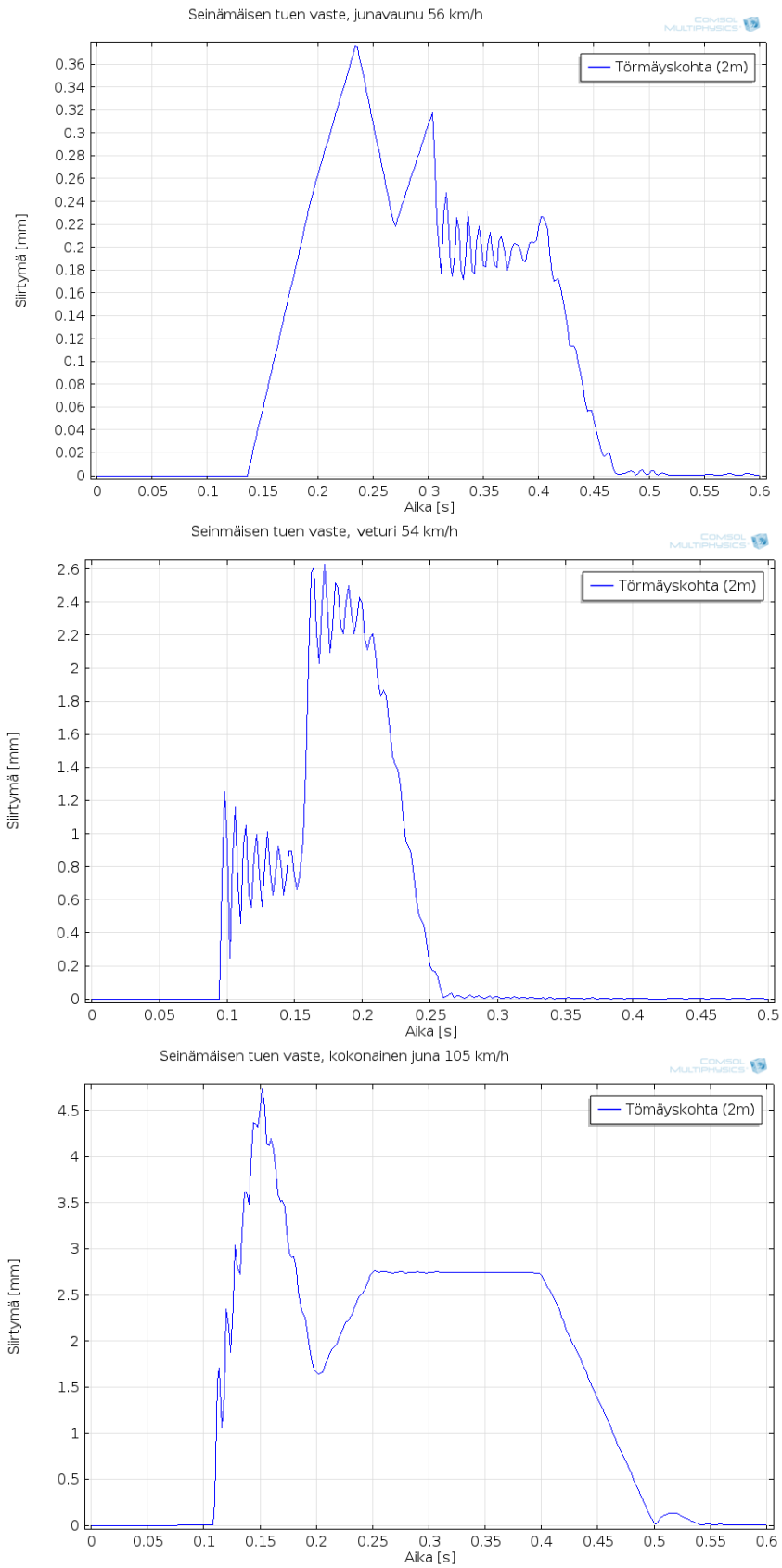


Kuva 5.23 Pilarin pintakeskiön siirtymä ajan funktiona 2 m:n korkeudella. Ylhäältä: junavaunu 56 km/h, veturi 54 km/h ja kokonainen juna 105 km/h.

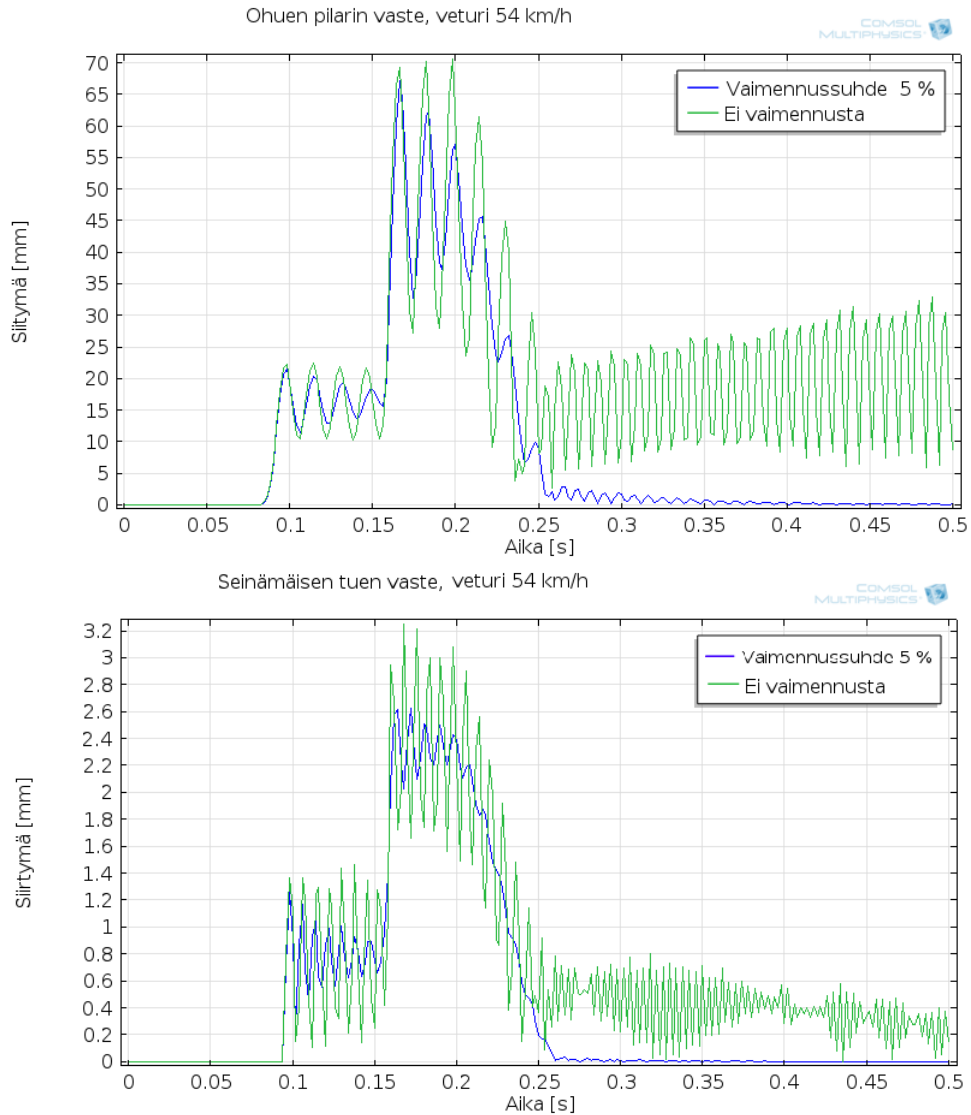
Kuvassa 5.24 on esitetty seinämäisen tuen tarkastelupisteen siirtymä ajan funktiona kussakin kuormitustapauksessa. Tarkastelupisteen suurin siirtymä 56 km/h nopeudella törmäävän junavaunun törmäystä vastaavan kuorma-aikafunktion vaikutuksesta on vain 0,38 mm. Siirtymä noudattaa aluksi tarkasti kuormafunktion muotoa, mutta 300 ms jälkeen piste alkaa värähdellä noin 120 Hz:n taajuudella värähtelyn amplitudin ollessa tarkastelupisteessä noin 0,03 mm. Eurokoodin taustadokumentin (Vrouwenvelder et al. 2005, s. 30) mukaisen kuormituksen vaikutuksesta tarkastelupisteen värähtely on suhteellisen voimakasta. Värähtelyn amplitudi on aluksi noin 0,5 mm. Tarkastelupisteen siirtymän huippuarvo saavuttaa ensimmäisen kuorma-askelen aikana 1,2 mm arvon, minkä jälkeen kuorman noustessa siirtymän arvo kohoaa todelliseen huippuarvoonsa, joka on noin 2,6 mm. Kokonaisen junan törmäystä nopeudella 105 km/h vastaavaan kuormafunktion vaikutuksesta tarkastelupisteen suurin siirtymä on noin 4,7 mm, ja siirtymäkuvaajan muoto noudattaa tarkasti kuormafunktion muotoa. Seinämäisen tuen muodonmuutostilat eivät ole visuaalisesti havaittavissa, joten niistä ei esitetä graafisia tuloksia.

FEM-laskennalla selvitettiin myös alusrakenteiden ominaistaajuuudet. Pilarin kaksi alinta törmäyskuorman suuntaista taivutusvärähtelyn ominaistaajuutta ovat 63 Hz ja 158 Hz. Seinämäisellä tuella vastaavasti kaksi alinta ominaistaajuutta ovat 139 Hz ja 272 Hz. Rakenteet ovat siis hyvin jäykkiä törmäyssuunnassa. Korkeat ominaistaajuudet tarkoittavat lyhyttä jaksonaikaa, joka saadaan ominaistaajuuden käänteisarvona.

Kuvassa 5.25 on esitetty mallissa käytetyn Rayleigh-vaimennuksen vaikutus alusrakenteiden vasteeseen. Vertailuun on valittu tarkasteluissa käytetty 5 % vaimennussuhde ja vaimentamaton systeemi, johon vaikuttaa vain laskentamenetelmästä aiheutuva numeerinen vaimennus. Tulokset on esitetty 54 km/h nopeudella törmäävän veturin kuorma-aikafunktiolle. Pilarin tapauksessa vaimennus ei vaikuta merkittävästi rakenteen suurimman siirtymän arvoon. Vaimennuksen vaikutus näkyy lähinnä törmäyksen jälkeisessä rakenteen värähtelykäyttäytymisessä. Sen sijaan seinämäisellä tuella vaimennuksella on merkittävä vaikutus myös rakenteen suurimpaan siirtymään. Vaimentamattomassa tarkastelussa rakenteen suurin siirtymä saavuttaa arvon 3,2 mm, joka on 0,6 mm suurempi kuin vaimennetun tarkastelun vastaava arvo.

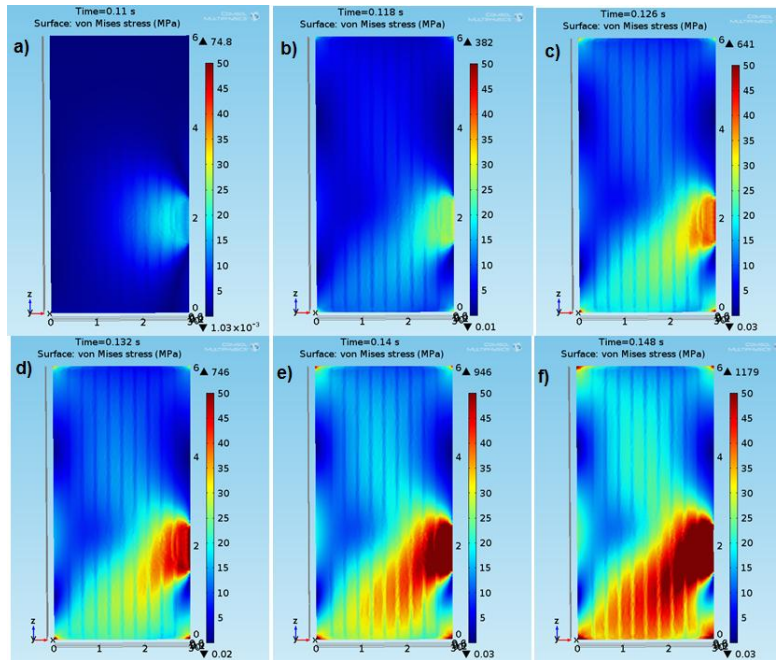


Kuva 5.24 Seinämäisen tuen pintakeskiön siirtymä ajan funktiona 2 m:n korkeudella. Ylhäältä: junavaunu 56 km/h, veturi 54 km/h ja kokonainen juna 105 km/h.

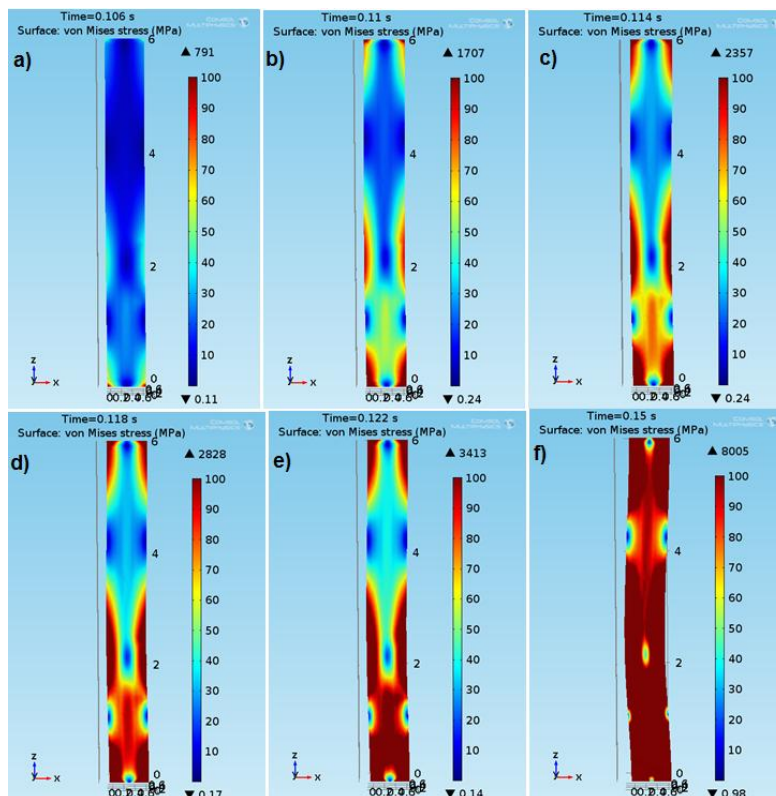


Kuva 5.25 Tarkastelupisteen siirtymä ajan funktiona veturin törmäyksessä 5 %:n vaimennussuhteella ja ilman Rayleigh-vaimennusta. Ylhäällä pilarin ja alhaalla seinämäisen tuen vaste.

Kuvissa 5.26 ja 5.27 on esitetty seinämäisen tuen ja pilarin pinnan jännityksiä eri ajanhetkillä, kun kuormituksena on 105 km/h kulkevan junan kuorma-aikafunktio. Kuvassa 5.26 tummin punaisen sävy vastaa 50 MPa:n jännitystä, kun kuvassa 5.27 vastaava jännityksen arvo on 100 MPa. Ajanhetket on valittu väljemmin seinämäiselle tuelle, koska jännityksien leviäminen kestää kauemmin kuin pilarilla. Seinämäisen tuen jännitysten nähdään lähtevän etenemään noin 45 asteen kulmassa törmäyskohdasta sekä ylös että alaspäin kohti tuen takareunaa. Jännitykset kehittyvät kuitenkin huomattavasti voimakkaammin tuen alaosassa. Pilarin vaste kehitty törmäyksessä nopeasti, joten tarkastelu on esitetty tiheämmällä aika-askelluksella. Pilarissa suuria jännityksiä muodostuu heti aluksi pilarin juureen, yläpään ja törmäyskohtaan. Jännitykset leviävät nopeasti. 150 ms:n kohdalla muodonmuutosten ollessa suurimmillaan jännitykset ovat koko rakenteessa yli 100 MPa. Tämä tarkoittaa käytännössä, että betonin elastinen kapasiteetti on ylittynyt reilusti.



Kuva 5.26 Jännitysten leviäminen seinämäisessä tuessa, kun kuormituksenä on 105 km/h kulkevan junan kuorma-aikafunktio. Jännitykset ajanhetkillä a) 110 ms, b) 118 ms, c) 126 ms, d) 132 ms, e) 140 ms ja f) 148 ms.



Kuva 5.27 Jännitysten leviäminen pilarissa, kun kuormituksenä on 105 km/h kulkevan junan kuorma-aikafunktio. Jännitykset ajanhetkillä a) 106 ms, b) 110 ms, c) 114 ms, d) 118 ms, e) 122 ms ja f) 150 ms.

Staattisen analyysin tulokset on koottu taulukkoon 5.2. Jousivakion eli ekvivalentin jäykkyyden arvoksi saatiin pilarille 627 MN/m ja seinämäiselle tuelle 12 811 MN/m. Suurimmat siirtymät on määritetty dynaamisen analyysin perusteella. Näitä siirtymiä vastaavat ekvivalentit staattiset kuormat ovat 56 km/h nopeudella törmäävälle vauunulle 5,0 ja 4,9 MN, 54 km/h nopeudella törmäävälle veturille 42,0 ja 33,3 MN sekä 105 km/h nopeudella törmäävälle kokonaiselle junalle 61,4 ja 60,2 MN. Muodonmuutos- ja jännitystilat vastasivat dynaamisen analyysin tuloksia, joten niitä ei esitetä erikseen.

Taulukko 5.2 Suurin siirtymä ja ekvivalentti staattinen kuorma eri tapauksissa.

Profiili	Kuormitustapaus	Suurin siirtymä [mm]	Jousivakio [MN/m]	Ekvivalentti staattinen kuorma [MN]
PILARI	Vaunu 56 km/h	7,9	627	5,0
PILARI	Veturi 54 km/h	67	627	42,0
PILARI	Juna 105 km/h	98	627	61,4
SEINÄ	Vaunu 56 km/h	0,38	12 811	4,9
SEINÄ	Veturi 54 km/h	2,6	12 811	33,3
SEINÄ	Juna 105 km/h	4,7	12 811	60,2

5.3 Tulosten arviointi ja vertailu

5.3.1 Tulosten analysointi

Teräsbetoniset alusrakenteet ovat hyvin jäykkiä rakenteita. Tämän osoittavat suuri ekvivalentin jäykkyyden arvo ja toisaalta alimpien ominaistajuuksien korkeat arvot. Jäykällä rakenteella suurimman dynaamisen vaikutuksen muodostumiseksi vaadittavan impulssin kesto on hyvin lyhyt (vrt. kuva 5.11). Näin ollen junan törmäyksen aikana vaikuttavat näennäisen merkityksettömät kuormahuiput aiheuttavat rakenteeseen maksimaalisen vasteen. Tällä on merkitystä, kun tarkastellaan kirjallisuudessa esitetyjä törmäyskuormamalleja ja verrataan niitä olemassa olevien suunnitteluohjeiden mitoituskormiin. Törmäystapauksissa lyhyet kuormitushuiput ehtivät pääsääntöisesti muodostamaan suuremman vaikutuksen kuin samansuuruinen staattinen kuorma.

Laskennan tuloksista voidaan havaita dynaamisen vaikutuksen merkitys. Selkeimmin dynaaminen vaikutus näkyy Eurokoodin taustadokumentin mukaisen kuorman ensimmäisellä kuorma-askeleella. Tämä johtuu siitä, että kyseessä on tasainen suora-kaideimpulssi, jossa maksimikuorma (10 MN) vaikuttaa pidempään kuin puolet rakenteen ominaisvärähtelyn jaksonajasta. Lisäksi rakenteen sisäinen vaimennus ei ehdi vaikuttamaan merkittävästi ensimmäisen kuorma-askeleen aiheuttamaan vasteen huippuarvoon. Dynaamisen suurennuskertoimen arvoksi saadaan seinämäisellä tuella 1,6 ja pilarilla 1,4. Sen sijaan törmäyskokeen ja simulaation avulla määritettyjen kuormafunktioiden aiheuttama dynaaminen vaikutus on noin 1,1-kertainen kuormafunktion huippuarvoon nähden. Ero johtuu kuormafunktioiden terävästä kuormahuipusta ja hitaammasta kuormitusnopeudesta.

Laskennan perusteella törmäyksen mallintaminen lineaarisesti dynaamisesti ei välttämättä ole mielekäästä. Kun kuorma-aikayhteys on tiedossa, voidaan se lineaarisessa tarkastelussa korvata ekvivalenteilla staattisilla kuormilla. Eurokoodissa on ohjeistettu käyttämään dynaamisen suurennuskertoimen ylärajana arvoa 1,4. Arvo vaikuttaa

FEM-laskennan perusteella sopivalta, kun kuormana ei ole suorakaideimpulssi. Tällöin valitaan kuormafunktion huippuarvo, ja kerrotaan se dynaamisella suurennuskerroimella, jolloin saadulla kuormalla voidaan suorittaa staattinen tarkastelu. Dynaamisen analyysin suorittaminen voi olla mielekäästä, kun rakenteen alimmat ominaisuuksuudet ovat matalia. Tällöin rakenteen vaste saattaa olla staattista tarkastelua pienempi, jolloin dynaamisella tarkastelulla voidaan ehkäistä ylirajoitusta.

Lineaarisen tarkastelun rajoituksista huolimatta työssä suoritettun FEM-laskennan perusteella voidaan todeta, että tavanomaisten pilarien mitoittaminen todellisille törmäyskuormille ei ole mielekäästä. Pilarin kapasiteetti voi olla riittävä ainoastaan hyvin pienillä törmäysnopeuksilla. Kuten kuvista 5.26 ja 5.27 voidaan havaita, seinämäisen tuen tapauksessa vauriot muodostuvat todennäköisesti paikallisesti. Sen sijaan pilarilla momenttikuorma aiheuttaa rakenteen plastisoitumisen törmäyskohdassa sekä pilarin juuressa ja yläpäässä. Jos momenttikuorma ei muodostu kriittiseksi, myös pilarin vauriomekanismi noudattaa 45 asteen kulmissa lähteviä leikkausmurtopintoja (vrt. kuva 5.3).

5.3.2 Tulosten luotettavuus ja soveltaminen

FEM-laskennan tulosten tarkastelussa tulee ottaa huomioon käytetyt oletukset ja niiden luomat rajoitukset. Käytössä ei ollut ohjelmistoa, jolla olisi voitu suorittaa teräsbetonirakenteen dynaaminen analyysi epälineaarilla materiaalimallilla. Laskennan tuloksista ei voida tehdä johtopäätöksiä alusrakenteen paikallisesta vasteesta, mutta tuloksista saadaan viitekehys jatkotutkimustarpeiden arvioimiseksi. Lisäksi työssä suoritettujen laskelmien perusteella voidaan arvioida dynaamisen analyysin mielekkyyttä lineaarisessa tapauksessa ja toisaalta alusrakenteen dynaamista käyttäytymistä törmäyksissä, joissa muodonmuutokset ovat pieniä.

Laskentamallia voidaan pitää luotettavana siltä osin, kun sen rajoitukset on otettu huomioon. Mallin luotettavuus on varmistettu siten, että yksinkertaisten tapauksien tulokset vastaavat käsinlaskennalla saatujen tulosten suuruusluokkaa. Lisäksi tutustumalla luvussa 5.1 esitettyihin aidoissa onnettomuuksissa vaurioituneisiin alusrakenteisiin voidaan havaita, että mallin laskema jännitysten jakautuminen noudattaa todellisten tilanteiden vauriomekanismien muotoa. Esimerkiksi seinämäisellä tuella jännitykset etenevät 45 asteen kulmassa ja pilarissa jännitykset kasvavat pilarin juuressa, törmäyskohdassa ja pilarin yläpäässä.

Suurin tarkastelujen luotettavuutta heikentävä ja soveltamista rajoittava tekijä on lineaaristen materiaalimallien käyttö. Tarkempien tuloksien saavuttamiseksi etenkin suurten törmäyskuormien vaikutuksesta pilarilla tulisi ottaa huomioon vähintään materiaalien plastiset ominaisuudet ja betonin halkeilu. Myös betonin ja teräksen sidos tulisi mallintaa. Vielä kehittyneemmässä mallissa tulisi ottaa huomioon materiaaliominaisuuksien riippuvuus kuormitusnopeudesta ja mahdollisesti mallintaa myös juna törmäyksenä objektina. Tämänkaltaiset mallit vaativat kuitenkin tarkoitukseen soveltuvaa ohjelmistoa, riittäviä resursseja ja erittäin suurta laskentakapasiteettia.

Toinen tarkastelujen luotettavuutta heikentävä tekijä on laskennassa käytetyt tukiehdot. Laskentamallin koon ja laskentatyön rajoittamiseksi alusrakenteen päädyt oli mallinnettava mahdollisimman yksinkertaisesti. Karkean testimallin perusteella valittiin päätyihin jäykkä liitos, koska tällöin rakenteen vaste seurasi tarkimmin rakenteen todellista käyttäytymistä koko sillan rakenneosana. Kyseinen idealisointi kasvattaa rakenteiden jäykkyyttä ja siten myös siirtymiin vaadittavien kuormien arvoja. Arvoja

voidaan kuitenkin soveltaa suunnittelussa, sillä ne ovat konservatiivisia todelliseen kuormaan verrattuna. Sitä vastoin siirtymät ovat pienempiä kuin todellisessa tilanteessa.

Tulokset perustuvat lähdeaineistossa määriteltyihin junan törmäyksessä vaikuttaviin kuormiin, joten myös näiden kuormien määrittämiseen liittyvät luotettavuustekijät ja rajoitukset vaikuttavat tässä työssä suoritettujen laskennan luotettavuuteen. Eurokoodin taustadokumentissa esitettyä kuorma-aikafunktion alkuperäislähdettä ei saatu käyttöön, joten siihen liittyviin rajoituksiin ei voida tässä ottaa kantaa. FRA:n (2000) törmäyskokeen tulokset ovat luotettavia ja rajoittavat tekijät liittyvät lähinnä käytettyyn kalustoon ja törmäysnopeuteen (54 km/h). Törmäyskokeessa vaunun paino oli 30 tonnia, mikä poikkeaa huomattavasti esimerkiksi Suomessa käytössä olevasta 83 tonnia painavasta Sr2-veturista. Lisäksi vaunun jäykkyys on pienempi kuin veturin jäykkyys, minkä vuoksi veturin törmäyksessä vaikuttaa todennäköisesti huomattavasti suuremmat törmäyskuormat. Sunin et al. (2010) esittämä kokonaisen junan törmäyskuorma on määritetty numeerisen mallin perusteella törmäyksestä jäykkään seinään. Malliin liittyvien rajoitusten lisäksi luotettavuuteen vaikuttaa tarkasteluissa käytetty jäykkä seinä, mikä kasvattaa törmäyskuormien arvoja.

Tarkasteluissa ei ole otettu huomioon yläpuolisen rakenteen vaikutusta, eikä sitä ole mallinnettu muutoin kuin jäykkänä liitoksena tuen yläpäässä. Rakenteiden omaa painoa tai yläpuolisilta rakenteilta tulevia kuormia ei ole otettu huomioon. Maaperää ja perustusta ei ole myöskään mallinnettu, mikä lisää koko rakenteen jäykkyyttä ja törmäyskuormien voimakkuutta mutta pienentää siirtymiä. Laskennalla on arvioitu kuitenkin pääasiassa törmäyskuormia. Törmäyskuormien soveltamista idealisointi ei estä, mutta lisää tulosten konservatiivisuutta.

Laskelmissa on tarkasteltu vain radansuuntaista törmäyskuormaa, joten tuloksia ei voida soveltaa poikittaisten törmäyskuormien arvioinnissa. Lisäksi tarkastelut liittyvät ainoastaan junan suoraan törmäykseen keula edellä. Kuormatarkasteluissa ei ole otettu huomioon sitä, että junan tulee suistua raiteiltaan ennen törmäystapahtumaa, jolloin osa törmäysenergiasta absorboituu muualle kuin alusrakenteeseen.

5.3.3 Tulosten vertailu suunnitteluohjeisiin

FEM-laskennan perusteella määritetyt ekvivalentit staattiset kuormat eroavat merkittävästi suunnitteluohjeiden mitoituskuormista. Esimerkiksi NCCI 1 -ohjeessa annettu suurin kuorma radansuuntaiselle törmäykselle alle 120 km/h nopeudella on 8 MN. FEM-laskennan perusteella, kun käytetään 105 km/h nopeudella törmäävän junan kuormaimpulsseja, saadaan ekvivalentiksi staattiseksi kuormaksi noin 60 MN. Eurokoodissa annettu suurin mitoituskuorma on 3–5 m:n etäisyydellä radasta sijaitsevalle seinämäiselle alusrakenteelle 4 MN, kun radan suurin sallittu nopeus on alle 120 km/h. Kuitenkin Eurokoodin taustadokumentissa esitettyä törmäysimpulssia vastaava ekvivalentti staattinen kuorma on FEM-laskennan perusteella 33 MN seinämäiselle tuelle, kun törmäysnopeus on vain 54 km/h. Vaikka FEM-laskennan antamat tulokset ovat konservatiivisia, niin suunnitteluohjeiden törmäyskuormat ovat täysin eri suuruusluokkaa. Suunnitteluohjeissa annettujen mitoituskuormien varmuus vaikuttaa näiden tuloksien valossa kyseenalaiselta, jos niillä pyritään kuvaamaan todellisessa törmäystilanteessa vaikuttavia kuormia.

Verrataan törmäyskuormia Eurokoodissa esitetyn yhtälön 5.3 mukaiseen törmäyskuormaan. Oletetaan, että törmävä juna koostuu 80 tonnia painavasta veturista, joka törmää seinämäiseen alusrakenteeseen nopeudella 120 km/h. Käytetään Sunin et al. (2010) määrittelemää 500 MN/m:n jäykkyyttä junarungolle rakenteiden jäykkyyksien sijaan, koska arvo on pienempi kuin tässä työssä määritellyt alusrakenteiden jäykkyydet. Törmäyskuormaksi saadaan 210 MN. Tämä kuorma on konservatiivinen jopa FEM-laskennan perusteella määritettyihin konservatiivisiin ekvivalentteihin staattisiin kuormiin verrattuna. Eurokoodissa esitettyä yhtälön 5.3 mukaista tarkastelua ei ole mielekästä soveltaa junan törmäykseen, sillä se johtaa merkittävään törmäyskuormien yliarviointiin, kuten edellä osoitettiin.

FEM-analyysin perusteella dynaaminen suurennuskerroin vaihtelee tapauskohtaisesti. Eurokoodin mukaan suurennuskertoimen ylärajana voidaan käyttää onnettomuustarkasteluissa arvoa 1,4, mikä on konservatiivinen työssä laskettujen arvojen suhteen lukuun ottamatta suorakaideimpulssin perusteella määritettyä arvoa. Suoritettu FEM-analyysi vahvistaa käsitystä siitä, että dynaamiselle suurennuskertoimelle ei ole syytä käyttää yli 1,4 arvoa teräsbetonisten alusrakenteiden törmäysmitoituksessa. Toisaalta jos halutaan pienentää alusrakenteen dimensioita, on se mahdollista dynaamisen analyysin perusteella määritettyä dynaamista suurennuskerrointa hyödyntämällä.

FEM-laskennan perusteella ei voida tehdä suoria johtopäätöksiä rakenteiden vaurioitumismekanismeista ja paikallisesta käyttäytymisestä. Siitä huolimatta tarkastelut vahvistavat käsitystä siitä, että rakenteiden mittasuhteilla on merkitystä rakenteen käyttäytymiselle törmäystilanteessa. Alusrakenteiden mittasuhteet ovat tekijä, joka tulisi ottaa huomioon suunnittelussa ja suunnitteluohjeissa. UIC-koodissa erittely on tehty, mutta esimerkiksi NCCI 1 -ohjeessa ei oteta huomioon alusrakenteen mittasuhteita mitoituksessa. Suunnitteluohjeissa mainittu periaate, jossa puolet poikkileikkauksesta menettää kantokykynsä, vaikuttaa laskennan perusteella erittäin konservatiiviselta seinämäiselle tuelle, sillä muodonmuutokset törmäystilanteissa ovat hyvin pieniä ja suurimmat jännitykset muodostuvat paikallisesti törmäyskohtaan. Toisaalta lineaarinen tarkastelu antaa myös selkeitä viitteitä siitä, että pilarille kyseinen toimenpide ei ole riittävä. UIC-koodin mukaan ulomman pilarin menetys törmäyskuorman vaikutuksesta on otettava huomioon aina, mutta esimerkiksi Eurokoodissa ei ole annettu ohjeita pilareiden suunnittelemiseksi junan suistumiseen liittyvässä törmäystilanteessa.

Suomessa on käytetty hankekohtaisissa suunnitteluperusteissa seuraavanlaista vaatimusta: ”Pilarin poikkileikkauksesta tulee redusoida törmäyskuorman vaikutusalalta puolella sellaisen ekvivalentin pilarin poikkileikkauksen pinta-alasta, joka kestää onnettomuusrajatilan kuormitusyhdistelmän rasitukset törmäyskuorma mukaan luettuna. Pintakeskiön siirtymisestä aiheutuvia momenteja ei tarvitse tässä tarkastelussa ottaa huomioon. Poikkileikkauksen voidaan olettaa toimivan liittorakenteena myös tässä tarkastelussa.” (Sinisalo 2014). Ohje noudattaa UIC-koodin mukaista linjaa, mutta kuten jo edellä esitettiin, pilareille kyseinen vaatimus vaikuttaa riittämättömältä rakenteen vaurionsietokyvyn varmistamisen kannalta. Lisäksi UIC-koodia voidaan tulkita myös konservatiivisemmin. Suunnittelussa tulee ottaa huomioon pilarin menetys, jos se ei täytä määritettyjä mittasuhte-ehtoja. Kuvaa 5.3 ja muita todellisia törmäystilanteita tarkastelemalla voidaan havaita, että poikkileikkauksen liittorakenteen toiminta törmäyksen jälkeen on muuttunut. Tarkemman vaikutuksen selvittämiseksi tulisi kuitenkin tehdä lisätutkimuksia. Voidaan silti todeta, että oletus rakenteen toimimisesta liittorakenteena törmäyksen jälkeen ei vaikuta ainakaan konservatiiviselta.

6 Johtopäätökset

6.1 Yhteenvedo

Työssä tunnistettiin suistumisilmiöön liittyviä olennaisia tekijöitä. Suistumisilmiön esiintymiseen siltojen läheisyydessä vaikuttavat radan ominaisuudet ja kunto, liikkuvan kaluston kunto, inhimilliset tekijät ja siltapaikan ympäröivät olosuhteet. Erityisen suuri vaikutus suistumisen todennäköisyyteen on radan kunnossapitoluokalla ja vaihteiden sijainnilla suhteessa siltapaikkaan. Siltojen kohdalla radan jäykkyysominaisuudet muuttuvat nopeasti, mikä lisää dynaamisista kuormista aiheutuvien ratavaurioiden muodostumista. Ratavaurioiden muodostuminen puolestaan kasvattaa junan suistumisriskiä. Suomessa routiminen, tulviminen ja äärimmäisten sääolosuhteiden, kuten kovien pakkasten, ilmeneminen vaikuttavat suistumisriskiin sillan sijainnista riippuen. Myös inhimillisillä tekijöillä on merkittävä asema suistumistapausten aiheuttajana, mutta niiden vaikutusta ei voida tarkastella hankekohtaisesti siltasuunnittelun näkökulmasta.

Euroopassa suistumistapausten määrä on viime vuosina laskenut, kun Pohjois-Amerikassa tapausten määrä on pysynyt vakiona. Toisaalta kuolemaan johtaneiden törmäys- ja suistumisonnettomuuksien yhteenlaskettu määrä on pysynyt myös Euroopassa edeltävien vuosien tasolla. Suistumistapaukset muodostavat kuitenkin vain pienen osan onnettomuustapausten kokonaismäärästä, sillä alle 1 % rautatieliikenteen henkilövahingoista aiheutuu junan suistumisonnettomuuksissa. Suomessa rautatieliikenteen turvallisuus on Euroopan keskimääräistä tasoa parempi. Vuosina 2000–2012 Suomessa tapahtui keskimäärin noin kaksi merkittävää suistumista vuositain, eli suistumistaajuus oli noin 0,035 merkittävää suistumista miljoonaa junakilometriä kohden. Esimerkiksi Australiassa keskimääräiseksi suistumistaajuudeksi on määritetty 0,83 suistumistapausta miljoonaa junakilometriä kohden. Suistumistaajuuden arvoja ei voida kuitenkaan vertailla suoraan, sillä suistumistapausten tilastointikriteereissä esiintyy vaihtelua. Tärkeä havainto on, että Suomessa noin 50 % ja Iso-Britanniassa noin 30 % merkittävistä suistumistapauksista tapahtuu vaihteissa.

Junan suistuminen sillan kannella ja junan törmääminen sillan alusrakenteeseen ovat harvinaisia onnettomuustilanteita. Kyseisillä onnettomuustilanteilla on kuitenkin esiintyessään niin merkittäviä seurauksia, että ne on otettava huomioon siltojen suunnittelussa. Esimerkiksi Escheden junaonnettomuudessa vuonna 1998 suistunut juna törmäsi sillan välitukiin, minkä seurauksena silta sortui suistuvan junan päälle ja 101 ihmistä menetti henkensä. Yhdysvalloissa vuonna 2012 juna suistui sillan kannella, mikä johti sillan sortumiseen ja kahden ihmisen kuolemaan. Myös Suomessa on tapahtunut vastaavanlaisia onnettomuuksia, kuten Jyväskylässä vuonna 1998 ja Jokelessa vuonna 1996.

Diplomityössä havaittiin ongelmakohtia kannella tapahtuvaan suistumiseen liittyvässä suunnitteluohjeistuksessa. Suunnitteluohjeet eivät ole täysin yksiselitteisiä, minkä vuoksi erilaiset tulkintatavat aiheuttavat eroja toteutetuissa ratkaisuisissa. Esimerkiksi sitä, tuleeko sillan kansi suunnitella siten, että suistunut juna pysyy kannella, ei ole määritelty yksiselitteisesti ja johdonmukaisesti. Erityisesti suistuneen junan pysäyttämiseen tarkoitettun rakenneosan suunnitteluun liittyy vaihtelevia käytäntöjä ja ristiiriitoja, joita on käsitelty kohdissa 3.3.1 ja 4.1.2. Yhdysvalloissa ja Ruotsissa reuna-palkkirakenteille on esitetty konservatiivisempia vaatimuksia kuin Liikenneviraston

ohjeissa. UIC- ja Eurokoodissa puolestaan ei anneta lainkaan ohjeita tai periaatteita soveltuviin reunarakenteiden suunnitteluun. Lisäksi kannen tason yläpuolisten rakenteiden mitoittaminen suistumistilanteessa ei ole esimerkiksi Eurokoodissa ilmaistu riittävän selkeästi. Kannen yläpuolisten rakenteiden suunnittelussa suistumistilante tulisi ottaa huomioon esimerkiksi vaurionsietokykyajattelua soveltaen.

Kannella tapahtuvan suistumisen seurauksia tulee vähentää, mikä tarkoittaa pääasiassa suistuneen junan putoamisen estämistä ja pitämistä mahdollisimman lähellä raiteen keskilinjaa. Suunnittelussa tulee soveltaa vaurionsietokykyajattelua ja käyttää reunarakenteita ja suojakiskoja. Suojakiskoja ei suositella, kun radan liikennöintiinopeus on yli 160 km/h. Reunarakenteiden yläpinnan tulee olla vähintään kiskon yläpinnan tasolla.

Suojakiskoja käytetään etenkin pidemmällä silloilla kannella tapahtuvan suistumisen ehkäisemiseksi, mutta suojakiskoja voidaan käyttää myös alusrakenteiden suojaamisessa. Suunnitteluohjeissa suojakiskoja asemaa mitoituksen kannalta ei ole kuitenkaan selkeästi määritelty. Nykyisten normien mukaan suojakiskoja asennuksella ei voida välttää mitoitusilannetta, jossa juna on tasapainossa sillan reunalla, vaikka RATO 8 -ohjeen mukaan "suojakisko estää junan suistumisen sillan osalle, jota ei ole suunniteltu suistumiskuumalle" (taulukko 3.3). Kuten kohdassa 4.2.2 osoitettiin, ohuiden reunaosien suunnittelussa kyseisen mitoitusilanteen huomioon ottaminen moninkertaistaa vaadittavan rauditusmäärän, minkä takia suojakiskoja vaikutus mitoitukseen on määriteltävä yksiselitteisesti mitoitusilanteeseen liittyvässä suunnitteluohjeen kohdassa.

Junan suistumiseen liittyvä törmäys onnettomuustilanteena asettaa moniulotteisen haasteen suunnittelijoille. Törmäyksen kohteena oleva pilari voi olla kriittinen tuki yläpuoliselle rakennukselle tai sillan kannelle, jossa on ihmisiä. Näiden ihmisten turvallisuuden varmistamiseksi tulee kriittisen tukipilarin olla riittävän kestävä. Toisaalta liian massiivinen ja jäykkä tukirakenne on vaarallinen pilariin törmäävän junan matkustajien turvallisuuden kannalta. UIC-koodissa esitetty riskianalyyssimalli junan törmäämisestä sillan alusrakenteeseen ottaa huomioon ainoastaan junamatkustajille aiheutuvan riskin. Siltarakenteeseen ja liikkuvaan kalustoon kohdistuvat materiaali- vahingot sekä sillan käyttäjiin kohdistuvat henkilövahingot eivät sisälly UIC:n riskianalyyssimalliin, vaikka sekä UIC-koodissa että Eurokoodissa on annettu useita vastaavanlaisia huomioon otettavia tekijöitä. Työssä on kehitetty riskianalyyssimalli (liite 8), jonka avulla voidaan edellä mainittujen tekijöiden lisäksi ottaa huomioon muita olennaisiksi tunnistettuja tekijöitä. Kehitetty riskianalyyssimalli antaa UIC:n esittämää riskianalyyssimallia tarkemman arvion siltasuunnittelun vaikutuksesta suistumisen ja törmäämisen aiheuttamaan vuosittaiseen kokonaisriskiin. Työssä esitettyä riskianalyyssimallia soveltamalla voidaan havaita, että riskin lieventämiseksi suoritettavat toimenpiteet voivat olla kustannus-hyötysuhteeltaan kannattavia, vaikka UIC:n riskianalyyssimalli antaisikin päinvastaisia tuloksia.

Törmäystilanteen tarkastelussa voidaan käyttää vaihtoehtoisia FEM-analyysimenetelmiä. Staattisen lineaarisen tarkastelun soveltaminen törmäystilanteessa on kyseenalaista, jos ekvivalentteja staattisia kuormia ei ole luotettavasti määritetty. Dynaamisen lineaarisen tarkastelun hyöty on myös rajallinen. Törmäyksessä teräsbetoniseen alusrakenteeseen kuorman dynaaminen suurennuskerroin ei tavallisesti ylitä arvoa 1,4. Toisaalta teräsbetonisen alusrakenteen vaste törmäyskuormalle muodostuu niin nopeasti, että jo törmäystilanteissa tyypilliset lyhytkestoiset maksimikuormat aiheuttavat rakenteeseen maksimivasteen. Tästä voidaan päätellä, että esi-

merkiksi kohdassa 5.1.3 esitetyt törmäysimpulssit aiheuttavat teräsbetoniseen alusrakenteeseen vähintään siirtymätilan, joka on vastaa impulssin maksimikuormalla suoritettua staattisen tarkastelun siirtymätilaa.

Teräsbetonin käyttäytyminen törmäyskuormituksessa on monimutkainen ilmiö johdettuna teräsbetonin ominaisuuksista. Kohdassa 5.1.2 on esitetty todellisissa törmäys-onnettomuuksissa vaurioituneita teräsbetonirakenteita. Teräsbetonipilarilla on kaksi päävauriomekanismia. Pilarilla, jolla kapasiteetti on riittävä, törmäyskohdasta lähtee kaksi murtotasopintaa 45 asteen kulmassa ylös ja alaspäin. Pilarilla, jolla puolestaan on liian pieni kapasiteetti, momenttikuorma aiheuttaa plastisten nivelten muodostumisen pilarin juureen ja yläpäähän sekä törmäyskohtaan.

Työn tulosten perusteella todelliset junan törmäystilanteessa vaikuttavat kuormat ovat todennäköisesti suurempia kuin nykyisissä suunnitteluohjeissa esiintyvät törmäystilanteen mitoituskuormat. Suunnitteluohjeissa esiintyvä maksimikuorma vastaa noin 30 tonnia painavan junavaunun törmäystä 56 km/h nopeudella. Suomessa siltojen suunnittelussa käytetään vastaavaa kuormaa, kun otetaan huomioon kokonaisen junan törmäminen alusrakenteeseen 200 km/h nopeudella. Eurokoodin taustadokumentissa on esitetty ajasta riippuva törmäyskuorma 54 km/h nopeudella törmäävälle veturille. Esitetyn törmäyskuorman suurin arvo on kolminkertainen suunnitteluohjeissa esiintyvään suurimpaan törmäyskuormaan verrattuna. Australiassa tutkijat ovat kehittäneet numeerisen mallin, jonka avulla arvioitiin kokonaisen junan aiheuttamaa törmäyskuormaa. Junan törmäysnopeuden ollessa 170 km/h saatiin törmäyksen aikana vaikuttavan kuorman huippuarvoksi 100 MN, joka on kymmenkertainen suurimpaan suunnitteluohjeissa esiintyvään törmäyskuormaan verrattuna. Numeerisen laskentamallin tulokset ovat konservatiivisia. Silti voidaan päätellä, että suunnitteluohjeiden antamat maksimikuormat eivät todennäköisesti vastaa radansuuntaisesti törmäävän kokonaisen junan vaikutusta etenkin suuremmilla nopeuksilla. Näin ollen staattisten törmäyskuormien käyttäminen yli 120 km/h törmäysnopeuksille saattaa vaikuttaa rakenteen varmuustasoon. Asian varmistamiseksi tulee kuitenkin tehdä lisäselvityksiä esimerkiksi kehittyneemmällä numeerisilla malleilla.

Työssä kehitettiin törmäystilanteen riskinarvioinnin apuvälineeksi riskianalyysimalli, johon on koottu kaikki siltasuunnittelun kannalta olennaiset suistumisilmiöön vaikuttavat tekijät. Analyysimallissa on esitetty näkemys siitä, kuinka nämä tekijät voidaan ottaa huomioon siltasuunnitteluun liittyvässä riskianalyysissa. Lisäksi työn tulosten perusteella analyysimalliin on määritetty suunnitteluratkaisujen vaikutuksia törmäystilanteen seurauksiin. Riskianalyysimallia voidaan käyttää kokonaisriskin karkeaan arviointiin. Hankekohtaisesti täsmennettynä riskianalyysimallin avulla voidaan muodostaa tarkempia arvioita törmäystilanteeseen liittyvästä kokonaisriskistä ja erilaisen riskiä lieventävien toimenpiteiden kustannus-hyötysuhteesta.

Törmäystilanteen huomioimiseksi alusrakenteet tulee luokitella mittasuhteiden perusteella. Pilarimaisten välitukien menetys otetaan huomioon törmäystilanteessa, mutta seinämäiset tuet voidaan mitoittaa törmäyskuormille. Alusrakenteiden suunnittelussa tulee ottaa huomioon myös junamatkustajien turvallisuus. Esimerkiksi korotettujen perustusten päädyt on syytä muotoilla siten, että ne ohjaavat törmäävän junan pois päin alusrakenteesta.

Nykyisellään törmäyskuormat ohjaavat suunnittelua. Tehdyn tutkimuksen mukaan nykyinen törmäystilanteen tarkastelussa käytettävä staattinen kuorma ei vastaa oletettavan maksimikuorman vaikutusta. Suunnittelua tulisi ohjeistaa niin, että siirrytään staattiseen pistekuormaan perustuvasta mitoitustavasta riskianalyysitarkasteluun. Riskianalyysitarkastelun avulla suunnittelussa voidaan ottaa huomioon suistumisen aiheuttamaan riskiin tapauskohtaisesti vaikuttavia muuttuvia tekijöitä.

6.2 Jatkotutkimustarpeita

Siltasuunnittelun kannalta olennaisimmat jatkotutkimustarpeet liittyvät törmäyskuormien, teräsbetonirakenteen paikallisen vasteen ja kannella tapahtuvan suistumisen pysäyttämiseksi suunniteltujen rakenteiden vaatimusten selvittämiseen. Lisäksi työssä esitetyn riskianalyysimallin kehittäminen vaatii erillisten riskitekijöiden yksityiskohtaisempaa mallinnusta ja niiden vaikutusten selvittämistä.

Teräsbetonirakenteiden paikallisen vasteen selvittämiseksi tulee kehittää dynaaminen laskentamalli, joka ottaa huomioon teräsbetonin epälineaarisen käyttäytymisen. Tutkimuksen perusteella voidaan ottaa kantaa nykyiseen suunnitteluohjeistukseen, jonka mukaan alusrakenteet tulee mitoittaa siten, että ne kestävät yläpuoliselta rakenteelta tulevat kuormat puolikkaalla poikkileikkauksella. Dynaamisessa laskennassa voidaan käyttää kuormituksenä tässä työssä esitettyjä kuorma-aikafunktioita. Kehittyneemmässä tarkastelussa tulisi mallintaa myös liikkuva kalusto ja tarkastella tilannetta aitona kahden objektin törmäystilanteena. Tämänkaltaisella mallilla voidaan muodostaa arvio myös törmäystilanteessa vaikuttavista todellisista kuormista.

Siltojen suunnittelu törmäystilanteen riskianalyysiä soveltamalla vaatii tietoa eri tekijöiden vaikutuksesta suistumisen ja sillan sortumisen todennäköisyyteen. Esimerkiksi suojakiskojen, radan kaarevuuden ja ympäristöolosuhteiden vaikutus suistumisen todennäköisyyteen vaatii selvittelyä. Ensisijaisesti tulisi kehittää suistumistapauksiin liittyvää tilastointia, jolloin riittävän yksityiskohtaisen tilastotiedon avulla saataisiin muodostettua luotettavia arvioita eri tekijöiden vaikutuksista suistumisen todennäköisyyteen ja vakavuuteen. Lisäksi työssä esitetyn riskianalyysimallin kattavuutta tulee lisätä määrittelemällä tavanomaisille silloille suoritettavien riskinvähentämistoimenpiteiden kustannuksia ja kehittämällä malliin algoritmeja, jotka ratkaisevat toimenpiteen kustannus-hyötysuhteen käyttäjän antamalla lähtötiedoilla.

Jotkin kohdat Liikenneviraston suunnitteluohjeissa NCCI 1 (Liikennevirasto 2011) ja RATO 8 (Liikennevirasto 2013b) kaipaavat jatkotutkimustoimenpiteitä. Jatkotutkimustoimenpiteitä esitetään seuraavasti:

- ❖ Kannella tapahtuvaan suistumiseen liittyvät jatkotutkimustoimenpiteet
 - Ilmaistaan yksiselitteisesti suunnitteluperiaate, jonka mukaan kannella tapahtuvan suistumisen yhteydessä juna ei saa pudota kannelta. (NCCI 1, kohta B.6.7.1)
 - Määritellään suistumisen aiheuttama vaakasuuntainen mitoituskuorma reunarakenteelle. Mitoituskuorman arvoa tulee kasvattaa alustavien arvioiden mukaan noin 40 %:iin onnettomuustilanteen pystykuorman arvosta. (NCCI 1, kohta B.6.7.1)

- Määritetään johdonmukaisesti ja yksiselitteisesti reunarakenteen yläpinnan korkotaso ja siihen liittyvät suositukset. Työn perusteella koron on oltava vähintään kiskojen yläpinnan tasolla. (RATO 8, kohta 8.3.4.7, Taulukko 8.3.1; NCCI 1, kohta B.6.7.1)
- Määritetään selkeästi suojakiskojen käyttöön liittyvät oletukset ja soveltamiskohteet. Suojakiskojen käyttäminen rataosuuksilla, joilla suurin sallittu nopeus on yli 160 km/h, saattaa olla tehontonta ja vaarallista. Kansainvälisten ohjeistusten mukaan suojakiskoja ei ole määritelty pysäyttäväksi rakenneosaksi, joka estäisi suistuneen junan pääsyn kannen reunalle. Suunnitteluohjeissa ei tule viitata tilanteisiin, joissa suojakiskot poistavat mitoitustarpeen. Vaihtoehtoisesti suojakiskot voidaan määrittellä pysäyttäväksi rakenteeksi. (RATO 8, kohta 8.3.4.4, Taulukko 8.3.1; NCCI 1, kohta B.6.7.1)
- Lisätään ja tarkennetaan Eurokoodissa epäselvästi ilmaistu suunnitteluohje soveltamisohjeeseen. Suistumisen aiheuttamia seurauksia tulee vähentää silloilla, joissa kantavia rakenneosia on kannen tason yläpuolella. Esimerkiksi suunnitteleamalla ristikkorakenteet vaurionsietokykyiseksi siten, että otetaan huomioon yhden sauvan menetys. (NCCI 1, kohta B.6.7.1)

❖ Törmäystilanteeseen liittyvät jatkotutkimustoimenpiteet

- Luokitellaan alusrakenteet mittasuhteiden perusteella. Määritetään esimerkiksi seinän geometriaehdot. Jos käytetään alusrakenteita, jotka eivät täytä seinän geometriaehtoja, otetaan huomioon yhden tällaisen tuen menetys törmäystilanteessa. (NCCI 1, kohta F.4.5, Taulukko F.6)
- Esitetään suunnittelua varten suosituksia ja ohjeita rakenteiden käyttämisestä. Esimerkiksi suositellaan seinämäisten tukien, korotettujen perustusten ja laiturirakenteiden käyttöä ja ohjeistetaan rakenteiden päätyjen muotoilua. (NCCI 1, kohta F.4.5)
- Nykyistä suojakiskojen pituuden määrittämiseksi käytettyä kaavaa voidaan tarkastella esimerkiksi liitteen 5 mukaisesti, jolloin suojakiskojen vähimmäispituutta on mahdollista pienentää. Lisäksi voidaan harkita suojakiskojen käytöstä luopumista, kun suurin sallittu nopeus rataosuu-della on yli 160 km/h. (NCCI 1, Taulukko F.6)
- Törmäystilanteen staattisissa mitoituskuormissa otetaan liikennöintinopeus tarkemmin huomioon. Työn perusteella esimerkiksi 200 km/h tunnissa kulkevan junan aiheuttama törmäyskuorma on kaksinkertainen 120 km/h kulkevan junan aiheuttamaan törmäyskuormaan verrattuna. (Taulukko F.6)
- Törmäystilanteen suunnittelussa voitaisiin ottaa huomioon riskianalyysi. Riskianalyysia voidaan kuvata tarkemmin ja antaa sen suorittamiseksi vaadittavia lähtötietoja ja oletuksia. Lisäksi voidaan antaa ohjeita sallittujen riskitasojen osalta.

Lähteet

- Abtahi, A. (2013). Rolling Stock and Vehicle Intrusion Protection for High-Speed Rail and Adjacent Transportation Systems TM 2.1.7. Technical Memorandum. California High-Speed Rail System. 33 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 10.9.2014]. Saatavissa: http://www.hsr.ca.gov/docs/programs/eir_memos/TM%202.1.7%20Intrusion%20Protection%20R1%20130610%20no%20sigs.pdf.
- Al-Thairy, H. & Wang, Y.C. (2013). An assessment of the current Eurocode 1 design methods for building structure steel columns under vehicle impact. *Journal of Constructional Steel Research*. [Verkkolehti]. Vol. 88. S. 167-171. [Viitattu 26.2.2014]. Saatavissa: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0143974X13001429>.
- Andersson-Berlin, K. (2008). Malli eroosioriskin arvioimiseksi vesistösilta- ja raiteilla. Diplomityö. Teknillinen korkeakoulu, Insinööritieteiden ja arkkitehtuurin tiedekunta. Espoo. 123 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 17.4.2014]. Saatavissa: <http://civil.aalto.fi/fi/midcom-serveattachmentguid-1e388d5fea7ce7e88d511e3a7a359e2bfc806370637/andersson-berlin2008.pdf>.
- Anonyymi (2005). Monday Train Blogging: Trainwreck. [Verkkojulkaisu]. [Viitattu 25.3.2014]. Saatavissa: <http://www.eurotrib.com/story/2005/11/27/184954/28>.
- Anonyymi (2013). Father of American killed: Spain train crash "pathetic". CBS News. [Verkkojulkaisu]. [Viitattu 25.3.2014]. Saatavissa: http://cached.newslookup.com/cached.php?ref_id=36&siteid=442&id=2637671&t=1374827231.
- ATSB (2012). ATSB Transport Safety Report. RR-2012-010. Australian Government. Australian Transport Safety Bureau. 46 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 3.7.2014]. Saatavissa: http://www.atsb.gov.au/media/4042317/rr2012010_final.pdf.
- Barbosa, R.S. (2009). Safety of a railway wheelset – derailment simulation with increasing lateral force. *Vehicle System Dynamics: International Journal of Vehicle Mechanics and Mobility*. [Verkkolehti]. Vol. 47:12. S. 1493-1510. [Viitattu 27.3.2014]. DOI:10.1080/00423110802650024.
- Bathe, K.-J. (1996). *Finite Element Procedures*. Yhdysvallat: Prentice-Hall Inc. 1037 s. ISBN 0-13-301458-4.
- Baysari, M.T. & McIntosh, A.S. & Wilson, J.R. (2008). Understanding the human factors contribution to railway accidents and incidents in Australia. *Accident Analysis and Prevention*. [Verkkolehti]. Vol. 40:5. S. 1750-1757. [Viitattu 19.3.2014]. Saatavissa: <http://www.sciencedirect.com.libproxy.aalto.fi/science/article/pii/S0001457508001061>.

- Baysari, M.T. & Caponecchia, C. & McIntosh, A.S. & Wilson, J.R. (2009). Classification of errors contributing to rail incidents and accidents: A comparison of two human error identification techniques. *Safety Science*. [Verkkolehti]. Vol. 47:7. S. 948–957. [Viitattu 19.3.2014]. Saatavissa: <http://www.sciencedirect.com.libproxy.aalto.fi/science/article/pii/S0925753508001689>.
- Bergman, J. (2013). Kantavien rakenteiden suunnittelua koskeva säädösuudistus. Ympäristöministeriön asetukset kantavista rakenteista ja pohjarakenteista. Perustelumuistiolounnos. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 28.3.2015]. Saatavissa: <http://www.ymp.fi/download/noname/%7BE4D3F6F6-5880-449C-934A-88AA3E6797DB%7D/3745>.
- BNF Railway (2007). Guidelines for Railroad Grade Separation Projects. Union Pacific Railroad. 41 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 7.8.2014]. Saatavissa: http://www.uprr.com/aboutup/operations/specs/attachments/grade_separation.pdf
- Bucknall, I. & Lane, J. & Palmer, I. (s.a.). Provisions of the UK National Annex for EN 1991-2 for Rail Bridges. 15 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 10.9.2014]. Saatavissa: http://www.ice.org.uk/getmedia/061bfbea-a223-4faa-9e82-e110e012cc0d/1-3_5-Provisions-of-the-UK-NA-for-EN-1991-for-rail-bridges.aspx.
- Buth, C. E. & Williams, W. F. & Brackin, M. S. & Lord, D. & Geedipally, S. R. & Abu-Odeh, A. Y. (2010). Analysis of Large Truck Collisions with Bridge Piers: Phase 1. Report of Guidelines for Designing Bridge Piers and Abutments for Vehicle Collisions. Texas Department of Transportation Research and Technology Implementation Office. 186 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 10.9.2014]. Saatavissa: tti.tamu.edu/documents/9-4973-1.pdf.
- Calgaro, J. A. (2011). Safety Philosophy of Eurocodes. International Symposium on Geotechnical Safety and Risk 2011. 36 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 20.5.2014]. Saatavissa: http://vzb.baw.de/e-medien/geotechnical-safety-and-risk-2011/PDF/1%20Keynote%20lectures/1_03.pdf. ISBN 978-3-939230-01-4.
- California High-Speed Train Project CHSTP (2014). Design Criteria. Chapter 12. 111 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 7.7.2014]. Saatavissa: http://www.google.fi/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&frm=1&source=web&cd=6&ved=0CEUQFjAF&url=http%3A%2F%2Faltavelocidad.org%2Findex.php%2Falta-velocidad%2Fitem%2Fdownload%2F9_e04d158b5aaa9c4bb7cabedef9361832&ei=mVi6U4anAoi6ygOsgIGwAQ&usq=AFQjCNGVbXosIKBMZETOf3xrNQ9OgqpOqA.
- Canisius, G.T.D (toim.) (2011). Structural Robustness Design for Practising Engineers. COST Action TU0601 – Robustness of Structures. 110 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 16.8.2014]. Saatavissa: http://www.cost-tu0601.ethz.ch/Documents/Final%20Report/COST_TU0601_structural_robustness_design_practising_engineers_Version1_2-11Sept11.pdf.
- Cannon, D.F. & Pradier, H. (1995). Rail rolling contact fatigue Research by the European Rail Research Institute. *Wear*. [Verkkolehti]. Vol. 191:1-2. S. 1–13. [Viitattu 13.3.2014]. Saatavissa: <http://www.sciencedirect.com.libproxy.aalto.fi/science/article/pii/0043164895066500#>.

- Cannon, D.F. & Edel, K.O. & Grassie, S.L. & Sawley, K. (2003). Rail Defects: An Overview. *Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures*. [Verkkolehti]. Vol. 26:10. S. 865–887. [Viitattu 27.2.2014]. DOI:10.1046/j.1460-2695.2003.00693.x.
- Chavand, V. (2012). Deflection Wall. Memorandum. Hunter 8 Alliance. 8 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 7.8.2014]. Saatavissa: http://www.hunter8alliance.com.au/_docs/s2/environment/CNVIS_2012-02-16_Memo.pdf.
- COMSOL AB (2012). COMSOL Multiphysics® Users's Guide. Version 4.3. 1292 s.
- Cook, R. D. & Malkhus, D. S. & Plesha, M. E. & Will, R. J. (2002). *Concepts and Application of Finite Element Analysis (4th Edition)*. Yhdysvallat: John Wiley. 719 s. ISBN 978-0-471-35605-9.
- Cotsovos, D. M. & Stathopoulos, N. D. & Zeris C. A. (2008). Behavior of RC Beams Subjected to High Rates of Concentrated Loading. *Journal of Structural Engineering*. [Verkkolehti]. Vol. 134:12. S. 1839–1851. [Viitattu 10.9.2014]. DOI:10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:12(1839).
- Ekberg, A. & Kabo, E. & Andersson, H. (2002). An engineering model for prediction of rolling contact fatigue of railway wheels. *Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures*. [Verkkolehti]. Vol. 25:10. S. 899–909. [Viitattu 19.3.2014]. Saatavissa: <http://onlinelibrary.wiley.com.libproxy.aalto.fi/doi/10.1046/j.1460-2695.2002.00535.x/abstract;jsessionid=BD96E7219B50BC1A3DA0FA3B9751DF5B.f03t01>. DOI:10.1046/j.1460-2695.2002.00535.x.
- EN 1991-2 (2003). Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges. 113 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 26.2.2014]. Saatavissa: <http://sales.sfs.fi/sfs/servlets/ProductServlet?action=productInfo&productID=146249>.
- ERA (2012). Railway Safety Performance in the European Union 2012. European Railway Agency. 60 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 9.4.2014]. Saatavissa: <http://www.era.europa.eu/Document-Register/Documents/SafetyReport2012.pdf>. ISBN 978-92-9205-017-7. ISSN 1831-1512. DOI:10.2821/14.
- ERA (2013). Intermediate report on the development of railway safety in the European Union. European Railway Agency, Safety Unit. 52 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 9.4.2014]. Saatavissa: <http://www.era.europa.eu/Document-Register/Documents/SPR%202013%20Final%20for%20web.pdf>.
- ERAIL (2013). European Railway Accident Information Links, Train derailment, 2013-07-24, Near Santiago de Compostela station (La Coruña) (Spain). [Verkkodokumentti]. [Viitattu 24.2.2014]. Saatavissa: [http://erail.era.europa.eu/occurrence/ES-2566-46-1/Train-derailment,-2013-07-24,-Near-Santiago-de-Compostela-station-\(La-/Summary/ERAIL-PUBLIC](http://erail.era.europa.eu/occurrence/ES-2566-46-1/Train-derailment,-2013-07-24,-Near-Santiago-de-Compostela-station-(La-/Summary/ERAIL-PUBLIC).
- Esslinger, V. & Kieselbach, R. & Koller, R. & Weisse, B. (2004). The railway accident of Eschede – technical background. *Engineering Failure Analysis*. [Verkkolehti]. Vol. 11:4. S. 515–535. [Viitattu 11.4.2014]. DOI:10.1016/j.engfailanal.2003.11.001.

- Ferrer, B. & Ivorra, S. & Irles, R. & Mas, D. (2011). Realistic model of a car crash against a building concrete column. Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics, EUROODYN 2011. S. 3368–3372. ISBN 978-90-760-1931-4.
- Fettke, M. (2013a). Final report UIC-project Guardrails 2. Draft. DB Netze, Research and Development. Frankfurt. 21 s.
- Fettke, M. (2013b). Guard Rails – Final Summary. DB Netze. 24 s.
- FRA (1994). Safety of High Speed Guided Ground Transportation Systems Intrusion Barrier Design Study. U.S. Department of Transportation. Federal Railroad Administration. 350 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 7.8.2014]. Saatavissa: <http://www.fra.dot.gov/eLib/Details/LO4280>.
- FRA (2000). Single Passenger Rail Car Impact Test Volume I: Overview and Selected Results. U.S. Department of Transportation. Federal Railroad Administration. 32 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 10.9.2014]. Saatavissa: <http://www.fra.dot.gov/eLib/Details/LO3714>.
- FRA (2010). Railroad Safety Statistics – Annual Report 2010. U.S. Department of Transportation. Federal Railroad Administration. 155 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 9.4.2014]. Saatavissa: <http://safetydata.fra.dot.gov/officeofsafety/publicsite/publications.aspx>.
- FRA (2011). Track Inspector Rail Defect Reference Manual. U.S. Department of Transportation . Office of Safety. Federal Railroad Administration. 66 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 13.3.2014]. Saatavissa: <http://www.fra.dot.gov/eLib/Details/LO3531>.
- FRA (2012). Accident Investigation Report HQ-2012-22. U.S. Department of Transportation. Office of Safety. Federal Railroad Administration. 8 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 12.4.2014]. Saatavissa: <https://www.fra.dot.gov/eLib/details/LO4662>.
- Gobel, E. (2014). Indonesia train derails in landslide; 3 dead. Yahoo News. [Verkköjulkaisu]. [Viitattu 8.4.2014]. Saatavissa: <http://news.yahoo.com/indonesia-train-derails-landslide-3-dead-041406470.html#>.
- Guillaud, L. (2006). Probability of derailment under earthquake conditions. Massachusetts Institute of Technology. Department of Civil and Environmental Engineering. 144 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 8.4.2014]. Saatavissa: <http://dspace.mit.edu/handle/1721.1/38236>.
- Hirakawa, K. & Toyama, K. & Kubota, M. (1998). The analysis and prevention of failure in railway axles. International Journal of Fatigue. [Verkkolehti]. Vol. 20:2. S. 135–144. [Viitattu 19.3.2014]. Saatavissa: <http://www.sciencedirect.com.libproxy.aalto.fi/science/article/pii/S0142112397000960>.

- Hirsch, T. J. & Harris, W. J. & James, R. W. & Lamkin, J. & Zhang, H. (1989). Analysis and Design of Metrorail –Railroad Barrier System. Texas Transportation Institute. 83 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 7.8.2014]. Saatavissa: <http://d2dtl5nnlpfror.cloudfront.net/tti.tamu.edu/documents/3780-2.pdf>.
- Holicky, M. & Markova, J. (2002). Reliability of Concrete Column Exposed to Accidental Action Due to Impact. Concrete for Extreme Conditions. [Verkkodokumentti]. Vol 6. S. 555–564. [Viitattu 26.2.2014]. Saatavissa: http://www.thomastelford.com/books/bookshop_main.asp?ISBN=0727731785. ISBN 9780727731784.
- Ivanco, V. (2011). Nonlinear Finite Element Analysis. Script of Lectures. Faculty of Mechanical Engineering, Technical University of Košice, Slovakia. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 23.8.2014]. Saatavissa: http://www.mb.hs-wismar.de/~heinze/subdir/FEA_of_Nonlinear_Problems.pdf.
- Kauppinen, M. (2011). Ratakiskon elinkaari. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 1/2011. Helsinki: Liikennevirasto. 113 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 7.4.2014]. Saatavissa: http://alk.tiehallinto.fi/julkaisut/pdf3/lts_2011-01_ratakiskon_elinkaari_web.pdf. ISSN 1798-6664. ISBN 978-952-255-611-0.
- Korkeamäki, S. (2011). Rataan kohdistuva kuormitus liikkuvan kaluston ja radan vuorovaikutuksessa. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 4/2011. Helsinki: Liikennevirasto. 93 s. [Verkkodokumentti] [Viitattu 11.3.2014] Saatavissa: http://alk.tiehallinto.fi/julkaisut/pdf3/lts_2011-04_rataan_kohdistuva_web.pdf. ISBN 978-952-255-617-2.
- Kosonen, H. (2011). Vaihteiden kunnossapito Suomen rataverkolla. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 3.4.2014]. Saatavissa: http://www.theseus.fi/bitstream/handle/10024/28865/Kosonen_Henri.pdf?sequence=1.
- Kouhia, R. (2013). Betonin ajasta riippumattomat materiaalmallit. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 38/2013. 83 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 10.9.2014]. Saatavissa: http://portal.liikennevirasto.fi/sivu/www/f/aineistopalvelut/julkaisut/tutkimuksia_selvityksia/2013. ISSN 1798-6664. ISBN 978-952-255-303-4.
- Lahelma, H. (toim.) & Juuti, V. (toim.) (2012). Rautatietilasto 2012. Liikenneviraston tilastoja 4/2012. Liikennevirasto. 52 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 12.4.2014]. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lti_2012-04-suomen-rautatietilasto_web.pdf. ISSN 1798-8128. ISBN 978-952-255-134-4.
- Lahelma, H. (toim.) & Juuti, V. (toim.) (2013). Rautatietilasto 2013. Liikenneviraston tilastoja 9/2013. Liikennevirasto. 51 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 24.2.2014]. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lti_2013-09-suomen-rautatietilasto_2013_web.pdf. ISBN 978-952-255-354-6.

- Lahti, O. (2008). Junan pyörävikojen havainnointi raiteeseen asennetulla mittalaitteella. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 12/2008. Helsinki. 90 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 15.3.2014]. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf4/rhk_2008-a12_junan_pyoravikojen_web.pdf. ISBN 978-952-445-243-4. ISSN 1455-2604.
- Law, S. S. & Zhu, X.Q. (2004). Dynamic behavior of damaged concrete bridge structures under moving vehicular loads. *Engineering Structures*. [Verkkolehti]. Vol. 26:9. S. 1279–1293. [Viitattu 24.11.2014]. DOI:10.1016/j.engstruct.2004.04.007.
- Lei, X. & Mao, L. (2004). Dynamic response analyses of vehicle and track coupled system on track transition of conventional high speed railway. *Journal of Sound and Vibration*. [Verkkolehti]. Vol. 271:3-5. S. 1133–1146. [Viitattu 3.4.2014]. Saatavissa: <http://www.sciencedirect.com.libproxy.aalto.fi/science/article/pii/S0022460X03005704#>.
- Liikenne- ja viestintäministeriö (2010a). Kansallinen liite (LVM). SFS-EN 1991-2 Rakenteiden kuormat. Onnettomuuskuormat. 14 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 20.5.2014]. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/eurokoodit/finnish_na_en1991_2.pdf.
- Liikenne- ja viestintäministeriö (2010b). Kansallinen liite (LVM). SFS-EN 1991-1-7 Rakenteiden kuormat. Siltojen liikennekuormat. 9 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 20.5.2014]. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/eurokoodit/finnish_na_en1991_1_7.pdf.
- Liikennevirasto (2010). Ratatekniset ohjeet (RATO) osa 2 Radan geometria. Liikenneviraston ohjeita 3/2010. 73 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 27.3.2014]. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo_2010-03_rato_2_radan_geometria_web.pdf. ISSN 1798-6648. ISBN 978-952-255-505-2.
- Liikennevirasto (2011). Eurokoodin soveltamisohje Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet – NCCI 1. Liikenneviraston ohjeita 20/2011. Helsinki: Liikennevirasto. 97 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 25.2.2014]. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo_2011-20_ncci_1_web.pdf. ISBN 978-952-255-733-9.
- Liikennevirasto (2012). Ratatekniset ohjeet (RATO) osa 21 Liikkuva kalusto. Liikenneviraston ohjeita 21/2012. 37 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 27.3.2014]. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo_2012-21_rato_21_web.pdf. ISSN 1798-6648. ISBN 978-952-255-205-1.
- Liikennevirasto (2013a). Ratatekniset ohjeet (RATO) osa 14 Vaihteiden tarkastus ja kunnossapito. Liikenneviraston ohjeita 7/2013. 27 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 27.3.2014]. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo_2013-07_rato14_web.pdf. ISSN 1798-6648. ISBN 978-952-255-252-5.

- Liikennevirasto (2013b). Ratatekniset ohjeet (RATO) osa 8 Rautatiesillat. Liikenneviraston ohjeita 43/2013. 24 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 27.3.2014]. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo_2013-43_rato8_web.pdf. ISSN 1798-6648. ISBN 978-952-255-385-0.
- Liikennevirasto (2013c). Rataverkon kuvaus 1.1.2014. Liikenneviraston väylätietoja 5/2013. Liikennevirasto. 72 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 12.4.2014]. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lv_2013-05_rataverkon_kuvaus_web.pdf. ISSN 1798-8284. ISBN 978-952-255-397-3.
- Lilja, H. (2013). Eurokoodit sillansuunnittelussa – tilannekatsaus. Eurokoodiseminaari 2013. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 20.8.2014]. Saatavissa: <http://www.eurocodes.fi/Koulutus%20ja%20tapahtumat/2013%20seminaari/3%20Lilja.pdf>.
- Liu, W. & Barkan, C. & Rapik Saat, M. (2011). Analysis of Derailments by Accident Cause Evaluating Railroad Track Upgrades to Reduce Transportation Risk. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board. [Verkkolehti]. Vol. 2261. S. 178–185. [Viitattu 27.2.2014]. DOI: 10.3141/2261-21. ISSN 0361-1981.
- Lähteenmäki, M. (2009). FES03: FEM- ohjelman analyysityypit. 3 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 20.8.2014]. Saatavissa: <http://www2.amk.fi/digma.fi/www.amk.fi/material/attachments/vanhaamk/digma/5h5F5GiAj/FES03.pdf>.
- Mackey, R. & Hauser, C. (2013). Spanish Train Crash Captured on Video. New York Times. [Verkkojulkaisu]. [Viitattu 24.2.2014]. Saatavissa: http://thelede.blogs.nytimes.com/2013/07/25/spanish-train-crash-caught-on-video/?_php=true&_type=blogs&_r=0.
- Magel, E. & Sroba, P. & Sawley, K. & Kalousek, J. (s.a.) Control of Rolling Contact Fatigue of Rails. Canada, Centre for Surface Transportation Technology. 29 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 15.3.2014]. Saatavissa: http://www.arena.org/files/library/2004_Conference_Proceedings/00011.pdf.
- Makarem, F. S. & Abed, F. (2013). Nonlinear finite element modeling of dynamic localizations in high strength steel columns under impact. International Journal of Impact Engineering. [Verkkolehti]. Vol. 52. S. 47–61. [Viitattu 10.9.2014]. DOI:10.1016/j.ijimpeng.2012.10.006.
- Milho, J.F. & Ambrósio, J. A. C. & Pereira, M. F. O. S. (2003). Validated Multibody Model for Train Crash Analysis. International Journal of Crashworthiness. [Verkkolehti]. Vol 8:4. S.339–352. [Viitattu 10.9.2014]. DOI:10.1533/ijcr.2003.0242.
- Mohammadzadeh, S. & Ghahremani, S. (2012). Estimation of train derailment probability using rail profile alterations. Structure and Infrastructure Engineering. [Verkkolehti]. Vol. 8:11. S. 1034–1053. [Viitattu 25.2.2014]. DOI:10.1080/15732479.2010.500670. ISSN 1573-2479.

- Munoz, H. (2013). Santiago de Compostela, Spain. CTV News. [Verkkajulkaisu]. [Viitattu 25.3.2014]. Saatavissa: <http://www.ctvnews.ca/world/spain-train-crash-video-shows-moment-of-derailment-that-left-80-dead-1.1382726/comments-7.419168/comments-7.419168/comments-7.419168>.
- NASA (2007). Derailed. System Failure Case Studies. National Aeronautics and Space Administration. [Verkkodokumentti] Vol. 1:5. [Viitattu 12.4.2014]. Saatavissa: <http://nsc.nasa.gov/SFCS/Index/SortByDate/Descending/Page6>.
- Nash, D. H. (2001). Computer Aided Engineering Design. Lecture notes. Part 8 - Dynamic Analysis II - Transient Analysis. The University of Strathclyde. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 28.1.2015]. Saatavissa: <http://homepages.strath.ac.uk/~clas16/lecture8.pdf>.
- Noponen, Sami (2014). Ylitarkastaja, Liikennevirasto. Suullinen tiedonanto. Espoossa 25.9.2014.
- Nurmentie, M. (2010). Rautateiden liikkuvan kaluston pyöränlaakereiden kuumakäynti-ilmaisimien mittaustietojen seurannan kehittäminen. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 9/2010. Liikennevirasto. Helsinki. 123 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 18.3.2014]. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lts_2010-09_rautateiden_liikkuvan_web.pdf. ISSN-L1798-6656. ISBN 978-952-255-519-9.
- Nurmikolu, A. & Kolisoja P. & Korkeamäki S. (2009). Esiselvitys akseli- ja metrikuormien korotuksen yleisestä teknis-taloudellisuudesta ja case-tarkastelu Kemi-Kolari rataosalla. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 7/2009. Helsinki. 32 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 25.2.2014]. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf4/rhk_2009-a7_esiselvitys_akseli_web.pdf. ISBN 978-952-445-288-5. ISSN 1455-2604.
- Onnettomuustutkintakeskus (1996). Junaonnettomuus Jokelassa 21.4.1996. 60 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 12.4.2014]. Saatavissa: <http://www.turvallisuustutkinta.fi/fi/index/tutkintaselostukset/raideliikenneonnettomuuskientutkinta/tutkintaselostuksetvuosittain/raideliikenne1996/a11996rjunaonnettomuusjokelassa21.4.1996.html>.
- Onnettomuustutkintakeskus (1999). Junaonnettomuus Jyväskylässä 6.3.1998. Helsinki: Edita. 66 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 25.2.2014]. Saatavissa: <http://www.turvallisuustutkinta.fi/fi/index/tutkintaselostukset/raideliikenneonnettomuuskientutkinta/tutkintaselostuksetvuosittain/raideliikenne1998/a11998rjunaonnettomuusjyvaskylassa6.3.1998.html>. ISSN 1239-5315. ISBN 951-836-009-X.
- Onnettomuustutkintakeskus (2007). Matkustajajunan vaunun suistuminen kiskoilta Saakosken– Jämsänkosken välillä 30.3.2005. Helsinki: Multiprint. 29 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 28.3.2014]. Saatavissa: http://www.turvallisuustutkinta.fi/material/attachments/otkes/tutkintaselostukset/fi/raideliikenneonnettomuuskientutkinta/2005/b12005r_tutkintaselostus/b12005r_tutkintaselostus.pdf. ISBN 951-836-186-X. ISSN 1239-5323.

- Onnettomuustutkintakeskus (2008). Viiden tavaravaunun suistuminen kiskoilta Tuupovaaran ja Heinävaaran välillä 13.7.2006. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 28.3.2014]. Saatavissa: http://www.turvallisuustutkinta.fi/material/attachments/otkes/tutkintaselostukset/fi/raideliikenneonnettomuuksientutkinta/2006/c32006r_tutkintaselostus/c32006r_tutkintaselostus.pdf.
- Onnettomuustutkintakeskus (2011). Tavarajunan kymmenen vaunun suistuminen Toijalassa 16.6.2009. Vantaa: Multiprint. 103 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 25.2.2014]. Saatavissa: <http://www.turvallisuustutkinta.fi/fi/index/tutkintaselostukset/raideliikenneonnettomuuksientutkinta/tutkintaselostuksetvuosittain/raideliikenne2009/b52009rtavarajunankymmenenvaununsuistuminentoijalassa16.6.2009.html>. ISBN 978-951-836-307-4. ISSN 1239-5315.
- Onnettomuustutkintakeskus (s.a.) Tutkintaselostukset vuosittain. [Verkojulkaisu]. [Viitattu 25.2.2014]. Saatavissa: <http://www.turvallisuustutkinta.fi/fi/index/tutkintaselostukset/raideliikenneonnettomuuksientutkinta/tutkintaselostuksetvuosittain.html>.
- Pietsch, C. (2013). Opfer Udo Bauch: Seine Tränen wollen nicht versiegen. Berliner kurier. [Verkojulkaisu]. [Viitattu 24.2.2014]. Saatavissa: <http://www.berliner-kurier.de/panorama/15-jahre-eschede-opfer-udo-bauch--seine-traenen-wollen-nicht-versiegen,7169224,23090848.html>.
- Pitkänen, M. (toim.) (2013). Tietilasto 2012. Liikenneviraston tilastoja 6/2013. Helsinki: Liikennevirasto. 49 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 24.2.2014]. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lti_2013-06_tietilasto_2012_web.pdf. ISBN 978-952-255-330-0.
- Queensland Rail (2010). Collision Protection of Supporting Elements Adjacent to Railways. Systems and Capability Technical Requirement. MCE-SR-012. 11 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 3.7.2014]. Saatavissa: <http://www.queenslandrail.com.au/NetworkServices/Documents/MCE-SR-012.pdf>.
- Rapattoni, F. (2004). 'Safety first' for bridges – by design. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 20.5.2014]. Saatavissa: http://bridgeforum.com/files/pub/2004/austroads5/095_Rapattoni%20Austroads04.pdf.
- Rapattoni, F. (2009). AS 5100 Bridge Design Standard: focus on safety for railway bridges. 12 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 7.8.2014]. Saatavissa: <http://www.cmnzl.co.nz/assets/sm/3578/61/0060-E72Rapattoni.pdf>.
- Ratahallintokeskus (1998). Jatkuvakiskoraiteet ja -vaihteet. Ratatekniset määräykset ja ohjeet, osa 19. 34 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 28.3.2014]. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf4/rato_19_jatkuvakiskoraiteet_vaihteet.pdf.
- Ratahallintokeskus (2000). Radan kunnossapito. Ratatekniset määräykset ja ohjeet, osa 15. 63 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 27.3.2014]. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf4/rato_15_radan_kunnossapito.pdf.

- Ratahallintokeskus (2002). Radan päällysrakenne. Ratatekniset määräykset ja ohjeet, osa 11. 87 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 27.3.2014]. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf4/rato_11_radan_paallysrakenne.pdf.
- Rezaei, S. H. C. (2011). Response of Reinforced Concrete Elements to High-Velocity Impact Load. Väitöskirja. Purdue University, West Lafayette, Indiana, Yhdysvallat. 253 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 24.11.2014]. Saatavissa: <http://search.proquest.com/docview/904553477>.
- Roylance, D. (2012). Beam Displacements. Massachusetts Institute of Technology. 12 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 20.9.2014]. Saatavissa: <http://ocw.mit.edu/courses/materials-science-and-engineering/3-11-mechanics-of-materials-fall-1999/modules/bdisp.pdf>.
- RSSB (2013). Annual Safety Performance Report 2012/13. Rail Safety and Standards Board. 240 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 27.3.2014]. Saatavissa: http://www.rssb.co.uk/SPR/REPORTS/Documents/ASPR_2012-13_FullReport.pdf.
- Sadovi, C. & Danna, J. (2012). Train derails, bridge collapses near Northbrook-Glenview border. Chicago Tribune. [Verkkojulkaisu]. [Viitattu 25.3.2014]. Saatavissa: http://articles.chicagotribune.com/2012-07-04/news/chi-train-derails-in-near-northbrookglenview-border-20120704_1_train-cars-train-derails-freight-train.
- Santamaria, J. & Vellido E.G. & J. Gomez (2009). Influence of creep forces on the risk of derailment of railway vehicles. Vehicle System Dynamics: International Journal of Vehicle Mechanics and Mobility. [Verkkolehti]. Vol. 47:6. S. 721–752. [Viitattu 26.3.2014]. DOI:10.1080/00423110802368817. ISSN 0042-3114.
- Schalke, B & Barkan, C. & Edwards, J. (2011). Train Delay and Economic Impact of In-Service Failures of Railroad Rolling Stock. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board. [Verkkolehti]. Vol. 2261. S. 124–1133 [Viitattu 27.3.2014]. DOI:10.3141/2261-14
- Sfondeles, T. (2012). Police release 911 tape of deadly Northbrook train derailment. Chicago Sun-Times. [Verkkojulkaisu]. [Viitattu 25.3.2014]. Saatavissa: <http://www.suntimes.com/photos/galleries/index.html?story=13740687>.
- SFS-EN 1990 + A1 + AC (2006). Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluohjeet. 184 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 26.2.2014]. Saatavissa: <http://sales.sfs.fi/sfs/servlets/ProductServlet?action=productInfo&productID=237418>.
- SFS-EN 1991-1-7 + AC (2007). Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat. 113 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 26.2.2014]. Saatavissa: <http://sales.sfs.fi/sfs/servlets/ProductServlet?action=productInfo&productID=236884>.
- SFS-EN 1991-2 (2004). Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 2: Siltojen liikennekuormat. 143 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 26.2.2014]. Saatavissa: <http://sales.sfs.fi/sfs/servlets/ProductServlet?action=productInfo&productID=231755>.

- Sha, Y. & Hao, H. (2013). Laboratory Tests and Numerical Simulations of Barge Impact on Circular Reinforced Concrete Piers. *Engineering Structures*. [Verkkolehti]. Vol. 46. S. 593–605. [Viitattu 10.9.2014] DOI:10.1016/j.engstruct.2012.09.002.
- Sharma, H. & Hurlbaeus, S. & Gardoni, P. (2012). Performance-based Response Evaluation of Reinforced Concrete Columns Subject to Vehicle Impacts. *International Journal of Impact Engineering*. [Verkkolehti]. Vol. 43. S. 52–62. [Viitattu 10.9.2014]. DOI:10.1016/j.ijimpeng.2011.11.007.
- Simons, J. W. & Kirkpatrick, S. W. (1999). High-Speed Passenger Train Crashworthiness and Occupant Survivability. *IJCrash'98 - International Crashworthiness Conference*. S. 216–226. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 10.9.2014]. Saatavissa: http://www.ara.com/Projects/SVO/IJC98_HSR.pdf.
- Sinisalo, Ilkka (2014). VR:n rakennetekniikkapalveluiden suunnittelupäällikkö. Suullinen tiedonanto. Espoossa 25.9.2014.
- Soininen, S. (2013). Ratojen routaongelmat Suomessa. Diplomityö. Aalto-yliopisto, Insinööritieteiden korkeakoulu. Espoo. 92 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 17.4.2014]. Saatavissa: http://civil.aalto.fi/fi/research/geoengineering/soil/theses/masters/d_suvi_soininen.pdf.
- Sun, Y. Q. & Cole, C. & Dhanasekar, M. & Thambiratnam, D. P. (2012). Modelling and analysis of the crush zone of a typical Australian passenger train. *Vehicle System Dynamics: International Journal of Vehicle Mechanics and Mobility*. [Verkkolehti]. Vol. 50:7. S. 1137–1155. [Viitattu 10.9.2014]. DOI:10.1080/00423114.2012.656658. ISSN 0042-3114.
- Tanabe, N. & Hirota, Y. & Omichi, T. & Hirama, J. & Nagase, K. (2004). Study on the Factors Which Cause the Wheel Skidding of JR Ltd. Express EMUs. *JSME Int Journal. Series C*, Vol. 47:2. S. 488–495. [Viitattu 27.2.2014]. Saatavissa: https://www.jstage.jst.go.jp/browse/jsmec/47/2/_contents. ISSN 1344-7653.
- Thilakarathna, H. M. I. & Thambiratnam, D. & Dhanasekar, M. & Perera, N. (2010). Numerical Simulation of Axially Loaded Concrete Columns under Transverse Impact and Vulnerability Assessment. *International Journal of Impact Engineering*. [Verkkolehti]. Vol. 37:11. S. 1100–1112. [Viitattu 27.2.2014]. DOI:10.1016/j.ijimpeng.2010.06.003.
- Thomas, T. C. & Hsu Y-L. M. (2010). *Unified Theory of Concrete Structures*. UK: John Wiley & Sons. 501 s. ISBN 978-0-470-68874-8.
- Trafi (2013). Suomen rautateiden turvallisuuden vuosikatsaus 2013. Liikenteen turvallisuusvirasto. 38 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 8.4.2014]. Saatavissa: http://www.trafi.fi/filebank/a/1384345026/27f34fe82d53fc9e8b4c43bf6e3b18b4/13612-Trafi_Rautateiden_turvallisuuskatsaus_2013.pdf.

- Trafikverket (2011a). TRVK Bro 11. Trafik verket 2011:085. 252 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 20.5.2014]. Saatavissa: http://publikationswebbutik.vv.se/upload/6500/2011_085_trvk_bro_11.pdf. ISBN 978-91-7467-153-7.
- Trafikverket (2011b). TRVR Bro 11. Trafik verket 2011:085. 165 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 20.5.2014]. Saatavissa: http://publikationswebbutik.vv.se/upload/6498/2011_086_trvr_bro_11.pdf. ISBN 978-91-7467-154-4.
- TRVFS (2011). Trafikverkets författningssamling. Trafikverket. 93 s. ISSN 2000-5458.
- TSB (2010). Railway Investigation Report R08E0150. Transportation Safety Board of Canada. [Verkkosivu]. [Viitattu 10.9.2014]. Saatavissa: <http://www.tsb.gc.ca/eng/rappports-reports/rail/2008/r08e0150/r08e0150.asp>.
- TSB (2014). Statistical Summary – Railway Occurrences 2013. Transportation Safety Board of Canada. [Verkkosivu]. [Viitattu 10.4.2014]. Saatavissa: <http://www.tsb.gc.ca/eng/stats/rail/2013/ssro-2013.asp>.
- Tuominen, Marko (2014). Liikenneviraston rautatietojen turvallisuuspäällikkö. Haastattelu Helsingissä 12.2.2014.
- UIC Code 776-1 (2006). Loads to be considered in railway bridge design. International Union of Railways. Pariisi. 41 s. ISBN 2-7461-0904-2.
- UIC Code 777-2 (2002). Structures built over railway lines – Construction requirements in the track zone. International Union of Railways. Pariisi. 41 s. ISBN 2-7461-0482-2.
- UIC (2010). The worldwide association of cooperation for railway companies. International Union of Railways. Pariisi. 13 s. ISBN 2-7461-1132-2.
- UIC (2013). Safety Database Report 2013 - Significant Accidents 2012. International Union of Railways (UIC) - Railway Technical Publications (ETF). 31 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 9.4.2014]. Saatavissa: http://safetydb.uic.org/IMG/pdf/SDB_Report_2013_Public.pdf. ISBN 978-2-7461-2219-2.
- Vrouwenvelder, A. & Stieffel, U. & Harding, G. (2005). Eurocode, Part 1.7 Accidental Actions Background Document . 61 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 26.2.2014]. Saatavissa: <http://eurocodes.fi/1991/1991-1-7/Contents1991-1-7.htm>.
- Wang, W. & Li, G. (2011). Category of Derailment Mechanism and Prevention for High-Speed Vehicle. Journal of Transportation Engineering. [Verkkolehti]. Vol. 137:10. S. 730–737. [Viitattu 25.2.2014]. DOI:10.1061/(ASCE)TE.1943-5436.0000252. ISSN 1943-5436.

- Wang, R. & Han, L. & Hou, C. (2012). Behavior of concrete filled steel tubular (CFST) members under lateral impact: Experiment and FEA model. *Journal of Constructional Steel Research*. [Verkkolehti]. Vol. 80. S. 188–201. [Viitattu 25.2.2014]. Saatavissa:
<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0143974X12002106>.
- Wilson, J.R. & Norris, B.J. (2005). Rail human factors: Past, present and future. *Applied Ergonomics*. [Verkkolehti]. Vol. 36:6. S. 649–660. [Viitattu 19.3.2014]. Saatavissa:
<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0003687005001158>.
- Wright, C. (2012). Introduction to Structural Impact. PDHonline Course S164 (4 PDH). 11 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 10.9.2014]. Saatavissa:
<http://www.pdhonline.org/courses/s164/s164.htm>.
- Wu, H & Wilson, N. (2006). 8 Railway Vehicle Derailment and Prevention. *Handbook of Railway Vehicle Dynamics*. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 27.2.2014]. Saatavissa:
http://sci-lib.org/books_1/I/iwnicki_01_08.pdf. ISBN 0-8493-3321-0.
- Xia, C.Y. & Lei, J.Q. & Zhang, N. & Xia, H. & De Roeck, G. (2012). Dynamic analysis of a coupled high-speed train and bridge system subjected to collision load. *Journal of Sound and Vibration*. [Verkkolehti]. Vol. 331:10. S. 2334–2347. [Viitattu 8.4.2014]. Saatavissa:
<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022460X11009710>.
- Yousuf, M. & Uy, B. & Tao, Z. & Remennikov, V. & Liew, R. (2013). Transverse impact resistance of hollow and concrete filled stainless steel columns. *Journal of Constructional Steel Research*. [Verkkolehti]. Vol. 82. S. 177–189. [Viitattu 25.2.2014]. Saatavissa:
<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0143974X13000242>.
- Zerbst, U. & Beretta, S. & Köhler, G. & Lawton, A. & Vormwald, M. & Beier, H. & Klinger, C. & Cerny, I. & Rudlin, J. & Heckel, T. & Klingbeil, D. (2013). Safe life and damage tolerance aspects of railway axles – A review. *Engineering Fracture Mechanics*. [Verkkolehti]. Vol. 98. S. 214–271. [Viitattu 7.4.2014]. Saatavissa:
<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0013794412003918>.
- Zielinski, A. J. (1984). *Concrete Structures Under Impact Loading: Rate Effects*. Delft University of Technology Department of Civil Engineering. 71 s. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 10.9.2014]. Saatavissa:
<http://repository.tudelft.nl/view/ir/uuid:7d26e057-a9fa-4e99-a0e8-446004ba64d5/>.
- Zobory, I. & Reimerdes, H. G. & Bekefi, E. & Marsolek, J. & Nemeth, I. (2000). Longitudinal Dynamics of Train Collisions – Crash Analysis. 7th Mini Conference on Vehicle System Dynamics, Identification and Abomalies, Budabest, Nov. 6-8. S. 89–110. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 10.9.2014]. Saatavissa:
http://www.railveh.bme.hu/Publikaciok/Zobory-Reim-Bek-Mar-Nem_Mini-7.pdf.

Esimerkkitapauksia suistumis- onnettomuuksista

Tässä liitteessä esitetään työn aihealueeseen liittyviä raportoituja suistumistapauksia. Tapaukset liittyvät työssä käytetyn jaottelun mukaisesti junan suistumiseen ja törmäämiseen tai kannen päällä tapahtuvaan junan suistumiseen. Jokaista tapausta tarkastellaan työssä käsiteltyjen suistumisilmiöön liittyvien kokonaisuuksien eli onnettomuuden syiden ja seurausten kannalta (ks. luku 2). Esimerkkitapauksiksi on valittu työn aiheita parhaiten vastaavat suistumisonnettomuudet, joista on saatavilla mielekäs määrä luotettavaa tietoa. Käsittelyyn on otettu kumpaankin tarkastelukokoonaisuuteen liittyen tapaus Suomesta ja ulkomailta.

Jyväskylä 1998

Perjantaina 6.3.1998 Turusta Pieksämäelle matkalla ollut matkustajajuna suistui kiskoilta saapuessaan Jyväskylään (kuva 1). Juna tuli vaihteeseen hätäjarrutuksessa nopeudella 110 km/h. Liian suuren nopeuden seurauksena veturi kallistui vaihteessa ensin vasemmalle, ja raiteen kääntyessä veturi kallistui voimakkaasti oikealle. Tällöin veturin nopeus hiljeni verrattuna takaa tuleviin vaunuihin, jotka työnsivät veturin oikealle kyljelleen. Kyljellään oleva veturi liukui jäisessä maassa vauhdin juuri hiljentyneenä. Veturi veti perässään kaksi ensimmäistä vaunua, jotka kääntyivät tulosuuntaansa ja veturista irrottuaan kaatuivat lopuksi kyljelleen. Kolmas vaunu pysyi pystyssä, vaikka se kääntyi melkein poikittain. Loput vaunuista ohittivat suistumispaikan jääden pystyyn. Liukuva veturi osui pohja edellä penkereeseen. Veturi kierähti pohjan kautta ympäri, osui tiellä ajaneeseen henkilöautoon ja törmäsi katto edellä ajokaistojen välisellä alueella olevaan siltapilariin. Siltapilari ei vaurioitunut törmäyksessä. (Onnettomuustutkintakeskus 1999)



Kuva 1 Jyväskylän junaonnettomuus 1998 (Onnettomuustutkintakeskus 1999).

Jyväskylän junaonnettomuuteen oli viisi keskeistä syytä. Junaa onnettomuushetkellä ajanut kuljettaja oli väsynyt, mikä on vaarallisen toiminnan edellytys. Toinen veturimies oletti kuljettajan aloittaneen jarrutuksen esiopastinta lähestyessä, vaikka näin ei tapahtunut eli kyseessä oli virheelliseen oletukseen liittyvä vaarallinen toiminta. Jarruttaminen olisi pitänyt aloittaa jo esiopastimella. Kuljettaja ei toiminut näin, koska hänellä oli mielikuva siitä, että hän ajaa eri tulo- ja lähtöraiteelle kuin todellisuudessa.

ajettiin. Tämä oli toinen vaarallinen toiminta, joka puolestaan liittyi väärään ennakkoodotukseen. Edellä mainittujen syiden takia kuljettaja ei reagoinut pääopastimen opasteeseen, mikä oli kolmas virhe ja vaarallinen toiminta. Tähystäjänä ollut veturimies ei kiinnittänyt huomiota junan nopeuteen pääopastinta lähestyessä, mikä oli neljäs vaarallinen toiminta ja viides keskeinen onnettomuuden syy. Tähystäjä kuitenkin havaitsi pääopastimen kohdalla rajoittavan opasteen ja varoitti sivulle menosta. Kuljettajan reaktioajan ja jarrutukseen liittyvän viiveen takia hätäjarrutus alkoi tehotta vasta noin 100 m ennen suistumisvaihdetta. Rekisteröintilaitteiston mukaan juna tuli vaihteeseen nopeudella 110 km/h. (Onnettomuustutkintakeskus 1999)

Onnettomuuden syntymiseen vaikutti myös muita tekijöitä. Jarrulajiasettimen virheellinen asento saattoi vaikuttaa onnettomuuden seurauksiin. Kuljettaja teki ensimmäisen jarrutuksen noin 400 m ennen pääopastinta. Kesäolosuhteissa pysähtyminen voidaan aloittaa tällaisella jarrutuksella. Veturinkuljettajien talviajokoulutuksessa painotetaan kuitenkin, että lähestymisjarrutus tulee aloittaa täysjarrutuksella. Kuljettaja ei kuitenkaan tehnyt täysjarrutusta. Tehtyjen selvitysten perusteella voidaan todeta kuljettajien lähestymisjarrutustapojen vaihtelevan huomattavasti. Useimmat eivät aloita lähestymisjarrutusta talviolosuhteissa koulutuksen mukaisesti täysjarrutuksella. Tällainen toiminta täyttää vaarallisen toiminnan tunnusmerkit ja on luokiteltavissa rutiininomaiseksi rikkomukseksi. Myös opastinjärjestelmällä saattoi olla vaikutusta onnettomuuden syntyyn. Eri nopeudella ajettaviin vaihteisiin tultaessa esi- ja pääopastimien opasteet ovat täysin samanlaiset. Ainoa ero on esiopastimen alapuolella ja pääopastimen yläpuolella oleva numero-opastin. Kuljettaja voi erehtyä opasteiden merkityksestä, jos hänen ajatuksensa harhailevat tai hänellä on virheellinen mielikuva tulevasta tilanteesta. (Onnettomuustutkintakeskus 1999)

Onnettomuuteen liittyi myös organisatorisia vaikutuksia. Onnettomuuden taustatekijöinä voidaan pitää rautatieorganisaatioiden toimintakulttuuriin liittyviä seikkoja, joissa on havaittavissa ongelmia sekä suoritusportaassa että johtotasolla. Ongelmat ilmenevät suoritusportaassa välinpitämättömänä suhtautumisena joihinkin turvallisuusmääräyksiin ja ohjeisiin. Johtotasolla ongelmat ilmenevät puolestaan siten, että määräyksiä ja ohjeita ei ole saatettu ajan tasalle eikä valvottu asianmukaisesti. (Onnettomuustutkintakeskus 1999)

Jyväskylän junaonnettomuus on yksi Suomen vakavimmista. Onnettomuudessa menehtyi veturimies ja yhdeksän matkustajaa. Eriasteisia vammoja sai 94 henkilöä, joista kahdeksan henkilön vammat olivat vakavia. Psykososiaalisessa mielessä onnettomuus kosketti useita laajoja ihmisryhmiä. Veturi tuhoutui täysin osuessaan siltapilariin. Junan ensimmäinen ja toinen vaunu tuhoutuivat käyttökelvottomiksi. Junan kolmas vaunu vaurioitui pahoin. Junan neljäs vaunu vioittui päätynurkistaan, ja sen ovet jumiutuivat. Vaunun kokonaisvahingot jäivät kuitenkin vähäisiksi. Viisi seuraavaa vaunua kärsi vähäisiä vahinkoja. Kaksi viimeistä vaunua säilyi vaurioitta. Raide vaurioitui suistumisvaihteesta 300 m eteenpäin. Suistumisalueella vahingoittui myös useita portaaleja, sähkökeskuksia ja ratalaitteita sekä radan penkereessä olleet puhelinverkkoon kuuluvat kaapelit. Ympäristöön pääsi pieniä määriä muuntajaöljyä, glykolia, polttoöljyä ja akkuhappoa. Näiden vaikutus ympäristöön oli kuitenkin vähäinen. (Onnettomuustutkintakeskus 1999)

Onnettomuuden taloudellisiksi vahingoiksi lasketaan vahingot, joiden perusteella on maksettu vakuutuskorvauksia. Tarkastelussa ei oteta huomioon yhteiskunnallisia kustannuksia, jotka aiheutuivat pelastustoiminnasta, sairaanhoidosta ja tutkinnasta sekä laskennallisista henkilövahingoista. Onnettomuudesta aiheutuneet taloudelliset va-

hingot olivat yhteensä noin 22 Mmk (nykyarvo noin 5 miljoonaa euroa). Vahingot koostuivat seuraavasti: Henkilövahingot 2,6 Mmk, kalustovahingot 16,8 Mmk, rata- ja laitevahingot 2,0 Mmk sekä ympäristö- ja muut vahingot 0,1 Mmk. (Onnettomuustutkintakeskus 1999)

Junaliikenne Jyväskylän ohi pystyttiin onnettomuudesta huolimatta hoitamaan koko ajan. Rikkoutuneet raiteet saatiin korjatuksi noin kahden viikon kuluessa. Rantaväylä saatiin liikennöitävään kuntoon sunnuntaina 8.3.1998 iltapäivällä eli noin kahden vuorokauden kuluttua onnettomuudesta. (Onnettomuustutkintakeskus 1999)

Eschede 1998

5.6.1998 Inter City Express (ICE) juna oli matkalla Münchenistä Hampuriin, kun lähellä Escheden kylää junapyörä rikkoutui 250 km/h vauhdissa. Pyörän ulommainen metallirengas irtosi junapyörästä. Irronnut metallirengas kiilautui junan pohjaan ja lävisti sen. Matkustaja raportoi henkilökunnalle tapahtuneesta, mutta junaa ei suostuttu pysäyttämään ennen kuin junan vastaava henkilökunta olisi tutkinut asiaa. Tämä tapahtui noin kaksi kilometriä ennen vaihdetta. Vaihteen kohdalla rikkoutunut pyörä iskeytyi suojakiskoa vasten ja repi sen irti ratapölkkyistä. Vaihteen suojakisko lävisti lattian ja nosti vaunun pyöräkerrat raiteiltaan. Yksi suistuneista pyöristä osui vaihteen vipuun ja käänsi vaihteen. Kolmannen vaunun jälkimmäiset pyöräkerrat ohjautuivat eri raiteelle kuin aiemmat ja suistivat vaunun ylikulkusillan välitukia kohti. Neljäs vaunuyksikkö törmäsi sillan välitukeen ja aiheutti samalla lähellä työskennelleiden miesten kuolemat. Törmäyksen seurauksena sillan kansi sortui suistuvan junan päälle (kuva 2). Vaunut, jotka eivät vielä olleet ohittaneet siltapaikkaa, törmäsivät sortuneeseen siltaan ja kasautuivat ”sik-sak”-muotoon (kuva 3). (Esslinger et al. 2004, s. 517–518; NASA 2007)



Kuva 2 Escheden junaonnettomuudessa sortunut ylikulkusilta (Pietsch 2013).



Kuva 3 Escheden junaonnettomuus 1998 (Anon. 2005).

Escheden junaonnettomuuden tärkeimmäksi syyksi osoittautui käytetty pyörän malli, jossa kumiosa toimi vaimentimena teräksisen kulutusrenkaan ja teräksisen junapyörän välillä. Tutkimukset ovat osoittaneet, että turmajunassa käytössä ollut pyörän malli oli kokonaisvavuudeltaan heikompi kuin pelkästä teräksestä tehty pyörämalli, vaikka värähtelyt olivatkin pienempiä. Toinen merkittävä syy onnettomuuden tapahtumiseen oli se, että junaa ei pysäytetty välittömästi vian ilmettyä. Deutsche Bahnin menettelytapa tällaisissa tilanteissa vaati, että junan johtajan oli henkilökohtaisesti tutkittava kaikki ongelmat ennen kuin juna voitiin pysäyttää. Matkustajilla olisi ollut mahdollisuus käyttää hätäjarrua, mikä olisi voinut estää onnettomuuden, mutta näin ei tehty. Onnettomuuden taustalla vaikuttivat junan pyörämalliin liittyvät puutteelliset koestukset. Kyseinen pyörämalli ei sopinut käytettäväksi kalustoon, joka liikennöi kovalla vauhdilla kuljettaen suuria kuormia. Saksassa ei ollut tarvittavia koestustiloja ja -laitteita käytännön kokeisiin, joten pyörämallin käyttöönotto perustui teoreettisten analyysien tuloksiin. Pyörän tyyppiin lisäksi onnettomuuteen vaikutti rikkoutuneen pyörän liiallisesti kulunut metallirengas. Rengas ei ollut asiantuntijoiden suositusten mukainen. Huono suunnittelu vaikutti omalta osaltaan junaonnettomuuden seurauksiin. Vaihteen sijoittaminen ylikulkusillan läheisyyteen on vaarallinen ratkaisu. Lisäksi silta oli tuettu kahdella hoikalla välituella sen sijaan, että se olisi ylittänyt koko aukon. Onnettomuuden jälkeen suistumispaikalle rakennettu silta suunniteltiin siten, että sillan sortumista ei tapahdu junan suistumisen ja törmäyksen seurauksena. (Esslinger et al. 2004, s. 517–518; NASA 2007)

Onnettomuudella oli valtavat seuraukset, ja se oli Saksan vakavin junaonnettomuus sitten toisen maailmansodan. Onnettomuuden henkilövahingot olivat 101 kuollutta ja yli 88 vakavasti loukkaantunutta. Materiaalivahingoista ei ole julkisesti saatavilla tarkempaa tietoa, mutta kuvista 2 ja 3 voidaan päätellä myös materiaalivahinkojen olleen hyvin mittavia. (Esslinger et al. 2004, s. 517–518; NASA 2007)

Jokela 1996

Huhtikuussa 1996 henkilöpikajuna suistui raiteelta vaihteen kohdalla Jokelassa matkalla Oulusta Helsinkiin (kuva 4). Noin seitsemän kilometriä ennen onnettomuusvaihtetta juna oli ohittanut pääopastimen nopeudella 49 km/h. Pääopastin näytti vihreää "aja"-valoa. Samassa pääopastimessa oli esiopastin, joka näytti kahta keltaista valoa. Tämä tarkoitti sitä, että seuraava suojustusopastin näyttäisi "seis"-opastetta. Juna oli jatkanut hidasta ajoaan aina 70 m päähän suojustusopastimesta, jolloin nopeus alkoi nousta. Tästä on pääteltävissä, että kuljettaja näki suojustusopastimen opasteen. Juna ohitti esiopastimen 1 600 m ennen suistumistaan nopeudella 116 km/h. Esiopastin näytti vilkkuvaa vihreää valoa. Se tarkoitti, että pääopastin (1300 m:n päässä) näyttäisi edessä olevan vaihteen, jossa suurin sallittu nopeus on 35 km/h. Esiopastimesta huolimatta junan nopeus nousi koko ajan. Pääopastimella junan nopeus oli jo 133 km/h. Häätäjarrutus oli aloitettu sekunti pääopastimen ohituksen jälkeen. Juna tuli vaihteeseen nopeudella 124 km/h. (Onnettomuustukintakeskus 1996)



Kuva 4 Jokelan junaonnettomuus 1996 (Onnettomuustukintakeskus 1996).

Jokelan junaonnettomuuden syy oli se, että veturinkuljettaja ajoi sankassa sumussa erittäin suurella ylinopeudella sivulle johtavaan vaihteeseen. Tämä aiheutui useasta tekijästä. Veturinkuljettaja oli ottanut vahvassa humalatilassa olleen ystävänsä veturiin matkustajaksi ilman asianmukaista lupaa, mikä oli vaaralliseksi toiminnaksi luokiteltava rikkomus. Ystävän mukanaolo lähtövalmistelujen yhteydessä heikensi veturinkuljettajan mahdollisuuksia keskittyä työhönsä. Veturinkuljettaja ei lähtövalmistelujen yhteydessä tutustunut riittävän huolellisesti saamaansa ratatöistä kertovaan kirjalliseen ohjeeseen eli niin sanottuun viikkovaroitukseen. Epäjohdonmukainen ja huolimattomasti luettu viikkovaroitus johtivat veturinkuljettajaa harhaan, mikä oli virhe ja toinen vaarallinen toiminta. Veturinkuljettaja oli ajanut junaa useissa kohdissa vähäisellä ylinopeudella. Veturin rekisteröintilaitteiston tulostuksen perusteella oli selkeästi havaittavissa veturinkuljettajan todennäköinen tarve yrittää saada vauhtia lisäämällä kiinni aikataulua. Kiihtymisen syynä oli todennäköisesti veturinkuljettajan sisäistä, junaliikenteen perinteisiin perustuvaa tarvetta pysyä tarkasti aikataulusa olosuhteista riippumatta, mikä on tunnistettavissa toimintakulttuuriin liittyväksi organisatoriseksi vaikutukseksi. Onnettomuuden aikaan seudulla vallitsi sankka su-

mu, mikä loi edellytykset vaaralliselle toiminnalle. Veturinkuljettajalta oli junan suuren nopeuden ja sumun vuoksi todennäköisesti jäänyt näkemättä vihreää vilkkua näyttänyt esiopastin. Veturinkuljettaja oli nähnyt pääopastimen valot oikein ja teki heti hätäjarrutuksen. Tämä ei kuitenkaan enää voinut estää onnettomuutta. Onnettomuusjunan suurin sallittu nopeus oli 120 km/h. Junan nopeus pääopastimelle tullessa oli 133 km/h. Vaihteessa, jossa suurin sallittu nopeus oli 35 km/h, junan nopeus oli hätäjarrutuksesta huolimatta vielä 124 km/h. (Onnettomuustukintakeskus 1996)

Onnettomuudella oli vakavat seuraukset. Onnettomuusjunassa oli yhteensä 144 henkilöä, joista viisi kuului henkilökuntaan. Onnettomuudessa kuoli neljä henkilöä ja kolme loukkaantui vakavasti. Yhdestä kolmeen sairaalahoitopäivää tarvitsevia loukkaantuneita oli kahdeksan. Lisäksi lievästi loukkaantuneita ja vammojaan terveyskeskuksessa tai sairaalassa näyttämässä käyneitä oli yhteensä 64 henkilöä. Henkilövahinkojen ja matkustajien esinevahinkojen arvo oli noin 1,6 Mmk. Kalusto vaurioitui pahoin. Veturi murskautui ja veturin perässä olleet kaksi vaunua vaurioituivat erittäin pahoin. Lisäksi kuusi vaunua vaurioitui korjauskelvottomiksi. Muiden vaunujen vahingot olivat vähäisiä. Kaluston kokonaisvahingot olivat noin 21 Mmk. Rata vaurioitui satojen metrien matkalta. Junan suistumispaikan vaihde jäi ehjäksi. Sen sijaan muut alueella olleet vaihteet tuhoutuivat. Suistunut juna katkaisi kaksi ratalaitteisiin kuulunutta sähköpylvästä ja repi alas useita satoja metrejä virtajohtimia. Rautatien alikulkusillan rakenteet vaurioituivat pahoin (kuva 5). Rata- ja ratalaitteevaurioiden arvo oli kokonaisuudessaan 1,5 Mmk. Veturista valui jonkin verran voiteluöljyä maastoon. Onnettomuudessa vaurioitui kaapeleita, mikä aiheutti ongelmia viestiliikenteessä. Vaurioituneista kaapeleista ja muista vahingoista (mm. keskeytysvahingot) on maksettu korvauksia yhteensä 1,8 Mmk. Onnettomuuden kokonaisvahingot olivat yhteensä noin 26 Mmk (nykyarvo noin 6 miljoonaa euroa). Yhteiskunnalle laskennallisesti aiheutuneet menetykset olivat lähes kolminkertaiset. (Onnettomuustukintakeskus 1996)



Kuva 5 Jokelan onnettomuudessa vaunu jäi roikkumaan osittain alikulkusillan päälle (Onnettomuustukintakeskus 1996).

Northbrook 2012

4.7.2012 hiiltä kuljettanut 32 vaunusta koostuva juna suistui alikulkusillan kohdalla Illinoisin Northbrookissa Yhdysvalloissa (kuva 6). Kannen päällä tapahtuneen suistumisen aiheuttamat kuormat olivat niin suuret, että alikulkusilta sortui kokonaan. Onnettomuuden seurausvaikutuksia lisää se, että sortuvan sillan alle jäi kaksi autolla matkustanutta ihmistä. (FRA 2012)

Ennen onnettomuutta radan opastinten kunnossapidosta vastaava työmies oli käynyt tutkimassa virheilmoitusta ja huomannut jotain epänormaalia radassa. Välittömästi sillan läheisyydessä sijainnassa kiskossa oli geometrian muutos, jota työmies kuvaili hitsin peittämiseksi. Paikalle kutsuttiin pätevä radantarkastaja, mutta liikennettä jatkettiin, koska hieman aiemmin kohdan ohittaneilla junilla ei ollut havaittu ongelmia kohdassa. Onnettomuushetkellä junan vauhti oli 38 mailia tunnissa rajoituksen ollessa 40 mailia tunnissa. Rataosuus oli täysin suora useita kilometrejä ennen siltaa ja sillan jälkeen. Suistuminen tapahtui noin 4 metriä sillan päädyn jälkeen. Suistumisen seurauksena suurin osa junan vaunuista kasaantui sillan päälle (kuva 7). Silta ei kestänyt lähes kolmenkymmenen hiilellä täytetyn tavaravaunun painoa ja sortui. Veturin kameran tallenteesta selvisi, että radassa oli epäjatkuvuuskohta sillan päädyn jälkeen. Rata oli siirtynyt tässä kohdassa. Todennäköinen syy suistumiselle oli kiskon lämpötilan noususta johtunut hellekäyrä. Onnettomuuden aikana vallitsivat erityisen lämpimät olosuhteet. (FRA 2012)

Onnettomuus aiheutti merkittäviä henkilö- ja materiaalivahinkoja sekä katkaisi rataosuuden liikenteen pitkäksi aikaa. Turmassa kuoli kaksi ihmistä sortuneen sillan alle. Muita loukkaantuneita ei raportoitu. Liikkuvan kaluston vahinkojen kustannuksiksi arvioitiin noin 1,5 miljoonaa dollaria. Rata ja infrastruktuurivahingot olivat noin 3,7 miljoonaa dollaria. Yhteensä materiaalivahingot olivat 5,2 miljoonaa dollaria (noin 3,7 miljoonaa euroa). (FRA 2012)



Kuva 6 Sortunut silta Northbrookissa Yhdysvalloissa 2012 (Sadovi & Danna 2012).



Kuva 7 Ilmakuva Northbrookin suistumisonnettomuudesta (Sfondeles 2012).

Törmäysrakenteet

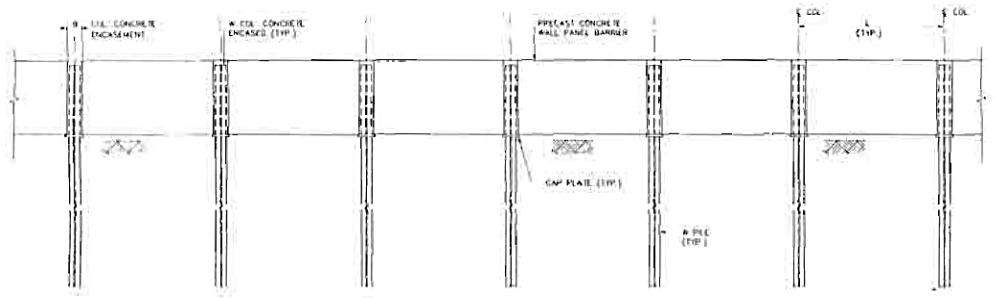
Liitteessä tarkastellaan lyhyesti junan suistumisen seurauksien rajoittamiseksi käytettyjä rakenteita, jotka on suunniteltu vastaanottamaan törmäystilanteessa syntyvät kuormat. Törmäysesteiden rakenne riippuu pääasiallisesta käyttötarkoituksesta. Pilareiden suojaksi suunnitellut törmäysesteet suojelevat ensisijaisesti pilareita eli sillan kantokykyä törmäystilanteessa. Ohjauseinät puolestaan suojaavat sekä junan matkustajia että mahdollista radanviereistä rakennetta. Ratojen päädyissä olevat päätepuskimet ja törmäysseinät suojaavat radan päädyn takaisia rakenteita ja vähentävät junaan kohdistuvia kuormia törmäystilanteessa.

Törmäysesteet ja ohjauseinät

Sillan alusrakenteiden suojaaminen rakenteellisin keinoin on aiheellista, kun alusrakenteet sijaitsevat raiteen läheisyydessä ja ovat pilarimaisia. Massiivisia seinämäisiä tukirakenteita ei tarvitse suojata erillisillä törmäysesteillä. Perinteisesti alusrakenteisiin kohdistuvia törmäyskuormia on pyritty ehkäisemään laiturirakenteilla ja korotetuilla massiivisilla jalustoilla. Näiden lisäksi alusrakenteet on mahdollista suojata myös erikseen suunnitelluilla törmäysesteillä ja ohjauseinillä (*deflection walls*). Ohjauseinillä voidaan rajoittaa suistumisen aiheuttamia vahinkoja millä tahansa rataosuudella, mutta erityisen perusteltua ohjauseinien käyttö on siltojen välitukien läheisyydessä.

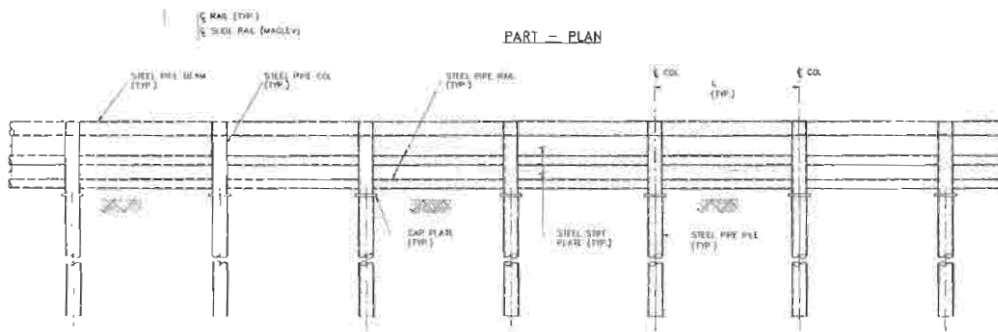
Yhdysvalloissa on valtion toimesta tutkittu törmäysrakenteita 1990-luvulla. Tutkimusten perusteella suunniteltiin viisi ohjauseinän tyyppirakennetta, jotka kaikki ovat jatkuvia rakenteita. Rakenteet on suunniteltu niin, että törmäyskuorma jakaantuu pidemmälle matkalle ja ohjauseinän kaikille rakenneosille. Rakenteiden suunnittelussa on otettu huomioon myös se, että ensimmäisen iskun jälkeen ohjauseinä on edelleen toimintakykyinen. Tässä esitetään yksi betoninen ja yksi teräksinen ohjauseinän tyyppirakenne. (FRA 1994, s. 104)

Ensimmäinen tyyppirakenne koostuu betonisista elementtirakenteista. Rakenteen tyyppiirustus on esitetty kuvassa 8. Perustamisessa käytetään esijännitettyjä paa-luelementtejä, jotka lyödään maahan 5 m syvyyteen 3 m välein. Paalujen neliöpoikkileikkauksen sivumitta on 559 mm. Paalujen päälle asetetaan tavanomaiset teräs-betoniset pylväät, joiden sivumitta on 457 mm. Pylväät ulotetaan 1,83 m kiskojen korkeustason yläpuolelle. Pylväiden väliin asennetaan teräsbetonilaatat 25 mm liikun-tasaumalla. Laattojen paksuus on 762 mm. Levyt yhdistetään pylväisiin neljällä teräs-levyllä koko korkeudelta niin, että levyt on valettu betonin sisään ja hitsattu kiinni raudoituksiin. (FRA 1994, s. 111–112)



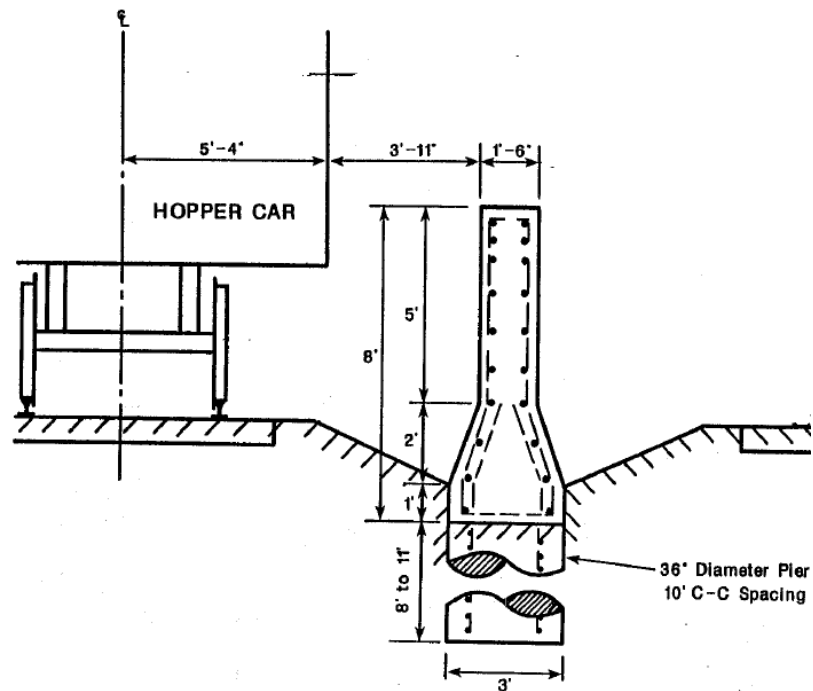
Kuva 8 Sivukuva betonirakenteisesta ohjauseinästä (FRA 1994, s. 109).

Toinen tyyppirakenne on tehty teräsputkista ja se on esitetty kuvassa 9. Teräsmaalut lyödään maahan 8 m syvyyteen 3 m välein. Paalun, pylvään ja yläjohteen profiilit ovat samoja ja liitokset toteutetaan hitsiliitoksina. Putkiprofiilin halkaisija on 610 mm ja paksuus 31 mm. Jäykistämiseen käytetään lisäksi kahta profiililtaan pienempää alajohdetta, jotka myös hitsataan teräspylväisiin. (FRA 1994, s. 116)

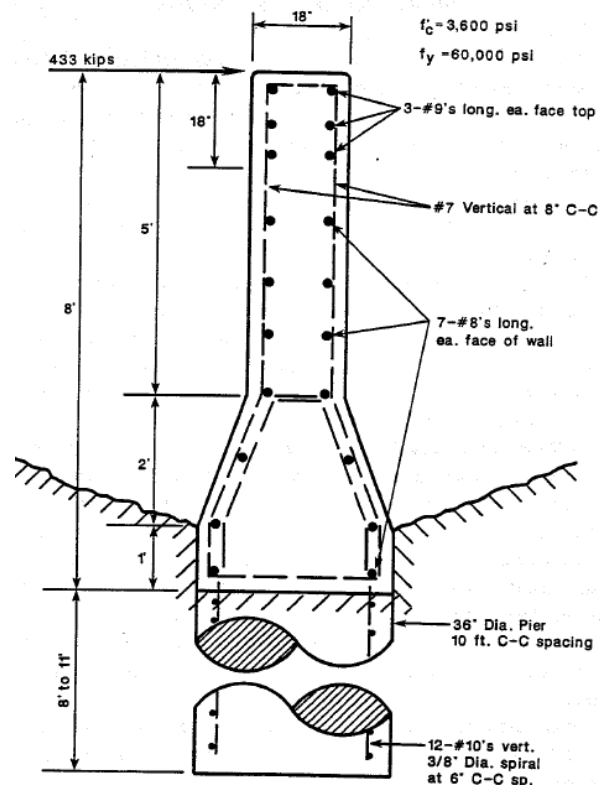


Kuva 9 Sivukuva teräsrakenteisesta ohjauseinästä (FRA 1994, s. 117).

Texasin yliopistossa on analysoitu törmäämiseltä suojaavia ohjauseiniä metrolinjojen rakentamista varten. Metrolinjojen törmäysseinien tarkastelu on esitetty, koska analyysissä käytetty poikittainen törmäyskuorma 2 000 kN vastaa tässä työssä käsiteltyjen poikittaisten kuormien suuruusluokkaa. Analyysin perusteella muodostettu teräsbetonisen ohjauseinän tyyppirakenne on esitetty kuvissa 10 ja 11. (Hirsch et al. 1989)

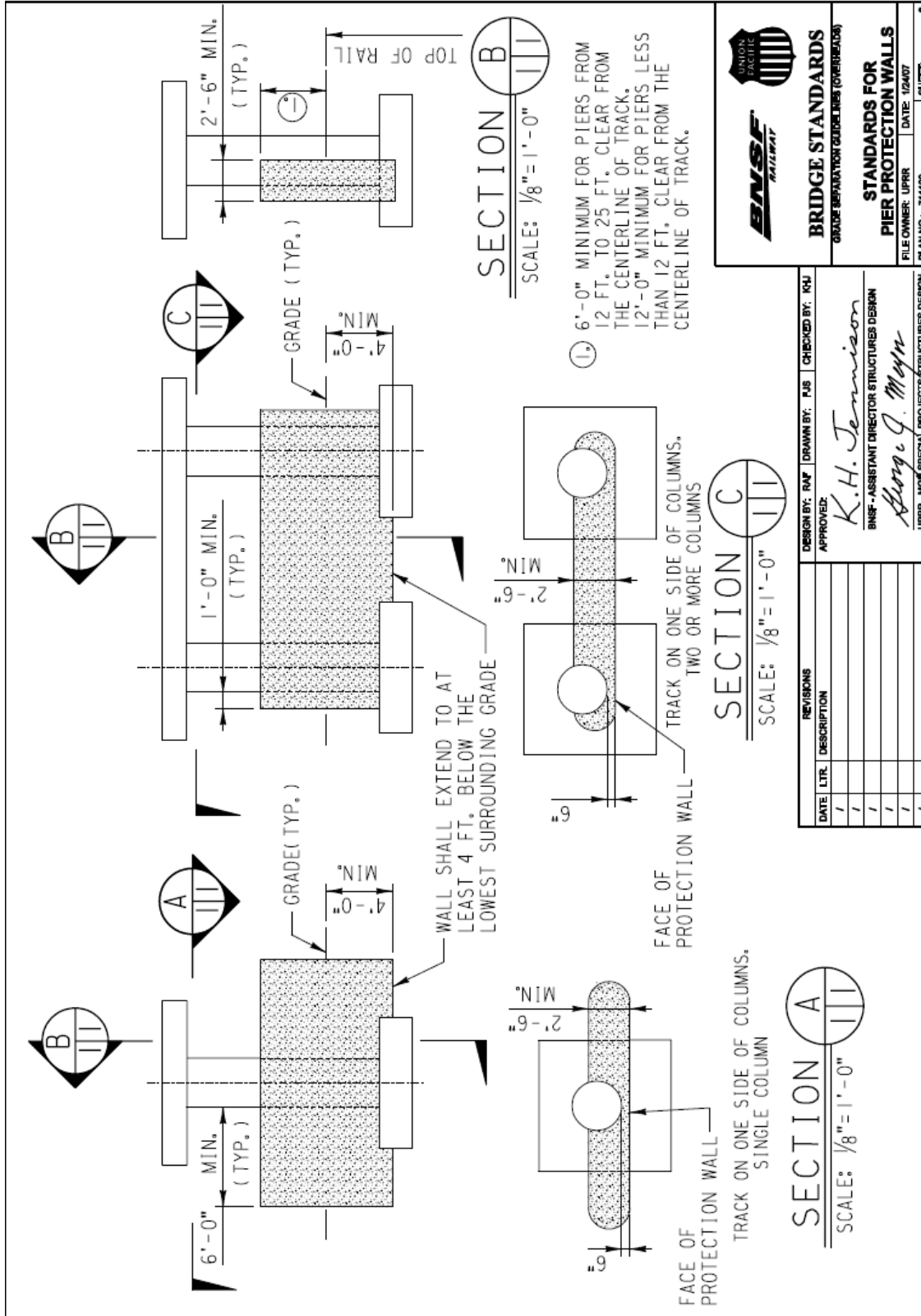


Kuva 10 Mittakuva metrolinjan ohjauseinästä (Hirsch et al. 1989, s. 76).



Kuva 11 Raudoituskuva metrolinjan ohjauseinästä (Hirsch et al. 1989, s. 77).

Yhdysvalloissa on annettu myös hieman tuorempi ohjeistus pilarimaisten alusrakenteiden suojaamiseksi törmäystilanteissa. Kuvassa 12 on esitetty BNSF Railwayn projektikohtainen tyyppiirustus pilareiden suojaksi toteutettavasta ohjauseinästä. Tyyppirakennetta voidaan soveltaa yksittäisen pilarin tai useammasta pilarista koostuvan pilaririvistön suojauksessa, mutta vain silloin kun raidelinja kulkee ainoastaan tarkasteltavan rakenteen yhdellä puolella. (BNSF Railway 2007)



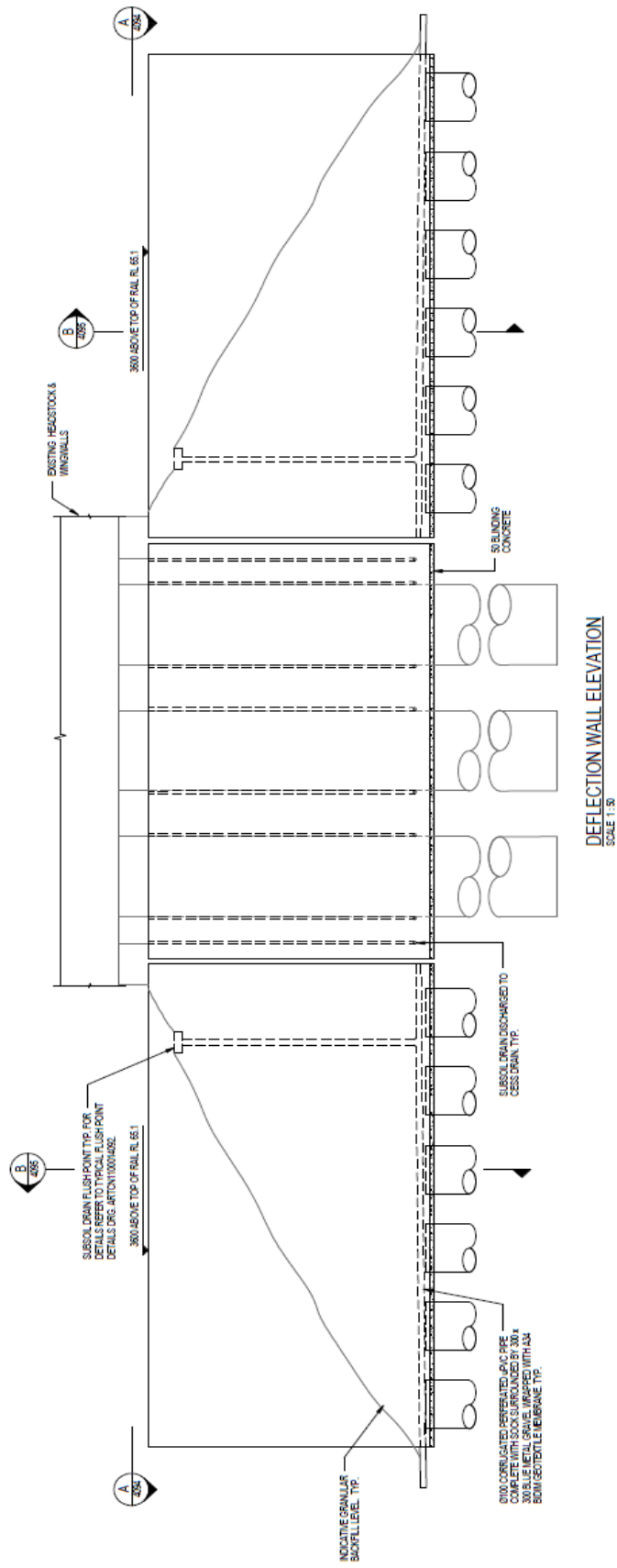
Kuva 12 Tyypipiirustus pilareita suojaavasta ohjauseinästä, Yhdysvallat (BNSF Railway 2007, s. 51).

Australiassa suunnitteluohjeistusta on kiristetty siten, että uusien ratalinjojen yhteydessä myös vanhojen rakenteiden tulee olla nykyisten vaatimusten mukaisia. Kuvassa 13 on esitetty ratkaisu, jonka avulla voitiin kustannustehokkaasti päivittää olemassa olevan sillan alusrakenne nykyvaatimusten mukaiseksi. Alusrakenteiden pilarien välissä oli alun perin 1,5 m korkea muuri, mutta sen kapasiteetti ei ollut riittävä törmäyskuormalle. Pilarien ympärille rakennettiin teräsbetoninen 3,6 m korkea muuri, joka ulottuu radansuuntaisesti 5 m ulommaisten pilareiden ulkopuolelle. Mitoituskuormina käytettiin radansuuntaista 3 000 kN:n ja kohtisuoraa 1500 kN:n vaakakuormaa. (Rapattoni 2009)



Kuva 13 Vasemmalla alusrakenne ennen korjausta ja oikealla korjauksen jälkeen (Rapattoni 2009, s. 5).

Australiasta löytyy myös toinen esimerkkitapaus olemassa olevan alusrakenteen suojaamisen toteuttamisesta. Tässä tapauksessa pilaririvistön suojaamiseen on käytetty pilaririvistön ympärille suunniteltua ohjauseinää. Rakenteen pääpiirustus on esitetty kuvissa 14 ja 15. Kyseinen ohjauseinä on mitoitettu 3 000 kN:n radansuuntaiselle ja 1 500 kN:n kohtisuoralle vaakakuormalle samoin kuin edellä käsitelty törmäysmuuri. Ohjauseinän korkeus on 3,6 m kiskon yläpinnasta ja se on perustettu kahdelletoista halkaisijaltaan 900 mm teräsbetonipaalun päälle. (Chavand 2012)



Kuva 14

Sivukuva ohjauseinä rakenteen piirustuksesta (Chavand 2012).

Liite 3. Riskinarviointi B-luokan rakenteelle

(UIC Code 777-2 Appendix F)

Suoritetaan UIC-koodin mukainen riskinarviointi B-luokan rakenteelle Mathcad-ohjelmalla.

1 JUNAN SUISTUMISEN TODENNÄKÖISYYS

Suistumistaajuudet	Ei vaihteita	Vaihdealueella
Matkustajajuna	$e_{r.P} = 0.25 \cdot 10^{-8}$	$e_{r.P.Sw} = 2.5 \cdot 10^{-8}$
Tavarajuna	$e_{r.F} = 2.5 \cdot 10^{-8}$	$e_{r.F.Sw} = 25 \cdot 10^{-8}$

Tarkastellaan nopeuksia 50 km/h ja 120 km/h ja lisäksi matkustajajunille 200 km/h

$$v_{200} = 200 \quad v_{120} = 120 \quad v_{50} = 50$$

Pisin suistuneen junan kulkema matka suistumisen jälkeen [m] (hidastuvuus 3 m/s²)

$$d_{200} = \frac{200^2}{80} = 500 \quad d_{120} = \frac{120^2}{80} = 180 \quad d_{50} = \frac{50^2}{80} = 31.25$$

Keskimääräinen sillan alittavien junien määrä vuorokaudessa

Yksiraiteinen rata	$Z_d = 100$
Kaksiraiteinen rata	$Z_{d.db} = 200$

Junan suistumisen todennäköisyys

Matkustajajuna, vaihteeton alue, yksi raide, nopeus 200 km/h

$$P_{1P.200} = e_{r.P} d_{200} Z_d \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 4.562 \times 10^{-5}$$

Matkustajajuna, vaihteeton alue, yksi raide, nopeus 120 km/h

$$P_{1P.120} = e_{r.P} d_{120} Z_d \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 1.643 \times 10^{-5}$$

Matkustajajuna, vaihteeton alue, yksi raide, nopeus 50 km/h

$$P_{1P.50} = e_{r.P} d_{50} Z_d \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 2.852 \times 10^{-6}$$

Matkustajajuna, vaihdealue, yksi raide, nopeus 200 km/h

$$P_{1P.Sw.200} = e_{r.P.Sw} d_{200} Z_d \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 4.562 \times 10^{-4}$$

Matkustajajuna, vaihdealue, yksi raide, nopeus 120 km/h

$$P_{1P.Sw.120} = e_{r.P.Sw} d_{120} Z_d \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 1.643 \times 10^{-4}$$

Matkustajajuna, vaihdealue, yksi raide, nopeus 50 km/h

$$P_{1P.Sw.50} = e_{r.P.Sw} d_{50} Z_d \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 2.852 \times 10^{-5}$$

Tavarajuna, vaihteeton alue, yksi raide, nopeus 120 km/h

$$P_{1F.120} = e_{r.F} d_{120} Z_d \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 1.643 \times 10^{-4}$$

Matkustajajuna, vaihteeton alue, yksi raide, nopeus 50 km/h

$$P_{1F.50} = e_{r.F} d_{50} Z_d \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 2.852 \times 10^{-5}$$

Matkustajajuna, vaihteeton alue, yksi raide, nopeus 120 km/h

$$P_{1F.Sw.120} = e_{r.F.Sw} d_{120} Z_d \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 1.642 \times 10^{-3}$$

Matkustajajuna, vaihteeton alue, yksi raide, nopeus 50 km/h

$$P_{1F.Sw.50} = e_{r.F.Sw} d_{50} Z_d \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 2.852 \times 10^{-4}$$

2 SILTAAN TÖRMÄÄMISEN TODENNÄKÖISYYS

Suurin ennakoitu suistuneen junan vaakapoikkeama radan keskilinjasta [m]

$$b_{50} = v_{50}^{0.55} = 8.599 \quad b_{120} = v_{120}^{0.55} = 13.917 \quad b_{200} = v_{200}^{0.55} = 18.432$$

Tarkasteltavat alusrakenteiden ulkopintojen etäisyydet radan keskilinjasta [m]

$$a_{3m} = 3 \quad a_{5m} = 5 \quad a_{7m} = 7$$

Suistumiselle altis radansuuntainen matka [m], riippuen nopeudesta v ja etäisyydestä a

$$c_{200.3m} = \left(\frac{d_{200}}{b_{200}} \right) (b_{200} - a_{3m}) = 418.619 \quad c_{120.3m} = \left(\frac{d_{120}}{b_{120}} \right) (b_{120} - a_{3m}) = 141.199$$

$$c_{200.5m} = \left(\frac{d_{200}}{b_{200}} \right) (b_{200} - a_{5m}) = 364.364 \quad c_{120.5m} = \left(\frac{d_{120}}{b_{120}} \right) (b_{120} - a_{5m}) = 115.331$$

$$c_{200.7m} = \left(\frac{d_{200}}{b_{200}} \right) (b_{200} - a_{7m}) = 310.11 \quad c_{120.7m} = \left(\frac{d_{120}}{b_{120}} \right) (b_{120} - a_{7m}) = 89.464$$

$$c_{50.3m} = \left(\frac{d_{50}}{b_{50}} \right) (b_{50} - a_{3m}) = 20.347$$

$$c_{50.5m} = \left(\frac{d_{50}}{b_{50}} \right) (b_{50} - a_{5m}) = 13.079$$

$$c_{50.7m} = \left(\frac{d_{50}}{b_{50}} \right) (b_{50} - a_{7m}) = 5.81$$

Törmäämisen todennäköisyydet

Nopeus 200 km/h, yksi raide, etäisyys alusrakenteesta 3m

$$P_{200.3m}^2 = \left[\frac{(b_{200} - a_{3m})}{b_{200}} \right]^2 0.5 \frac{c_{200.3m}}{d_{200}} = 0.293$$

Nopeus 200 km/h, yksi raide, etäisyys alusrakenteesta 5m

$$P_{200.5m}^2 = \left[\frac{(b_{200} - a_{5m})}{b_{200}} \right]^2 0.5 \frac{c_{200.5m}}{d_{200}} = 0.193$$

Nopeus 200 km/h, yksi raide, etäisyys alusrakenteesta 7m

$$P_{200.7m}^2 = \left[\frac{(b_{200} - a_{7m})}{b_{200}} \right]^2 0.5 \frac{c_{200.7m}}{d_{200}} = 0.119$$

Nopeus 120 km/h, yksi raide, etäisyys alusrakenteesta 3m

$$P_{120.3m}^2 = \left[\frac{(b_{120} - a_{3m})}{b_{120}} \right]^2 0.5 \frac{c_{120.3m}}{d_{120}} = 0.241$$

Nopeus 120 km/h, yksi raide, etäisyys alusrakenteesta 5m

$$P_{120.5m}^2 = \left[\frac{(b_{120} - a_{5m})}{b_{120}} \right]^2 0.5 \frac{c_{120.5m}}{d_{120}} = 0.132$$

Nopeus 120 km/h, yksi raide, etäisyys alusrakenteesta 7m

$$P_{120.7m}^2 = \left[\frac{(b_{120} - a_{7m})}{b_{120}} \right]^2 0.5 \frac{c_{120.7m}}{d_{120}} = 0.061$$

Nopeus 50 km/h, yksi raide, etäisyys alusrakenteesta 3m

$$P_{50.3m}^2 = \left[\frac{(b_{50} - a_{3m})}{b_{50}} \right]^2 0.5 \frac{c_{50.3m}}{d_{50}} = 0.138$$

Nopeus 50 km/h, yksi raide, etäisyys alusrakenteesta 5m

$$P_{50.5m}^2 = \left[\frac{(b_{50} - a_{5m})}{b_{50}} \right]^2 0.5 \frac{c_{50.5m}}{d_{50}} = 0.037$$

Nopeus 50 km/h, yksi raide, etäisyys alusrakenteesta 7m

$$P_{50.7m}^2 = \left[\frac{(b_{50} - a_{7m})}{b_{50}} \right]^2 0.5 \frac{c_{50.7m}}{d_{50}} = 0.003$$

3 SUISTUMISEN JA TÖRMÄÄMISEN TODENNÄKÖISYYS

Lasketaan tapauskohtaiset todennäköisyydet. Muuttujina käytetään junan tyyppiä, nopeutta, radan etäisyyttä alusrakenteesta ja vaihdestatusta.

MATKUSTAJAJUNAT

$$P_{P.200.3m} = P_{1P.200} P_{2200.3m} = 1.339 \times 10^{-5}$$

$$P_{P.200.5m} = P_{1P.200} P_{2200.5m} = 8.828 \times 10^{-6}$$

$$P_{P.200.7m} = P_{1P.200} P_{2200.7m} = 5.443 \times 10^{-6}$$

$$P_{P.120.3m} = P_{1P.120} P_{2120.3m} = 3.964 \times 10^{-6}$$

$$P_{P.120.5m} = P_{1P.120} P_{2120.5m} = 2.16 \times 10^{-6}$$

$$P_{P.120.7m} = P_{1P.120} P_{2120.7m} = 1.008 \times 10^{-6}$$

$$P_{P.50.3m} = P_{1P.50} P_{250.3m} = 3.936 \times 10^{-7}$$

$$P_{P.50.5m} = P_{1P.50} P_{250.5m} = 1.045 \times 10^{-7}$$

$$P_{P.50.7m} = P_{1P.50} P_{250.7m} = 9.164 \times 10^{-9}$$

$$P_{P.Sw.200.3m} = P_{1P.Sw.200} P_{2200.3m} = 1.339 \times 10^{-4}$$

$$P_{P.Sw.200.5m} = P_{1P.Sw.200} P_{2200.5m} = 8.828 \times 10^{-5}$$

$$P_{P.Sw.200.7m} = P_{1P.Sw.200} P_{2200.7m} = 5.443 \times 10^{-5}$$

$$P_{P.Sw.120.3m} = P_{1P.Sw.120} P_{2120.3m} = 3.964 \times 10^{-5}$$

$$P_{P.Sw.120.5m} = P_{1P.Sw.120} P_{2120.5m} = 2.16 \times 10^{-5}$$

$$P_{P.Sw.120.7m} = P_{1P.Sw.120} P_{2120.7m} = 1.008 \times 10^{-5}$$

$$P_{P.Sw.50.3m} = P_{1P.Sw.50} P_{250.3m} = 3.936 \times 10^{-6}$$

$$P_{P.Sw.50.5m} = P_{1P.Sw.50} P_{250.5m} = 1.045 \times 10^{-6}$$

$$P_{P.Sw.50.7m} = P_{1P.Sw.50} P_{250.7m} = 9.164 \times 10^{-8}$$

TAVARAJUNAT

$$P_{F.120.3m} = P_{1F.120} P_{2120.3m} = 3.964 \times 10^{-5}$$

$$P_{F.120.5m} = P_{1F.120} P_{2120.5m} = 2.16 \times 10^{-5}$$

$$P_{F.120.7m} = P_{1F.120} P_{2120.7m} = 1.008 \times 10^{-5}$$

$$P_{F.50.3m} = P_{1F.50} P_{250.3m} = 3.936 \times 10^{-6}$$

$$P_{F.50.5m} = P_{1F.50} P_{250.5m} = 1.045 \times 10^{-6}$$

$$P_{F.50.7m} = P_{1F.50} P_{250.7m} = 9.164 \times 10^{-8}$$

$$P_{F.Sw.120.3m} = P_{1F.Sw.120} P_{2120.3m} = 3.964 \times 10^{-4}$$

$$P_{F.Sw.120.5m} = P_{1F.Sw.120} P_{2120.5m} = 2.16 \times 10^{-4}$$

$$P_{F.Sw.120.7m} = P_{1F.Sw.120} P_{2120.7m} = 1.008 \times 10^{-4}$$

$$P_{F.Sw.50.3m} = P_{1F.Sw.50} P_{250.3m} = 3.936 \times 10^{-5}$$

$$P_{F.Sw.50.5m} = P_{1F.Sw.50} P_{250.5m} = 1.045 \times 10^{-5}$$

$$P_{F.Sw.50.7m} = P_{1F.Sw.50} P_{250.7m} = 9.164 \times 10^{-7}$$

4 SILLAN SORTUMISEN TODENNÄKÖISYYS

Lasketaan sillan sortumisen todennäköisyydet junille, jotka liikennöivät 120 km/h tai 200 km/h nopeuksilla. Tarkastellaan todennäköisyyksiä, kun radan keskilinjan etäisyys tuesta on 3m, 5m tai 7m.

α on kerroin, joka ottaa huomioon siltarakenteen vaurionsietokyvyn ja jatkuvuuden. Kertoimen arvo 1 olettaa, että aina kun junan nopeus on 60 km/h törmäyshetkellä, silta sortuu. Tässä käytetään α -kertoimen arvona 0,5. Perustellaan tämä sillä, että pilarit suunnitellaan vaurionsietokykyisiksi ja toisaalta kaikki törmäykset eivät ole suoria, vaan ainoastaan kolhaisu-törmäyksiä.

$$\alpha = 0.5$$

Radansuuntainen suurin etäisyys [m], jossa junan nopeus on alle 60 km/h. Oletetaan hidastuvuudeksi 3 m/s², jolloin matka on 45 metriä.

$$d_h = 45$$

Poikittainen etäisyys, missä suistuneen junan nopeus on alle 60km/h

$$t_{120.3m} = \frac{a_{3m} d_h}{(d_{120} - d_h)} = 1 \qquad t_{200.3m} = \frac{(a_{3m} d_h)}{(d_{200} - d_h)} = 0.297$$

$$t_{120.5m} = \frac{(a_{5m} d_h)}{(d_{120} - d_h)} = 1.667 \qquad t_{200.5m} = \frac{(a_{5m} d_h)}{(d_{200} - d_h)} = 0.495$$

$$t_{120.7m} = \frac{(a_{7m} d_h)}{(d_{120} - d_h)} = 2.333 \qquad t_{200.7m} = \frac{(a_{7m} d_h)}{(d_{200} - d_h)} = 0.692$$

Sillan sortumisen todennäköisyys eri tilanteissa

$$P_{3_{120.3m}} = \left[1 - \frac{2}{3} \left[t_{120.3m} \frac{(2b_{120} - 2a_{3m} - t_{120.3m})}{(b_{120} - a_{3m})^2} \right] \right] \alpha = 0.442$$

$$P_{3_{120.5m}} = \left[1 - \frac{2}{3} \left[t_{120.5m} \frac{(2b_{120} - 2a_{5m} - t_{120.5m})}{(b_{120} - a_{5m})^2} \right] \right] \alpha = 0.387$$

$$P_{3_{120.7m}} = \left[1 - \frac{2}{3} \left[t_{120.7m} \frac{(2b_{120} - 2a_{7m} - t_{120.7m})}{(b_{120} - a_{7m})^2} \right] \right] \alpha = 0.313$$

$$P_{3_{200.3m}} = \left[1 - \frac{2}{3} \left[t_{200.3m} \frac{(2b_{200} - 2a_{3m} - t_{200.3m})}{(b_{200} - a_{3m})^2} \right] \right] \alpha = 0.487$$

$$P_{3_{200.5m}} = \left[1 - \frac{2}{3} \left[t_{200.5m} \frac{(2b_{200} - 2a_{5m} - t_{200.5m})}{(b_{200} - a_{5m})^2} \right] \right] \alpha = 0.476$$

$$P_{3_{200.7m}} = \left[1 - \frac{2}{3} \left[t_{200.7m} \frac{(2b_{200} - 2a_{7m} - t_{200.7m})}{(b_{200} - a_{7m})^2} \right] \right] \alpha = 0.461$$

5 ERI TAPAHTUMASKENAARIOIDEN TODENNÄKÖISYYDET

Lasketaan tapahtumaskenaarioiden todennäköisyydet eri nopeuksilla ja etäisyyksillä. Oletetaan, että läheisyydessä sijaitsee vaihde. (Vaihteettoman alueen todennäköisyydet ovat 1/10 tästä)

Todennäköisyys, että juna suistuu, törmää siltaan ja silta sortuu

$$P_{sz3_{120.3m}} = P1_{P.Sw.120} P2_{120.3m} P3_{120.3m} = 1.751 \times 10^{-5}$$

$$P_{sz3_{120.5m}} = P1_{P.Sw.120} P2_{120.5m} P3_{120.5m} = 8.361 \times 10^{-6}$$

$$P_{sz3_{120.7m}} = P1_{P.Sw.120} P2_{120.7m} P3_{120.7m} = 3.157 \times 10^{-6}$$

$$P_{sz3_{200.3m}} = P1_{P.Sw.200} P2_{200.3m} P3_{200.3m} = 6.524 \times 10^{-5}$$

$$P_{sz3_{200.5m}} = P1_{P.Sw.200} P2_{200.5m} P3_{200.5m} = 4.201 \times 10^{-5}$$

$$P_{sz3_{200.7m}} = P1_{P.Sw.200} P2_{200.7m} P3_{200.7m} = 2.508 \times 10^{-5}$$

Todennäköisyys, että juna suistuu, törmää siltaa, mutta silta EI sorru

$$P_{sz6_{120.3m}} = P1_{P.Sw.120} P2_{120.3m} (1 - P3_{120.3m}) = 2.213 \times 10^{-5}$$

$$P_{sz6_{120.5m}} = P1_{P.Sw.120} P2_{120.5m} (1 - P3_{120.5m}) = 1.324 \times 10^{-5}$$

$$P_{sz6_{120.7m}} = P1_{P.Sw.120} P2_{120.7m} (1 - P3_{120.7m}) = 6.927 \times 10^{-6}$$

$$P_{sz6_{200.3m}} = P1_{P.Sw.200} P2_{200.3m} (1 - P3_{200.3m}) = 6.864 \times 10^{-5}$$

$$P_{sz6_{200.5m}} = P1_{P.Sw.200} P2_{200.5m} (1 - P3_{200.5m}) = 4.627 \times 10^{-5}$$

$$P_{sz6_{200.7m}} = P1_{P.Sw.200} P2_{200.7m} (1 - P3_{200.7m}) = 2.934 \times 10^{-5}$$

Todennäköisyys, että juna suistuu, mutta ei törmää siltaan

$$P_{sz9_{120.3m}} = P1_{P.Sw.120} (1 - P2_{120.3m}) = 1.246 \times 10^{-4}$$

$$P_{sz9_{120.5m}} = P1_{P.Sw.120} (1 - P2_{120.5m}) = 1.426 \times 10^{-4}$$

$$P_{sz9_{120.7m}} = P1_{P.Sw.120} (1 - P2_{120.7m}) = 1.542 \times 10^{-4}$$

$$P_{sz9_{200.3m}} = P1_{P.Sw.200} (1 - P2_{200.3m}) = 3.224 \times 10^{-4}$$

$$P_{sz9_{200.5m}} = P1_{P.Sw.200} (1 - P2_{200.5m}) = 3.68 \times 10^{-4}$$

$$P_{sz9_{200.7m}} = P1_{P.Sw.200} (1 - P2_{200.7m}) = 4.018 \times 10^{-4}$$

6 ERI SKENAARIOIDEN SEURAUKSET

Seurauksien arviointi perustuu oletukseen, että matkustajajunassa on 300 matkustajaa.

Tässä otetaan huomioon vain henkilövahingot, mikä on karkea yksinkertaistus. Tarkastelu perustellaan sillä, että todennäköisesti henkilövahingot muodostavat tärkeimmän osan seurausvaikutuksista.

Kuolleiden määrän arviointi (riippuu nopeudesta ja skenaariosta)

$$Sz3_{120} = 8 \qquad Sz3_{200} = 30$$

$$Sz6_{120} = 5 \qquad Sz6_{200} = 20$$

$$Sz9_{120} = 3 \qquad Sz9_{200} = 10$$

7 ERI SKENAARIOIDEN VUOSITTAINEN RISKI

Kerrotaan skenaarioiden vuosittainen todennäköisyys seurauksilla, josta saadaan skenaario-kohtainen riski (muuttujina nopeus ja etäisyys)

$$Dsz3_{120.3m} = P_{sz3_{120.3m}} Sz3_{120} = 1.401 \times 10^{-4}$$

$$Dsz6_{120.3m} = P_{sz6_{120.3m}} Sz6_{120} = 1.107 \times 10^{-4}$$

$$Dsz9_{120.3m} = P_{sz9_{120.3m}} Sz9_{120} = 3.738 \times 10^{-4}$$

$$Dsz3_{120.5m} = P_{sz3_{120.5m}} Sz3_{120} = 6.689 \times 10^{-5}$$

$$Dsz6_{120.5m} = P_{sz6_{120.5m}} Sz6_{120} = 6.621 \times 10^{-5}$$

$$Dsz9_{120.5m} = P_{sz9_{120.5m}} Sz9_{120} = 4.279 \times 10^{-4}$$

$$Dsz3_{120.7m} = P_{sz3_{120.7m}} Sz3_{120} = 2.525 \times 10^{-5}$$

$$Dsz6_{120.7m} = P_{sz6_{120.7m}} Sz6_{120} = 3.463 \times 10^{-5}$$

$$Dsz9_{120.7m} = P_{sz9_{120.7m}} Sz9_{120} = 4.625 \times 10^{-4}$$

$$Dsz3_{200.3m} = P_{sz3_{200.3m}} Sz3_{200} = 0.002$$

$$Dsz6_{200.3m} = P_{sz6_{200.3m}} Sz6_{200} = 0.001$$

$$Dsz9_{200.3m} = P_{sz9_{200.3m}} Sz9_{200} = 0.003$$

$$Dsz3_{200.5m} = P_{sz3_{200.5m}} Sz3_{200} = 0.001$$

$$Dsz6_{200.5m} = P_{sz6_{200.5m}} Sz6_{200} = 0.001$$

$$Dsz9_{200.5m} = P_{sz9_{200.5m}} Sz9_{200} = 0.004$$

$$Dsz3_{200.7m} = P_{sz3_{200.7m}} Sz3_{200} = 0.001$$

$$Dsz6_{200.7m} = P_{sz6_{200.7m}} Sz6_{200} = 0.001$$

$$Dsz9_{200.7m} = P_{sz9_{200.7m}} Sz9_{200} = 0.004$$

8 VUOSITTAINEN SUISTUMISEN AIHEUTTAMA KOKONAISRISKI

Summaamalla eri skenaarioiden riskit yhteen saadaan suistumisen aiheuttama kokonaisriski eri nopeuksilla ja etäisyyksillä

$$Rb_{120.3m} = Dsz3_{120.3m} + Dsz6_{120.3m} + Dsz9_{120.3m} = 0.001$$

$$Rb_{120.5m} = Dsz3_{120.5m} + Dsz6_{120.5m} + Dsz9_{120.5m} = 0.001$$

$$Rb_{120.7m} = Dsz3_{120.7m} + Dsz6_{120.7m} + Dsz9_{120.7m} = 0.001$$

$$Rb_{200.3m} = Dsz3_{200.3m} + Dsz6_{200.3m} + Dsz9_{200.3m} = 0.007$$

$$Rb_{200.5m} = Dsz3_{200.5m} + Dsz6_{200.5m} + Dsz9_{200.5m} = 0.006$$

$$Rb_{200.7m} = Dsz3_{200.7m} + Dsz6_{200.7m} + Dsz9_{200.7m} = 0.005$$

9 VUOSITTAINEN SUISTUMISEN AIHEUTTAMA RAHARISKI

Liikenneviraston määrittelyn mukaan yhden ihmisen kuolema vastaa 1 919 000 euron vahinkoa.

$$V_{pf} = 1919000$$

Sen perusteella lasketaan vuosittaiset riskit rahallisesti. [e]

$$Rbm_{120.3m} = V_{pf} Rb_{120.3m} = 1198.542$$

$$Rbm_{120.5m} = V_{pf} Rb_{120.5m} = 1076.631$$

$$Rbm_{120.7m} = V_{pf} Rb_{120.7m} = 1002.459$$

$$R_{bm200.3m} = V_{pf} R_{b200.3m} = 12576.585$$

$$R_{bm200.5m} = V_{pf} R_{b200.5m} = 11255.812$$

$$R_{bm200.7m} = V_{pf} R_{b200.7m} = 10281.216$$

10 EHKÄISEVIEN TOIMENPITEIDEN KUSTANNUSVAIKUTUKSET

Tässä arvioidaan tukirakenteen ja raiteen keskiviivan etäisyyden kasvattamisen vaikutuksia sillan hintaan. Hinta jaetaan teoreettiseksi vuosittaiseksi kustannukseksi, jotta sitä voidaan verrata vuosittaiseen riskiin.

$$\text{Sillan suunniteltu käyttöikä [a]} \quad N_b = 100$$

$$\text{Korko} \quad Z = 5\%$$

Lasketaan investointikustannus eri etäisyyksillä (vertailutapaus: jänneväli 11m)

$$\text{Jänneväli [m]} \quad L_0 = 11$$

$$\text{Neliöhinta [e]} \quad C_0 = 2000$$

Neliöhinnat eri jänneväleillä

$$L_{3m} = 6 \quad L_{5m} = 10 \quad L_{7m} = 14$$

$$C_{3m} = C_0 \left(\frac{L_{3m}}{L_0} \right) = 1090.909$$

$$C_{5m} = C_0 \left(\frac{L_{5m}}{L_0} \right) = 1818.182$$

$$C_{7m} = C_0 \left(\frac{L_{7m}}{L_0} \right) = 2545.455$$

Lasketaan investointikustannukset. Käytetään tarkastelussa sillan leveydenä 12 metriä.

$$W_{hl} = 12$$

$$C_{s3m} = C_{3m} L_{3m} W_{hl} = 78545.455 \quad \text{Nollataso}$$

$$C_{s5m} = C_{5m} L_{5m} W_{hl} - C_{s3m} = 1.396 \times 10^5$$

$$C_{s7m} = C_{7m} L_{7m} W_{hl} - C_{s3m} = 3.491 \times 10^5$$

Lasketaan teoreettinen vuosittainen etäisyyden kasvattamisen aiheuttama kustannus

$$A_{5m} = \frac{[Cs_{5m}(1+Z)^{N_b}Z]}{[(1+Z)^{N_b} - 1]} = 7035.318$$

$$A_{7m} = \frac{[Cs_{7m}(1+Z)^{N_b}Z]}{[(1+Z)^{N_b} - 1]} = 17588.295$$

Lisätään vielä arvioidut ylläpidon lisäkustannukset (2% investointikustannuksista)

$$C_{tot.5m} = A_{5m} + Cs_{5m} \cdot 2\% = 9828.045$$

$$C_{tot.7m} = A_{7m} + Cs_{7m} \cdot 2\% = 24570.114$$

11 EHKÄISEVIEN TOIMENPITEIDEN KUSTANNUS-HYÖTYSUHDE

Verrataan tukien etäisyyden kasvattamisen avulla saavutettua säästöä henkilövahingoissa investointikustannuksiin. Jotta investointi olisi kannattava, tulisi suhteen olla suurempi kuin 1. Tarkastellaan suurimman riskin tapauksia eli raideliikenteen nopeutta 200 km/h.

$$\frac{R_{bm200.3m} - R_{bm200.5m}}{C_{tot.5m}} = 0.134$$

EI KANNATTAVIA

$$\frac{R_{bm200.3m} - R_{bm200.7m}}{C_{tot.7m}} = 0.093$$

12 RISKIANALYYSIN TULOS JA TOIMENPITEET

Tarkastelun perusteella esimerkkitalanteessa ei ole taloudellisessa mielessä kannattavaa tehdä rakenteellisiä muutoksia tukien viemiseksi kauemmaksi radasta. Muutoksen aiheuttamat investointikustannukset ovat suuremmat kuin saavutetut säästöt laskennallisissa henkilövahingoissa.

Suistumiseen liittyvät riskit kuitenkin alenevat, kun tukia viedään kauemmaksi radasta. Laskelmissa on tehty monia oletuksia ja valintoja, jotka vaikuttavat merkittävästi analyysin lopputulokseen. Esimerkiksi tässä laskelmassa käytetty kuoleman estämisen arvo 1 919 000 euroa on suhteellisen pieni. Sitä nostamalla saadaan investoinnit kannattavammaksi. Lisäksi junan suistumisen ja törmäämisen todennäköisyyksiin liittyvät arvot, kuten raideliikenteen nopeus ja raiteiden määrä vaikuttavat merkittävästi analyysin lopputuloksiin.

13 TÖRMÄYSKUORMIEN JOHTAMINEN B-LUOKAN RAKENTEILLE

Valitaan lähtöarvoiksi UIC-koodissa määritelty törmäyskuorma 120 km/h liikennöinti nopeudella, 3-5 metrin etäisyydellä radasta, jota on käytetty NCCI 1 -ohjeen kuormien muodostamisessa lähtökohtana

$$F_0 = 4000 \text{ kN}$$

Tämän avulla johdetaan törmäyskuormat erikseen suistumisen ja törmäämisen todennäköisyyden sekä suistumisen ja törmäämisen aiheuttaman vuosittaisen kokonaisriskin suhteiden perusteella.

Kuormat johdettuna kokonaisriskin perusteella

$$F_{r200.3m} = \frac{R_{b200.3m}}{R_{b120.3m}} F_0 = 41972.933 \text{ kN}$$

$$F_{r200.5m} = \frac{R_{b200.5m}}{R_{b120.3m}} F_0 = 37565.003 \text{ kN}$$

$$F_{r200.7m} = \frac{R_{b200.7m}}{R_{b120.3m}} F_0 = 34312.399 \text{ kN}$$

$$F_{r120.5m} = \frac{R_{b120.5m}}{R_{b120.3m}} F_0 = 3593.136 \text{ kN}$$

$$F_{r120.7m} = \frac{R_{b120.7m}}{R_{b120.3m}} F_0 = 3345.595 \text{ kN}$$

Kuormat johdettuna suistumisen ja törmäämisen todennäköisyyden perusteella

$$F_{p200.3m} = \frac{P_{p.200.3m}}{P_{p.120.3m}} F_0 = 13509.114 \text{ kN}$$

$$F_{p200.5m} = \frac{P_{p.200.5m}}{P_{p.120.3m}} F_0 = 8907.977 \text{ kN}$$

$$F_{p200.7m} = \frac{P_{p.200.7m}}{P_{p.120.3m}} F_0 = 5491.859 \text{ kN}$$

$$F_{p120.5m} = \frac{P_{p.120.5m}}{P_{p.120.3m}} F_0 = 2179.766 \text{ kN}$$

$$F_{p120.7m} = \frac{P_{p.120.7m}}{P_{p.120.3m}} F_0 = 1017.448 \text{ kN}$$

Liite 4. Suistumisen aiheuttamat vaakakuormat kannella

Tässä arvioidaan sillan kannella suistuvan junan aiheuttamaa poikittaista vaakakuormaa kannen reunapalkkiin tai vastaavaan rakenteeseen. Asiaa tarkastellaan, koska suunnitteluohjeissa kuorman määritystavassa ja annetuissa kuorman arvoissa esiintyy vaihtelua. Tarkastelu on tehty Mathcad-ohjelmalla.

1 LÄHTÖTIEDOT

Muodostetaan NCCI 1 -ohjeen mukainen mitoituskuorma

NCCI 1 ohjeistaa käyttämään kannella tapahtuvan suistumisen yhteydessä reunapalkkeille kuormaa, joka vastaa 20 % onnettomustilanteen pystykuormasta. Tarkastellaan onnettomuustilannetta 1, jolloin pystykuorma on LM71 pistekuorma

Akseliston pystykuorma (LM71-35)	$F_0 = 1.4 \cdot 370\text{kN} = 518\text{kN}$
----------------------------------	---

Laskettu vaakakuorma	$F_{\text{NCCI}} = 0.20F_0 = 103.6\text{kN}$
----------------------	--

Yhdysvaltalaisessa CHSTP -ohjeessa on annettu vaakakuorma valmiina

Vaakakuorma	$F_{\text{CHSTP}} = 220\text{kN}$
-------------	-----------------------------------

Tutkitaan tapausta, jossa Suomessa käytössä oleva Sr2-veturi törmää reunapalkkiin tai vastaavaan rakenteeseen. Oletetaan, että törmäyksessä vaikuttava suurin vaakakuorma vastaa tilannetta, jossa veturi lähtee kiertymään törmäyspisteen ympäri. Tarkastellaan akselikohtaista momenttitasapainoa. Veturin painonpisteen korkeus on vähintään 1,8 metriä kiertymispisteen yläpuolella ja dynaamisen vaikutuskertoimen arvoksi oletetaan 1,4 (vastaa suunnitteluohjeissa käytettyä kerrointa).

Dynaaminen suurennuskerroin	$\phi_{\text{dyn}} = 1.4$
Raideleveys	$d = 1524\text{mm}$
Painopisteen korkeus	$h = 1.8\text{m}$
Suurin sallittu akselipaino	$m_{\text{akseli}} = 21 \times 10^3\text{kg}$
Gravitaatiokiihtyvyys	$g_k = 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$

2 TASAPAINO

Pystykuormaksi saadaan

$$G_k = m_{\text{akseli}} g_k = 206.01 \text{ kN}$$

Tasapainoyhtälöstä voidaan ratkaista vaakakuorma

$$F_{\text{vaaka}} = \frac{1}{h} \frac{d}{2} G_k \phi_{\text{dyn}} = 122.1 \text{ kN}$$

Pystykuorman ja vaakakuorman suhde

$$\eta = \frac{F_{\text{vaaka}}}{G_k \phi_{\text{dyn}}} = 42.33 \%$$

LM71-35 perusteella laskettu vaakakuorma yllä määritellyllä pysty- ja vaakakuorman suhteella

$$F_{\text{NCCI},\eta} = \eta F_0 = 219.29 \text{ kN}$$

Laskelmien perusteella NCCI 1 -ohjeen mukainen vaakakuorma onnettomuustilanteessa 1 on samaa suurusluokkaa kuin laskettu vaakakuorma veturin tapauksessa. Jos kuitenkin verrataan pysty- ja vaakakuorman suhdetta, havaitaan että NCCI 1 -ohjeessa suhde (20 %) on vain puolet tässä lasketusta suhteesta. Kun muodostetaan LM71-35 pystykuormalle vaakakuorma lasketulla suhteella, saadaan täysin yhdysvaltalaisessa ohjeessa annettua vaakakuormaa vastaava kuorma.

Liite 5. Suojakiskojen asennus

Johdetaan kaava suojakiskojen asennuspituuden määrittämistä varten. Lähtökohtana käytetään NCCI 1 -soveltamisohjeessa esitettyä kaavaa, joka on annettu UIC Code 777-2 riskianalyysiohjeistuksen yhteydessä. Tavoite on saada perusteltu täsmällisempi kaava, jota käyttämällä voidaan välttyä suojakiskojen ylimitoitukselta. Tarkastelu on suoritettu Mathcad-ohjelmalla.

1 LÄHTÖTIEDOT

NCCI1 -soveltamisohjeen kaava asennuspituuden l määrittämiseen on

$$l_{\text{NCCI}}(v) = \frac{v^2}{80}$$

jossa v on junan nopeus [km/h]

Perustuu oletukseen, että hidastuvuus on [m/s²]

$$a = -3$$

2 KAAVAN JOHTAMINEN

Alkunopeus eli junan nopeus on muuttuja v

Loppunopeus on 50 km/h, jolloin törmäyskuorman voidaan katsoa olevan merkittävästi vähentynyt (50 % NCCI 1, UIC Code 777-2)

$$v_0 = 50$$

Tasaisesti kiihtyvässä liikkeessä nopeuden muutokseen kuluva aika [s] on

$$t(v) = \frac{(v_0 - v)}{a}$$

Tasaisesti kiihtyvässä liikkeessä junan kulkema matka [m] kyseisessä ajassa on

$$l_2(v) = v \frac{(v_0 - v)}{a} + \frac{1}{2} a \left[\frac{(v_0 - v)}{a} \right]^2$$

joka voidaan sieventää sijoittamalla $a = -3$ [m/s²]

$$l_{\text{tarkka}}(v) = -\frac{1}{2a} v^2 + \frac{1}{2a} v_0^2$$

Kun muutetaan sijoitetaan loppunopeus ja muutetaan yksiköksi km/h sekä sijoitetaan hidastuvuus, saadaan yksinkertaistettu kaava

$$l_{\text{ehdotus}}(v) = \frac{v^2 - 50^2}{80}$$

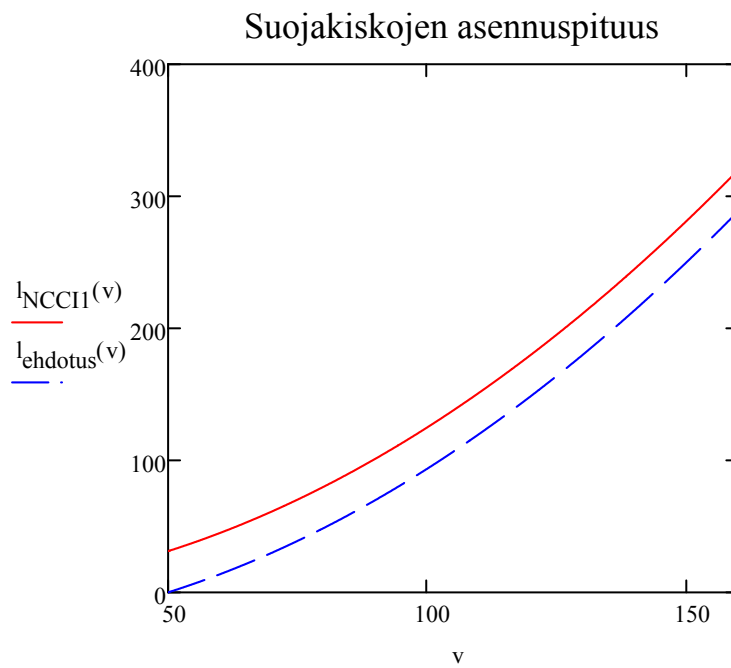
3 KAAVOJEN VERTAILU

Verrataan asennuspituutta [m] radoilla, jossa liikennöinti nopeus on 60, 120 ja 160 km/h

$$l_{\text{NCCII}}(60) = 45 \quad l_{\text{NCCII}}(120) = 180 \quad l_{\text{NCCII}}(160) = 320$$

$$l_{\text{ehdotus}}(60) = 13.75 \quad l_{\text{ehdotus}}(120) = 148.75 \quad l_{\text{ehdotus}}(160) = 288.75$$

Piirretään kuvaaja, jossa pystyakselilla on asennuspituus [m] ja vaaka-akselilla nopeus [km/h]



Liite 6. Sillan kannen tasapaino

Tässä tarkastellaan tyypillisen jännitetyn betonisen laattasillan leveyden ja laakereiden välisen etäisyyden vaikutusta kannen tasapainoon ja laakerikuormiin Eurokoodin mukaisessa suistumiseen liittyvässä mitoitusilanteessa 2. Tarkastelussa rakenteet toimivat jäykkinä kappaleina ja ainoastaan tasapainoa tutkitaan.

Lisäksi tarkastellaan tyypillistä kaukalopalkki kansirakennetta. Tällöin oletetaan, että juna pääsee suistumistilanteessa kaukalopalkin reunalle asti.

Tarkastelut on tehty Mathcad-ohjelmalla.

1 KUORMITUS

Käytetään suistumiskuormana NCCI 1 -suunnitteluohjeessa määriteltyjä kuormia. Lisäksi otetaan huomioon kannen omapaino ja pysyvät kuormat.

Nauhakuorma vaikuttaa 20 metrin matkalla sillan kannen reunalla.

$$\text{LM 71 Nauhakuorma} \quad q_{LM71} = 120 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Mitoituskuorma} \quad q_d = 1.4 \cdot 120 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 168 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Pysyvät kuormat

$$\text{Teräsbetonin paino} \quad g_{d1} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Sepelin paino} \quad g_{d2} = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Kun tarkastellaan rakennetta yhden metrin matkalla saadaan arvot

$$\text{Kaatavat kuormat} \quad q_{ed} = 1\text{m} \cdot q_d = 168\text{kN}$$

$$\text{Tasapainottavat kuormat} \quad g_{ed1} = 1\text{m} \cdot g_{d1} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{ed2} = 1\text{m} \cdot g_{d2} = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2 LAATTASILTA

2.1 Kannen poikkileikkaus

Tarkastellaan yksinkertaistettua suorakaidepoikkileikkausta, joka kuvaa tyypillistä laattasilan kansirakennetta. Kannen paksuus on 1,0 m ja sepelikerroksen paksuus 0,5 m.

Käsitellään muuttujina erikseen kannen leveyttä l , kun laakereiden välinen etäisyys on 6 m ja laakerien etäisyyttä s , kun kannen leveys on 7,2 m.

Kannen korkeus	$h_1 = 1\text{ m}$
Kannen leveys	$l_0 = 7.2\text{ m}$
Laakerien etäisyys	$s_0 = 6\text{ m}$
Sepelikerroksen paksuus	$h_s = 0.5\text{ m}$

2.2 Laakerikuormat

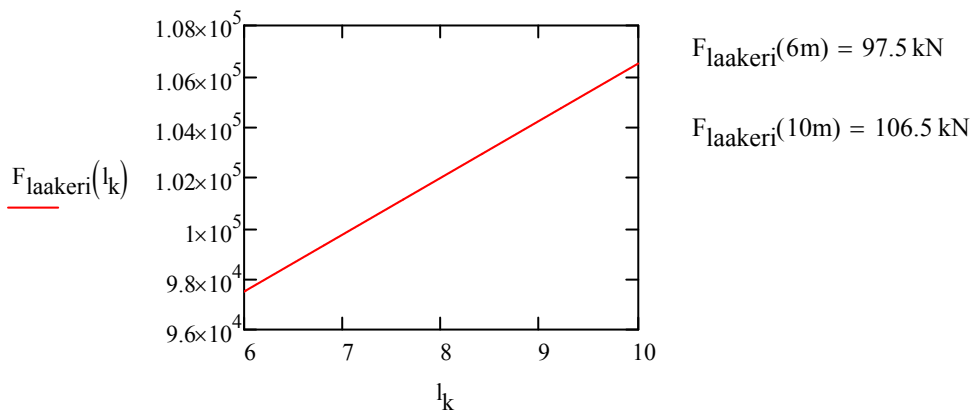
Tarkastellaan kannen käyttäytymistä määrittämällä laakerikuorma

Ensin käsitellään muuttujana kannen leveyttä

Kannen poikkileikkausala	$A_k(l_k) = h_1 l_k$
Sepelikerroksen poikkileikkausala	$A_s(l_k) = h_s l_k$

Muodostamalla momenttitasapaino laakerin suhteen saadaan toiselle laakerille laakerikuorma [N]

$$F_{\text{laakeri}}(l_k) = \frac{1}{s_0} \left[\frac{s_0}{2} (A_k(l_k) g_{ed1} + A_s(l_k) g_{ed2}) - q_{ed} \frac{1}{2} (l_k - s_0) \right]$$



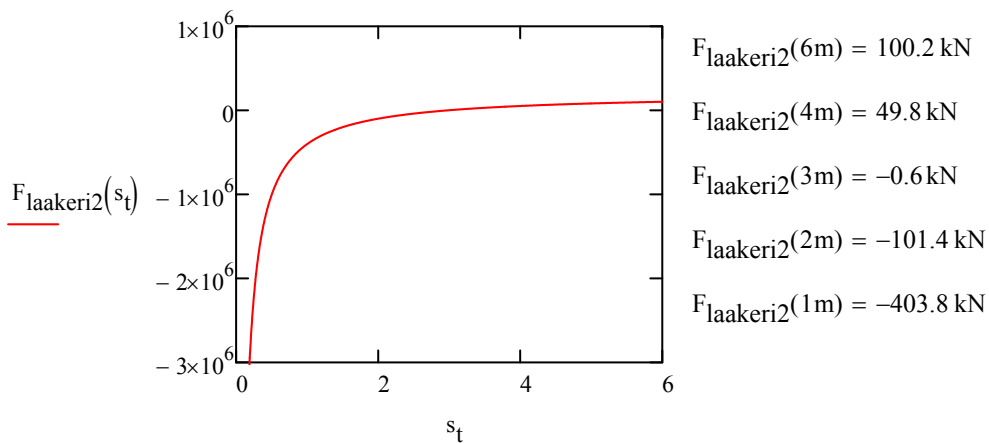
Seuraavaksi käsitellään muuttujana laakerien etäisyyttä

$$\text{Kannen poikkileikkausala} \quad A_k = h_1 l_0$$

$$\text{Sepelikerroksen poikkileikkausala} \quad A_s = h_s l_0$$

Muodostamalla momenttitasapaino laakerin suhteen saadaan toiselle laakerille laakerikuorma [N]

$$F_{\text{laakeri2}}(s_t) = \frac{1}{s_t} \left[\frac{s_t}{2} (A_k \cdot g_{ed1} + A_s \cdot g_{ed2}) - q_{ed} \frac{1}{2} (l_0 - s_t) \right]$$



Laskennasta nähdään, että kannen tasapaino tyypillisellä kansirakenteella ei ole vaarassa, kun laakerien välinen etäisyys on 4 metriä tai enemmän. Tätä pienemmillä etäisyyksillä puolestaan kannen tasapaino voi olla vaarassa ja laakerit mennä vedolle onnettomuustilanteessa.

3 KAUKALOPALKKISILTA

3.1 Kannen poikkileikkaus

Tarkastellaan yksinkertaistettua suorakaidepoikkileikkausta, joka kuvaa tyypillistä kaukalopalkkisillan kansirakennetta. Tällöin kannen paksuus on keskimäärin 0,5 m ja sepelikerroksen paksuus 0,5 m ja sepelikerroksen leveys 4,4 m.

Käsitellään muuttujina erikseen kannen leveyttä l , kun laakereiden välinen etäisyys on 6 m ja laakerien etäisyyttä s , kun kannen leveys on 7,2 m.

$$\text{Kannen korkeus} \quad h_1 = 0.5\text{m} \quad \text{Sepelikerroksen paksuus} \quad h_s = 0.5\text{m}$$

$$\text{Kannen leveys} \quad l_0 = 7.2\text{m} \quad \text{Sepelikerroksen leveys} \quad l_s = 4.4\text{m}$$

$$\text{Laakerien etäisyys} \quad s_0 = 6\text{m}$$

3.2 Laakerikuorma

Tarkastellaan kannen käyttäytymistä määrittämällä laakerikuorma

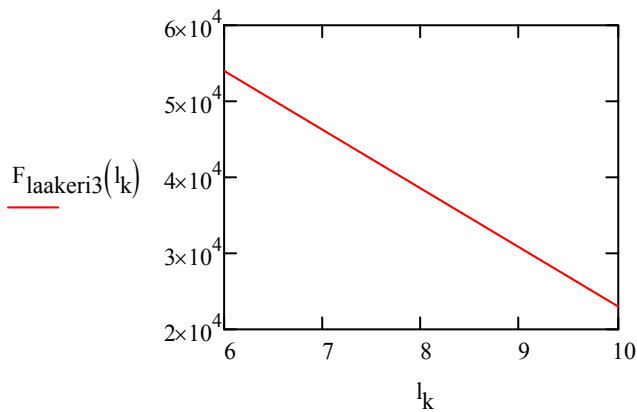
Ensin käsitellään muuttujana kannen leveyttä

$$\text{Kannen poikkileikkausala} \quad A_{k2}(l_k) = h_1 \cdot l_k$$

$$\text{Sepelikerroksen poikkileikkausala} \quad A_{s2} = h_s \cdot l_s$$

Muodostamalla momenttitasapaino laakerin suhteen saadaan toiselle laakerille laakerikuorma

$$F_{\text{laakeri3}}(l_k) = \frac{1}{s_0} \left[\frac{s_0}{2} (A_{k2}(l_k) g_{ed1} + A_{s2} g_{ed2}) - q_{ed} \frac{1}{2} (l_k - s_0) \right]$$



$$F_{\text{laakeri3}}(6\text{m}) = 54 \text{ kN}$$

$$F_{\text{laakeri3}}(10\text{m}) = 23 \text{ kN}$$

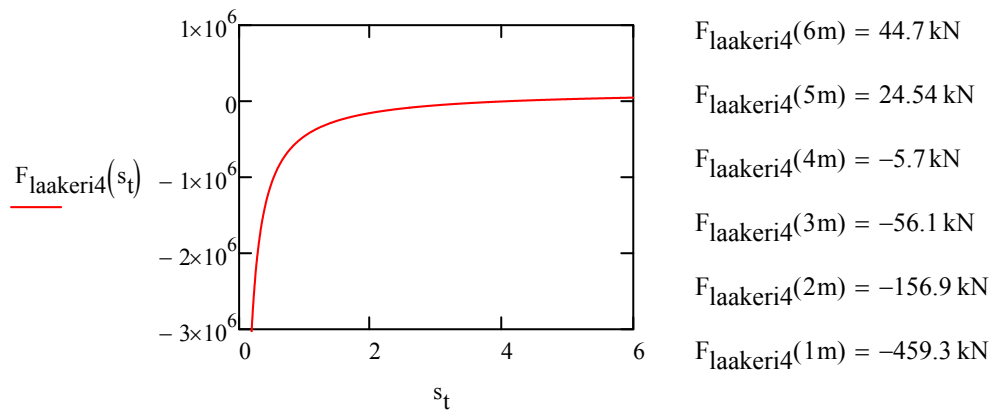
Seuraavaksi käsitellään muuttujana laakerien etäisyyttä

$$\text{Kannen poikkileikkausala} \quad A_{k4} = h_1 \cdot l_0$$

$$\text{Sepelikerroksen poikkileikkausala} \quad A_{s4} = h_s \cdot l_s$$

Muodostamalla momenttitasapaino laakerin suhteen saadaan toiselle laakerille laakerikuorma

$$F_{\text{laakeri4}}(s_t) = \frac{1}{s_t} \left[\frac{s_t}{2} (A_{k4} g_{ed1} + A_{s4} g_{ed2}) - q_{ed} \frac{1}{2} (l_0 - s_t) \right]$$



Laskennasta nähdään, että kannen tasapaino kaukalopalkkirakenteella ei ole vaarassa, kun laakerien välinen etäisyys on 6 metriä tai enemmän. Tätä pienemmillä etäisyyksillä puolestaan kannen tasapaino voi olla vaarassa ja laakerit menevät vedolle onnettomuustilanteessa.

Liite 7. Reunaulokkeen kestävyys

Tarkastellaan vaadittavaa momenttiraukoitusmäärää, kun mitoitetaan teräsbetonista ohutta sillan kantta NCCI 1 -ohjeen mitoitustilanteen 2 mukaiselle suistumiskuormalle. Vertaillaan laskettua teräsmäärää vastaavaan teräsmäärään, jossa uloke mitoitetaan NCCI 1 - ohjeen mukaiselle tasan jakautuneelle pystysuuntaiselle liikennekuormalle.

Tarkastelut on tehty Mathcad-ohjelmalla.

Oletetaan ulokkeen paksuudeksi ulokkeen juuressa 0,4 m. $h = 0.4\text{m}$

1 Materiaalit

Betoni C 30/37

Teräs A 500 HW

$$f_{ck} = 30\text{MPa} \quad \gamma_c = 1.5$$

$$f_{sk} = 500\text{MPa}$$

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17\text{MPa}$$

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 434.783\text{MPa}$$

2 Kuorma

Suistumiskuorma

Huoltokäytävän kuorma

$$q_{LM71} = 120 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{d2} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_d = 1.4 \cdot 120 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 168 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

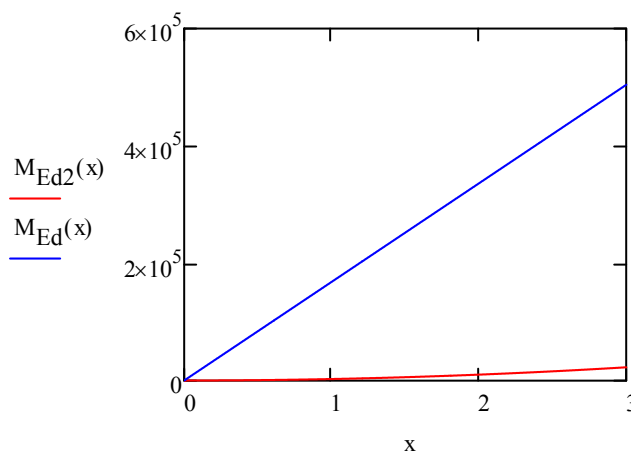
Tarkastellaan 1 metrin pituista osuutta

$$Q_d = 1\text{m} \cdot q_d = 168\text{kN}$$

$$Q_{d2} = 1\text{m} \cdot q_{d2} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ulokkeen juuressa vaikuttava momentti, kun ulokkeen pituus x on muuttuja

$$M_{Ed}(x) = Q_d x \quad M_{Ed2}(x) = \frac{Q_{d2} x^2}{2}$$



$$M_{Ed}(2\text{m}) = 336\text{kNm}$$

$$M_{Ed2}(2\text{m}) = 10\text{kNm}$$

3 Momenttikuorman vaatima teräsmäärä

Arvioidaan tehollinen korkeus

$$d = h - 55\text{mm} = 345\text{ mm}$$

Neutraaliakselin korkeus tasapainomurrosta $\epsilon_{sd} = 2.5 \cdot 10^{-3}$ $\epsilon_{cu} = 3.5 \cdot 10^{-3}$

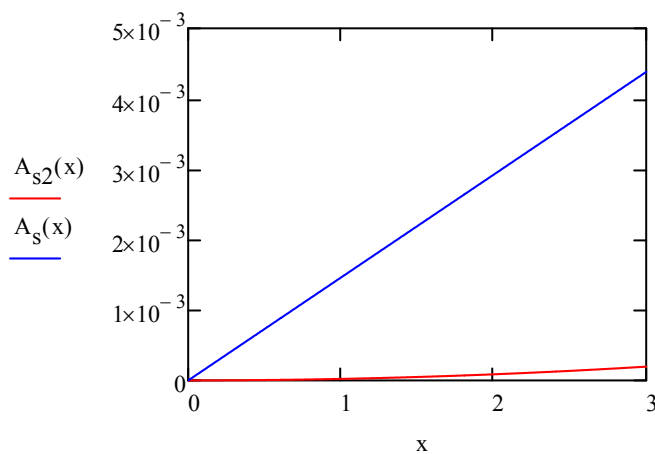
$$x_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{sd} + \epsilon_{cu}} d = 201.25\text{ mm}$$

Poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi $\lambda = 0.8$

$$z = d - \frac{\lambda x_b}{2} = 264.5\text{ mm}$$

Teräsmäärä voidaan ratkaista momenttitasapainolla $M_u = M_{Ed}$, jolloin saadaan

$$A_s(x) = \frac{M_{Ed}(x)}{f_{sd} z} \quad A_{s2}(x) = \frac{M_{Ed2}(x)}{f_{sd} z}$$



$$A_s(1\text{m}) = 1.461 \times 10^3\text{ mm}^2 \quad A_{s2}(1\text{m}) = 21.739\text{ mm}^2$$

$$A_s(2\text{m}) = 2.922 \times 10^3\text{ mm}^2 \quad A_{s2}(2\text{m}) = 86.957\text{ mm}^2$$

Laskelmista nähdään, että suistumiskuorma aiheuttaa merkittävästi suuremman momentin ulokkeen juureen, minkä vuoksi vaadittava rauditus on myös täysin eri suuruusluokkaa. Nähdään, että mitoitusilanteen tulkinnalla on olennainen vaikutus reunaulokkeen mitoitukseen.

Liite 8. Riskianalyysimalli - Junan törmääminen alusrakenteeseen

(Muokattu lähteestä UIC Code 777-2 Appendix F)

Mathcad-ohjelmalla luotu malli riskianalyysin suorittamiseksi siltojen suunnittelussa. Malli on tarkoitettu junan suistumisen ja alusrakenteeseen törmäämisen aiheuttamien siltakohtaisten riskien arvioimiseen ja riskeihin liittyvän kustannus-hyötyanalyysin suorittamiseen.

1 LÄHTÖTIEDOT

1.1 Siltatiedot

Suunniteltu käyttöikä [a]

$$N_{br} = 100$$

Huom! Sillan suunniteltua käyttöikää käytetään kustannus-hyötyanalyysissä.

Sillan kokonaispituus [m]

$$l_{br} = 80$$

Huom! Sillan kokonaispituutta käytetään seurausten arvioinnissa.

Sillan hyötyleveys [m]

$$h_{br} = 12$$

Huom! Sillan hyötyleveyttä käytetään seurausten arvioinnissa.

Alusrakenteen etäisyys raiteesta [m]

$$a = 4$$

Huom! Alusrakenteen ulkopinnan ja lähimmän raiteen keskilinjan välinen pienin etäisyys.

Liikenteen nopeus sillalla [km/h]

$$v_{br} = 80$$

Huom! Nopeusrajoitus sillalla.

Liikennemäärä sillalla [ajoneuvoa/vuorokausi]

$$r_{br} = 90000$$

Huom! Tyypillisiä liikennemääriä ovat esimerkiksi Kehätiet 90 000, E18 moottoritie 20 000. (Liikennevirasto, Liikennemäärät)

Jalankulkijaliikenteen määrä sillalla

Jalankulku =

Vilkas
Kohtalainen
Merkityksetön

Huom! Kuvaa sillan käyttöä jalankulkijoiden toimesta. "Vilkas" kuvaa esimerkiksi keskustassa sijaitsevaa siltaa, joka on aktiivisessa jalankulkijakäytössä. "Kohtalaisella" tarkoitetaan tavanomaisia siltoja taajamissa, joilla on jalankulkijaliikennettä. Merkityksetön tarkoittaa siltoja, jotka ovat taajamien ulkopuolella tai jalankulkijaliikennettä ei ole.

Sillan alapuolinen käyttö

Sillanalus =

Vilkas
Kohtalainen
Merkityksetön

Huom! Kuvaa sillan alapuolisen alueen käyttöä. Vilkas tarkoittaa, että sillan alapuoli on esimerkiksi asemakäytössä. Kohtalainen tarkoittaa, että sillan ali kulkee raiteen lisäksi vilkasliikenteinen väylä (kaupunkiympäristö tai moottoritie). Merkityksetön tarkoittaa, että sillan alla ei ole raideliikenteen lisäksi muuta käyttöä tai oleskelua, tai sillan ali kulkee tavanomainen liikenne.

Alusrakenteen tyyppi

Alusrakenne =

Pilari
Pilaririvistö
Seinämainen tuki

Huom! Seinämäisen tuen tulee täyttää vähintään UIC Coden osassa 777-2 määritetyt vaatimukset. Pilaririvistö tarkoittaa radansuuntaista tukilinjaa, joka koostuu peräkkäisistä pilareista.

Päällysrakenteen vaurionsietokyky

Vaurionsieto =

Parannettu
Normaali

Huom! Vaurionsietokyky on "parannettu", jos suunnittelussa otetaan huomioon ulomman pilarin menetys törmäyksessä. Voidaan käyttää myös muita keinoja.

1.2 Ratatiedot

Raideliikenteen tyyppi

Tyyppi =

Matkustaja
Tavara
Seka

Huom! Tarkoittaa rataosuuden pääasiallista liikennetyyppiä. Kuvaa kaluston kunnan ja operointitarkkuuden vaikutusta.

Sekaliikenteen suhteellinen osuus

$$\mu_{tr} = 0,50$$

Huom! Mahdollista tarkentaa tavaraliikenteen osuus sekaliikenneradalla. Oletusarvoisesti käytetään 0,50 (eli 50%).

Radan kunnossapitotaso

Kunnossapito =

Korkea
Perus
Heikko

Huom! Subjekttiivinen valinta. Vaikutus suistumisen todennäköisyyteen perustuu yhdysvalloissa käytettyihin rataluokkiin (Class 2, 3 ja 4). Voidaan valita esimerkiksi 1AA ja 1A = "Korkea", 1 ja 2 = "Perus", muut = "Heikko".

Raiteiden määrä

Raidemäärä =

1 raide
2 raidetta

Huom! Laskentapohja on tarkoitettu tapauksiin, jossa rakenteen viereisellä radalla on 1 tai 2 raidetta.

Sää- ja ympäristöolosuhteet

Olosuhteet =

Suuri riski
Kohonnut riski
Normaali

Huom! Subjekttiivinen ja tapauskohtainen arvio! Ympäristöolosuhteet, kuten tulvavaara, routiminen tai maanjäristysriski kohottavat suistumisriskiä. Samoin äärisääolosuhteet, kuten kovat pakkas- tai hellejaksoit lisäävät suistumisriskiä. Riski aiheutuu radan erilaisista vauriotiloista. Suomen ilmastossa hellesää ei aiheuta kohonnutta riskiä.

Suurin sallittu nopeus rataosuudella [km/h]

$$v_{max} = 160$$

Huom! Suurin sallittu nopeus rataosuudella. Otettava huomioon mahdollinen nopeuden korotus myöhemmin.

Liikenteen määrä [ohituksia/vuorokausi]

$$Z_{day} = 400$$

Huom! Voidaan olettaa, että 1 raiteisella radalla ohituksia on 100 kpl vuorokaudessa. 2 raiteisella radalla ohitusten määrä voi vaihdella välillä 200-400 kpl.

Lähimmän vaihteen etäisyys rakenteesta [m]

$$d_{sw} = 300$$

Huom! Vaihteen radansuuntainen etäisyys mitoitettavasta alusrakenteesta. Jos etäisyys ei ole tiedossa (kaukana), sijoita kenttään 1000.

Kaarevan osuuden etäisyys rakenteesta [m]

$$d_{curve} = 600$$

Huom! Kaarevan osuuden päädyn radansuuntainen etäisyys mitoitettavasta alusrakenteesta. Jos rata on kaareva alusrakenteen kohdalla sijoita kenttään 1. Jos etäisyys ei ole tiedossa (kaukana), sijoita kenttään 1000.

1.3 Suojaavat toimenpiteet

Suojakiskojen käyttö

Suojakiskot =

Kyllä
Ei

Huom! Suojakiskojen käytön oletetaan olevan tehokas keino ehkäistä suistumista, kun suurin sallittu nopeus raiteella on alle 160 km/h (Fettke 2013). Suojakiskot on asennettava vähintään kohdassa 2.1 lasketun "suistuneen junan kulkeman matkan" pituudelle. (UIC Code 777-2)

Korotettu perustus tai laiturirakenne

Laituri =

Kyllä
Ei

Huom! Korotetun perustuksen yläpinnan tulee olla vähintään 76 cm ja laiturirakenteen 55 cm kiskon selän yläpuolella. Korotetun perustuksen pääty tulee muotoilla niin, että se ohjaa junan törmäyksen pois päin alusrakenteesta.

Törmäyseste tai vastaava rakenne

Este =

Kyllä
Ei

Huom! Törmäyseste tulee suunnitella vähintään UIC Coden osan 777-2 vaatimusten mukaisesti. Törmäysesteen käyttö tulee kyseeseen lähinnä silloin kun sillan käyttö on vilkasta (esim. kaupunkialue) ja tuki sijaitsee lähellä raidetta (alle 3m).

1.4 Seurausten tapauskohtainen määrittely

Törmäyksen aiheuttamat kuolemantapaukset

$$n_{death} = 0$$

Huom! Voidaan korvata laskentapohjan laskemat arvot omalla arviolla. Arvolla kuvataan kokonaisvaikutusta, mukaan lukien sillan käyttäjät yms.. Arvolla 0 laskentapohja suorittaa arvion.

Törmäyksessä vaurioituvien vaunujen määrä

$$n_{car} = 0$$

Huom! Voidaan korvata laskentapohjan arvot omalla arviolla. Arvolla 0 laskentapohja suorittaa arvion.

Törmäyksen aiheuttama vaurio sillalle [e]

$$V_{br.damage} = 0$$

Huom! Voidaan korvata laskentapohjan arvot omalla arviolla. Arvioidaan vahingon laajuutta. Arvolla 0 laskentapohja suorittaa arvion. Korvaa kohdan 1.5 perusteella lasketun vaurion kustannusvaikutuksen.

Törmäyksen aiheuttamat muut vauriot [e]

$$V_{misc} = 0$$

Huom! Voidaan korvata laskentapohjan arvot omalla arviolla. Arvioidaan törmäyksen aiheuttamia vahingonkustannuksia liikenteelle ja radalle jne.. Arvolla 0 laskentapohja suorittaa arvion.

1.5 Kustannusten ja hintatietojen määrittely

Sillan neliöhinta [e/m²]

$$V_{br.sq} = 2000$$

Huom! Sillan kansineliöiden rakennuskustannukset. Sillan vahinkojen huomioonottamiseksi tulee määritellä neliöhinta ja sillan mitat, kokonaishinta tai arvio vaurion kustannuksista.

Sillan kokonaishinta [e]

$$V_{br} = 0$$

Huom! Sillan kokonaiskustannus. Jos määritelty sekä neliöhinta + mitat että kokonaishinta, laskentapohja käyttää riskilaskennassa suurinta arvoa.

Muutostöimenpiteen kustannus [e]

$$V_{mod} = 0$$

Huom! Arvioitaessa jonkin riskiä vähentävän toimenpiteen, kuten suojakiskojen asentamisen, kustannus-hyötysuhdetta, voidaan sen aiheuttama lisäkustannus syöttää tähän. (Laskentapohjassa eri tapaukset pitää käsitellä yksi kerrallaan)

Veturin hinta [e]

$$V_{loco} = 1000000$$

Huom! Keskimääräinen raiteella liikkuvan kaluston veturin hinta. Suositellaan tapauskohtaista arviota. Oletuksena käytetään 1 000 000 e.

Junavaunun hinta [e]

$$V_{car} = 500000$$

Huom! Keskimääräinen raiteella liikkuvan kaluston yksittäisen vaunun hinta. Suositellaan tapauskohtaista arviota. Oletuksena käytetään 500 000 e.

Kuolemantapauksen kustannusvaikutus [e]

$$V_{life} = 1919000$$

Huom! Arvioidaan kuolemantapauksen kustannusvaikutusta eli elämän arvoa. Oletuksena käytetään Liikenneviraston tieliikenteen kuolemantapaukselle määrittelemää 1 919 000 euron arvoa. UIC Code osan 777-2 mallitarkastelussa on käytetty arvoa 6 000 000 e.

Hankekohtainen varmuuskerroin

$$\alpha_{proj} = 1$$

Huom! Tällä kertoimella voidaan korostaa erityistä tahtotilaa välttää onnettomuustilanteita. Oletusarvona on 1.

Liikennekatkon kustannusvaikutus

Liikennekatko =

Suuri
Kohtalainen
Merkityksetön

Huom! Arvioidaan onnettomuuden aiheuttaman liikennekatkon kustannusmerkitystä. Laskentapohjan arvio voidaan ohittaa valisemalla "Merkityksetön" ja antamalla arvo törmäyksen aiheuttamille muille vahingoille kohdassa 1.4.

Talouselaskelmien korkokanta

$$P_{rate} = 5\%$$

Huom! Korkokanta, jota tarvitaan sillan elinkaaritarkasteluissa, kun verrataan kokonaisriskin suhdetta sillan rakenteessa tehtäviin muutoksiin. Oletuksena käytetään 5 % arvoa.

2 TODENNÄKÖISYYSLASKENTA

2.1 Suistumistapahtuman todennäköisyys

Määritetään todennäköisyys P1 junan suistumistapahtumalle siltapaikan läheisyydessä
Vertaa UIC Code 777-2 Kohta F.1

Suistumistaajuus

$$e_r = \begin{cases} 0.25 \times 10^{-8} & \text{if Tyyppi} = 1 \\ 2.5 \times 10^{-8} & \text{if Tyyppi} = 2 \\ \mu_{tr} 2.5 \times 10^{-8} + (1 - \mu_{tr}) 0.25 \times 10^{-8} & \text{if Tyyppi} = 3 \end{cases}$$

Huom! Suomessa sekaliikenteen keskimääräinen suistumistaajuus (merkittävä tapaus) kaikilla radoilla on noin $3,5 \times 10^{-8}$ (Tuominen 2014). Tässä käytetyt oletusarvot perustuvat UIC Coden osaan 777-2.

Vaihdekerroin

$$\alpha_{sw} = \begin{cases} 10 & \text{if } d_{sw} < \frac{v_{max}^2}{80} \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Huom! Vaihdealueella suistumisen todennäköisyys on noin 10-kertainen UIC Coden osan 777-2 mukaan. Pienen otannan perusteella Suomessa noin 1/3 merkittävistä suistumistapauksista tapahtuu vaihteissa (Onnettomuustutkintakeskus).

Kunnossapitoluokan kerroin

$$\alpha_{class} = \begin{cases} 0.25 & \text{if Kunnossapito} = 1 \\ 1 & \text{if Kunnossapito} = 2 \\ 2.7 & \text{if Kunnossapito} = 3 \end{cases}$$

Huom! Kunnossapitoluokan vaikutus on määritelty Liu et al. 2011 mukaisesti yhdysvaltojen rataluokkien 2-4 suistumistodennäköisyyksien perusteella.

Radan kaarevuuskerroin

$$\alpha_{cur} = \begin{cases} 1.2 & \text{if } d_{curve} < \frac{v_{max}^2}{80} \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Huom! Radan kaarteissa suistumisen todennäköisyys on suurempi kuin suoralla rataosuudella.

Olosuhdekerroin

$$\alpha_{env} = \begin{cases} 1.5 & \text{if Olosuhteet} = 1 \\ 1.2 & \text{if Olosuhteet} = 2 \\ 1 & \text{if Olosuhteet} = 3 \end{cases}$$

Huom! Olosuhteet vaikuttavat olennaisten ratavaurioiden muodostumiseen. Kyseessä on subjektiivinen arvio, jolla otetaan huomioon riskiä kasvattavat tekijät. Suomessa kyseeseen tulee lähinnä pohjoinen sijainti, tulva-alue tai routiminen. Heikko kunnossapito lisää olosuhteiden vaikutusta.

Suojakiskokerroin

$$\alpha_{gr} = \begin{cases} 0.7 & \text{if Suojakiskot} = 1 \wedge v_{max} \leq 160 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Huom! Fetkken (2013) mukaan suojakiskot ovat tehokas keino hallita suistumista alle 160 km/h nopeuksilla. UIC Coden osan 777-2 mukaan suojakiskot ovat tehokkaita pienillä nopeuksilla. NCCI 1 -ohjeen mukaan törmäyskuormia voi pienentää 25 % suojakiskoilla. Tässä on pyritty konservatiiviseen arvioon 30 %. Kehotetaan arvioimaan tapauskohtaisesti!

Suistuneen junan kulkema matka [m]

$$d_{\text{der}} = \frac{v_{\text{max}}^2}{80} = 320$$

Huom! Suistuneen junan kulkema pisin matka, kun hidastuvuudeksi oletetaan 3 m/s² (UIC Code 777-2).

Suistumisen todennäköisyys

$$P_1 = \alpha_{\text{sw}} \alpha_{\text{class}} \alpha_{\text{cur}} \alpha_{\text{env}} \alpha_{\text{gr}} e_r d_{\text{der}} Z_{\text{day}}^{365} \times 10^{-3}$$

$$P_1 = 3.5 \times 10^{-4}$$

2.2 Törmäämisen todennäköisyys

Määritetään todennäköisyys P2 junan törmäämiselle alusrakenteeseen
Vertaa UIC Code 777-2 Kohta F.2

Suistuneen junan etäänntyminen [m]

$$b_{\text{dev}} = v_{\text{max}}^{0.55} = 16.3$$

Huom! Ennustettu suistuneen junan suurin poikittainen etäisyys raidelinjasta (UIC Code 777-2).

Radansuuntainen vaara-alueen pituus [m]

$$c_{\text{risk}} = \begin{cases} 0 & \text{if } b_{\text{dev}} < a \\ \frac{d_{\text{der}}}{b_{\text{dev}}} (b_{\text{dev}} - a) & \text{otherwise} \end{cases}$$

Huom! Ennustettuun poikittaiseen etäisyyteen perustuvan vaara-alueen pituuden määrittely (UIC Code 777-2).

$$c_{\text{risk}} = 241.49$$

Suojauskerroin laiturin ja perusrakenteille

$$\alpha_{\text{pr}} = \begin{cases} 0.5 & \text{if Laituri} = 1 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Huom! Tässä otetaan huomioon laiturirakenteen tai korotetun perustuksen junaa ohjaava vaikutus. Suunnitteluohjeissa (esim. NCCI 1) on yleisesti käytetty 50 % vähennystä törmäyskuormiin.

Törmäämisen todennäköisyys

$$P_2 = \begin{cases} \alpha_{\text{pr}} \left[\frac{(b_{\text{dev}} - a)^2}{b_{\text{dev}}} \right] 0.5 \frac{c_{\text{risk}}}{d_{\text{der}}} & \text{if Raidemäärä} = 1 \\ \left[\left(\frac{b_{\text{dev}} - a}{b_{\text{dev}}} \right)^2 + \left(\frac{b_{\text{dev}} - a - 4.2}{b_{\text{dev}}} \right)^2 \right] 0.25 \frac{c_{\text{risk}}}{d_{\text{der}}} \alpha_{\text{pr}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$P_2 = 0.15$$

Huom! Todennäköisyyden laskemisessa ei oteta huomioon kiskojen vaikutusta suistumisen poikittaiseen etenemiseen. Laskennassa oletetaan, että kaksiraiteisella radalla ratojen välissä ei ole tukea. Raiteiden väliseksi etäisyydeksi on oletettu 4.2 m. (UIC Code 777-2)

2.3 Sillan sortumisen todennäköisyys törmäyksen vaikutuksesta

Määritetään todennäköisyys P₃ sillan sortumiselle junan törmäystilanteessa
Vertaa UIC Code 777-2 Kohta F.3

Radansuuntainen pituus [m]

$$d_{60} = 45$$

Huom! Radansuuntainen pituus, jossa suistuneen junan nopeus on alle 60 km/h. Hidastuvuus 3 m/s² (UIC Code 777-2).

Poikittaisen alueen leveys [m]

$$t = \frac{a d_{60}}{d_{\text{der}} - d_{60}} = 0.65$$

Huom! Poikittainen leveys, jolloin suistuneen junan nopeus on alle 60 km/h (UIC Code 777-2).

Tarkistuskerroin

$$\beta = \begin{cases} 0 & \text{if } b_{\text{dev}} - t - a < 0 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\beta = 1$$

Huom! Ehto sortumisen todennäköisyyden kaavan soveltamiseksi (UIC Code 777-2).

Alusrakenteen tyyppikerroin

$$\beta_t = \begin{cases} 1 & \text{if Alusrakenne} = 1 \\ 1 & \text{if Alusrakenne} = 2 \\ 0.5 & \text{if Alusrakenne} = 3 \end{cases}$$

Huom! Alusrakenteen tyyppi vaikuttaa sillan sortumisen todennäköisyyteen. Seinämäisen tuen käytön oletetaan pienentävän riskiä 60 %.

Estämiskerroin

$$\beta_{\text{pr}} = \begin{cases} 0.5 & \text{if Este} = 1 \\ 1 & \text{if Este} = 2 \end{cases}$$

Huom! Kun alusrakenne suojataan törmäysesteellä, voidaan törmäyksen todennäköisyyttä pienentää. Käytetään arvoa, joka vastaa UIC Code 777-2 mukaista kuormavähennystä eli 50 %.

Vaurionsietokerroin

$$\beta_{\text{rb}} = \begin{cases} 0.7 & \text{if Vaurionsieto} = 1 \wedge \text{Alusrakenne} = 2 \wedge v_{\text{max}} \leq 160 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Huom! Kun pilaririvistöllä tuettu päällysrakenne on mitoitettu niin, että yhden pilarin menettäminen on otettu huomioon, voidaan sortumisen todennäköisyyttä pienentää. Ei voida soveltaa yli 160 km/h nopeuksilla. Oletettu vaikutukseksi 30 %.

Sillan sortumisen todennäköisyys

$$P_3 = \beta \beta_t \beta_{\text{pr}} \beta_{\text{rb}} \left[1 - \frac{2}{3} t \frac{2b_{\text{dev}} - 2a - t}{(b_{\text{dev}} - a)^2} \right]$$

$$P_3 = 0.65$$

Huom! Sillan sortumisen todennäköisyydessä tulee soveltaa tapauskohtaista harkintaa kerrointen osalta. Lisäksi on mahdollista määritellä lisäkertoimia. Mitä suurempi sallittu nopeus radalla on, sitä kriittisemmin vähennyksiin tulee suhtautua. Etenkin silloin kun rakenne on raiteen lähellä.

2.4 Tapahtumaskenaarioiden todennäköisyydet

Siltasuunnitteluun liittyy kaksi eri tapahtumaketjua, joita tulee tarkastella. Ensimmäisessä skenaariossa juna suistuu, törmää siltaan ja silta sortuu. Toisessa skenaariossa juna suistuu ja törmää siltaan, mutta silta ei sorr. Muunlaisilla skenaarioilla ei ole siltasuunnittelun kannalta merkitystä, vaikka ne on otettu mukaan riskitarkasteluun UIC Code 777-2 (Kohta F.6) mukaisessa mallissa.

Ensimmäisen skenaarion vuosittainen todennäköisyys

$$P_{sc1} = P_1 P_2 P_3$$

$$P_{sc1} = 3.52 \times 10^{-5}$$

Toisen skenaarion vuosittainen todennäköisyys

$$P_{sc2} = P_1 P_2 (1 - P_3)$$

$$P_{sc2} = 1.88 \times 10^{-5}$$

3 RISKINARVIOINTI

3.1 Tapahtumaskenaarioiden seuraukset

Skenaariokohtaiset seuraukset junamatkustajille

Vertaa UIC Code 777-2 Kohta F.7

Ensimmäisen skenaarion seuraukset matkustajajunalle

$$S_{c1.pas} = \begin{cases} 0.125v_{max} & \text{if } v_{max} < 120 \\ 15 + 0.3(v_{max} - 120) & \text{if } 120 \leq v_{max} < 160 \\ 27 + 0.4(v_{max} - 160) & \text{if } 160 \leq v_{max} < 230 \\ 55 + 0.6(v_{max} - 230) & \text{otherwise} \end{cases}$$

Huom! Oletetaan, että junassa on 300 matkustajaa. Interpoloitu UIC Coden osassa 777-2 esitetyn taulukon arvojen perusteella.

Ensimmäisen skenaarion seuraukset tavarajunalle

$$S_{c1.fr} = \begin{cases} \frac{1}{60}v_{max} & \text{if } v_{max} < 120 \\ 2 + 0.025(v_{max} - 120) & \text{if } 120 \leq v_{max} < 160 \\ 3 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Huom! Oletetaan, että junassa on 3 matkustajaa. Muokattu UIC Coden osassa 777-2 esitetyn taulukon pohjalta.

Ensimmäisen skenaarion henkilöseuraukset sekaliikenteelle

$$S_{c1.mix} = \mu_{tr} S_{c1.fr} + (1 - \mu_{tr}) S_{c1.pas}$$

Huom! Arvioidaan sekaliikenteen seurauksia onnettomuustapaukselle käyttämällä likeenteen suhteellisia osuuksia.

Toisen skenaarion seuraukset matkustajajunalle

$$S_{c2.pas} = \begin{cases} \frac{1}{24}v_{max} & \text{if } v_{max} < 120 \\ 5 + 0.125(v_{max} - 120) & \text{if } 120 \leq v_{max} < 160 \\ 10 + \frac{1}{7}(v_{max} - 160) & \text{if } 160 \leq v_{max} < 230 \\ 20 + 0.2(v_{max} - 230) & \text{otherwise} \end{cases}$$

Huom! Oletetaan, että junassa on 300 matkustajaa. Interpoloitu UIC Code 777-2:ssa esitetyn taulukon pohjalta.

Toisen skenaarion seuraukset tavarajunalle

$$S_{c2.fr} = \begin{cases} \frac{1}{6000} v_{max} & \text{if } v_{max} < 120 \\ 0.02 + 0.0005(v_{max} - 120) & \text{if } 120 \leq v_{max} < 160 \\ 0.04 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Huom! Oletetaan, että junassa on 3 matkustajaa. Muokattu UIC Code 777-2:ssa esitetyn taulukon pohjalta.

Toisen skenaarion henkilöseuraukset sekaliikenteelle

$$S_{c2.mix} = \mu_{tr} S_{c2.fr} + (1 - \mu_{tr}) S_{c2.pas}$$

Huom! Arvioidaan sekaliikenteen seurauksia onnettomuustapaukselle käyttämällä liikenteen suhteellisia osuuksia.

Suistumisen aiheuttamat seuraamukset matkustajille (kuolemantapausten määrä)

$$S_{c1.passenger} = \begin{cases} S_{c1.pas} & \text{if Tyyppi} = 1 \\ S_{c1.fr} & \text{if Tyyppi} = 2 \\ S_{c1.mix} & \text{if Tyyppi} = 3 \end{cases}$$

Huom! Valitaan tilanteen seuraamukset liikennetyypin mukaisesti skenaarille 1.

$$S_{c1.passenger} = 27$$

$$S_{c2.passenger} = \begin{cases} S_{c2.pas} & \text{if Tyyppi} = 1 \\ S_{c2.fr} & \text{if Tyyppi} = 2 \\ S_{c2.mix} & \text{if Tyyppi} = 3 \end{cases}$$

Huom! Valitaan tilanteen seuraamukset liikennetyypin mukaisesti skenaarille 2.

$$S_{c2.passenger} = 10$$

Skenaariokohtaiset seuraukset siltarakenteille

Ensimmäisen skenaarion seuraukset [e]

$$S_{c1.br} = \begin{cases} V_{br.damage} & \text{if } V_{br.damage} \neq 0 \\ 2 \max(V_{br}, I_{br} h_{br} V_{br.sq}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$S_{c1.br} = 3.84 \times 10^6$$

Huom! Oletetaan, että sillan sortumisesta seuraa koko sillan hallittu purkamisen ja uusiminen, eli sillan rakennuskustannus kaksinkertaisena. Arvo voidaan määrittellä myös käsin kohdassa 1.5.

Toisen skenaarion seuraukset [e]

$$S_{c2.br} = \begin{cases} V_{br.damage} & \text{if } V_{br.damage} \neq 0 \\ 0.5 \max(V_{br}, I_{br} h_{br} V_{br.sq}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$S_{c2.br} = 9.6 \times 10^5$$

Huom! Oletetaan, että törmäyksessä, jossa silta ei sorru, siihen tulee vaurioita, jotka vastaavat 50 % koko sillan arvosta. Subjekttiivinen arvio! Voidaan korvata kohdassa 1.5.

Skenaariokohtaiset seuraukset sillan käyttäjille*Huom! Skenaario 2 ei aiheuta seurauksia***Seuraukset ajoneuvoliikenteelle (kuolemantapausten määrä)**

Ajoneuvojen määrä sillalla

$$n_{\text{top}} = \frac{3.6r_{\text{br}}}{v_{\text{br}}86400} l_{\text{br}} = 3.75$$

Huom! Lasketaan, kuinka monta autoa sillalla on keskimäärin. Liikenteen tiheyden ja nopeuden avulla lasketaan välimatka, jota verrataan sitä sillan pituuteen.

Jarrutusmatka [m] $\mu_{\text{road}} = 0.6$ $g_r = 9.81$

$$l_{\text{brake}} = \frac{\left(\frac{v_{\text{max}}}{3.6}\right)^2}{2\mu_{\text{road}}g_r} = 167.8$$

Huom! Arvioidaan keskimääräistä jarrutusmatkaa kesällä ja talvella nopeuden (liike-energian) perusteella.

Suistuvien autojen määrä

$$n_{\text{brake}} = \frac{3.6r_{\text{br}}}{v_{\text{br}}86400} l_{\text{brake}} = 7.87$$

Huom! Oletetaan, että alle jarrutusmatkan etäisyydellä sillasta olevat autot suistuvat sortuneelle sillalle.

Ensimmäisen skenaarion aiheuttamat seuraukset

$$S_{\text{c1.user1}} = 2(n_{\text{top}} + n_{\text{brake}})$$

$$S_{\text{c1.user1}} = 23.23$$

Huom! Oletetaan, autossa on keskimäärin 2 matkustajaa, jotka molemmat menehtyvät auton suistuessa ja sillan romahtaessa. Etenkin pienillä nopeuksilla oletus voi olla liian konservatiivinen.

Seuraukset jalankulkijoille (kuolemantapausten määrä)

$$S_{\text{c1.user2}} = \begin{cases} \frac{1}{20} l_{\text{br}} & \text{if Jalankulku} = 1 \\ \frac{1}{200} l_{\text{br}} & \text{if Jalankulku} = 2 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$S_{\text{c1.user2}} = 0.4$$

Huom! Arvioidaan kävelijöiden määrää sillalla sillan käyttötasoon ja pituuteen perustuen. "Vilkas" 1 per 20 m, "Kohtalainen" 1 per 200 m, "Merkityksetön" 0. Arvoa syytä tarkistaa tapauskohtaisesti "Vilkkaila" ja "Kohtalaisilla" tapauksilla.

Ensimmäisen skenaarion seuraukset käyttäjille (kuolemantapausten määrä)

$$S_{\text{c1.user}} = S_{\text{c1.user1}} + S_{\text{c1.user2}}$$

$$S_{\text{c1.user}} = 23.63$$

Skenaariokohtaiset seuraukset sillan alla oleville tai kulkeville*Huom! Skenaario 2 ei aiheuta seurauksia*

$$S_{\text{c1.under}} = \begin{cases} \frac{1}{50} l_{\text{br}} & \text{if Sillanalus} = 1 \\ \frac{1}{200} l_{\text{br}} & \text{if Sillanalus} = 2 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$S_{\text{c1.under}} = 1.6$$

Huom! Arvioidaan, karkeasti sillan sortumisen vaikutusta sillan alla oleskeleville tai kulkeville ihmisille. Suositetaan arvon tarkistamista tapauksissa, joissa arvolla on merkitystä.

Skenaariokohtaiset seuraukset liikkuvalle kalustolle

Vaurioituneiden vaunujen määrä skenaariossa 1

$$n_{\text{car1}} = \begin{cases} n_{\text{car}} & \text{if } n_{\text{car}} \neq 0 \\ 0 & \text{if } v_{\text{max}} \leq 35 \wedge n_{\text{car}} = 0 \\ 1 & \text{if } 35 < v_{\text{max}} \leq 60 \wedge n_{\text{car}} = 0 \\ 1 + \frac{3}{70}(v_{\text{max}} - 60) & \text{if } 60 < v_{\text{max}} \leq 200 \wedge n_{\text{car}} = 0 \\ 7 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$n_{\text{car1}} = 5.29$$

Vaurioituneiden vaunujen määrä skenaariossa 2

$$n_{\text{car2}} = \begin{cases} n_{\text{car}} & \text{if } n_{\text{car}} \neq 0 \\ 0 & \text{if } v_{\text{max}} \leq 35 \wedge n_{\text{car}} = 0 \\ 1 & \text{if } 35 < v_{\text{max}} \leq 60 \wedge n_{\text{car}} = 0 \\ 1 + \frac{3}{140}(v_{\text{max}} - 60) & \text{if } 60 < v_{\text{max}} \leq 200 \wedge n_{\text{car}} = 0 \\ 4 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$n_{\text{car2}} = 3.14$$

Huom! Arvioidaan vaurioituvien vaunujen määrää. Määrän voi määrittellä itse kohdassa 1.4. Alle 35 km/h nopeuksilla oletetaan, että pysäyttimet vastaanottavat törmäyskuorman. Alle 60 km/h törmäyksissä oletetaan, että vain törmäävä vaunu vaurioituu korjauskelvottomaksi. Käytetään maksimi vaunumääränä 7 vaunua. Tässä arvioidaan siltarakenteen aiheuttamaa lisävahinkoa verrattuna vain suistumiseen. Onnettomuustapauksiin ja vaunujen ominaisuuksiin perusutuva arvio.

Seuraukset skenaariossa 1 ja 2 [e]

$$S_{\text{c1.train}} = V_{\text{loco}} + V_{\text{car}}(n_{\text{car1}} - 1)$$

$$S_{\text{c1.train}} = 3.14 \times 10^6$$

$$S_{\text{c2.train}} = V_{\text{loco}} + V_{\text{car}}(n_{\text{car2}} - 1)$$

$$S_{\text{c2.train}} = 2.07 \times 10^6$$

Huom! Laskentapohjan arvio voidaan jättää huomioimatta asettamalla vaunun ja veturin arvoksi nolla. Laskelmissa on oletettu, että veturi vaurioituu ensimmäisenä.

Skenaariokohtaiset seuraukset raide liikenteelle

Seuraukset skenaariossa 1 [e]

$$S_{\text{c1.traf}} = \begin{cases} V_{\text{misc}} & \text{if } V_{\text{misc}} \neq 0 \\ 10^7 & \text{if Liikennekatko} = 1 \wedge V_{\text{misc}} = 0 \\ 10^5 & \text{if Liikennekatko} = 2 \wedge V_{\text{misc}} = 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Huom! Otetaan karkealla tasolla huomioon siltarakenteen aiheuttama lisäkustannus rataliikenteelle puhtaaseen suistumiseen verrattuna. Arvon voi määrittellä myös kohdassa 1.5.

$$S_{\text{c1.traf}} = 1 \times 10^7$$

Seuraukset skenaariossa 2 [e]

$$S_{\text{c2.traf}} = \begin{cases} V_{\text{misc}} & \text{if } V_{\text{misc}} \neq 0 \\ 10^6 & \text{if Liikennekatko} = 1 \wedge V_{\text{misc}} = 0 \\ 10^4 & \text{if Liikennekatko} = 2 \wedge V_{\text{misc}} = 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Huom! Otetaan karkealla tasolla huomioon siltarakenteen aiheuttama lisäkustannus rataliikenteelle puhtaaseen suistumiseen verrattuna. Arvon voi määrittellä myös kohdassa 1.5.

$$S_{\text{c2.traf}} = 1 \times 10^6$$

3.2 Seurausten koonti ja lajittelu

Skenaarioon 1 liittyvä kuolemantapausten määrä

$$S_{c1.death} = \begin{cases} n_{death} & \text{if } n_{death} \neq 0 \\ S_{c1.passenger} + S_{c1.user} + S_{c1.under} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$S_{c1.death} = 52.23$$

Skenaarioon 1 liittyvät materiaali ja muut vahingot [e]

$$S_{c1.damage} = S_{c1.br} + S_{c1.train} + S_{c1.traf}$$

$$S_{c1.damage} = 1.7 \times 10^7$$

Skenaarioon 2 liittyvä kuolemantapausten määrä

$$S_{c2.death} = \begin{cases} n_{death} & \text{if } n_{death} \neq 0 \\ S_{c2.passenger} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$S_{c2.death} = 10$$

Skenaarioon 2 liittyvät materiaali ja muut vahingot [e]

$$S_{c2.damage} = S_{c2.br} + S_{c2.train} + S_{c2.traf}$$

$$S_{c2.damage} = 4.03 \times 10^6$$

3.3 Skenaariokohtaiset riskit

Skenaariokohtaiset riskit määritellään kertomalla skenaarion todennäköisyys sille ennakoituilla seurauksilla. *Vertaa UIC Code 777-2 Kohta F.8*

Skenaarioon 1 liittyvä kuolemantapausten vuosittainen riski

$$D_{sc1.death} = P_{sc1} S_{c1.death}$$

$$D_{sc1.death} = 0.002$$

Skenaarioon 1 liittyvä materiaali ja muiden vahinkojen vuosittainen riski [e]

$$D_{sc1.damage} = P_{sc1} S_{c1.damage}$$

$$D_{sc1.damage} = 597.38$$

Skenaarioon 2 liittyvä kuolemantapausten vuosittainen riski

$$D_{sc2.death} = P_{sc2} S_{c2.death}$$

$$D_{sc2.death} = 1.88 \times 10^{-4}$$

Skenaarioon 2 liittyvä materiaali ja muiden vahinkojen vuosittainen riski [e]

$$D_{sc2.damage} = P_{sc2} S_{c2.damage}$$

$$D_{sc2.damage} = 75.8$$

3.4 Junan suistumisen aiheuttama vuosittainen kokonaisriski

Vuosittainen suistumisen aiheuttama kokonaisriski sillan läheisyydessä lasketaan summaamalla kaikkien skenaarioiden riskit. Kuolemantapauksille annetaan myös rahassa mitattava arvo, jotta saadaan laskettua kokonaisriski. *Vertaa UIC Code 777-2 Kohdat F.11 ja F.12*

Tässä voidaan käyttää kokonaisvarmuuskerrointa, jos halutaan painottaa riskin merkitystä tai on erityisen tärkeää välttää katastrofaaliset onnettomuustilanteet. Mitä suurempi kerroin, sitä suurempi varmuustaso saavutetaan, mutta samalla kustannus-hyötysuhde laskee.

Vuosittaiseksi kokonaisriskiksi saadaan [e]

$$R_{year} = \alpha_{proj} \left[V_{life} (D_{sc1.death} + D_{sc2.death}) + D_{sc1.damage} + D_{sc2.damage} \right]$$

$$R_{year} = 4559.68$$

4 SILLAN VUOSITTAINEN KUSTANNUS

Määritetään sillan alkuinvestoinnin vuosittainen kustannus käyttöiän, sillan rakennuskustannusten ja valitun korkokannan perusteella. Vertailemalla keskenään sillan vuosikustannusta ja kohdassa 3.4 laskettua kokonaisriskiä, voidaan arvioida suistumisen ehkäisemiseksi suoritettujen toimenpiteiden kustannus-hyötysuhdetta. Käytännössä tämä tarkoittaa "vuosittaisen riskin muutos / vuosittaisen kustannuksen muutos" -suhteen ratkaisua. Jos suhde on yli 1, niin toimenpide on taloudellisessa mielessä kannattava.

Vertaa UIC Code 777-2 Kohdat F.13 ja F.15

Tässä tarkastellaan vain kustannus-hyötynäkökulmaa. Jos hankkeessa on määritelty erikseen riskien hyväksymistasot, tulee ne ottaa huomioon ja verrata soveltuviin laskentapohjassa määritettyihin arvoihin. Esimerkiksi kohdassa 3.3 on esitetty laskentapohjan laskemat vuosittaisten kokonaisriskien arvot erikseen henkilövahingoille (kuolemantapauksen riski) ja materiaalivahingoille (euromääräinen riski)

Sillan alkuinvestoinnin arvo mahdolliset muutostoimenpidekustannukset sisältäen [e]

$$V_0 = \max(V_{br}, I_{br} h_{br} V_{br.sq}) + V_{mod} = 1.92 \times 10^6$$

Sillan suunnitellun käyttöiän perusteella laskettu vuosikustannus [e]

$$A_{cost} = \frac{V_0 (1 + P_{rate})^{N_{br}} P_{rate}}{\left[(1 + P_{rate})^{N_{br}} - 1 \right]}$$

$A_{cost} = 96735.63$

Riskin täydelliseksi poistamiseksi suoritettavan lisäinvestoinnin yläraja [e]

$$V_{mod.max} = \frac{R_{year} \left[1 - (1 + P_{rate})^{N_{br}} \right]}{(1 + P_{rate})^{N_{br}} \left[1 - (1 + P_{rate}) \right]}$$

Huom! Lisäinvestoinnin yläraja antaa lähtökohdan riskin vähentämiseksi suoritettavien toimenpiteiden tarkasteluun. Näin voidaan välittömästi poissulkea toimenpiteet, jotka aiheuttavat ylärajaa suuremman lisäkustannuksen ilman, että joudutaan tekemään jokaisesta tapauksesta riskinarviointi erikseen.

$$V_{mod.max} = 90500.05$$

Huom! Tapauskohtaisesti on määriteltävä riskin pienentämiseksi tehdyn toimenpiteen (suojakiskojen asennus, välitukien muuttaminen seinämäiseksi, törmäysevennän asentaminen tms.) kustannusvaikutus ja annettava se lähtötietona laskentapohjassa joko sillan kokonais- / neliöhintaan sisältyvänä tai erillisenä lisäkustannuksena.

